2. ULAŞIMDA YERALTI KAZILARI SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS OF THE 2TH SYMPOSIUM ON UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR TRANSPORTATION

15-17 Kasım / *November* 2007, İSTANBUL

Editörler/Editors
Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Cemal BALCI
Dr. A. Ekrem YÜCE

İTÜ
Maden Fakültesi
Dekanlığı

TMMOB
Maden Mühendisleri Odası
İstanbul Şubesi

İTÜ
Maden Fakültesi
Maden Mühendisliği Bölümü

ULAŞIMDA YERALTI KAZILARI 2. SEMPOZYUMU
BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS OF THE 2nd SYMPOSIUM ON UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR TRANSPORTATION

UYAK-2

ULAŞIMDA YERALTI KAZILARI 2. SEMPOZYUMU BİLDİRİLER KİTABI

PROCEEDINGS OF THE 2nd SYMPOSIUM ON UNDERGROUND EXCAVATIONS FOR TRANSPORTATION

İSTANBUL / 15-17 Kasım/November 2007

Editörler / Editors

Dr. Nuh BİLGİN
Dr. Hanifi ÇOPUR
Dr. Cemal BALCI
Dr. A. Ekrem YÜCE

TMMOB Maden Mühendisleri Odası – İstanbul Şube

MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI YÖNETİM KURULU

Başkan	: Mehmet TORUN
II. Başkan	: Berna Fatma VATAN
Sekreter	: Nahit ARI
Sayman	: Ahmet SARDAR
Üyeler	: Mehmet Ali HİNDİSTAN
	Cemalettin SAĞTEKİN
	Hüseyin Can DOĞAN

MADEN MÜHENDİSLERİ ODASI İSTANBUL ŞUBE YÖNETİM KURULU

Başkan	: A. Ekrem YÜCE
II. Başkan	: Melih ÇELİKKOL
Sekreter	: Tayfun MATER
Sayman	: Cumhur ARICAN
Üyeler	: Mesut ERKAN
	Baran EROĞLU
	Şevket KORUÇ

Sempozyum Düzenleme Kurulu / Organization Committee

Dr. Mahir VARDAR	İTÜ Maden Fakültesi Dekanı
Mehmet TORUN	Maden Mühendisleri Odası Başkanı
Dr.Gündüz ÖKTEN	İTÜ Maden Mühendisliği Bölümü Başkanı

Yürütme Kurulu / Executive Committee

Dr. Nuh BİLGİN	Başkan – İTÜ Maden Fakültesi
Dr. A.Ekrem YÜCE	Genel Sekreter – Maden M.O İst.Şb.
Tayfun MATER	Sayman – Maden M.O İst.Şb.
Mustafa AKGÜL	Anadoluray Ortaklığı
Dr.C.Okay AKSOY	Dokuz Eylül Üniversitesi
Dr. Cemal BALCI	İTÜ Maden Fakültesi
Melih ÇELİKKOL	Maden M.O İst.Şb.
Muammer ÇINAR	Anadoluray Ortaklığı
Dr. Hanifi ÇOPUR	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Selamet G. ERÇELEBİ	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Mustafa ERDOĞAN	İTÜ Maden Fakültesi
Dr. Hasan ERGİN	İTÜ Maden Fakültesi
Mesut ERKAN	Maden M.O İst. Şb.
Dr. Ali KAHRİMAN	İÜ Maden Müh. Bölümü Başkanı
Mustafa KARADEMİR	Karayolları Genel Müdürlüğü
Dr. Cengiz KUZU	İTÜ Maden Fakültesi
Mücahit NAMLI	İSKİ Genel Müdürlüğü
Dr. İbrahim OCAK	İETT Genel Müdürlüğü
Dr. Ümit ÖZER	Maden M.O İst. Şb.
Dr.Tülin SOLAK	Karayolları Genel Müdürlüğü
Oğuz SÖNMEZER	Maden M.O İst.Şb.
Dr.Hakan TUNÇDEMİR	İTÜ Maden Fakültesi
Beyhan YARAMAN	Karayolları Genel Müdürlüğü
Öner YILMAZ	Özgün Şirketler Grubu
Ali YÜKSEL	Anadoluray Ortaklığı

Danışma Kurulu / Advisory Board

Attila YALÇIN	Başkan - İş-Koray
Dr. Ergin ARIOĞLU	Maden M.O İst.Şb.
Musa AKPINAR	İETT Raylı Taşım Şb. Müd.
Melih ALGAN	Zemar Zemin Araş. A.Ş.
Dr. Ömer AYDAN	Tokai University
Ahmet Rufai BİLGİN	İSKİ
Mehmet ÇİLİNGİR	Yüksel Proje
Mithat DAYIOĞLU	MTM Makine A.Ş.
Nurettin DEMİR	Gama-Nurol
Dr. Yücel ERDEM	Yollar Türk Milli Komitesi
Yalçın EYİGÜN	İBB Raylı Sist.Müdürlüğü
A. Cüneyt GEREK	DSİ 14. Bölge Müdürü
Muzaffer HACIMUSTAFAOĞLU	İBB Ulş.Daire Başk, Genel Sek.Yrd
Mustafa HATİPOĞLU	İETT Genel Müdür Yard.
Ceylan KALAFAT	Tekfen Mühendislik
Ramih MUŞTU	Anadoluray, Proje Müdürü
Dr. Erkin NASUF	İTÜ Rektör Yardımcısı
Dr. Levent ÖZDEMİR	Colorado School of Mines
Dr. Haluk İ. ÖZMEN	DLH Bölge Müdürü
Mehmet ÖZTÜRK	İETT Genel Müdürü
Hikmet ÖZTÜRK	İETT Raylı Taşım D. Başk.
Dr.Daniele PEİLA	Torino Politeknik, İtalya
Dr. Tibor ROZGONYİ	Colorado School of Mines
Dr. Yosuke TAGUCHİ	Taisei, Marmaray
Esat TANSEV	Anadolu Metro Ortaklığı
Mesut PEKTAŞ	İBB Genel Sekreterliği
Kadir TELLİOĞLU	Penatrade A.Ş
Dr. Markus THEWES	Ruhr University, Bochum
Dr. Erhan TİMUR	Serbest Müşavir
Levent TUNA	Garanti-Koza-Alarko-Alsim
Sadri YAZGAN	Gülermak-Doğuş Ortaklığı
Orhan YENİGÜN	Yüksel Proje
Emre YEŞİLÇİÇEK	Altınok Mühendislik

Bilimsel Kurul / Scientific Committee

Dr. N.Ali AKÇİN
Dr. Hürriyet AKDAŞ
Dr. Okay AKSOY
Dr. Raşit ALTINDAĞ
Dr. Ergin ARIOĞLU
Dr. Aydın BİLGİN
Dr. Naci BÖLÜKBAŞI
Dr. Atilla CEYLANOĞLU
Dr. Vedat DİDARİ
Dr. İ.Göktay EDİZ
Dr. Kaan ERASLAN
Dr. Bülent ERDEM
Dr. Adem ERSOY
Dr. Hasan GERÇEK
Dr. Kemal GÖKAY
Dr. R.Mete GÖKTAN
Dr. Tevfik GÜYAGÜLER
Dr. O.Zeki HEKİMOĞLU
Dr. M. Ali HİNDİSTAN
Dr. Sair KAHRAMAN
Dr. Ali KAHRİMAN
Dr. Remzi KARAGÜZEL
Dr. Celal KARPUZ
Dr. Ayhan KESİMAL
Dr. Adnan KONUK
Dr. Halil KÖSE
Dr. Seyfi KULAKSIZ
Dr. Yılmaz MAHMUTOĞLU
Dr. Yadigar MÜFTÜOĞLU
Dr. Erkin NASUF
Dr. Turgay ONARGAN
Dr. A.Hakan ONUR
Dr. Saim SARAÇ
Dr. Cem ŞENSÖĞÜT
Dr. Ahmet ŞENTÜRK
Dr. M. Gürel ŞENYUR
Dr. Ferhan ŞİMŞİR
Dr. Erhan TERCAN
Dr. Hakan TUNÇDEMİR
Dr. Levent TUTLUOĞLU
Dr. Bülent TÜTMEZ
Dr. Reşat ULUSAY
Dr. Tuğrul ÜNLÜ
Dr. Bahtiyar ÜNVER
Dr. Ercüment YALÇIN
Dr. Tolga YALÇIN
Dr. Ergül YAŞAR
Dr. Vural YAVUZ

DESTEK VEREN KURUM VE KURULUŞLAR / SUPPORTING INSTITUTIONS & COMPANIES

İTÜ Rektörlüğü
İnşaat Müh. O İst. Şb.
Jeoloji Müh. O İst.Şb.
Jeofizik Müh. O İst.Şb.
Makina Müh. O İst.Şb.
İBB
İETT
KGM
DSİ
İSKİ
TKİ
TTK
DLH
Herrenknecht AG
Lovat
BASF-YKS
Kutlutaş LTD Şti.
Yüksel Proje
Anadoluray
Gülermak
Anadolu Metro Ortaklığı
NTF
Garanti-Koza-Alsim-Alarko
Cengiz İnşaat (Eğer öğle yemeği verirse, bugün belli olacak)
Dedeman Madencilik
Bozoğlu İnşaat
Zemar Zemin Araştırma Müh. ve Teknik Müş.
Ataç İnşaat
Erkom
Özgün Şirketler Grubu

S U N U Ş

Günümüzde modern kentler ve metropollerde en önemli yerel sorunların başında kent içi ulaşım ve çeşitli amaçlarla kullanılan yeraltı yapıları gelmektedir. Bu tür yapıların planlanması ve uygulamaları gerek mühendislik ve gerekse çevresel açıdan önem taşımaktadır. Yeraltı yapılarının hazırlığı, Maden Mühendisliği disiplininin de içinde olduğu diğer meslek alanlarının ortak çalışma konuları kapsamında gerçekleştirilmektedir. Artan nüfusları ile hızla büyüyen kentlerin bu konudaki alt yapı gereksinimlerinde uygulamaya alınan projeler ile önemli bilimsel ve teknik birikimlerin yoğunlaştığı konuları kapsayan bir sempozyumun gerçekleştirilmesi de ayrı bir önem taşımaktadır.

Ulaşımda Yer altı Yapıları Sempozyumu'nun ikincisi, konuyla doğrudan ilgili meslek odalarımız, üniversitelerimiz, kamu ve özel kuruluşlarımız ve yerel yönetim unsurlarının destekleriyle 15 - 17 Kasım 2007'de İstanbul'da gerçekleştirilmektedir. Yukarıdaki değerlendirmeler ışığında, bu sempozyumda sunulacak bildiriler ile sektördeki gelişmeler ve sorunların çözümüne ilişkin somut proje ve uygulama yaklaşımları yine ilgili sektör bileşenleri ile paylaşılacaktır. Bu amaçla sempozyumu destekleyen kurum ve kuruluşlarımıza, bildiri sunarak katkı koyanlara ve organizasyonun gerçekleşmesinde her kademede görev üstlenerek emek verenlere Odamız ve Şube Yönetim Kurulu olarak samimi teşekkürlerimizi sunarız.

Saygılarla.

Maden Mühendisleri Odası
İstanbul Şubesi Yönetim Kurulu

Kasım 2007 / İstanbul

Ö N S Ö Z

Türkiye'deki tünel açma projeleri, son yıllarda inanılamayacak hızda gelişme göstermiştir. Avrupa'da gelecek on yılda 100 Milyar Euro'luk bir yatırımın yeraltı yapılarının inşaatına ayrılacağı öngörülmektedir. Hızlı ve emniyetli kazı için mekanize sistemler kaçınılmaz olmaktadır. Yerleşim yerlerinde zorunlu durumların dışında patlayıcı madde kullanımına izin verilmemesi mekanize kazıyı zorunlu kılmaktadır. Yeraltı yapılarının özellikle tünellerin kazısı, havalandırması, pasa nakli ve tahkimatı gibi işleri birçok yönden yeraltı madencilik faaliyetleri ile örtüşmektedir ve tünel proje ve uygulamalarında maden mühendislerinin yer alması da gün geçtikçe artmaktadır. Bugün birçok projede madenciler yüklenici olarak çalışmaktadırlar. Bunun yanında birçok inşaat firması ise madenciliğe soyunmuştur. Bugün Küre, Seydişehir gibi bazı yerlerde maden çıkarma işini inşaat şirketleri yapmaktadır. Türk Madencilik Sektörü'ne ilk dikey bandı bir inşaat şirketi getirmiştir. Bu girift etkileşimin ana nedeni yüksek kapasiteli iş makinelerinin ve mekanize sistemlerin her iki sektörde de uygulanabilir olmasıdır. Park Enerji'nin Çayırhan İşletmelerinde mekanizasyona gitmesi sayesinde gösterdiği başarı buna tipik bir örnektir.

Mekanize kazı, ilk yatırıma ayrılacak finans miktarına, zemin veya kaya kütlesi özelliklerine göre darbeli kazıcılar, kollu makineler veya TBM yani tam cepheli makinelerle olmaktadır. 2008 yılında İstanbul'da 17 adet TBM (tam cepheli tünel açma makinesi) kullanılması planlanmıştır. Bunun yanında kısa tünellerde klasik yöntemlerin uygulanması, çok sert formasyonlarda ise patlayıcı madde kullanımı kaçınılmaz olmaktadır. Yoğun yerleşim yerlerinin altından geçerken oluşan deformasyonlar ise çözüm isteyen birçok karmaşık problemi gündeme getirmektedir. Bu çerçevede özellikle uygulamacıların deneyimlerini paylaşacağı, disiplinler arası toplantıların kısa aralıklarla yapılması yeraltı yapılarının inşaatı ile ilgili sektörlere büyük faydalar getireceği düşüncesindeyiz. Ulaşımda Yeraltı Kazıları İkinci Sempozyumu yukarıdaki görüşler çerçevesinde düzenlenmiştir. Sempozyumda 65 yerli ve yabancı bildiri sunulacak ve teknik gezilerle konudaki gelişmelerin yerinde görülmesi sağlanacaktır. Sempozyumun, ilgili sektördeki birikimlerin akademik bir ortamda tartışılması ve bilgi aktarımına vesile olacağı inancıyla tüm ilgililere hayırlı olmasını diliyorum.

Prof.Dr. Nuh BİLGİN
Sempozyum Yürütme Kurulu Başkanı

Kasım 2007 / İstanbul

SUNUŞ **ix**
ÖNSÖZ **xi**

İÇİNDEKİLER / CONTENTS **xiii**

Mühendislik Jeolojisi, Zemin ve Kaya Mekaniği Yönünden Yeraltı Kazılarının Tartışılması 1
Discussion of the Underground Excavations in Terms of Engineering Geological, Soil and Rock Mechanical Aspects
M. Vardar & N. Bilgin

ITA-Committee on Operational Safety of Underground Facilities – COSUF and latest Development of Fire Safety Concepts in Road Tunnels 7
ITA- Yeraltı Hizmetlerinde Emniyet İşleri ile İlgili Komite Raporu – COSUF ve Karayolu Tünellerinde Alınacak Emniyet Tedbirleri ile İlgili Son Gelişmeler
A. Haack

Big Challenges in Turkey for Mechanized Tunneling 17
Türkiye'de Zor Şartlarda Mekanize Tünel Açmadaki Gelişmeler
U. Rehm

TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines 25
EPB ve Slurry Tip TBM'lerin Seçim ve Tasarım İlkeleri
R. P. Lovat

EPB Tunnelling – Chances and Limits 31
EPB Tünel Açma Tekniği – Şanslar ve Sınırlar
L. Langmaack & S. Seven

Laboratory Research on Cohesionless Soil Conditioning for EPB Applications 39
EPB Uygulamalarında Akıcı Zeminin Şartlandırılmasını Belirlemek İçin Yapılan Laboratuar Deneyleri
C. Oggeri, D. Peila, L. Borio & S. Pelizza

Shield Tunnelling Technology to Mitigate Geotechnical Risks 49
Geoteknik Riskleri Azaltmak Amacıyla Kullanılan Kalkanlı Tünel Teknolojileri
M. Thewes

Tam Cepheli Tünel Açma Makineleri'nin (TBM) Tarihsel Değerlendirmesi 57
Historical Evaluation of Full Face Tunnel Boring Machines (TBMs)
S. Kahraman

Kadıköy–Kartal Metro Tünellerinde Kullanılacak Tünel Açma Makinelerinin (TBM) Bazı Tasarım Parametrelerinin Kesme Deneyleri ile Belirlenmesi ve Performans Tahmini 63
The Determination of Some Design Parameters and Performance Prediction of Tunnel Boring Machines (TBM) Based on Rock Cutting Test in Kadıköy-Kartal Metro Tunnels
N. Bilgin, H. Çopur, C. Balcı, D. Tumaç, M. Akgül, A. Yüksel & A. Kahriman

Kozyatağı-Kadıköy Metro Tünelleri için Seçilen TBM'in İmali, Taşınması ve Montajı 73
Construction, Transport and Assembly of a TBM selected for Kozyatağ-Kadıköy Metro Tunnels
M. Akgül & Ö. Yurtaydın

Zor Zemin Şartlarında Beykoz – Kavacık Atıksu Tünellerinde TBM Uygulaması 83
The Use of a TBM in Difficult Ground Conditions in Beykoz – Kavacık Sewerage Tunnel
Z. Güçlücan, S. Meriç, C. Gürsoy, M. Algan, N. Bilgin, C. Balcı & D. Tumaç

Jeoteknik Koşulların Tünel Delme Makinesi (TBM) Performansına Etkisi - Örnek Çalışma: Ermenek Barajı ve HES (Karaman) 93
The Effect of the Geotechnical Condition on Performance of Tunnel Boring Machines (TBM) - Case Study: Ermenek Dam and HEPP(Karaman)
A. Koçbay

Büyük İstanbul İçme Suyu, İkinci Merhale Projesi, Melen Sistemi Boğaziçi Tünel İnşaatı 101
Istanbul Drinking Water 2nd Phase Project, Melen System Bosphorus Tunnel Construction
A. Pavlenko, E. Çadırcı & S. Dağlıoğlu

Ambarlı Atıksu Tünel'inde EPB-TBM Uygulaması 105
The Use of an EPB Machine in Ambarlı Sewerage Tunnel
E. Bilgili, M. Ayyıldız & O. Turp

Assessment of Ground Squeezing and TBM Jamming Potential in Nosoud Water Transfer Tunnel 111
İran'da Nosoud Su Tünelinde TBM Sıkışmasının Değerlendirilmesi
K. Shahriar, J. K. Hamidi & H. Bejari

Fuzzy Set Theory for Selection of Tunneling Technique Using Rock Mass Excavability (RME) Indicator 121
Kayaç Kütlesi Kazılabilirlik İndeksini Kullanarak, Bulanık Kümeler Yönteminin Tünel Açma Tekniklerinin Seçiminde Uygulanması
J. K. Hamidi, K. Shahriar, B. Rezai

Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı Mikrotünel Kazıları 129
Microtunnelling Excavations for Installation of Pipelines between Baltalimanı and Sarıyer
H. Çopur, M. Engin, N. Omaç, C. Balcı & D. Tumaç

Mikrotünel Açma Maliyet Analizleri 139
Analyses of Microtunnelling Costs
H. Çopur, A. B. Akkaya, A. T. Aktan, H. Erciyes

Alternatif Bir Kazısız Teknoloji Yöntemi Olarak Boru İtme Yöntemi ve İstanbul'da Bazı Uygulamalar 149
Pipe-Jacking Method as an Alternative Method of Trenchless Technology and Some Applications in İstanbul
M. Namlı, D. Çetin

Consideration of Punch Penetration Index to Account for Rock Toughness in the CSM Performance Predictor Model for Hard Rock TBMs 155
Sert Kaya TBM'lerin Seçiminde Uygulanan Uç Batırma Deneyi ve Bunun CSM Performans Tahmin Yönteminde Kullanılması
M. Cigla & L. Ozdemir

Tünel Açma Makinalarının Performans Analizinde Kullanılan Delme Oranı İndeksinin (DRI) Tahmini 169
Prediction of Drilling Rate Index (DRI) Using Performance Analysis Of Tunnel Boring Machines
O. Yaralı & E. Soyer

Elektriksel Anizotropi: Jeofizik Modellemesi ve Arazi Ölçümleri ile Araştırılması, Kayaç Kazılabilirliği için İpuçları 181
Electrical Anisotropy: Geophysical Modeling and Investigation by Field Measurements, Indications for Cuttability of Rock
İ. Çağlar, V. Shevnin, Ü. Avşar

Mont Cenis Tunnel Modification Project – Lowering of Tunnel Invert with SANDVIK Tunnel Miner MT620 191
Mont Cenis Tüneli'nin Rehabilitasyonu, Sandvik MT620 Roadheader'ın Kullanımı
U. Restner & J. Pichler

Kadıköy-Kartal Metro Tünellerinde Kullanılan Roadheader'ın Kazı Performansı ve Keski Tüketiminin Araştırılması 199
Investigation into Roadheader Excavation Performance and Pick Consumption used in Kadköy-Kartal Metro Tunnels
İ. Ocak, Y. Eyigün, M. Çınar & T. Nahya

Roadheader Applications for Underground Excavations 207
Yeraltı Kazılarında Kollu Kazı Makinelerinin Kullanımı
O. Z. Hekimoglu

Hidrolik Kırıcıların Performans Tahmini ve Seçim Kriterleri 215
Selection Criteria and Performance Prediction of Hydraulic Hammers
H. Tunçdemir

Kent Ulaşımında Metronun Yeri ve Önemi - İstanbul Örneği 227
Place and Importance of Subway in Urban Transportation - İstanbul Example -
Ş. Eskikaya

Dünya'da ve Türkiye'de Ulaşım Amaçlı 237
Yeraltı Mühendislik Yapıları - Tarihsel Bir Bakış
Underground Engineering Structures of the World and Turkey for Transportation Purposes – A Historical Look
M. D. Köksal

Marmaray Projesi, Demiryolu Boğaz Geçişi, Tüneller ve İstasyonlar İnşaatı – Sözleşme BC1 249
Marmaray Project, Railway Bosphorus Tube Crossing, Tunnels and Stations – Contract BC1
N. Şennazlı, O. Şimşek, S. Biberoğlu & Ö. Olgunöz

Excavation and Its Behavior of Extra Large Tunnel In Urban Area 261
Şehir İçinde Çok Geniş Kesitli Tünelin Kazısı ve Davranışı
G. Akay, Y. Taguchi & Y. Shimizu

The Response of Tunnels in Liquefiable Ground during Earthquakes with Special Emphasis on Bosphorus Immersed Tunnel 273
Sıvılaşabilen Zeminlerde Açılan Tünellerin Deprem Sırasında Davranışı ve Boğaz Batırma Tip Tüp Geçit İçin Önemi
Ö. Aydan

Bolu Tüneli Detaylı Sismik Analizleri 283
Detailed Seismic Analyses for Bolu Tunnel
T. Solak, E. Akış & M. Russo

Düzce Depremi Sonrasında Bolu Tüneli'nde Meydana Gelen Göçüğün Statik ve Dinamik Olarak Değerlendirilmesi 291
Static and Dynamic Evaluation of the Bolu tunnel Collapse Due to the Düzce Earthquake
E. B. Aygar, B. Ünver & O. Şimşek

İzmir Metrosu II. Aşama İnşaatı Projesi Kapsamında Kazı ve Desteklemesi Yapılmış Olan Tünellerin ve Aynaların Bekleme Süresince Duraylılığının Takibi ve Korunmasına Yönelik Alınan Önlemler 303
The Measurements and Monitoring of Excavated and Supported Tunnel and Faces of IInd Stage of Izmir Metro Project During the Non-Working time
M. Eriş, Y. Yıldız, H. E. Gözden & L. Nuray

Büyük Ölçekli Bir Yeraltı Açıklığının Statik ve Dinamik Duraylığı 317
Static and Dynamic Stability of A Large Underground Opening
M. Geniş & Ö. Aydan

İzmir Metro 2. Aşama İnşaatı Tanımı 327
The Definition of 2nd Stage of İzmir Metro Construction
H. Aydın & C. O. Aksoy

İzmir Metrosu 2. Aşama İnşaatı İstasyon Tüneli Kazılarının 3 Boyutlu Sayısal Modelleme Yöntemi İle Değerlendirilmesi 335
Evaluation of Station Tunnel Excavations of 2nd Stage of İzmir Metro with 3 Dimensional Numerical Modeling
C. O. Aksoy, T. Onargan

İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 3. Aşama İnşaatı Kazısının Güvenlik Açısından Sayısal Modelleme ile Değerlendirilmesi 343
Evaluation of 3rd Stage of Izmir Railway System with the Numerical Modelling and Geographical Information System Regarding to Excavation Safety
Ş. Songür, S. Altun & C. O. Aksoy

İzmir-Karşıyaka Tüneli ve İstasyonları İnşaatı İksa Destek Sistemi Uygulaması 353
Strut application to the Support System of Tunnel Construction in İzmir-Karşıyaka
H. Bar, S. Altun & C. O. Aksoy

"CABLETEC LC" ile Finlandiya'daki Kemi Krom Ocağında Kablo Cıvatalama Deneyimleri 359
Cable Bolting Experiences with "CABLETEC LC" in Kemi Chrome Mines, Finland
P. Ericsson

Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Projesinde Tünel Yapım Çalışmaları 367
Tunnel Excavation Works in Taksim-Kabataş Funicular System Project
A. Yüksel & E. Arıoğlu

Bir Vaka Analizi: Heyelan Riski Olan Alanda Tünel İnşaatı 375
A Case Study: Tunnel Construction at an Area with Landslide Risk
Z. Etkesen, M. Vardar, H. Karaoğlan, A. Sasın, S. Kiziroğlu & Y. Ergintav

Cezayir Demiryolları Tizi-Ouzou T3 Tünelinde Yaşanan Sorunlar ve Uygulanan Çözüm Teknikleri 379
Problems and Solution Techniques Applied in the Tizi-Ouzou T3 tunnel of Algerian Railways
Ö. Yılmaz, H. Murat & D. Demirok

Pipe Umbrella Support Systems and Installation Methods 395
Boru Şemsiye Tahkimat Sistemleri
G. M. Volkmann, E. A. Button & W. Schubert

İstanbul Metrosu Tünellerinde Umbrella Arch (Şemsiye Kemer) Yöntemi ile Yüzey Deformasyonlarının Kontrolü 403
Control of Surface Settlement with Umbrella Arch Method in Istanbul Metro Tunnels
K. Möröy, M. Hızel & S. Küman

Dalaman-Göcek Karayolu Tünelinde Boru Kemer Yöntemi Uygulamaları ve Sonuçları 415
Applications and Results of Umbrella Arch Method in Dalaman-Göcek Highway Tunnel
H. Denek, Y. Özçelik

Production of Innovative Ultra-fine Cements for Tunnel Construction 423
Tünel İnşası İçin Çok İnce Boyutlu Yeni Tip Çimento Üretimi
H. Ergin & C. Göçer

Kadıköy-Kartal Metrosu İbrahimağa İstasyonu'nda Jetgrout ile İyileştirme Çalışmaları 431
Jetgrout Improvement Works at İbrahimağa Station of Kadıköy-Kartal Metro Project
A. Yüksel, Ö. Yeşilçimen & M. Çavuşoğlu

EPB-TBM ile Kazılan Otogar-Başakşehir Arası İstanbul Metro Tünelleri için Yeryüzü Oturmalarının Tahmini 443
Prediction of Surface Settlements for İstanbul Metro Tunnels between Otogar and Bağcılar Excavated by EPB-TBMs
H. Çopur, S. G. Erçelebi & İ. Ocak

Kadıkoy Kartal Metro İnşaatı NATM Tünel Kazılarında Deformasyon Ölçmeleri ve Veri Yönetimi Çalışmaları 455
Kadıkoy Kartal Metro Construction NATM Tunnel Excavation Deformation Measurement and Data Management
Y. Ademoğlu, A. Akal & A. Yüksel

Kadıköy-Kartal Metro Projesi Kadıköy Meydanı Tarihi Yapıları Deformasyon Kontrol Çalışmaları 467
Kadıköy-Kartal Metro Project Deformation Control Works on Kadıköy Square Historical Buildings
S. Çetin, Ö. Yeşilçimen & A.Yüksel

Tünel Çapı ve Örtü Kalınlığının Yüzey Oturmalarına Etkisinin Fiziksel Modelde Gölge Analizleri Yardımıyla İncelenmesi 477
Surface Settlement Concept in Tunnels – Observations on Simple Physical Analogous Models
M. D. Köksal

Metro Tünellerinde GSI ve RMR Değerleri ile Tasman Arasındaki İlişkinin Araştırılması 487
Search of Relationship between GSI and RMR Values and Surface Settlement in Metro Tunnel
İ. Ocak, O. Özkısa, M. Kartal & M. Çilingir

Bir Karayolu Tüneli İnşaatında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin Ölçümü ve Analizi 499
The Measurement and Analysis of Blast-Induced Ground Vibrations at the Excavation of a Transportation Tunnel
Ü. Özer, A. Karadoğan, A. Kahriman, A. K. Erol & M. Yurttaş

Geotechnical Monitoring of a Tunnel in the Kiscelli Clay in Budapest 509
Budapeşte'de Kiscelli Kilinde Geoteknik Ölçümler
E. Kálmán

Tünel Patlatmalarında Risk Analizi 517
Risk Analysis in Tunnel Blasting
E. Alan, S. Başkan & İ. Sefer

Specific Safety Consideration in Railway Tunnels 531
Raylı Taşımacılık Tünellerinde Emniyet
M. Cigla, T. G. Rozgonyi & Y. Akbarzadeh

Taksim Yenikapı Arası Metro İnşaatı Çalışmalarında İş Kazası İstatistikleri ve Nedenleri 541
Statistical Evaluation of the Accidents and Environmental Conditions between Taksim and Yenikapı Metro Tunnels
M. Yeniçeri

Tünel Güzergahındaki Akaryakıt İstasyonundan Zemine Benzin Sızıntısı Yaşanması ve Tünelde Akaryakıt Buharı Tehlikesi İle İlgili Emniyet Tedbirleri 549
Safety Precautions Related to Hazard of Liquid Fuel Vapour Forming From Leakage Petroleum Products in Tunnels
F. Yıldırım, S. Karahöyük & L. Tuna

Maslak BP İstasyonu'ndan Sızan Petrol Ürünlerinin Tünel Havası Üzerindeki Etkileri 555
The Effects of Leakage Petroleum Products from BP Maslak Station on Tunnel Air Quality
A. Fişne & G. Ökten

Ulaşımda Yeraltı Kazılarında Alınacak İş Sağlığı ve Güvenliği Önlemlerine İlişkin Yasal Süreç ve Uygulama Önerileri 565
Legal Procedure Concerning Work Health and Safety in Underground Excavations and Application Suggestions
A. Ertürk, T. Onargan, C. O. Aksoy, M. Kun & K. Küçük

Kadıköy-Kartal Metrosu Tünel Güzergahında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin İncelenmesi 571
The Analysis of Ground Vibrations Induced by Blasting on Istanbul Kadıköy-Kartal Subway Tunnel Route
A. Kahriman, Ü. Özer, D. Adıgüzel, A. Karadoğan, M. Aksoy, R. Muştu, E. Dinçel, E. Alan & İ. Sefer

Ayazağa Tünellerinde Delme-Patlatma Çalışmaları ve Bunlardan Kaynaklanan Sarsıntıların İncelenmesi 583
The Investigation of the Drilling-Blasting Applications and The Blast Induced Vibrations in Ayazaga Tunnels
E. Güçlü, C. Kuzu, N. Yavuz & B. Beker

Şehir İçi NATM Uygulamaları 591
NATM Tunnelling in Urban Areas
H. Türedi

Yazar Dizini / *Author Index* 603

Mühendislik Jeolojisi, Zemin ve Kaya Mekaniği Yönünden Yeraltı Kazılarının Tartışılması

Discussion of the Underground Excavations in Terms of Engineering Geological, Soil and Rock Mechanical Aspects

Mahir Vardar

İstanbul Teknik Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 34469, Maslak-İstanbul-Türkiye

Nuh Bilgin

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, 34469, Maslak-İstanbul-Türkiye

1 YERALTI KAZILARINA GENEL BİR BAKIŞ

Kazı insan marifetiyle doğal ortamların üretim ya da mekân kazanmak için bilinçli olarak şekillendirilmesi için yapılan çalışmalardır. Bu tanımda bir tarafta koşul ve davranışlarıyla duran ve direnen bir ortam, öte yanda da onu zorlayan bilgi, beceri, deneyim ve teknik donanımlı insan vardır. Dolayısıyla kazı mühendisi bu koşul ve davranışları anlayarak içinde çalışacağı ortamı en uygun biçimde yenmeyi, kırmayı, sökmeyi, koparmayı, kesmeyi, parçalamayı, patlatmayı, dağıtmayı, fakat aynı zamanda oluşturduğu bu kazı malzemesini yüklemeyi, taşımayı ve uzaklaştırmayı bilmek zorundadır. Ama daha da önemlisi bu yeni durumdaki geçici ve kalıcı duraylığı sağlamakla da yükümlüdür.

Bunun açılmış ifadesi

- ◊ Mühendislik jeolojisinin,
- ◊ Geomekanik davranışlarının ve
- ◊ Geoteknik etkileşimlerinin

bilinmediği bir ortamda güvenli, verimli ve nitelikli bir kazının yapılamayacağıdır.

Benzer şekilde,

- ◊ Kazıcı-delici makineleri, donanımları, araç ve gereçleri
- ◊ Kazı-delme-patlatma işlemleri ve yöntemleri,
- ◊ Destekleme, sağlamlaştırma ve iyileştirme
- ◊ Havalandırma, nakliye ve drenaj işleri ile
- ◊ Kazı yönetimi bilgisinin ve yetişmişliğinin olması

da bir o kadar gereklidir.

Şu halde kazı başarısı için denklemler kurulacak olsa, bunlar:

Kazı tekniği ve teknolojisi > Kazılan ortam nitelikleri ve koşulları

ya da

Kazı başarısı = Kazı tekniği ve teknolojisi / Kazılan ortam nitelikleri ve koşulları >1

şeklinde olmalıdır.

Mühendislik jeolojisinde ortamların teknik girişimlere karşı gösterdikleri davranış özellikleri "teknolojik özellik" olarak adlandırılmaktadır. Kayaçların kazılabilirlik, delinebilirlik, patlatılabilirlik, kesilebilirlik, işlenebilirlik, parlatılabilirlik, aşınma özellikleri bu bağlamda onların önceden tanımlanmış teknik ve teknolojilere göre uygunluğunu derecelendirmiş olmaktadır.

Kazı işlemleri sırasında da seçilen ya da uygulanan teknik ve teknoloji, ister elle (manüel), ister araçlı (makineli) ve ister patlatmalı olsun, ortamı bir arada tutan

bağlayıcı kuvvetleri yenmek, dokuyu parçalamak ve parçacıkları ötelemek zorundadır. Böylece fiziksel anlamda belirli bir kayaç kütlesini hareket ettirmek için bir "iş" yapılmış, "enerji" harcanmıştır. Bu iş belirli bir sürede gerçekleştirilebilmiş, "güç" kullanılmıştır. Bu güç belirli bir kazı miktarı için harcanmış, belirli bir "verim" alınmıştır. Bu sırada kullanılan araçlar eskimiş (aşınmış, yıpranmış) ve patlayıcılarda olduğu gibi malzeme tüketilmiştir. İnsan zaman harcamış, para kullanılmıştır, "maliyet" oluşmuştur. Sonuçta kazılabilirlik, kayacın en az enerji ile en kısa zamanda, en verimli ve en ucuza yerinden koparılabilmesi anlamına gelmiş olmaktadır. Ancak ucuzluk ücret, öteki yan giderler, parasal kaynak maliyeti ve yıpranma payı gibi pek çok etmene bağlı olduğundan burada ucuzluk dışındaki değerleri ve ölçütleri oluşturan etmenlere geçelim.

Kayaçların kökensel - maddesel (substans) özellik ve nitelikleri:

Mineral ve kristal türü (sertlik, Mohs sertliği vbg.),
Petrografik yapı ve doku (Bileşim, dane-kristal dizilimi, büyüklüğü vbg.),
Yoğunluğu, gözenekliliği, su içeriği,
Ayrışma, bozunma durumu.

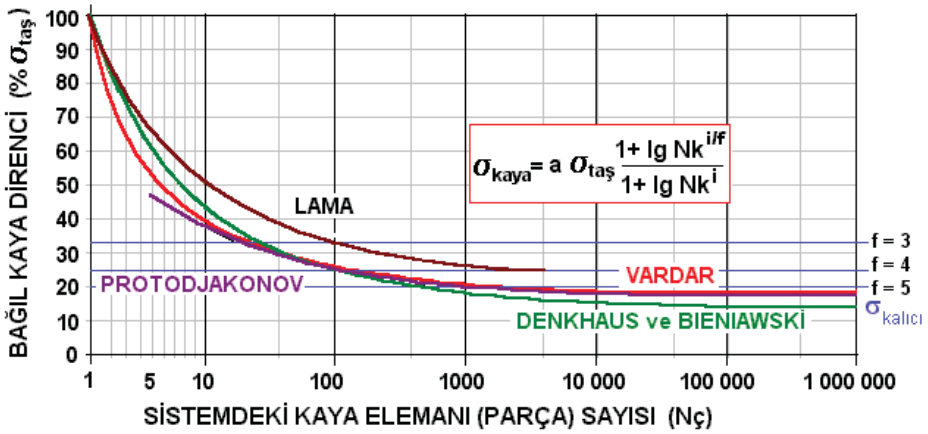
Kayaçların süreksiz ortam özellik ve nitelikleri:

Kayaçların göre kütlesel davranışı **süreksizlik türleri**ne, **biçimleri**ne veya **süreksizlik aralıkları**na (s), **sıklık**larına (k_{Stini}), **ayrılma dereceleri**ne ($\kappa_{Müller}$), **ayrışma durumları**na, ya da sondajlarda alınabilen **karot yüzdeleri**ne (TCR, SCR, CR) ve bunların **büyüklük oranları**na (RQD) göre değişmektedir. Bu durum kaya mekaniğinin yeni ve farklı bir bilim dalı olarak ortaya çıkması ve gelişmesinin en başta gelen nedeni olmuştur.

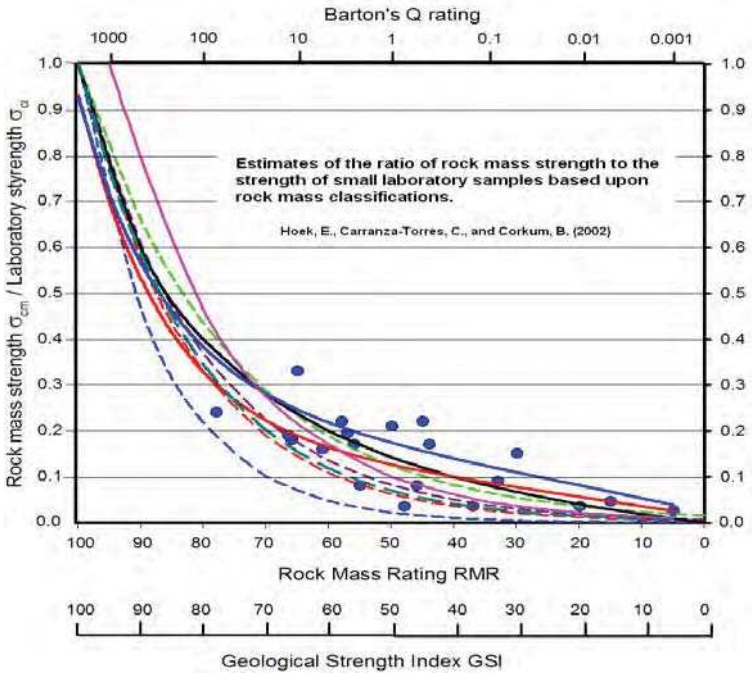
Değişik büyüklük ve açıklıklarda gerçekleştirilen kazı işlerinin etkileşim alanı da farklı büyüklüklerde olmaktadır. Mühendislik jeolojisi ve kaya mekaniği terminolojisinde sistem büyüklüğü olarak adlandırılan bu çevresel etkileşim bölgesinin büyüklüğüne göre, yukarıda tanımlanmış olan aynı ortam ve koşullara ait değişmeyen jeolojik parametrelerin, farklı jeomekanik davranışlar oluşturması da ancak son zamanlarda anlaşılabilmiştir. Bunda sürekli ortam (kontinuum) mekaniğine dayalı öğretilerin, süreksiz ortamı (diskontinuum) anlamayı engelleyecek kadar kolaylıkçı ve baskın olmasının payı büyüktür. Çatlaklı ve kırıklı kayanın arazi koşullarındaki (in situ) dayanımının belirlenmesine yönelik olarak başlatılan arazi ve laboratuar araştırmaları, kayanın "***sistem büyüklüğü***", ya da "***ölçek etkisi***"ne bağlı olarak farklı dayanım parametreleri alabileceğini göstermiştir. Mevcut proje deneyimleri ile de uyum içindeki bu sonuçlara ilişkin ilk bağıntı, çok sayıdaki model deney ve arazi çalışmalarına dayalı olarak geliştirilmiştir (Şekil 1, Vardar 1977). Daha sonra sistem büyüklüğü anlayışı ve kayaçların bu kütlesel davranışı Hoek tarafından yaygınlaştırılmıştır (Şekil 2, 2002).

Şekil 3'de süreksizliklerin sınırladığı kayaç parçalarının (birim kaya elemanlarının) boyutlarını, biçimlerini sistem büyüklüğü içinde tanımlayan bu daha yeni yaklaşımların ilk örneklemesi gösterilmiştir. Burada aynı ortamın kazı açıklığının büyüklüğüne göre monolitten milonite kadar değişen tek parçalı-az parçalı-çok parçalı ortamlara dönüşebilmesi buna örnektir (Vardar, 1989).

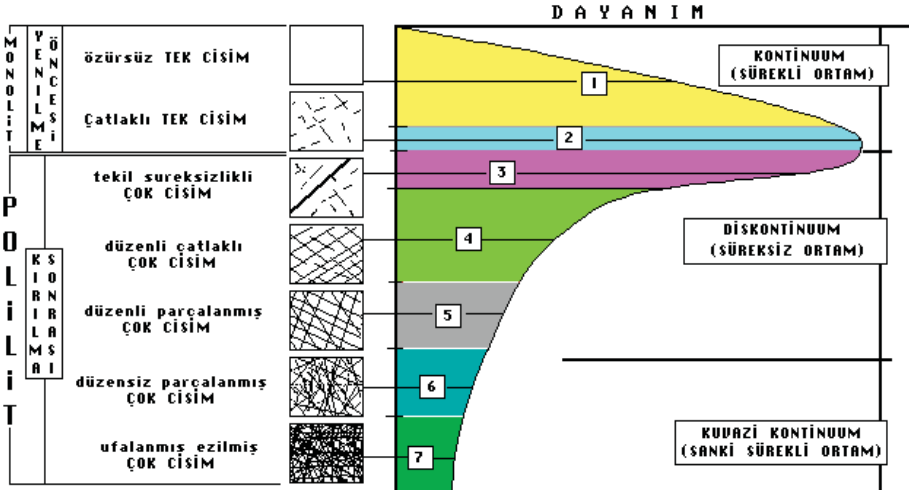
Bu durum kısaca, aynı çatlaklı-kırıklı ortamda matkapla açılacak bir deliğin çatlaklar arasındaki özürsüz tek parçayı, içinden zor geçilebilen bir galerinin az sayıdakileri, giderek büyüyen kazı çaplarının ise çok fazla parçayı etkileyeceğini vurgulamaktadır. Buna göre çaplar büyüdükçe kazı işlerinin kolaylaşacağı, ancak dökülmelerin, sökülmelerin, kavlaklaşmanın, taş düşmelerinin artacağı ve stabilitenin azalacağı ifade edilmektedir. Demek ki sonuçta öyle bir kazı büyüklüğüne ulaşılabilecektir ki, çok sağlam olarak bilinen bir ortam bile süreksizlikleri nedeniyle ezilmiş, ufalanmış bir ortam, daneli ortam, zemin gibi (sürekli ortammış gibi) davranabilecektir.



Şekil 1. Sistemdeki kaya elemanı (parça) sayısına göre laboratuar deneylerinden üretilen bağıl kaya direnci σ_{kaya} ve geliştirilen Taş-Kaya bağıntısı (Vardar 1977)



Şekil 2. Kaya sınıflamaları ve laboratuar deneylerinden üretilen bağıl kaya direnci σ_{cm} (Hoek ve diğ. 2002)



Şekil 3. Kaya Mekaniğinde aynı ortamın "Sistem Büyüklüğü"ne bağlı olarak farklı şekilde davranabileceğinin Post Failure davranışı ile açıklanması

Bu çerçevede olmak üzere litolojik değişimleri, kıvrımlanma, faylanma, benzerlik bölgeleri ve gerilme durumu gibi öteki mühendislik jeolojisi parametrelerini de dikkate alan yaklaşımlarla İstanbul'daki ilk önemli yeraltı kazıları olan Eyüp kolektör tünelleri için yapmış olan öngörülerle açım sırasında ortaya çıkan gerçek durum karşılaştırılmış büyük benzerlikler görülmüştür (Vardar, 1989).

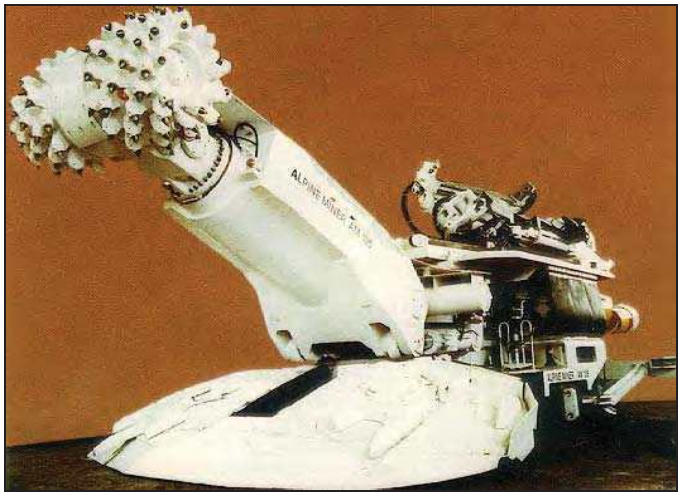
Türkiye'de gerek ulaşım gerekse de alt yapılar için tünel açma işleri son senelerde önemli ölçüde artmıştır. Avrupa'da gelecek on yılda 100 Milyar Euro'luk bir yatırımın bu işlere ayrılacağı tahmin edilmektir.

Hızlı ve emniyetli kazı için mekanize sistemler kaçınılmaz olmaktadır. Yerleşim yerlerinde zorunlu durumların dışında patlayıcı madde kullanımına izin verilmemesi mekanize kazıyı zorunlu kılmaktadır. Mekanize kazı, ilk yatırıma ayrılacak finans miktarına, zemin veya kaya kütlesi özelliklerine göre darbeli kazıcılar, kollu makineler veya TBM yani tam cepheli makinelerle olmaktadır.

Uygulayıcı mühendis proje termini yaparken tünel açma makinelerinin performanslarını önceden tahmin etme durumundadır, aksi takdirde ihale şartlarında proje bitim süresi öngörüldüğünden, cezalı duruma düşecektir. Hızlı, ekonomik ve verimli tünel açmanın en temel unsurunun tünel açma makinelerinin ve mekanize sistemlerin bilinçli seçilmesi ve kullanılmasının olduğu artık herkes tarafından kabul edilmektedir. Bunun yanında makine, tünel jeolojisi ve hat boyundaki kayaç formasyonlarının mühendislik jeolojisi, jeoteknik ve kazılabilirlik özelliklerine göre seçilmezse, uygulama ekonomik olmanın çok ötesine çıkmakta ve makinenin tünelden çıkarılması ve kazı işlemlerine klasik yöntemle devam etmekten başka çare kalmamaktadır. Geçmişteki örneklerden de görüldüğü gibi ihale öncesi yapılan sondaj çalışmaları ve hazırlanan geoteknik raporlar yeterli değilse makine seçimi ve hatalı performans tahminleri müteahhit ve işvereni hukuksal yönden karşı karşıya getirmektedir. USA'da tünelciler arasında yaygın olan şu sözü hatırlatmadan geçemiyoruz: "Tünelin bir ucunda müteahhit bekler diğer ucunda ise avukat". İşte bu çerçevede, aşağıda çok kısa olarak doğru makine seçimi ve performans analizi için uluslararası düzeyde kabul edilen deney ve yöntemlerin bir kısmına değinilecektir.

2 KOLLU GALERİ AÇMA MAKİNELERİNİN VE TBM'LERİN SEÇİMİNDE KULLANILAN BAZI LABORATUAR KESME DENEYLERİ

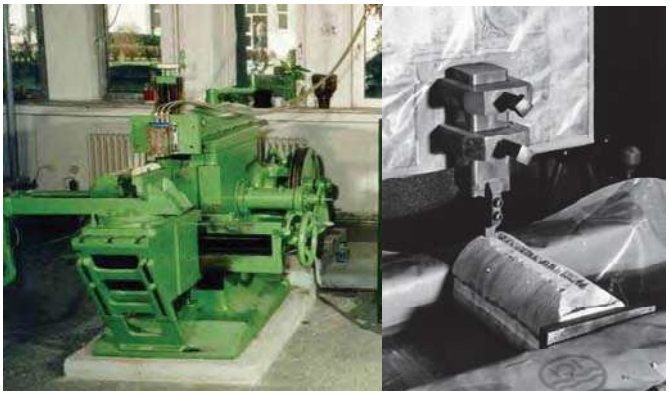
Kollu galeri açma makineleri (Roadheader'lar) ilk olarak 1950'lerde maden galerilerinin açılmaları için geliştirilmiş ve daha sonra inşaat sektörüne hızla girmiştir. Bu makineler paletler üzerinde hareket etmekte, arına dik veya paralel hareket eden kesici kollar arını tarayarak kazı yapmaktadır. Kazı, pasa nakli ve tahkimat işlemleri birbirlerinden bağımsız yapılabildikleri için, bu yöntemle açılan tünel ve galerilerdeki ilerleme hızları delme ve patlatma yöntemiyle karşılaştırıldığında daha hızlı olabilmektedir. Tipik bir roadheader Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 4. Tipik bir Roadheader

Kayaçların mekanik ve fiziksel özellikleri ile makine performansları arasında mümkün olabilecek ilişkiler uzun süren araştırmaların konusu olmuş ve sonuçta İngiltere'deki Newcastle Upon Tyne Üniversitesi'nde geliştirilen karot kesme veya küçük boyutlu kesme deneyi uluslararası düzeyde kabul bulmuş ve standartlara geçmiştir. Bu deneyi geliştirmek için R.J. Fowell ve I. McFeat-Smith on sene boyunca roadheaderların

kullanıldığı galeri veya tünellere giderek, makine performanslarını yerinde tespit etmişler ve buralardan aldıkları karot numuneleri üzerinde laboratuar düzeyinde kesme deneyleri gerçekleştirmişlerdir. 12,5 mm keski genişliği, -5 derece kesme açısı olan tungsten karbür bir kesici uçla, çapı 7 cm den büyük olan karotlar 5 mm kesme derinliğinde kesme deneylerine tabi tutulmaktadır. Karot numune bir planyanın tezgâhındaki mengeneye sabitlenmiş, kesici uç ise planyanın kafasındaki üç eksenli dinamometreye tutturulmuştur. Tipik bir deney seti Şekil 5'de gösterilmektedir. Böylece keskiye üç eksen boyunca gelen kuvvetler ve birim hacimdeki kayacı kesmek için gerekli enerji olarak tanımlanan spesifik enerji değerleri ölçülebilmektedir. Araştırmacılar makine performansları ve spesifik enerji arasındaki ilişkileri istatistik olarak araştırmışlar ve bazı çizelgeler geliştirmiştirler. Bu çizelgeler yardımı ile doğru makine seçimi ve performans tahminleri yapılabilmektedir. Deney uluslararası kabul bulmuş ve standartlara geçmiştir (Bilgin vd, 1997). Bugün hemen hemen her uluslararası projede bu deney istenmiş ve Melen İçme Suyu projesi için geoteknik araştırma sırasında Uluslararası Müşavir tarafından olmazsa olmaz şeklinde rapor edilmiş ve hemen hemen her formasyona ait karot numuneleri İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Laboratuarları'nda kesme deneylerine tabi tutulmuştur.



Şekil 5. Küçük Boyutlu Kesme Deney Seti

Tam cepheli tünel açma makinelerinin çapları açılacak tünelin çapı kadardır ve disk keskilerle donatılmışlardır (Şek. 6). İlk yatırımlarının fazla oluşu seçimlerinin çok titiz yapılmasını gerektirir. Her tür formasyonda kazı yapabilecek tipleri geliştirilmiştir. Makineden faydalanma oranları genelde % 35-40 civarındadır. Çıkan pasa makinenin döner kafasındaki boşluklar vasıtasıyla makinenin içersinden, makinenin arkasındaki vagon veya kamyonlara iletilir. Jeolojik süreksizliklerin durumu, formasyon cinsi ve yeraltı suyu durumu TBM'lerin şiltli veya şiltsiz kullanılmalarını etkileyen en önemli faktördür.

Şekil 6. Tipik bir TBM

Sert kaya makinelerinin performans tahminleri ve optimum şartlarda çalıştırılması için laboratuarda yapılacak tam boyutlu kesme deneyleri kaçınılmaz olmaktadır. Bu deneylerde büyük kaya blokları tam boyutlu disklerle kesilmekte, değişik kesme derinliklerinde ve disk aralıklarında, spesifik enerji değerleri ve diske gelen üç yöndeki kuvvetler kaydedilebilmektedir (Şek. 7). Bu değerlerden operatörün uygulayacağı optimum baskı kuvveti ve günlük ilerlemeler hesap edilebilmektedir. Optimum kesme şartları aynı zamanda keski sarfiyatını da azaltmaktadır. Keski sarfiyatı kazı ekonomisini belirleyen önemli faktörlerdendir. Keski sarfiyatını ise büyük bir doğrulukla Cerchar Aşındırıcılık deneyinden hesaplamak mümkün olmaktadır.

Tuzla- Dragos Tünellerinde yapılan çalışmalar buna en güzel örneği teşkil etmektedir. Sonuçlar Oslo'da 1999 tarihinde yapılan Dünya Tünel Kongresinde tartışılmıştır (Bilgin vd., 1999). Tarabaya atıksu tünellerinde kullanılan bir TBM'in kazı performansının tam boyutlu kazı setinden alınan sonuçlarla yakından ilişkili olduğu görülmüştür (Bilgin vd., 2005).

Şekil 7. Tam Boyutlu Kesme Deney Seti

3 SONUÇLAR

Tünel açma makineleri hızlı kazının vazgeçilmez unsurlarıdır. Eğer makineler jeolojik formasyonların özelliklerine göre seçilirse 25 m^2 kesitli bir tünelde günlük 20-30 m'lik ilerleme olağan sayılabilir. İlk yatırımlarının fazla olması seçim kriterlerinin çok iyi yerine getirilmesini gerektirir ve geçmişte görüldüğü gibi tünelin tamamen durması ve makinenin dışarı çıkarılması söz konusu olabilir. Bu nedenle seçim yapılmadan evvel kesilecek formasyonların litolojik değişimleri, kıvrımlanma, faylanma, benzerlik bölgeleri ve gerilme durumu gibi mühendislik jeolojisi parametrelerini de dikkate alan yaklaşımlarla ileri teknolojilere sahip mekanize kazı laboratuarlarında muhakkak küçük boyutlu ve tam boyutlu kesme deneyleri gerçekleştirilmeli ve uluslararası standartlara uyulmalıdır.

KAYNAKLAR

Vardar, M., 1989. Die Auswirkungen der ingenieurgeologish - felsmechanischen Verhältnisse auf Planung und Verwirklichung der Istanbuler Abwassestollen, *Geologie Felsmechanik Felsbau Festkolloqium* L. Müller-Salzburg, trans Tech Publications Clausthal.

Bilgin, N., Balcı, C., Eskikaya, Ş., Ergunalp, D., 1997. Full Scale and Small Scale Cutting Tests for Equipment Selection in a Celestite Mine, *Mine Planning and Equipment Selection*, Balkema ISBN 9054109157.

Bilgin, N., Balcı, C., Acaroğlu, Ö., Tunçdemir, H., Eskikaya, Ş., Akgül, M., Eskikaya, Ş., 1999. The Performance Prediction of a TBM in Tuzla-Dragos Sewerage Tunnel. *Challanges for the 21st Century*, Balkema, Rotterdam, ISBN 90 5809 063 9, pp. 817-822.

Bilgin, N., C. Feridunoglu, D. Tumac, M. Cinar, Y. Palakci, Gunduz, O., Ozyol, L., 2005. The performance of a full face tunnel boring machine (TBM) in Tarabya (Istanbul), *Proc. of the 31th ITA-AITES World Tunnel Congress*, Istanbul, Turkey. Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future – Erdem & Solak (eds).

ITA-Committee on Operational Safety of Underground Facilities – COSUF and latest Development of Fire Safety Concepts in Road Tunnels

Alfred Haack

STUVA e.V., Cologne, Germany; Former President of ITA, Lausanne, Switzerland

ABSTRACT: The tragic tunnel fires of the past years have lead to discussions of experts in Europe and around the world. In many European countries they have caused a complete revision of the national safety guidelines for road and rail tunnels. The European Commission has developed directives concerning the minimum safety equipment of road tunnels as well as of railway tunnels. This action is supplemented by intensive domestic and international research activities. The Second International Symposium on Safe & Reliable Tunnels gives special focus on the objectives and important findings of this most recent research programme. The two projects UPTUN and SafeT being just in their final stage form together with COSUF – the ITA Committee on Operational Safety of Underground Facilities the main topic. The Committee is joining 8 research and network projects launched within the 5th and 6th Research Programme of the EU. It is aiming at a world-wide exchange of views, ideas and experience in the field of safety and security regarding traffic tunnels and other underground facilities.

1 INTRODUCTION

Fires in transport tunnels can cause catastrophic disasters. The accidents in the French/Italian Mont Blanc Tunnel (March 24, 1999), in the Austrian Tauern Tunnel (May 29, 1999), in the Swiss Gotthard Tunnel (October 24, 2001; Figure 1), in the subway system in Daegu/South Korea (February 18, 2003; Figure 2), in the Swiss Baregg Tunnel (April 14, 2004), in the French Fréjus Tunnel (June 4, 2005; Figure 3) and most recently in the Swiss Via-Mala-Tunnel (September 16, 2006) have made this more than clear. The detailed analysis of the cause and progression of these fires have yielded new insights that had not been expected or calculated to this extent before. The only comparable experience before has been the fire in the Nihonzaka Tunnel in Japan of 1979, which involved a total of 189 vehicles.

Figure 1. Burning lorries in the Gotthard Tunnel (Switzerland) on 24.10.2001.

Figure 2. Arson attack in the subway of Daegu/South Korea on 18.2.2003.

Figure 3. Fire accident in the Fréjus Tunnel (France) on 4.6.2005.

One insight pertains to the extremely rapid development of truck fires with an enormous rise in temperature of up to 1000 degrees Celsius and above. Experience has also shown that large amounts of fire gases are released within a short time, starting in a very early phase of the fire development.

The fire in the Mont Blanc Tunnel also showed that heated gases are capable of setting other vehicles on fire even at distances of 200 meter and more with no vehicle in between. The third and especially frightening aspect is the behaviour of the tunnel users. Too many of them did not recognize the danger they were exposed to. When they finally realized what was happening, it was frequently too late for a successful escape. In the context of subway fires, the example of Daegu also showed how crucial the impact of railcar engineering and equipment, operational organization and safety training of train conductors and station managers can be. Severe shortcomings in these criteria were a crucial factor in the tragic outcome with 196 fatalities.

2 SAFETY RELATED EUROPEAN RESEARCH

In consequence of the devastating fire accidents the European Commission issued in April 2004 directives regarding the minimum fire prevention equipment of road and rail tunnels. In addition, a number of important research projects were initiated. These are seven multinational projects that have already been awarded and funded in conjunction with the fifth and one project with the sixth Research Framework Programme of the EU briefly described by Haack in 2005 (European Research) and as follows. They are more or less linked with each other as well as with national projects like a puzzle.

- **DARTS** (**D**urable **A**nd **R**eliable **T**unnel **S**tructures) started in March 2001 and ended in early 2004. The initiative included eight European partners and was structured into six technical work packages. It was primarily dedicated to the problem of exceeded cost during the construction of underground transport facilities. Furthermore, the quality and lifetime of tunnels as the most cost-intensive component of the entire traffic infrastructure was to be improved. For more information see www.dartsproject.net.
- **FIT** (**F**ire **I**n **T**unnels) was established in March 2001 and limited to four years. This "thematic network" included 33 partners from twelve European countries. The project was to gather information from all over Europe and around the world about existing research results and general experiences with fire prevention and

mitigation in transport tunnel facilities. For further details visit: www.etnfit.net.

- **UPTUN** (Cost-effective, sustainable and innovative **UP**grading methods for fire safety in existing **TUN**nels) is a RTD project, running from 2002 – 2006. UPTUN is being performed by 42 partners from 18 European countries. UPTUN comprises research work of approx. 950 man months. Detailed information on UPTUN and its partners can be found at www.uptun.net.
- **Safe Tunnel** (**Safe**ty in Road **Tunnel**s) began in September 2001 and was designed for a project term of three years. The project involved nine partners. The main focus was to reduce the extent and number of fire accidents in road tunnels. The web address of this project is: www.crfproject-eu.org.
- **SIRTAKI (S**afety **I**mprovement in **R**oad& Rail **T**unnels using **A**dvanced Information Technologies and **K**nowledge **I**ntensive Decision Support Models) was initiated in September 2001 for a term of three years. The initiative was shared by twelve European partners. The main focus of the project was to reform operative concepts with regard to safety and emergency management. Further details are available at: www.sirtakiproject.com.
- **Virtual Fires** (**Virtual** Real Time Emergency Simulator) was started 2001 for a duration of three years with eight partners from five European countries. The objective was to develop a suitable and practical simulator to train firefighters in confining and fighting fires in tunnels. A computer model is used to create virtual simulations of fires in tunnel situations. For more information visit: www.virtualfires.org.
- **Safe-T** (**Safe**ty in **T**unnels) represents another thematic network with a three-year term that was started in the fall of 2003. The primary objective is to harmonize the European requirements regarding tunnel safety. Experiences gathered at the national level are to be compiled and assessed in such regulations. Given the background of the negative experience with the former operative concept of the Mont Blanc Tunnel, special emphasis will be on cross-border operative concepts. The experience of regional authorities, firefighters and emergency rescue services are of special importance for this project. Further details are available from the website at: www.safetunnel.net.
- L-SURF (Design study for a Large Scale Underground Research Facility on Safety and Security) as a research project on safety and security in enclosed underground spaces is of outstanding importance as most recent incidents (tunnel fires, terror attacks in metros etc) have shown. However currently the competence related to safety and security in Europe is largely unstructured, fragmented and mostly national oriented. Especially missing is a large scale research facility. For more details see www.L-Surf.org.

Some of these research projects as well as PIARC, the World Road Association worked also in the direction of fixed fire suppression systems in tunnels (Figure 4). Those systems did not find a far ranging application so far. Their effectivity and general benefit is worldwide under an intense discussion as reported by Haack in 2004 and 2005 (Tunnel Fixed Fire Suppression Systems). For example one important question is related to the optimum timing of activating the system not to harm the escape and rescue process by destroying the smoke stratification or creating hot steam too early. Another open question deals with the generally cost-benefit evaluation of those systems in comparison with the safety measures commonly taken nowadays.

To gain better knowledge in this direction it is necessary to conduct an internationally agreed test program with large scale tests. First steps in this direction have been the most recent tests in the Runehamar Tunnel in Norway (Oct. 2004) and in the Virgolo Tunnel in Italy (Febr. 2005). Both large scale tests were conducted in the frame of UPTUN. For the same purpose the European Commission launched the feasibility study of L-Surf.

Figure 4. Test of a water mist system (Fogtec), conducted within the UPTUN Research Project.

In general, there are some basic requirements with regard to fixed fire suppression systems. According to the present and still ongoing discussion in the according working group of PIARC those systems have to be functionable at any time (PIARC 1999). They must be and stay reliable even under the rough conditions of the tunnel atmosphere which is normally characterised by high moisture and in the winter time salt content of the air and dust because of steady wear of the road pavement and the tyres as well and additionally particle loaded air because of diesel exhaust fumes. The investment costs must be acceptable and the maintenance costs kept low. The installation as well as the operation of the system should not be too complicated.

There are some very important questions left in connection with the installation of fixed fire suppression systems. Those are for example:

- Is there any economic compensation given with the investment for a fixed fire suppression system for example in form of savings for the layout of the ventilation?
- What is the mutual impact of the various components of safety systems in a modern tunnel additionally equipped with a fixed fire suppression system?

It is still not possible against the present status of knowledge to set up general rules whether to install fixed fire suppression systems in tunnels or not. For a given tunnel a specific risk analysis concerning the appropriateness of a fixed fire suppression system has to be conducted. Such a risk assessment of a tunnel encountering a fixed fire suppression system should take into account the following aspects:

- Safety of users
- Capacity/possibilities of the fire brigades and rescue services in the area of the tunnel
- Resistance of structure against fire
- Balance between costs and benefits of a fixed fire suppression system
- Interaction between the various safety related components of the tunnel

With regard to the application of fixed fire suppression systems PIARC's view is changing considering the latest findings gained with the remarkable research work conducted during the last couple of years. But there are still good reasons to be cautious and to weigh the advantages of the installation of a fixed fire suppression system project wise. According to PIARC's present view 3 absolutely important requirements have to be met when discussing whether to install a fixed fire suppression system in a specific tunnel or not:

- The installation of a fixed fire suppression system is to combine with an appropriate fire detection and fire localising system.
- Great care must be taken into account regarding maintenance and operating costs of such a system.
- During the whole life cycle of a tunnel it must be guaranteed to meet an acceptable cost frame as well as the full capacity and function of the fixed fire suppression system.

3 STEP INTO FUTURE

The eight European research projects mentioned before came to the conclusion that their joint capacity and the momentum gained by the intensive research work conducted during the last couple of years present a great chance for an ongoing future research work and global exchange of knowledge. They therefore looked for a worldwide well reputed international umbrella organisation which

could offer a basis for coming activities to develop a better safety level for all kinds of underground facilities. ITA – the International Tunnelling Association – with its 53 member nations worldwide was ready to play that role in close cooperation with PIARC – the World Road Association. Finally the eight projects came to an agreement with ITA and established the ITA **C**ommittee on **O**perational **S**afety of **U**nderground **F**acilities (COSUF; Figure 5). This committee was installed in May 2005 at the occasion of the ITA World Tunnel Congress 2005 in Istanbul, Turkey. Although starting from the 8 European projects listed above COSUF is open for all institutions, companies, consultancies, governmental organisations etc. world-wide which are active and interested in the field of safety and security regarding underground facilities.

Figure 5. Logo of COSUF.

4 SCOPE AND OBJECTIVES

The scope of COSUF concerns safety in tunnels and other underground facilities. It is limited to safety in operation and not during construction This subject is covered by ITA Working Group No. 5: "Health and Safety". Security will also be covered and is considered as part of safety.

Within this scope the following objectives as basis for all the future activities of COSUF are defined:

- maintain and develop a network to:
  - exchange knowledge
  - encourage collaboration
  - facilitate the creation of dedicated teams and groups to perform specific (research) activities
- facilitate cooperation worldwide
- enhance research and development activities through combining of national, European and international funding and promoting support
- promote safety (and security) by:
  - fostering innovation
  - raising awareness of current and newly developed safety (and security) issues amongst decision makers, professional end-users, financers, risk managers, international forums and other stakeholders
- supporting the development of improved regulations

5 ACTIVITIES AND BASIC STRUCTURE

Considering the aforementioned objectives COSUF will follow the below listed activities as described by Haack in 2006. The list gives examples but does not claim to be complete. In detail the activities will include:

- networking and coordination meetings, at least once a year, possibly linked with other events
- to take part in international standardisation
- actions towards focussing international research programmes to include tunnel and underground safety (and security), e.g. in the EU framework programmes, European Technology Platforms or other international activities
- developing and maintaining a website, based on the FIT-website, which will promote its activities and disseminate its findings
- (co-)organising workshops and conferences
- to form groups and ad-hoc task forces inside the Committee to address issues related to the scope of the Committee and its objectives

For conducting the manifold activities COSUF has formed three Activity Groups (AGs):

- *Activity Group 1:* Interaction with European and international initiatives;
  coordinated by Ben van den Horn, Rijkswaterstaat, The Netherlands
- *Activity Group 2:* Regulations and best practice;
  coordinated by Dr. Marc Tesson, CETU - Centre d'Etudes des Tunnels, France
- *Activity Group 3:* Research and new findings;
  coordinated by Prof. Dr.-Ing. Markus Thewes, Ruhr University of Bochum, Institute for Tunnelling, Pipeline Technology and Construction Management, Germany

These AGs are described to more details further down. They generally aim at collection of information, creation of syntheses and recommendations, dissemination of information, identification of current and future needs for research and development giving direction as well as specific initiatives, and other related activities.

The AGs themselves do not carry out studies, research or similar activities of commercial value which could be done by institutes or companies. Instead of that they should develop to be centers of excellence for exchange of information and know-how with regard to safety and security of tunnels and other underground facilities.

The general objectives of the AGs are

- sufficient safety and security for tunnel users, employees and rescue personnel
- cost efficient solutions for safety and security
- a strive for optimality taking into consideration life-cycle cost and socio-economy and societal demands
- improvements of tunnel safety and security by fostering innovation and with a vision of future possibilities and needs

The three AGs must interact to avoid duplication in their work. Thus their activities have to be coordinated by the SB. The AGs will establish task groups and ad-hoc groups which shall deal with specified sub-items.

The Activity Groups are controlled and receive advice in a strategical and political sense by the Steering Board (SB) of COSUF, which consists of representatives from the 8 research projects. The SB is chaired by a chairman as representative of ITA – the International Tunnelling Association and a vice chairman as representative of PIARC – the World Road Association. Both are responsible to the annual General Assembly of ITA.

6 WORK PROGRAMME OF THE ACTIVITY GROUPS

6.1 Activity Group 1: Interaction with European and international initiatives

AG 1 will take and keep contact with other external institutions, groups and projects in order to receive relevant information, to co-operate for avoiding duplication of activities, to give information about activities in COSUF to external groups and possibly influence the initiatives.

The relevant external groups and initiatives can include for example:

- European Construction Technology Platform, Focus Area Underground Construction (as far as COSUF is concerned)
- European Technology Platform on Industrial Safety "ETPIS"
- other international committees like: ACUUS, ISO, ISTT, ITP, PIARC, fib, RILEM, UIC etc.
- national or international organisations funding research
- existing and completed European research projects others than the projects founding COSUF, for example EuroTAP and TUNCONSTRUCT
- other research, commercial, national or international projects
- testing programmes
- large construction projects
- other relevant initiatives, groups or similar

The areas considered in Activity Group 1 are complementing those mentioned below for

Activity Groups 2 and 3. The activities in Activity Group 1 consist e.g. of

- identifying relevant initiatives outside COSUF
- attracting COSUF members from the initiatives or appoint liaison responsible COSUF members
- liaison with initiatives outside COSUF
- reporting to Activity Groups 2 and 3 about the results and findings of activities outside COSUF
- reporting transparently to relevant external groups and initiatives about the ideas and results of COSUF
- ensuring that safety and security is given proper priority in initiatives concerning underground facilities
- influencing initiatives to include safety and security aspects in line with the ideas of COSUF
- bringing COSUF ideas to life as projects either as part of existing initiatives or as new separate projects

Participants should come from the 8 projects, but should also be representatives from projects, committees, groups, and institutions outside of COSUF. If not otherwise possible a COSUF member could be appointed to be the liaison officer for those projects.

6.2 Activity Group 2: Regulations and best practice

AG 2 will cover regulations, the state-of-the-art and best-practices in various countries world-wide. The state-of-the-art can monitor the current practice and experience with various design methods for different tunnel systems. This includes discussion and comparison of regulations and best-practice procedures from different owners, networks, projects and the experience gained by them.

By doing this it is aimed to collect and distribute information on existing national and international regulations and recognised recommendations as well as to establish the best-practice for tunnel safety (and security). As a result it can be identified that

- there is a need of improvement or harmonisation considering regulations in different countries, between networks, between different projects etc.
- the regulations are not up-to-date compared with the recent activities and achievements in practice
- state-of-the-art or state of practice is deviating significantly from region to region, from industry to industry or from institution to institution.

The findings can result in requirements for new regulations; they can also contribute to disseminate the knowledge from region to region or from industry to industry, from institution to institution and identify areas for which new research is needed.

Ideally the work in this Activity Group is part of establishing a global state-of-the-art for tunnel safety (and security) and the regulatory tools to control that an adequate safety (and security) level is achieved.

All underground facilities are covered by these activities. This includes underground facilities for transportation like road, rail and metro tunnels, as well as underground facilities such as underground shopping malls, underground stations, places for other purposes e.g. for concerts, sports, exhibitions, production facilities, underground technical facilities, etc. For these areas there might be a need for establishing the best practices and the necessary up-to-date regulation.

The activities should cover all safety related aspects such as (at least):

- safety objectives
- basic methods of technical approach (prescriptive and performance-based approaches)
- protection of the structure
- methods for risk assessment
- safety systems and equipment
- interaction with human behaviour
- operation and maintenance
- intervention

These above-mentioned activities may be distinguished for the different types of underground facilities (road, rail, metro and

other underground use) or may be considered together. For all activities it will be relevant to discuss both the side of best-practice and the side of regulations and to compare the two sides.

The area of security may be highlighted specifically, since there may be a need for establishing the state-of-the-art also in this field. Security deviates from safety particularly with respect to the prevention, whereas the reaction consequence side may be similar to those which are resulting from evaluation and analysis of accidents or so. These prevention activities will involve regulations of control, enforcement, and similar.

The participants will be mainly engineers, scientists, fire brigades, rescue teams, and other professionals with experience concerning safety in design, operation and rescue in various areas related to underground facilities. For security the professionals may include the police. Public servants and others involved (on project, regional, national, supranational (EU) and international basis) in developing and reinforcing regulations can significantly contribute to these activities. Also researchers and other professionals with knowledge of the most recent achievements and findings may contribute to the identification of needs and demands for the design process and its regulation.

The participants should also include representatives from Activity Group 1 and of current research projects, committees, organisations involved in developing and studying tunnel safety and security.

6.3 Activity Group 3: Research and new findings

The scope of AG 3 is to motivate to research and to use research results and other new findings for the benefit of safety (and security) in underground facilities in general. The activities include

- collection of results of research and collection of new findings
- evaluation of events, results and new findings
- dissemination of the results and new findings among COSUF members
- synthesis of results and new findings into best practices (in collaboration with AG 2)
- collection and evaluation of ideas for research
- identify needs for the future and give directions for future research

The actual launch of new research projects is initiated outside COSUF by liaison through AG 1.

The aim is to make aware all relevant professionals of new findings and recent results of research in the safety and security related activities regarding underground facilities, to discuss these results and other ideas and to process them into specifications of needs of new research into recommended best practices.

In order to fulfil these aims it is necessary to

- identify safety (and security) related activities for underground facilities
- identify relevant research activities and their results
- identify relevant new findings
- process into best practices (in cooperation with AG 2)
- evaluate the results and the findings
- receive and develop ideas for research
- communicate the results and findings
- identify new needs and requirements for research
- outline the basis of new ideas for research
- liaise with Activity Group 1 for the launching of projects outside COSUF

The sub-items considered cover all safety (and security) related activities. These areas could include the following, but the list may be modified and extended during the work, depending on the available information and the interests and qualification of the members of AG 3:

– new/innovative equipment in tunnels and new materials
– processes, analyses and design procedures integrated design procedures, risk analyses as part of the design, fire design techniques etc.
– IT tools in the tunnel design and operation
– test programmes using standardised techniques
– operation and maintenancemonitoring
– safe intervention, evacuation, fire fighting etc.
  planning
  training
  simulation
– interface tunnel, users, operators and rescue services (human behaviour etc.)
– experience from tunnel incidents, accidents and near misses
– tunnel safety related data collection
– specific security related problems for underground facilities

For research and new findings it may be also relevant to divide into the types of underground facilities: road, rail, metro and other underground use, as mentioned for AG 2.

The possible number of a crosswise combination of items, sub-items, activities and types of facilities is high. The AG will have to organise itself and to prioritise the activities.

The participants in the activities are mainly researchers with activities in the field of safety (and security) of underground facilities and engineers, scientists and other professionals with experience in safety design in various areas related to underground facilities. Furthermore, other professionals involved in design, operation, rescue etc. of tunnels, and particularly the safety (and security) related side of these activities can significantly contribute to the activities. Public institutions and representatives of formulating research and funding institutes would also be highly relevant as participants in the work.

In addition representatives from AG 1 and of current research projects, committees, organisations involved in developing and studying tunnel safety and security outside of COSUF should also become participants of this AG.

7 MEMBERSHIP

COSUF invites all parties world-wide interested in the field of operational safety and security of tunnels and other underground facilities to become member and to co-operate within COSUF. There will be exceptionally corporative members, no individual ones. The membership in COSUF has to be confirmed by the General Assembly of ITA, but is not bound to membership in ITA or vice versa. Of course, a membership in both is possible and welcome.

The annual membership fee will be as follows:

– public organisations and educational institutes: EUR 250
– all others: EUR 500

Interested parties can subscribe membership at the occasion of the 2nd International Symposium Safe & Reliable Tunnels on May 30-31, 2006 in Lausanne, Switzerland or online using the form given on the ITA webpage www.ita-aites.org.

A numerous and wide-ranging membership will certainly help to improve and standardise the safety and security level in traffic tunnels and all other underground facilities.

8 OUTLOOK

The tremendous research efforts of the European Commission described here to improve the safety in traffic tunnels are an essential prerequisite for the highly needed all-European harmonization in this field. Here COSUF forms a platform to continue the activities even after finalising the research projects and in the same time presents a forum for a world-wide exchange of views, ideas and experience in the field of safety and

security regarding underground facilities. This appears especially important as tunnels are an indispensable part of the trans-European traffic network. Given this background, the research activities are delivering a crucial contribution to guarantee the mobility of persons and goods, which represents a high political priority.

REFERENCES

Directive 2004/54/EC of the European Parliament and of the Council, 29. April 2004 on minimum safety requirements for tunnels in the trans-European road network. In: Official Journal of the European Union L 201/56 pp, published 7.6.2004.

Directive 2004/49/EC of the European Parliament and of the Council, 29. April 2004 on safety on the Community's railways and amending Council Directive 95/18/EC on the licensing of railway undertakings and Directive 2001/14/EC on the allocation of railway infrastructure capacity and the levying of charges for the use of railway infrastructure and safety certification (Railway Safety Directive). In: Official Journal of the European Union L 164/44 pp, published 30.4.2004.

Haack, A., 2004. Latest Achievement and Perspectives in Tunnel Safety, 30th ITA World Tunnel Congress "Underground Space for Sustainable Urban Development", 22-27 May 2004 in Singapore.

Haack, A., 2005. Tunnel Fixed Fire Suppression Systems – Symposium Introduction and Overview, NFPA World Safety Conference; 6.-10. June 2005, Las Vegas, Nevada, USA.

Haack, A., 2005. European Research and Development on Safety in Road Tunnels; 3rd International Congress – Traffic and Safety in Road Tunnels – HBV-Verkehrsconsult, Hamburg, 18.-20. May 2005 in Hamburg.

Haack, A., 2006. ITA-COSUF Work Programme, paper presented at 2nd Symposium on Safe & Reliable Tunnels, Innovative European Achievements & ITA – COSUF Inauguration, 29./30. May 2006, Lausanne, CH.

PIARC Committee on Road Tunnels, 1999. Fire and Smoke Control in Road Tunnels, PIARC report 05.05.B, Paris, ISBN 2-84060-064-1.

Big Challenges in Turkey for Mechanized Tunneling

Ulrich Rehm
Herrenknecht AG, Germany

ABSTRACT The globalization and the associated unstoppable growth of mobility inevitably lead to a long-term necessity of new tunnels. Hence, the motto of mechanized tunnelling for the 21st century can be stated beside longer, deeper and bigger as safer. Safer regarding the working conditions for the staff and not to forget with regard to the costs. Many outstanding projects demonstrate impressively that all kinds of tunnel boring machines – Gripper, single, double-shield-TBM, EPBM or Mixshield - can handle extreme boundary conditions. Impressive examples are the biggest EPB- and Mixshield in Spain and China with diameters of more than 15 m, the mutli-mode TBM for Hallandsas, Sweden, designed for a face pressure of up to 15 bar, or the longest railway tunnel in the world, the Gotthard Base Tunnel, with a total length of approximately 75 km excavated by single Gripper-TBM.

These successful experiences are the foundation for upcoming century projects like the new Brenner Base Tunnel between Austria and Italy, the connection between Europe and Africa underneath the Strait of Gibraltar and the connection between Europe and Asia – the tunnels under the Bosporus in Turkey.

Thereby, Turkey is going to be an El Dorado for tunnels comprising all kinds of mechanized tunnelling techniques due to the heterogeneous ground conditions and thus high-tech tunnel engineering solutions are very important. Metro-, water conveyance or road-tunnels have been built or are under construction in order to fulfil Turkeys important role to be the door between occident and orient.

The article is about challenges gained from Turkish tunnel projects and about the very challenging future project - building a further Bosporus tunnel crossing. It also covers the challenges of handling difficult tunnel projects principally.

1 SPECIFIC GEOLIGICAL CONDITIONS

Since Turkey is at the edge of two continents it is beside its ethno-political outstanding status above the surface also a geotechnical challenge below the daily life. The African and Eurasian Plates have formed a heterogeneous surrounding during their geo-historical development which demands for high sophisticated engineering in order to meet the requirements for underground civil works in Turkey. Tunnels for public traffic transport systems, water conveyance for hydropower, drinking water or sewage systems have to be excavated in most of the cases through various grounds from non-cohesive to over-consolidated cohesive soils, very high strength abrasive rock changing to

highly faulted fractured and weathered conditions.

Mechanized tunnelling with TBM developed vastly during the last decade because of ambitious projects worldwide in very difficult ground conditions and thus offers a brilliant base for the challenging situation in Turkey. By the special demand of the geological and hydro-geological conditions in Turkey the full range of high tech tunnel engineering becomes necessary. This contains, for example, the handling of mixed face conditions, urban tunneling, hyperbaric pressure handling etc.

The application area of special TBM like EPBM extended widely due to soil conditioning. In this context the engineers have to be aware of the in-situ ground conditions and furthermore of their changing properties during the excavation, mixing and conveyance process. Reading the ground parameters is far away from working with it.
Therefore, tunnelling in Turkey requires an experienced approach to the ground from all participants - designers, contractors, manufacturers - and furthermore a constructive cooperation between them. The most effective way to safe costs and to execute the project in the highly economic way is to invest enough time into the initial planning phase, i.e. mainly the geotechnical investigations and their interpretation in view of mechanized tunnelling. Once a tunneling method has been chosen high efforts are required to change or adapt it due to tricky ground conditions during the execution of works. A chain can only be as strong as its weakest link whereas the geotechnical expertise of a project or its interpretation, respectively, has to carry this role in many cases. Thus, to avoid tearing off the chain more effort should be invested into the interpretation of geotechnical reports, the takeover of responsibilities for their interpreters and the share of risk should be distributed in an appropriate way in order to get the right approach for challenging projects not only in Turkey.

2 CHALLENGING ASPECTS

As mentioned above Turkey comprises all kinds of heterogeneous ground conditions which can be faced within one project. The planning engineers, the executing contractors as well as the TBM supplier have to be experienced in the whole range of mechanized tunnelling technology – from soil to hard-rock. The knowledge and experiences of the project-participants should be a mirror of the variation of the ground conditions. Otherwise tunnelling works will blast the initial planned time frame – and as well known – time is money.

2.1 Choice of TBM technology

Many contractors and also owners of projects deters from the investment for a TBM. Taking into account the relatively low percentage (approx. 10 - 15%) of the investment for a high quality TBM related to the total costs of a tunnel project it is not always comprehensible why project responsibles often follow the path of a low budget equipment. Regarding the strong impact of the TBM on the result of a project and being on the critical time path it is one of the most important decisions to choose the most suitable equipped TBM. The German recommendation published from the DAUB [1] offers a first base for the choice of various TBM types.

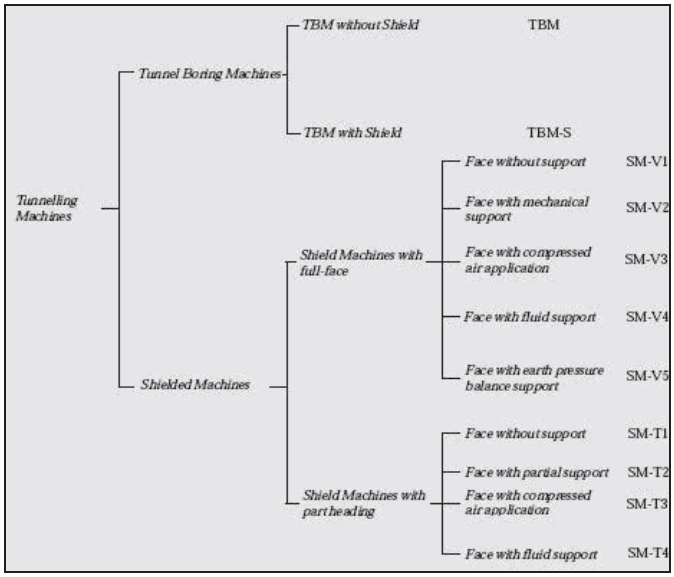


Figure 1. Extract form the German DAUB for the recommendation of TBM

The TBM of nowadays have reached a very high level of development. With the mechanized tunnelling technology high standardized tunnelling boring factories are able to dig between 15 and 25 m per day as average with maximum values up to 50 m daily of nearly finished tunnel and sometimes even more. To reach those high demands the TBM has to be adapted precisely to the ground conditions. In many cases in Turkey this meant the applications of EPB technology with the support of soil treatment by additives. This is a well known technique and successfully proved to reach the aim. For many designers and contractors chemical additives are still a black box with a button just to be pushed for success. Soil treatment with chemicals is a sophisticated science for its own and only individual concepts related to special ground conditions can lead to improved performance rates. Any shield-driver or shift engineer who do not know the background of a Foam Expansion Rate (FER) and Foam Injection Rate (FIR) should leave the job-site for a morning seminar about ground treatment. It is a big challenge to adjust FER and FIR for every special ground section in order to achieve the best performance for the TBM. Beside chemical additives, to extent the application area of EPB technology, some additional mechanical devices like piston pumps flanged to the screw outlet or a multiple screw conveyor systems (see Fig. 2) have been successfully used in order to handle challenging ground conditions.

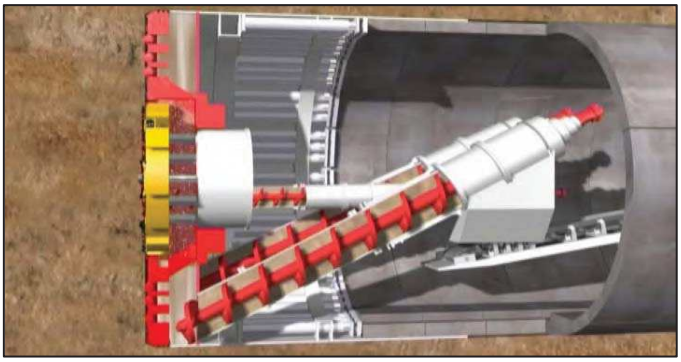


Figure 2. Sophisticated screw conveyor system developed for world-biggest EPBM in Madrid.

In case the expected face pressure exceeds the theoretical value of pressure degradation along the screw which correlates with its length i.e. the number of flights those additional measures are indispensable in order to control face stability. In this context it has to be mentioned that every TBM has its application limits and the project designer should be encouraged to introduce the most suitable TBM technology even if its political unpopular. Since EPBM can work also within hardrock conditions this demands very comprehensive experiences from the contractor. Driving an EPBM within mixed face conditions not smooth enough can quickly cause big damages on the cutterhead. It has to be equipped for mixed face conditions whereas it has to be turned slow in soil and quicker in hardrock. A shield-driver who does not vary his way of driving the TBM related to the ground conditions is the source for high time and cost extension.

In case of pure hardrock tunnelling the choice of the TBM should not only be made in view of the crushing process at the cutterhead to reach a high penetration but also related to the amount of expected rock support. It is impressively demonstrated at the actual tunnelling works for the NEAT in Switzerland what open single Gripper-TBM are able to achieve – even within unstable rock conditions.

Figure 3. Single Gripper-TBM for the Gotthard Base Tunnel in Switzerland.

Therefore, it should be clear that the choice of an open Gripper-TBM requires also knowledge and experiences of conventional tunnelling methods (NATM) to be able to combine TBM and NATM rock support

measures. The big challenge is to find the economic intersection where high performance rates of a Gripper-TBM due to weak rock conditions are compensated by huge amount of rock support and where shielded hardrock TBM should be the better choice then.

The decision whether single or double shielded technology comes into operation is sometimes not only based on technical arguments. In some countries traditionally the double-shield-TBM is preferred whereas it should be clear that the performance rate of a double-shield-TBM is surely not twice of the single-shield-TBM. Taking into account the high demand for logistics of a double-shield-TBM due to its continuous tunnelling process the limitation of the performance becomes quickly obvious.

Figure 4. TBM support logistics have a very important impact on TBM performance.

Not to forget the different kinds of segmental lining which influence beside the quality of the tunnel (and thus the long term maintenance and operation costs) the performance rates of shielded hardrock TBM.

It should be natural for engineers involved in a tunnel project that any decision regarding the choice of a TBM technology requires a fundamental knowledge not only about the latest state of the art of TBM but also about the adjacent technologies that directly and indirectly interfere with the tunnelling process.

2.2 Execution of Tunneling Works

Once the geotechnical expertise has been investigated and read precisely and its interpretation is related to mechanized tunnelling as a basis for the choice of the most suitable TBM, the planning of works and furthermore tunnelling construction works has to follow seamlessly at the same high level. Any TBM can only be as effective as its user allows it. Therefore, a comprehensive technical support and assistance from the TBM supplier should be standard for mechanized tunnel projects not only during the start-up phase. This becomes more obvious regarding the heterogeneous ground conditions of Turkey which ask for a high sophisticated shift plan to choose the right persons for the most demanding conditions. A collapse of the ground with all its negative consequences is always just a little mistake or inattentiveness of the shield driver away from occurrence. The quality of the tunnel is closely related to the quality of execution of works – which is clearly demonstrated for example regarding the ring gap grouting between segmental lining and the ground.

Maintenance works have to be done frequently always taken into account the quality of the ground which sometimes does not allow for pressurized access into the working chamber. Hence, a pre-planning of (maintenance-) works is extremely important.

Tunnelling in soft ground with active face pressure support requires an understanding of the whole pressurized system around the shield body in order to keep settlements or water inrushes under control. Closed (pressurized) TBM-tunnelling without any face pressure calculation bears the risk of face collapses and thus settlements. The face pressure calculation has to take into account all surrounding impacts and furthermore must be in correlation to the gab grouting process. Mechanized (closed) tunnelling is a complex process with a lot of physical interdependences that have to be technically in a logic relationship. A tunnel is a high sophisticated engineer-building and should therefore be treated like this.

But any calculations done at the surface are senseless if they don’t reach the underground and are not translated into action by the shield-driver. Instructions are necessary for

complex high challenging projects and have to be fulfilled strictly – they can be checked by the TBM data recording system and have to be controlled by the shift engineers. TBM data are a valuable tool not only for the actual project but also serve as an important design data base for future projects under similar challenging geological conditions. As mentioned above – the high level for planning and design of the TBM must be kept for the whole job-site installation otherwise the execution of tunnelling works is always limited by the capacity of the job-site support and not by the mechanical possibilities of the TBM. Especially for long and smaller tunnels this has to be taken very seriously.

For hardrock tunneling the spare parts management contributes a very important part to the success of the project. Beside the right choice of wear resistant material, a cutter workshop and a quick handling of cutter changes and cutterhead inspection should be mandatory.

Figure 5. Frequently cutterhead inspections for high performance TBM tunnelling.

To reach the most effective application of cutters and cutter components a special cutter data base developed for a world-wide internet based application was introduced in order to extend the stand-up time of disc cutters. Planning of performance within hardrock is not easier than compared in soil but due to world wide well known prediction models (CSM, NTNU etc.) engineers should be able to use these helpful tools professionally. Obviously planning cannot substitute practical experiences but nevertheless it is the foundation of all execution of tunnelling works.

3 CHALLENGING PROJECTS IN TURKEY

Turkey itself is a special challenge being the link between occident and orient forming the political bridge – or tunnel – between Asia and Europe. One of the biggest and at the same time oldest Cities in the world, Istanbul, the ancient Constantinople, will always play an important role in innovative developments in order to handle daily life of approx. 12 Mio people living at a strange seismic active edge of the world. Istanbul is situated near the North Anatolian fault line, which runs from Northern Anatolia to the Marmara Sea. Two tectonic plates, the African and the Eurasian, push against each other here. This fault line has been responsible for several deadly earthquakes in the region throughout history.

Figure 6. Needle eye between occident and orient – the Bosporus Strait.

Tunneling in this area has always considered the respect of the underground's heterogeneity. From 2000 to 2003 a small double shield of 2,9 m diameter proved to be the right choice for the Tarabya waste-water

tunnel and collectors close to the Bosporus. Best performance within the 8,8 km long tunnel through sediments of limestone, sandstone and siltstone was during an 8 hour shift approx. 90 m of tunnelling.

Actually 2 EPBM (∅ 6,62 m) are planned to excavate the first metro on the Asian side of Istanbul, the Kardiköy-Kartal Metro line, – two twin tunnels of approx. 21 km each. The big challenge is the heterogeneous ground whereas the 2 EPBM are equipped with rock facilities and probe drill equipment to handle mainly shale and limestone of the Kartal formation.

Figure 7. EPBM for the Istanbul Metro, Kadiköy - Lot 1.

The actual project under construction the LRT - Metro Otocar with an EPBM (∅ 6,49 m) runs successfully within mainly cohesive ground and limestone conditions. Here only a few improvements of the logistic system lead to tremendous increase of the performance of the TBM.

High abrasion on the cutters in combination with very shallow overburden sometimes made the tool inspection and maintenance in the working chamber to a big challenge and asked for additional ground treatment works from the surface. These experiences showed again that TBM technology has always to be seen in close relationship to the direct and indirect ground conditions whereas maintenance activities have to be planned in an early stage for the whole tunnel alignment.

Figure 8. EPBM for the Otogar– Mahmutbey LRT Projekt, Section Bagcilar – Kirazli.

Tunneling works in the capital of Turkey for the Ankara metro reflect again the very heterogeneous ground conditions that can be faced with an EPBM. This project is mostly excavated in the Ankara Clay and in the Alluvium formations which includes mainly sandy or silty clay and clayey sand to gravel.

Actually tunnelling at the Uluabat Hydropower project in the North West of Turkey bears highest challenges regarding unexpected very high convergences caused by squeezing rock conditions. To escape from jamming of the shield body the logistic support of the TBM must be very professional organized in order to keep the TBM moving. Furthermore an increased overcut of the cutterhead has to be realized to compensate very quick deformations of the ground along the shield-body. The big challenge is to recheck the feasibility of actual project data which are sometimes far away from assumed conditions based on the initial geotechnical report and to be encouraged to adapt tunnelling works to the new geological realities.

One of the biggest challenge in Istanbul at present is the plan to build a further road connection between the two continents which is a must regarding the daily traffic jam. However, the planned tunnel will not be situated like the planned Melen 7 tunnel for water supply deep down within the limestone formation which (should) protect the TBM from surprising water ingress. Due to the very big tunnel profile at a more shallow level mixed ground conditions close to the invert of the Bosporus have to be expected. For such a

century project the participants should be chosen from a narrow circle guaranteeing experiences in comparable conditions. Thus, there are not many contractors and TBM manufacturers left who can achieve such a challenging aim. Two digit ground-pressure values are under discussion. The underpass of the Bosporus describes an extraordinary process which confines the possibility of maintenance or ground stabilization works from the surface which carries one of the world's heaviest ocean traffic. Based on these restricted boundary conditions, the key element for a successful execution is the TBM in combination with an experienced contractor. The projects do not allow a trial and error method to find the best technology. Based on world wide experiences with very large TBM under high face pressure the double-chamber Mixshield with all additional devices for handling very tricky boundary conditions and providing the lowest risk for intervention into the working chamber (accessible spokes, spherical main bearing, ground treatment from the shield, visually and electronically tool check at the cutterhead, special high pressure tool chamber with shot-door housing system etc.) should be the first choice.

Figure 9. Innovative technology for the challenging crossing of the Bosporus strait - accessible cutterhead.

4 FINAL REMARKS

Turkey will always be under the focus due to its outstanding history and geographic situation at the Bosporus. Thus, a special responsibility has to be carried by all activities – politically and technically. Tunnelling at this tectonic active area with all its geotechnical challenges requires high sophisticated planning and the highest developed mechanized TBM technology in order to translate it into action and to achieve highest quality tunnels. Many successful tunnels have already been built in Turkey so far with EPB and hardrock TBM and are currently under construction – some are good, some are even better. Tricky ground conditions which have always to be expected in Turkey due to its special geological history should not be the source for disputes but the motivation for constructive cooperation in order to improve action. This is the real challenge beside all other engineering engagements. To learn from critical case histories educates designer, contractors, TBM-manufacturers and clients for the outstanding century project in Turkey – a further necessary traffic tunnel under the Bosporus to release the dramatic traffic jams in the city and to add a further connection between occident and orient.

REFRENCES

Tunnel Magazine, DAUB – Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen, 5/97, *Recommendations for selecting and evaluating tunnel boring machines*, page 20 – 35.

TBM Design Considerations: Selection of Earth Pressure Balance or Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines

Rick P. Lovat
President & CEO, LOVAT Inc.

ABSTRACT In order to determine the specification of the machine to offer a Tunnel Boring Machine (TBM) supplier requires a minimum amount of information. This information is used in determining the specifications of the machine to be proposed as well as the level or type of face support required for the project. The focus of this paper is to list the required information for the design of a TBM and focus on the selection of the EPB or Slurry TBM method of face support based on the conditions of the project, from geology, alignment restrictions and local knowledge / support.

1 INTRODUCTION

In order to asses the type of machine required and the type of pressurized face support required for a project there is a minimum amount of information needed by the TBM supplier / designer. Keeping in mind that providing more information than the minimum will help to more quickly define the machine specifications and lead to a more informed / educated decision.

In order to determine the specifications for a TBM to be proposed for a project the TBM supplier requires certain information including but not limited to;

- geology - alignment [both vertical and horizontal]
- site restrictions - local knowledge and experience
- restrictions on use of products - availability of additives and costs
- sensitivity of the buyer to overall cost - Train Configuration

2 REQUIRED INFORMATION FOR DETERMINATION OF TBM REQUIREMENTS

In order to determine the type, specifications and requirements for a TBM the following information is required by the TBM manufacturers / designers in order to ensure a suitable machine is selected for the project.

2.1 Geology

The anticipated geological conditions along the alignment are critical to the selection of the machine. The type of soil, rock and the presence of water have a fundamental impact on machine selection. The type of information typically provided include, soil/rock type and description, soil/rock strength parameters, grain size curves for soils, permeability (both primary and secondary) and the level of water above the tunnel alignment – or the lack of water as well.

A simple change in the geology or the presence of water can change the type of machine from a simple open machine to a fully pressurized EPB or SPB type machine with complex operating parameters.

2.2 Tunnel Alignment

Other information critical to the selection of the TBM is the tunnel alignment. The TBM must be designed and built to be able to excavate the proposed tunnel along the pre-established line and grade. Items such as the minimum horizontal or vertical curve can have dramatic impact on the layout and configuration of the machine. A curve radius of 300 m is negotiable by most styles or types of machines but if the radius tightens to 200 m or less the design of the machine must be done carefully to ensure that the TBM and all of its ancillary equipment can negotiate the tighter curve.

Also, part of the alignment is the slope of the tunnel. Most metro or road and sewer tunnels have limited slopes based on their final use. However, there have been instances where slopes of 70% have been excavated. At this degree of incline (or decline) the TBM design has to consider the ergonomics of operation on a slope as well as the limitations of hydraulic systems.

Also of interest to the manufacturers and designers of TBMs is the depth of the tunnel which can influence ground load pressures on the skin of the machine and the overall length of the tunnel drive and how it is broken up.

A machine designed to mine a tunnel 1500 m long is not the same as a machine designed to mine a tunnel 15,000 m long. The operation and principles of the machine may be the same but the selection of individual components will change in order to achieve the longer required operating life for the longer tunnel.

The number of drives and their individual length will also influence machine design as frequent shafts will allow access to the cuttinghead for maintenance in a controlled environment where as widely spaced shafts (or none at all) may require additional measures (compressed air, mechanical face support doors etc.) to be available for accessing the cuttinghead in poor ground conditions.

2.3 Site Restrictions

Access to and the size of the job site will also impact the TBM selection. The size of the site, the ability to get cranes into the site to lift the TBM in and out of the shaft or portal will dictate the size of the individual pieces that the TBM can be shipped in.

The location of the site can also restrict the allowable shipping size of individual components. The smaller the individual component that can be shipped to site the more time is required for disassembly at the manufacturing plant and reassembly on site. Items to consider when locating a site are:

- Available Space: is it suitable for the installation of the equipment and for effective operation of the job site.
- Restricted Access: are the local roads leading to the site of sufficient size or capacity to allow the movement of large pieces of equipment and the removal of excavated material from the site in an efficient manner.
- Available Equipment: is there a crane big enough locally to lift the maximum size of TBM component that will be sent.
- Shaft Dimensions: what are the dimensions of the shaft, is there a head or tail tunnel, what room is available for assembly of the TBM for launch.

All this will impact assembly and launch times on site. A TBM that can be set up in its full configuration at a portal can be assembled and launched to 100 m bored in two months. If we remove the ability to fully assemble and give minimum space to erect and launch the TBM the two months can become six months impacting project schedule and completion.

2.4 Additives

Both EPB and SPB TBM operations require the use of additives in order to control the behaviour of the excavated material. In an EPB TBM additives include water, foam, polymer, bentonite or any combination of

them. In an SPB TBM additives are primarily bentonite in a slurry but can also include special polymers and other agents that aid in the separation of finer grained soils such as clay from the bentonite slurry.

The availability of the additives in both quantity and price and the ability to be allowed to use the additives (in some durasdictions bentonite is considered a contaminant) may restrict the type of machine selected.

2.5 Buyer Experience and Local Knowledge / Support

The experience level of the contractor and the local work force can also dictate the preferred machine type. If local contractors and labourers have used one type of machine in the past then local infrastructure would be available to support this type of machine. A new style of machine may have a longer learning curve, require more outside assistance for longer after launch and local companies would not be as likely able to support such equipment.

2.6 Critical Structures

Presence of any Critical Structures (monuments, old buildings, proximity to other underground structures etc.) and the level of settlement that these structures can tolerate will force the use of a pressurized machine (EPB or SPB) on a project that would not otherwise require a pressurized TBM.

2.7 Project Time Table

The project time table may dictate the use of refurbished or already available equipment which may dictate machine type (what can the contractor get their hands on quickly in the required diameter).

The schedule may also force the use of multiple machines which in the case of the SPB machine can have a large impact on the surface treatment plant size.

The planners need to be aware of the schedule they are asking for and be aware of the impact on the type of equipment that will be available to the project because of a tight schedule. Rather than a custom built for purpose machine there may only be available machines that are adequate but not ideal for the anticipated conditions along the alignment.

Planners should also consider that the rate of advance of each type of machine will be different. EPB machines can take advantage of good conditions and go faster than a slurry machine whose advance rate will be more restricted by the slurry system behind it. However, the EPB machine will likely require more maintenance of the cuttinghead face. At the end of the day the EPB machine will have higher daily production but over the course of a week or month the SPB will catch up part of that advantage.

2.8 Items for TBM Design

The following items are not necessary for the selection of the TBM but will dictate the basic and in some cases the detailed design of the machine.

2.8.1 Tunnel lining

The configuration of the tunnel lining will not affect the type of machine selected but it will dictate the design of the machine in the following areas:

- Machine Diameter - Length of the Machine
- Segment Handling - Segment Erection
- Stroke of Propulsion Cylinders - Number / Quantity of Propulsion Cylinders
- Size of Muck Train (EPB)

The information required for the design and detailed design of the TBM is as follows:

- Segment Layout / Orientation - Style of Segments (Left/Right or Universal)
- Quantity of Segments in Ring - Maximum Segment Width
- Minimum Segment Width - Taper
- Thickness - Inside and Outside Diameters
- Joint Details (orientation / angle)

2.8.2 Train configuration

The configuration or make-up of the train will impact the design of the TBM gantry (trailing

support structure) and the materials handling equipment for the movement of segments and consumables. Items required include the following:

- Train Configuration (quantity and type of cars) - Orientation of Train (where everything will go)
- Size of Muck Cars (Length x Width x Height) - Size and Capacity of Locomotive
- Track Gauge - Track Level / elevation from invert
- Rail Section Length - Rail Size / weight

3 SELECTION OF FACE SUPPORT FOR PRESSURIZED EXCAVATION – EARTH PRESSURE BALANCE VS SLURRY PRESSURE BALANCE

Once information is available the most important selection for the TBM end user and the manufacturer is the type of face support that will be utilized. The two available methods of pressurized excavation are Earth Pressure Balance (EPB) and Slurry or Slurry Pressure Balance (SPB).

EPB and SPB machines have advantages and disadvantages. Each of which needs to be considered independently for each set of project conditions. A disadvantage that is minor for one project may be considered critical and be the main decision maker for the next project. The same goes for advantages, where on one project being able to mine faster is a good advantage but on another it may be irrelevant as other factors on site such as location, logistics etc. make going faster less important to the overall project completion.

3.1 Advantages of EPB TBMs

The EPB TBM has numerous advantages a few of which are listed here. Those listed are in direct comparison to the SPB TBM and the same will be the case following for the SPB advantages.

- Overall simpler system to learn, operate and maintain
- In case of face collapse amount of ground loss is limited
- Able to take advantages of self-supporting grounds
- Better overall production rates are possible over SPB TBMs
- Lower capital cost
- Smaller site and launch shaft
- Lower consumption of additives (no slurry circuit)

3.2 Advantages of SPB TBMs

A few of the main Advantages of the SPB over the use of an EPB machine are as follows:

- Required pressure is determined / controlled by system
- Lower torque
- Lower Cuttinghead Power
- Contaminated muck is not exposed until it reaches the surface
- Able to integrate rock crusher
- Cleaner Tunnel Environment

3.3 Similarities of Design

It should be noted that the basic design of an EPB TBM and a SPB TBM are quite similar. The overall appearance and many of the systems from one type are used directly on the other with limited or no change to design. These similarities include:

- Main structures - Trailing Gantry Structure
- Propulsion - Segment Erector and handling

3.4 Settlement Control

The selection of EPB or SPB is all based on the requirement to maintain control of the excavation face in order to prevent settlement. As shown in the preceding Section 2 there are various reasons to control settlements to within certain limits.

Both types of machine can maintain very good control over settlement when operated correctly. The SPB TBM maintains control over settlement by control of the slurry pressure, flow and density in the cuttinghead chamber. While the EPB TBM maintains control of settlement by control of the EPB

Pressure in the Cuttinghead Chamber during excavation which is done with matching rates of extraction of material to advance.

In both types of machines the control that is maintained by the machine is for the face only. Control of settlement however, does not stop with the face. In most cases secondary settlement (settlement after the machine has passed) is far greater than settlement experienced as the machine mines past a given point. This secondary settlement must be controlled by good backfill grouting around the segments. This is something often overlooked and is the topic outside of this paper.

4 SELECTION OF TYPE OF FACE SUPPORT

4.1 Comparison of EPB and Slurry

As can be seen in the chart (Fig. 1) the use of either the EPB TBM (Fig. 2) or the SPB TBM (Fig. 3) is possible in a full range of ground conditions. Traditionally the EPB machine has been selected for finer grained soils and the SPB for coarser grained soils. In recent years the increased development of additives and additive injection systems has allowed the two types of machines to excavate a broader range of soil conditions to the point where the type of soil is no longer the most critical item in the decision making process of EPB vs SPB.

4.2 Criteria for Selection

Areas for comparison between the two types of face support / machines are numerous. Some of the more common areas to consider include:

- Overall site power requirements - Use and availability of additives
- Capital cost of equipment - Required site size
- Disposal of excavated material - Speed of excavation
- Local experience
- Calculation of support pressure for settlement control

The ratings of each type of TBM (EPB or SPB) under each of these categories as well as others needs to be considered for each project. The final decision for one project may be based on the criteria of site size that was not critical for a previous project because of its location. Each criteria used must be independently considered and then a rating as to how critical each criteria is must also be done to provide a “weighted” rating for the specific project.

5 CONCLUSIONS AND RECOMMENDATIONS

In order to make the decision on the selection of Earth Pressure Balance vs Slurry Pressure Balance we must consider all the selection criteria. Nothing can be put aside as inconsequential without a minimum level review. Items which are unimportant to the decision process on one job may be critical to the decision process on another project or anywhere in between.

To recommend EPB or SPB for a project without a complete review of all available information and a study of each of the selection criteria in detail would not be an advisable course of action. To eliminate one method over the other or to set a preference should only be done after due consideration has been given.

Both Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machines and Slurry Pressure Balance Tunnel Boring Machines have their uses in modern tunnelling and both methods of pressurized face support should be given consideration during the selection process of a project.

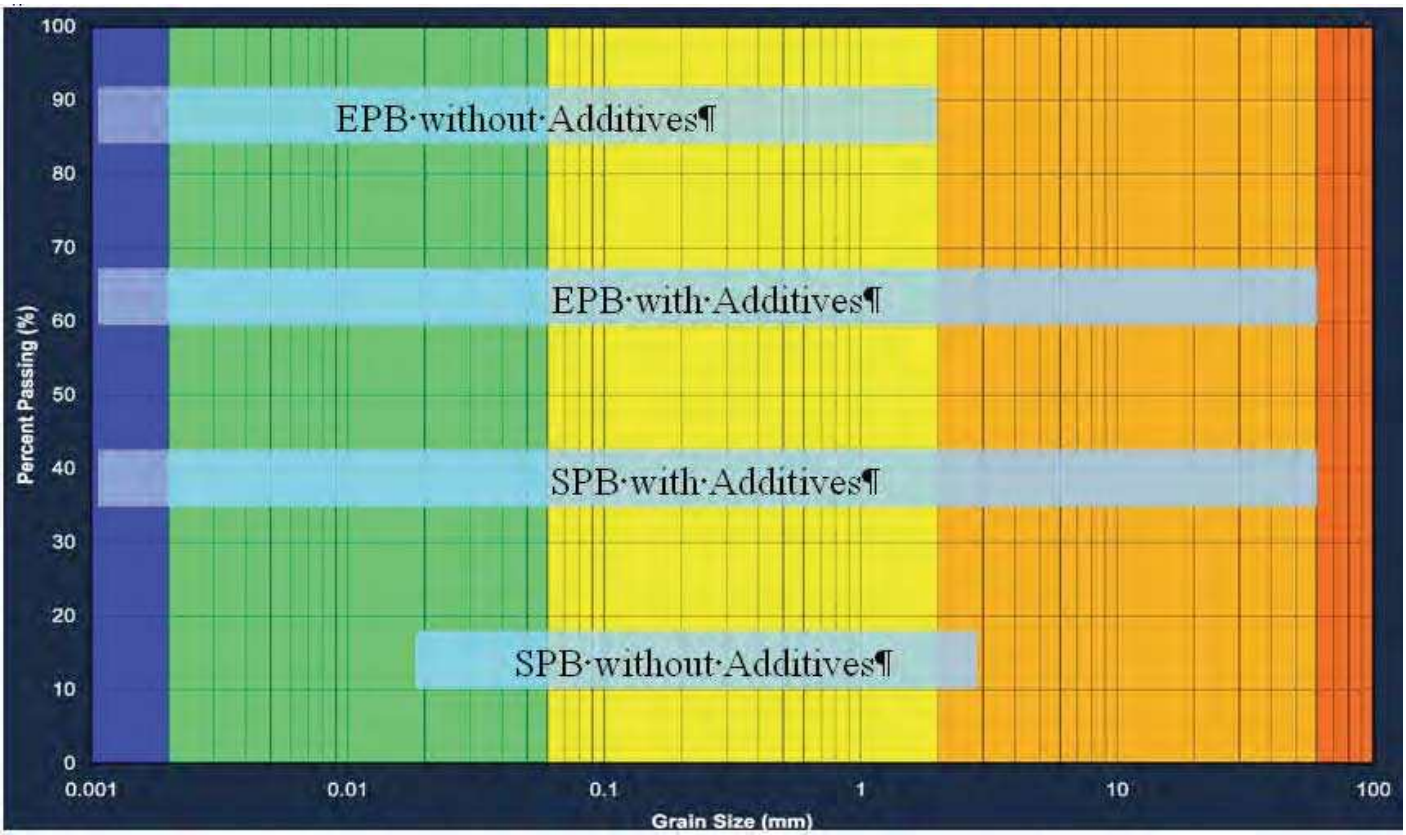


Figure 1. Soil Grain Size Limits for EPB and SPB TBMs

Figure 2. EPB TBM (6 m ϕ)

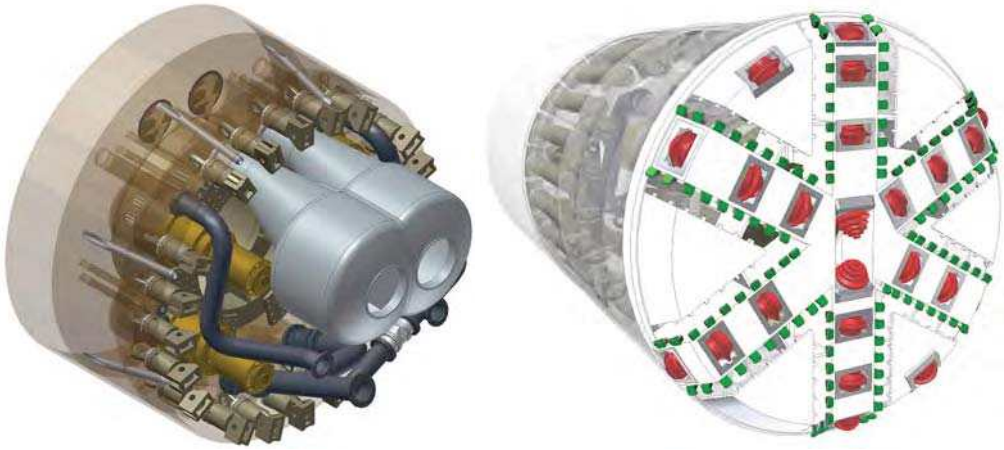


Figure 3. SPB TBM (6 m ϕ)

EPB Tunnelling – Chances and Limits

EPB Tünel A ma Tekniği Şanslar ve Sınırlar

Lars Langmaack

BASF Construction Chemicals, UGC Underground Construction Group, uerich, S it erland

Suat Seven

BASF Construction Chemicals, UGC Underground Construction Group, İstanbul, Türkiye

ABSTRACT Earth Pressure Balancing (EPB) tunnel boring machines (TBM) using soil conditioning additives have become more and more frequent in the world of tunnelling. Their abilities to produce and secure the earth pressure equilibrium together with consideration on their ecological and toxicological aspects are the most important factors of a successful TBM drive.

ÖZET Tünelcilik dünyasında Zemin Basıncını Dengeleyen (EPB) tünel açma metodu ile çalışan tünel açma makinalarının (TBM) zemin koşullarını düzenleyen katkı kullanımları her geçen gün daha fazla kullanılmaktadır. Zemin koşulunu düzenleyen katkıların ekolojik ve toksikolojik etkileri dışında TBM makinalarının başarılı ilerlemesi için zemin basıncı dengesi üretip bunu sürekli sağlaması kullanımlarındaki en önemli etkendir.

1 GENERAL

The correct and effective use of soil conditioning additives is not always obvious.

The success of EPB machines – especially in non-homogeneous, highly porous or adhesive ground conditions – depends on good mechanical engineering combined with highly effective soil conditioning additives. Examples of these successful combinations are Madrid MetroSur, Toulouse Metro and Rome Railway tunnel projects. An additional important point for the choice of soil conditioning additives is also their possible impact on the surrounding environment. Risk assessments concerning the emission into ground water during application, the working place concentrations and emissions from the land filling of the treated soil are necessary.

2 TBM DESIGN VS GEOLOGY

EPB tunnelling is used in homogeneous as well as heterogeneous ground conditions. Famous examples for EPB drives in very heterogeneous geological formation are BPNL Lyon with a 10.98 m diameter NFM machine (Bentz et al., 1997) and Barcelona Metro L9 with a 12.06 m diameter Herrenknecht machine (Gabarró et al., 2003). The soil distribution of these two projects is indicated in Figure 1.

As a consequence of the soil heterogeneity, the TBMs cannot be designed for the optimum of a specific geology, but for the overall optimum (Rehm, 2004). This implicates a compromise from the machine technology point of view which has to be optimized by using different soil conditioning agents.

The 3 most important factors for soft ground tunnelling - apart from the hard rock geology - are the

- Soil permeability,
- Ground water pressure,
- Risk of clogging and adhesion.

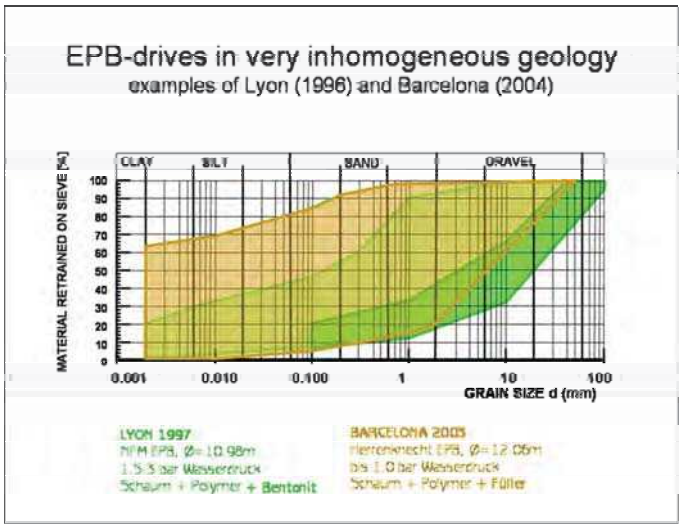


Figure 1. Soil distribution of Lyon and Barcelona (Langmaack, 2004)

2.1 Soil Permeability

The soil permeability for EPB drives can reach values of up to $k=10^{-3}$ for the most porous soils (BPNL Lyon, Turin) and comes down to practically impermeable clay (Heathrow T5).

The TBM drives in clay soil, either full face or mixed face, often suffer from face clogging and adhesion problems as described in Chapter 2.3.

In porous soils, the typical problems are a very instable tunnel face, uncontrolled soil and water ingress, as well as loss of face pressure through the soil. These problems were lately described for the Milan Metro project (Grandori et al, 2003). Of importance to a successful TBM drive is the mechanical adaptation of the TBM itself including shield opening factor, number and choice of tools and finally the right soil conditioning with foams and polymers combined with a complete filled working chamber. The use of pure foams will not be successful; details are seen in Chapter 3.2.

2.2 Ground Water

An important influence for EPB drives in soft ground is the ground water level and therefore the ground water pressure. The higher the water pressure, the more difficult uncontrolled water ingress and settlement risks can be avoided. From the machine technique point of view only few things can be done like long screw conveyors to decrease the pressure gradient, installation of piston pumps after the screw conveyor, etc.. The most important factor to successfully control the water is to fill the TBM working chamber completely with a homogeneous and impermeable soil paste by help of foams and polymers. Successful site examples have been demonstrated at the Botlek Tunnel and Aviles Sewage Tunnel drives as described in the literature and in Chapter 4.1.

2.3 Clogging and Adhesion

EPB drives in clay formations, either full face or mixed face, often run into clogging and adhesion problems. Cutterhead openings can be easily closed and cutterhead tools can become ineffective by clogging clay. The problem of clay clogging and adhesion will always lead to difficult TBM steering, slow advance rates and extensive cleaning. From the machine technique point of view only few things can be done like the design of an open cutterhead, especially in the central position, and well placed mixing devices in the working chamber. Again one of the most important factors to successfully reduce the clay clogging and adhesion is the use of foams and/or special anti-clay polymers (details are seen in Chapter 3.3). Site examples where successful implementation of these technologies has been observed are on the Madrid MetroSur (MBT Online) and Roma 4 Venti (MBT Online) tunnel projects as described in Chapter 4.2 or Toulouse Metro in Chapter 4.3.

3 NECESSISITY OF SOIL CONDITIONING

Only the use of soil conditioning additives makes it possible to fill the TBM working chamber to reduce the TBM torque and reduce the abrasion. No other modes of advance are suitable, and especially not in case of instable ground and sensitive surface areas (Babendererde, 2003; Fig. 2).

The earth pressure equilibrium can only be achieved if the TBM working chamber is filled completely with soil (Herrenknecht et al., 2003; Steiner et al., 1994). Therefore the soil must be treated during excavation with soil conditioning agents:

- Foams,

- Polymers for porous soil,
- Polymers for clay soil,

either separately or in combination.

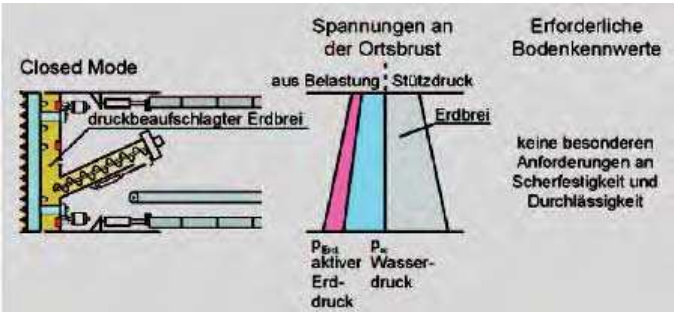


Figure 2. EPB mode (Babendererde, 2003)

3.1 Foam

The main demand of foam as conditioning additive is to obtain a suitable soil rheology to build up and maintain the necessary support pressure in the working chamber and prevent high pressure variations. Foam incorporated in the earth paste has the same effect as the big air bubble in Slurry machines. The reduction of torque and abrasion are very important additional effects, too. Foam is produced by turbulent mixing of a surfactant solution with air (Langmaack, 2000).

The main surfactant properties are:

- Fluidising effect on soils because of the decrease of surface tension. Soil particles are no longer bound to each other by linked water.
- Electrostatic repulsion effect which can separate two particles attracting each other by electrostatic forces.

Laboratory tests, as well as the site experience, show that often each soil type, from stiff clay to sandy gravel, requires more or less its own type of foam to reach the best effectiveness. Figure 3 demonstrates the effects of a foaming solution on clay and clayey sand. Due to test limitations, it was impossible to use foam. The tests are used to distinguish effective from ineffective agents; the quantity indications as given in Figure 4 must not be transformed to site use and will be drastically reduced when using the same surfactant as foam due to the additional effect of air bubbles.

Of importance is the reduction of the angle of internal friction as well as the cohesion. In clay soil, the reduction of cohesion is one of the main tasks of foam. The type of surfactant which shall be used for a specific site has to be determined by preliminary laboratory tests with the original in-situ type of soil.

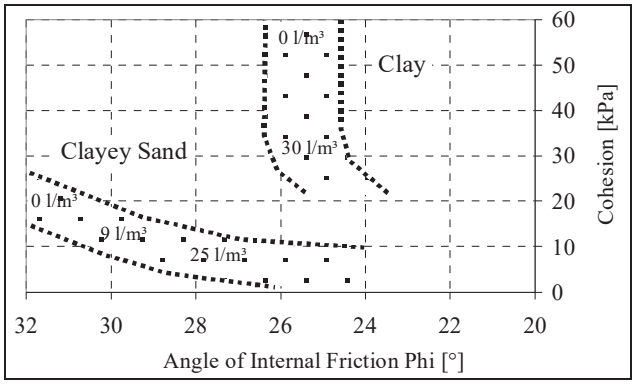


Figure 3. Surfactant solution effects on soil (Jancsecz et al., 1999)

Figure 4. Clay behaviour without and with anti-clay polymer

3.2 Polymer for Clay Soils

As indicated already in Chapter 3.1, soil conditioning additives shall decrease the clogging and adhesion characteristics of clay soil. Therefore, anti-clay polymers have to adsorb on the clay particle surface. They have to carry a high charge density to separate the soil particles and they should furthermore be able to create a steric barrier in order to avoid re-agglomeration effects.

These demands can be fulfilled by surfactants and anti-clay polymers, but anti-clay polymers are much more efficient. Anti-clay polymers are mainly used to support the anti-clogging and anti-adhesion properties of the foam, but they might be introduced without foam, too. Figure 4 illustrates the effect of those polymers in clay soil.

Using only foam and water, the clay particles agglomerate immediately and show extensive adhesion to metal surfaces (Fig. 5 left part). Using a TBM in this mode, the cutterhead, as well as the working chamber, will get plugged. Only the additional use of anti-

clay polymer results in separated clay lumps and decreases to a minimum their adhesion (Fig. 5 right part). A correct EPB mode with a reasonable TBM advance rate and minimal maintenance and stoppages is only possible to achieve under these conditions.

3.3 Polymer for Porous Soils

In contrast to the anti-clay polymers, the polymers for porous soil have to create cohesion in order to obtain a pasty soil rheology.

Figure 5. Comparison of original pure dry porous soil and homogeneous paste after mixing with foam and polymer

A couple of polymers can be used in porous soils:

- water binding polymers to dry out (liquid) soils,
- soil structuring polymers which are useful in loose, coarse soils to change the soil rheology and which prevent sedimentation,
- foam stabilising polymers.

Some polymer developments are based on hydrocarbon chains and produced by bacterial fermentation. These polymers are water soluble, biodegradable and compatible to the foam surfactants. Both of them are safe for foam generators and consequently they can be mixed with the foaming solution. Polymers also induce a more stable support pressure in the working chamber during boring and when stopping the machine.

All polymers should be preferably in liquid form to avoid dosing problems and additional installation to get a solution or suspension out of the powder.

4 SITE EXAMPLES

The following chapters introduce 3 TBM sites with difficult geologies, where the soil conditioning performance and Ecotoxicological properties lead to success.

4.1 Aviles Sewer (Spain)

The Aviles Site works with a Lovat EBP machine, diameter 3.40 m. After facing stiff clayey silt, the soil changed over a length of approximately 1000 m to pure gravely beach sand with a seawater pressure of up to 3.0 bars of which the grain size distribution is shown in Figure 6:

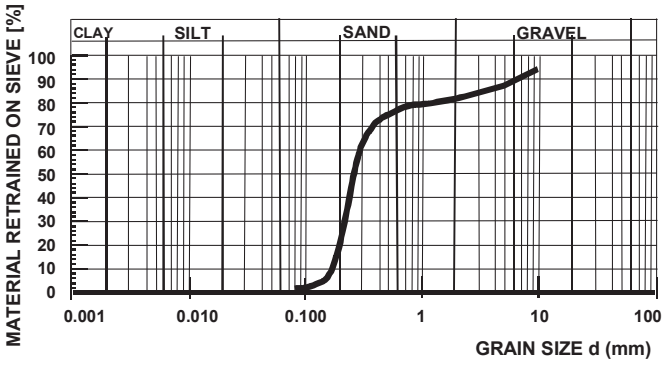


Figure 6. Grain size distribution curve of Aviles Sand

The use of only foam in this type of geology resulted in incorrect pressure in the working chamber, uncontrolled water inflow and very slow TBM advance rates (Fig. 7).

Figure 7. Sand excavation only with foam

There was no possibility on the machine to introduce additional filler suspension into the working chamber. An extra installation had been too costly and too time intensive. The alternative solution was to use additional Polymers – in order to make the soil as plastic as possible to be able to install a counter pressure against the seawater and to reduce

the water content of the outcoming soil. The result is shown in Figure 8 and visualises the tremendous change.

Figure 8. Sand excavation with Foam and Polymer

With the above mentioned soil conditioning by using a combination of foam and structurising polymer, the average daily progress achieved 27 meters with a maximum daily performance of 50.5 meters with fully filled and pressurized working chamber up to 3 bars and without any trouble with water income. Details concerning this jobsite are given by Fernandez (2002) and Langmaack (2001).

4.2 Roma 4 Venti (Italy)

The Herrenknecht 7.90 m diameter EPB TBM S-184 operated by Astaldi / Impregilo JV was working on the Rail Link Tunnel project in Rome, Italy. After heading first through silty sand (tuff) formation, the ground later changed into very sticky and adhesive Vatican Clay. In order to overcome clay clogging at the cutterhead and stirring problems, as well as very low advance rates, it was necessary to use Foam in combination with anti-clay additives.

Figure 9 shows the TBM breakthrough in the receipt shaft with a clean cutterhead, using foam and anti-clay additives. The clogging problems could be drastically reduced and the TBM speed increased. Further project details are given by Marchionni et al (2002) and MBT Online Roma 4 Venti.

Figure 9. Clean cutterhead after breakthrough

4.3 Toulouse Metro (France)

The Herrenknecht 7.72 m diameter EPB TBM S-208 operated by Vinci / Eiffage JV was working on the Toulouse Metro Extension Project Lot 2 in France. The geologic formation is dry clayey silt with incorporated sand lenses under water pressure. In homogeneous clay formation, it was possible to excavate in dry mode under air pressure, but as soon as the sand lenses were hidden, the face support collapsed and water ingress was observed. This resulted in overall slow advance rates, extensive TBM cleaning, conveyor belt difficulties and last but not least in doubts on face stability and surface settlements.

Only by using foam and anti-clay polymer together with water it was possible to create a non adhesive, non-clogging soil paste to fill the working chamber completely and work in EPB mode. Figure 10 illustrates the quality of the excavated soil.

The TBM showed reasonable advance rates of 40-50 mm/min also in the EPB mode, no water ingress occurred any more and the face support could be secured.

Figure 10. Soft but not adhesive soil after excavation

5 ECOLOGICAL AND TOXICOLOGICAL PROPERTIES OF SOIL CONDITIONING AGENTS

As substantiated in Chapter 2 and 3, the use of soil conditioning products is unavoidable when using a EPB machine. They have not only to fulfill performance criteria but also toxicological and ecotoxicological criteria. In consequence, the possible impact on the surrounding environment plays an important role for the choice of soil conditioning additives and is one of the exclusive criteria.

In order to determine the possible risk of a product, a risk assessment study should be carried out. The most important factor in this study is the risk evaluation to human beings and the environment. It is mainly determined by the following four points:

- The amount of substance entering the environment.
- The chemical and physical properties of a substance which determine the distribution in the environment. In most cases this is the leachability into ground water. In addition, bioaccumulation has also to be taken into consideration.
- The toxicity of a substance for the environment, respectively the toxicity towards aquatic organisms and for humans.

The elimination process (degradation and / or immobilization) also determines the distribution in the environment. Organic substances can be degraded in three ways:

→ Biodegradation: by organisms which already exist in the soil or added separately;

→ Hydrolysis: degradation in presence of water;

→ Photolysis: degradation under influence of light.

For a complete risk assessment, the emission into ground water during application, the working place concentrations and emissions from the land filling of the treated soil have to be taken into consideration.

5.1 Definition of Toxicity

Toxicity is the intrinsic capacity of substances to cause negative effects to organisms. Toxic effects depend on the amount of a substance which is available to the organism. Toxicity tests carried out in the laboratory are used to predict the so called 'safe concentrations' at which no negative impact on the organisms is expected. The acute toxicity differentiates toxicity to mammal organisms and toxicity to aquatic organisms. For mammals the lethal oral dose for 50% of the population (LD_{50}) is listed in mg substance per kg of organism weight, for aquatic organisms the lethal concentration for 50% of the population (LC_{50} or EC_{50}) is listed in mg per liter of water.

5.2 Definition of Bioaccumulation

Bioaccumulation is a process by which organisms concentrate chemicals within themselves. This can result either from their food or directly from the surrounding environment.

5.3 Definition of Biodegradation

Biodegradation is the breakdown of an organic substance by the action of microorganisms. Before degrading completely to water and CO_2, substances may degrade to smaller intermediates.

Persistence is the ability of substances to resist degradation.

6 SUITABLE SOIL CONDITIONING PRODUCTS

Suitable soil conditioning products should only be those, which show the desired functional properties and in the same time are as safe as possible for the workers and the environment. This implicates a judgment of the acute aquatic toxicity, potential for bioaccumulation, biodegradation and chronic aquatic toxicity by risk assessments.

6.1 Toxicological Recommendations

The most sensitive area is the acute aquatic toxicity. Tests should be done according OECD Guidelines 201 to 203.

Generally, the LD_{50} and $L(E)C_{50}$ product data shall be as high as possible. For all types of Polymers the $L(E)C_{50}$ data for Daphnids and Algues shall be preferably > 100mg/l water in order to be not classified for acute toxicity. Foams, due to their reduction of surface tension, should reach LC_{50} data of > 10 mg/l concerning fish (class acute III).

6.2 Ecological Recommendations

The ecological properties of a product are judged by biodegradation data, using OECD Guidelines with a defined amount of starting bacteria. Generally, soil conditioning products shall be either

- readily biodegradable or
- not biodegradable (inert material) and non-toxic

Both possibilities guarantee the lowest possible impact to the surrounding ecology.

6.3 Preferable Risk Assessment Results

6.3.1 *Risk for workers*

The expected impact on the environment should generally be low if the substances are adequately handled and the recommendations of the Material Safety Data Sheets are implemented.

6.3.2 *Risk for the environment*

No risks to surface water from emission due to pumped tunnel water or run-off water should be expected, providing that the water is drained into the municipal sewage system for treatment.

The potential infiltration of ingredients into the ground water during the product application should not cause any relevant risk for the environment. Based on the available information of the ingredient concentration in the treated soil, it should be able to be disposed on an appropriate landfill site without any special pre-treatment.

7 CONCLUSIONS

As demonstrated by the site examples, it is possible to drive a TBM successfully and rapidly also through difficult geologies. In addition to the choice of a well adopted TBM machine, the use of the right soil conditioning additives is vital - for very permeable soil under ground water table as well as for clay soil with high clogging and adhesion potential.

Additionally, all additives used in the site examples passed strict risk assessment studies to ensure minimum impact on the workers and the environment. Neither during construction nor on the disposal sites a negative influence of the soil conditioning additives occur.

REFERENCES

Babendererde, 2003. TBM mit Slurry- oder Erddruckstützung – Einsatzbereiche und Zuverlässigkeitsanalyse. Felsbau 21, No.5, p.155

Bentz et al, 1997. Optimierung des schaumgestützten EPB-Vortriebs, Boulevard Périphérique Nord de Lyon. STUVA Tagung Berlin 1997, Alba Verlag Berlin, 1998, Volume 37, p. 88, ISBN 3 87094 636 9

Fernandez, 2002. Aviles Sewage Tunnel, a tunnel below sea water level. AFTES 2002 Toulouse, Specifique ISBN 951 04 16 2 4. p. 131 ff

Gabarró et al., 2003. Metro Barcelona Linea 9 – Europe's greatest metro project with tunnel boring machines of large diameter. ITA 2003 Amsterdam, Balkema ISBN2: 90 5809 542 8. p. 637 ff

Grandori et al., 2003. Turin Metro Systems – Design and operation of EPB TBMs beyond the limits of this technology. Felsbau 21, No.6, p. 34 ff

Herrenknecht et al., 2003. Geotechnische und mechanische Interaktion beim Einsatz von Erddruckschilden im Fels. STUVA Tagung 2003, Dortmund, Bauverlag ISBN 3 7625 3602 3. p. 175 ff

Jancsecz et al., 1999.Advantages of soil Conditioning in shield tunnelling: Experiences of LRTS Izmir ITA 1999 Oslo, Balkema ISBN 90 5809 063 9. p. 865 ff

Langmaack, 2000.Advanced Technology of Soil Conditioning. North American Tunnelling Congress, Boston, A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 2000, ISBN 90 5809 162 7. p. 525

Langmaack, 2001. Application of new TBM Additives. BAUMA 2001, 6th Int. Symposium for tunnel construction. Verlag Glückauf GmbH, Essen, 2001, ISBN 3 7739 5964 8. p. 27

Langmaack, 2004. EPB - Vortrieb in inhomogenen Böden: Möglichkeitenneuer Konditionierungsmittel. Tunnel - und Tiefbautagung 2004, Györ, p. 121 ff

Marchionni et al., 2002. Galleria Quattro Venti in Rom. Tunnel No.8, , p. 8 ff

MBT Online Madrid MetroSur. www.degussa-ugc.com

MBT Online Roma 4 Venti. www.degussa-ugc.com

Rehm, 2004. maschineller Tunnelvortrieb unter sehr schwierigen geologischen Verhältnissen. Tunnel- und Tiefbautagung 2004, Györ, p. 99 ff

Steiner et al., 1994. Face support for a large Mix - Shield in heterogeneous ground condition. Proc. of Tunnelling '94. London : Chapman & Hall

Laboratory Research on Cohesionless Soil Conditioning for EPB Applications

Claudio Oggeri(*), Daniele Peila(*,**), Luca Borio(*), Sebastiano Pelizza(*)

(*)*Department of Land, Environment and Geoengineering - Tunnelling and Underground Space Center; Politecnico di Torino – Italy*

(**)IGAG-CNR (Italian National Reserch Council), Politecnico di Torino - Italy

ABSTRACT

Earth Pressure Balanced full face tunnelling machines have undergone experienced a remarkable increase in the number of applications throughout the world due to both mechanical developments and a more effective use of additives to condition the ground. Despite the extensive use of the EPB technique, little knowledge exists concerning the understanding of the behaviour of conditioned soil, particularly for non cohesive ground (sand and gravel).

The results of a test campaign on conditioned soil by means of slump cone test on different cohesionless materials are presented together with a those obtained using a laboratory device able to simulate the extraction of the ground from a pressurized tank with a screw conveyor.

1. INTRODUCTION

Earth Pressure Balance shield tunnelling has been successfully adopted in urban environments in recent years for very different ground conditions and at present it can be considered the most commons used mechanized tunnelling technology.

For EPB application the soil must have defined properties: in fact, if it is too permeable, groundwater cannot be controlled by the counter-pressure; if the material is not plastic there is no smooth flow to the screw conveyor, since the material tends to arch at the entrance of the screw conveyor and it is difficult to control the pressure inside the excavation chamber and the stability of the face (Anagnostou and Kovari, 1996) cannot be guaranteed. Moreover, in case of sticky clayey soils there is the risk that the cutter head, the excavation chamber and the screw conveyor can clog up.

As a first assessment, the soil features required for good EPB operations are:

1) a certain degree of plasticity that makes the treated soil suitable for the pressure transmission in the excavation chamber and the pressure decay control along the screw conveyor, as well as for the controlled extraction through the screw conveyor itself;

2) a low inner friction of the bulk material that allows to reduce both the power requirement of the cutting head, as well as the wearing of the machine parts that are in contact with the soil;

3) the persistence of the above-mentioned characteristics over the time, to allow a safe control of the face stability during the whole excavation step and when the machine has to be stopped due to any reason.

In order to extend the original application

field for EPB shields towards more difficult soils, as cohesionless material (sand and gravel) or sticking clayey soils, some additives, like foam, polymers or fillers, can be injected and mixed with the ground during the excavation and extraction step (EFNARC, 2005). It is worth to point out that the workability of the soil is also influenced by the finer content and the water content which must be considered for the correct design of the conditioning and for the definition of the amount of conditioning agents.

For the design of conditioning it is necessary to develop a specific series of tests able to give clear indications of the conditioned material behaviour and among the various tests used and proposed in technical literature the slump test and the extraction with a screw conveyor from a pressurized tank has found to feasible and able to give good and reliable information.

2. TESTS ON CONDITIONED SOIL FROM TECHNICAL LITERATURE

The technical literature regarding test methods for the characterization of conditioned soil is limited. For these researches tests derived from the geotechnical or concrete measurement technology have been used such as: mixing test; cone penetration test; permeability test; compressibility test; shear test; slump cone test.

Slump cone test has been widely used to provide a measure of the conditioned soil plasticity by Peron & Marcheselli (1994), Quebaud et al. (1998), Bordachar and Nicolas (1998), Jancsecz et al. (1999), Williamson et al. (1999), Leinala (2000), Pena (2004), Vinai et al. (2007), Peila et al (2007b) since is simple to be carried out, quick and low cost and it gives an overall index of the conditioned material behaviour. Generally good values of slump cone fall range from 120mm to 250 mm.

Anyway only a test that is able to simulate EPB operations and which involves both the conditioning of the soil and the interaction between the soil and the machine would be truly significant to understand the conditioned soil behaviour as done in the following researches

- a 1/10 scaled model for EPB excavation simulation was set up in the work of a National French Research Programme (AFTES, 2001). The model consisted of a 500mm diameter cutting head of 500 mm, a conical excavation chamber, a inclined screw conveyor, a horizontal screw conveyor, a cylindrical shield and four thrusting cylinders. The soil to be excavated was placed in a rigid 2 x 1.3 x 1.3 m box.
- A loading device, using ten air cushions, allowed the simulation of an additional overburden. The system was instrumented with several monitoring transducers for the driving parameters, the soil stresses and deformation control (Branque et al., 2003);
- a laboratory model of a screw conveyor device and a full-scale EPB machine screw conveyor were used by Bezuijen and Schaminée (2001) to study the behaviour of conditioned sand soils. They observed that the pressure was dissipated linearly along the conveyor, that the screw torque was approximately constant and that the pressure at the end of the conveyor was depending on the opening of the gate valve at the discharge point;
- a full-scale EPB screw conveyor was used by Yoshikawa (1996) and a number of tests were performed with plastic soil and with different screw speed. He observed that a linear pressure gradient was present in the screw conveyor;
- a laboratory screw conveyor apparatus, where the material was extracted from a tank by a sub-horizontal screw, was built by Oxford University, in partnership with Cambridge University (Mair et al., 2003; Merritt and Mair, 2006). The laboratory device was made up of a pressurized tank which was connected to a 1m long and 0.1m diameter horizontal screw conveyor. The screw conveyor was instrumented in

four sections, each with two load cells to measure the total normal stress and the soil-casing interface shear stress components and a pressure transducer to measure the pore water pressure in the soil. Measurements of the screw torque were also carried out. Tests can be performed with various pressures applied to a cohesive soil over a range of screw speeds, with different discharge outlet conditions.

- a laboratory screw conveyor apparatus, where the material was extracted from a tank by an inclined screw, was built in Politecnico di Torino (Peila et al., 2007a; Vinai et al., 2007). The device represents an approximate 1:10 screw conveyor scale model with a screw conveyor length/diameter of 9. The device (Figure 1) is made of a 800mm high tank with a 600mm nominal diameter which is filled with ground. An aluminium plate connected to a hydraulic jack, with a stroke of 500mm, applies a nominal pressure to the tank (up to 2MPa). A 1500 mm long screw conveyor is coupled to the tank with an upward inclination of 30° and the screw extends inside the tank to collect and extract the soil. The diameter of the screw case is 168 mm, the flights have a pitch of 100 mm. During the test the following date are monitored: the pressure distribution in the tank, the required torque of the screw, the upper plate displacement gradient, the discharged weight gradient and the trend of the pressure values along the screw conveyor. These parameters allow a good characterization of the conditioned soil.

3. CARRIED OUT SLUMP TESTS

To verify the applicability and feasibility of slump test to characterize conditioned soil, some soil sets mixed with different percentages of water and foam were tested (Peila et al., 2007b). The used foam is obtained with a FER (ratio between the obtained volume of foam and the volume of the generator fluid: water + foaming agent) of 16, which is an average value with reference of the one usually used in tunnelling, while the foaming agent is a commercial one (Polyfoamer used with a concentration of 2%). Since in practice, in real tunnel excavation, a great variability of FIR can be observed raging from 10-80% (EFNARC, 2005), the test are carried out using a FIR range of 20-60%.

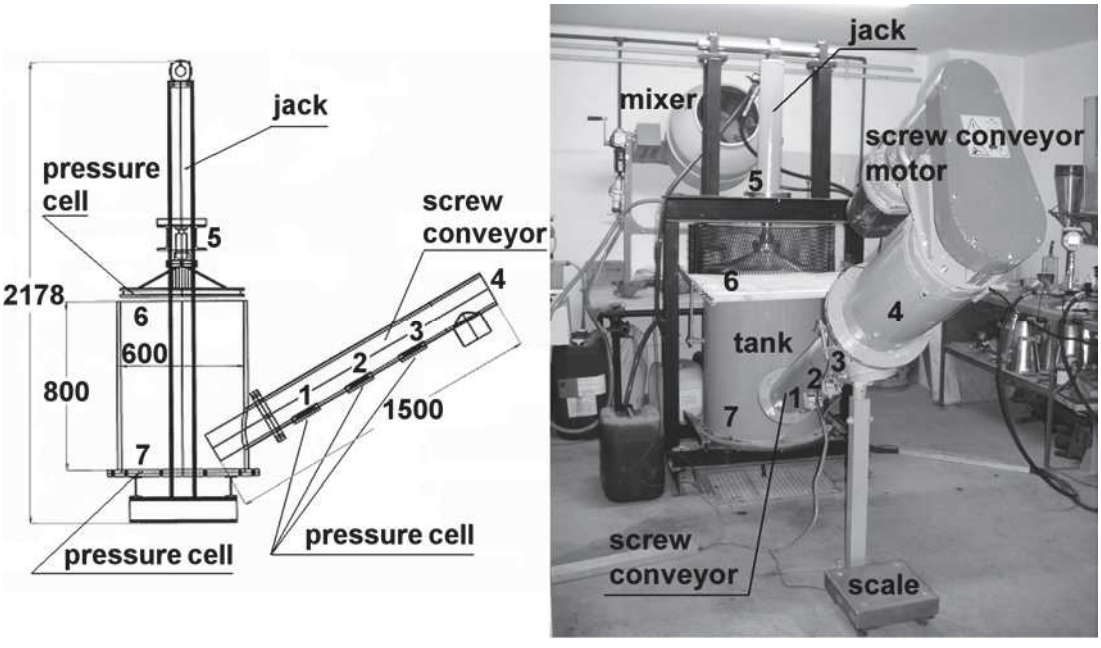


Figure 1. Screw conveyor device cross section drawing (measures in mm) (Peila et al. 2007a)

The used soils are prepared in laboratory (Fig. 2) and their general properties are:

- soil 1: a medium size sand, with D_{10} =0,12 mm and D_{60} = 0,5 mm
- soil 2: a mix with the same sand of soil 1 and gravel with grain size of 4-8mm, with D_{10} =0,2 mm and D_{60} =5 mm
- soil 3: a mix with the sand of soil 1 and gravel with grain size of 8-15mm, with D_{10} = 0,2 mm and D_{60} = 9 mm
- soil 4: a mix with 45% of sand, 45 % gravel 4-8 mm, 10% of silt, with D_{10} =0,2mm and D_{60}=3,5 mm.

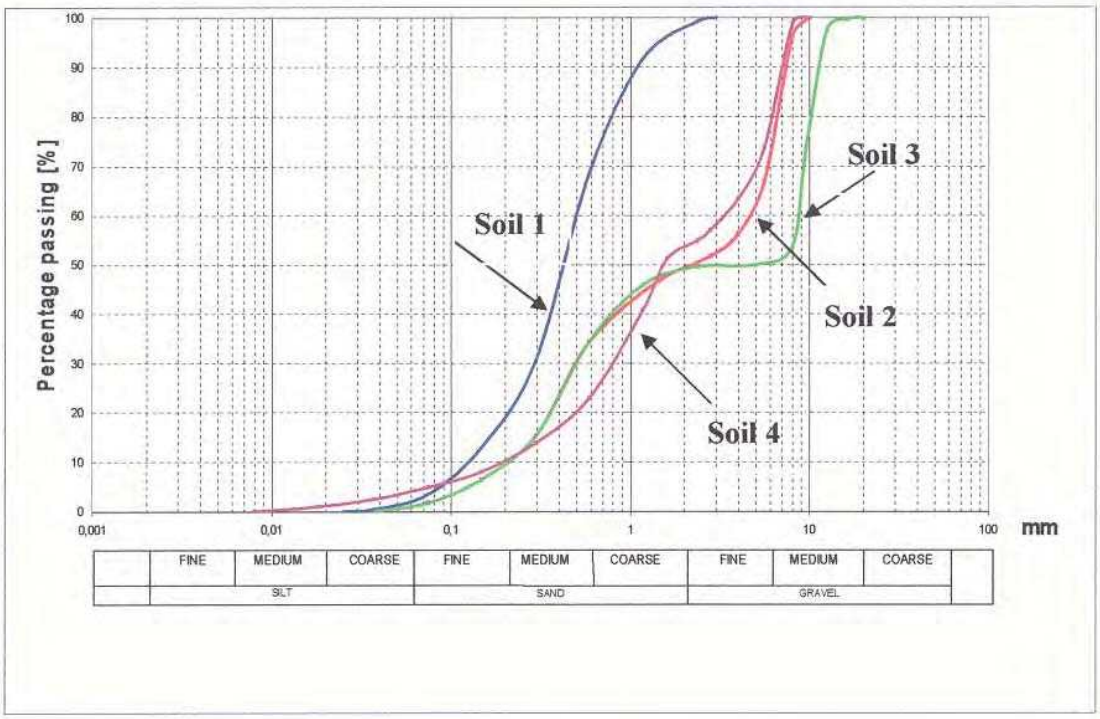


Figure 2. Particle size distribution chart of the conditioned soils

The slump cone test is performed following the Standard Test Method for Slump as suggested by ASTM 143C and it is carried out as follows: the conditioning soil is mixed with the foreseen amount of foam and water in a concrete mixer and then it is pound inside 2 slump cones. After one minute, the cone is lifted up. In the definition of the material behaviour the shape of the slump, the breaking way of the soil cone and the drainage of water from the conditioned soil are observed and taken into account.

Three main behaviour fields are identified:

- too stiff behaviour or impossibility to create a plastic "paste" and with an irregular collapse of the cone;
- too fluid behaviour with a drainage of water or foam from the soil;
- correct plastic behaviour of the mix.

The influence of the large size grains on the conditioning procedure is relevant and it is clearly focused on Figure 3: the reduction of the suitable area induced by a certain amount of gravel (soils 2 and 3) inside sand (soil 1) is evident.

It is therefore relevant to note that it is the sand that interacts with the foam to create a "pulpy paste" encompassing only larger grains which, if they are too many, break the conditioned mass and do not allow to get a plastic paste to be obtained

Furthermore the presence of silt in the mix makes an enlargement of the suitable area possible since the fine granulometric fraction fills the vacuum between the larger grains, interacting with the water thus permitting less foam to be used.

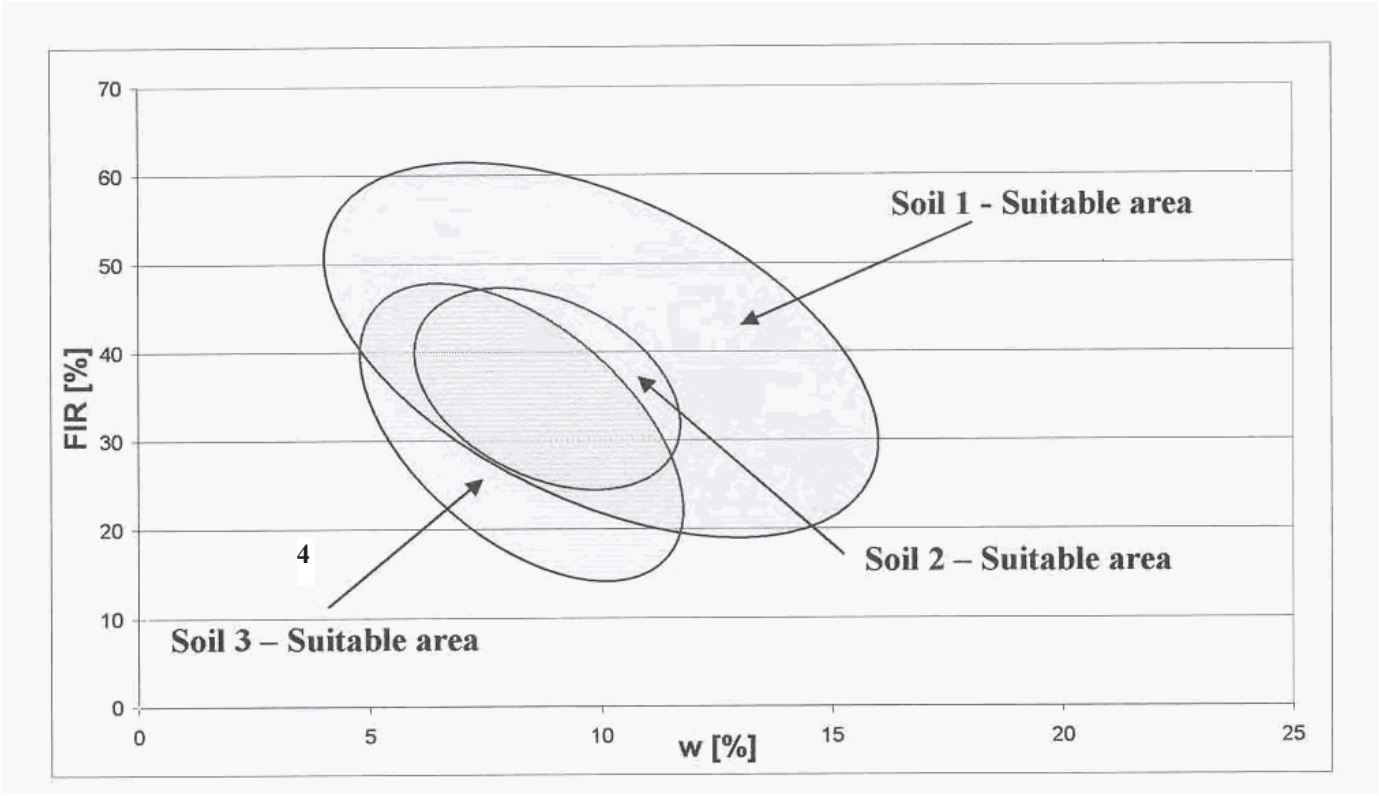


Figure 3. Summary of the suitable (w – FIR) areas obtained with the interpretation of the results of the carried out tests (Peila et al., 2007b)

4. CARRIED OUT TESTS WITH THE SCREW CONVEYOR DEVICE

The tests with the screw conveyor device required a conditioned sample of about 400kg which was obtained through the following procedure: a volume of 25 kg of soil with a defined water content. As soon as the mix was ready it was poured into the device tank and this operation was repeated until the tank was full. Subsequently, the upper plate was positioned and pushed down by the piston until the test pressure in the tank was reached (Peila et al. 2007a; Vinai et al., 2007).

The screw conveyor was then started and the material was collected at the screw discharge point the screw where it was then weighted. The screw revolving speed was kept constant at a value of 6 rpm for the whole test campaign.

The following data were monitored during the tests: the pressure distribution in the tank, the required torque, the upper plate displacement gradient, the discharged weight gradient and the trend of the pressure values along the screw conveyor.

Many tests have been carried out to check the feasibility of this device (Vinai et al., 2007) among them three relevant tests are here presented and discussed. They were carried out on Soil 1 and Soil 2 with the following conditioning parameters:

1. saturated Soil 1 with no conditioning and a pressure applied of 90kPa to the top plate ;
2. conditioning close to the optimum as defined with the slump test campaign: water content equal to 10%, FIR of 40%, FER of 16 and a pressure of 90 kPa applied to the top plate for Soil 1;
3. conditioning close to the optimum as defined with the slump test campaign: water content equal to 8%, FIR of 40%, FER of 16 and a pressure of 90 kPa applied to the top plate for Soil 2.

The most relevant measured data are summarized in Table 1.

Table 1. Results obtained from the screw conveyor test campaign (Vinai et al, 2007).

Test #	Applied pressure [kPa]	Measured pressure [kPa]		Torque [Nm]	Cell 1 [kPa]	Cell 2 [kPa]	Cell 3 [kPa]
		top	bottom				
1	90	80	95	6-10	20-28	12-17	4-6
2	90	~150	~100	30-40	4-8	4-6	2-4
3	90/120	75/95	70/80	8	30	18	5

If these results are compared, the positive effect of the conditioning on the efficiency and the performances of the screw conveyor device can clearly be seen and the device permits the positive effect to be transferred to measurable parameters so that the behaviour of the conditioned soil can be assessed and different conditions can be compared.

The pressure in the tank, using the optimal conditioned material (set n. 1), shows a regular trend and it is close to the theoretical one while, when the saturated sand is used, it was more difficult to control the pressure applied by the upper plate and the values were irregular during the development of the test. These data are relevant for a correct choice of the conditioned material in EPB applications, since one of the requested qualities of the conditioned soil is to be able to apply and to transmit the pressure inside the bulk chamber.

The screw torque trends show that, the measured values for the optimum conditioning soil (set n. 1 and 3), are slightly lower (and anyway smoother) than the ones obtained with saturated sand. The peak for Test 3 is related to a flow-priming phenomenon: as soon as the material reached the discharging point, the torque value showed a important decrease that was due to a flow in the material rather than an extraction by the screw conveyor.

This parameter can therefore be used as an index to quantify whether a material is correctly conditioned, with reference to the reduction in the requested torque both at the EPB head and on the screw conveyor.

The pressure plate lowering during the test was regular with the optimal conditioned soil, since the screw conveyor was efficient for the extraction, while it was irregular and difficult to control with the too dry and the too wet soil and also with the saturated sand.

The pressures along the screw case were higher and more regular during the extraction of the conditioned materials than of the saturated soil and they had a more regular decrease from the tank to the discharge point. A regular decrease in the pressure inside the screw conveyor is an index that it is properly filled and that the pressure in the tank is correctly dissipated, as desired when working with an EPB below the water table. These measurements is and indication of how the conditioned soil to fill the screw conveyor properly and its ability to control the pressure in the EPB bulk chamber.

The optimum conditioned material (set n. 1 and 3) maintained its workability after the extraction, since the cone falls for the slump tests performed at the end were in good agreement with the data obtained from the slump test campaign and the conditioned material did not loose water during the extraction, as measurements on the sampled material confirmed that the extracted material had the same water content as before the test.

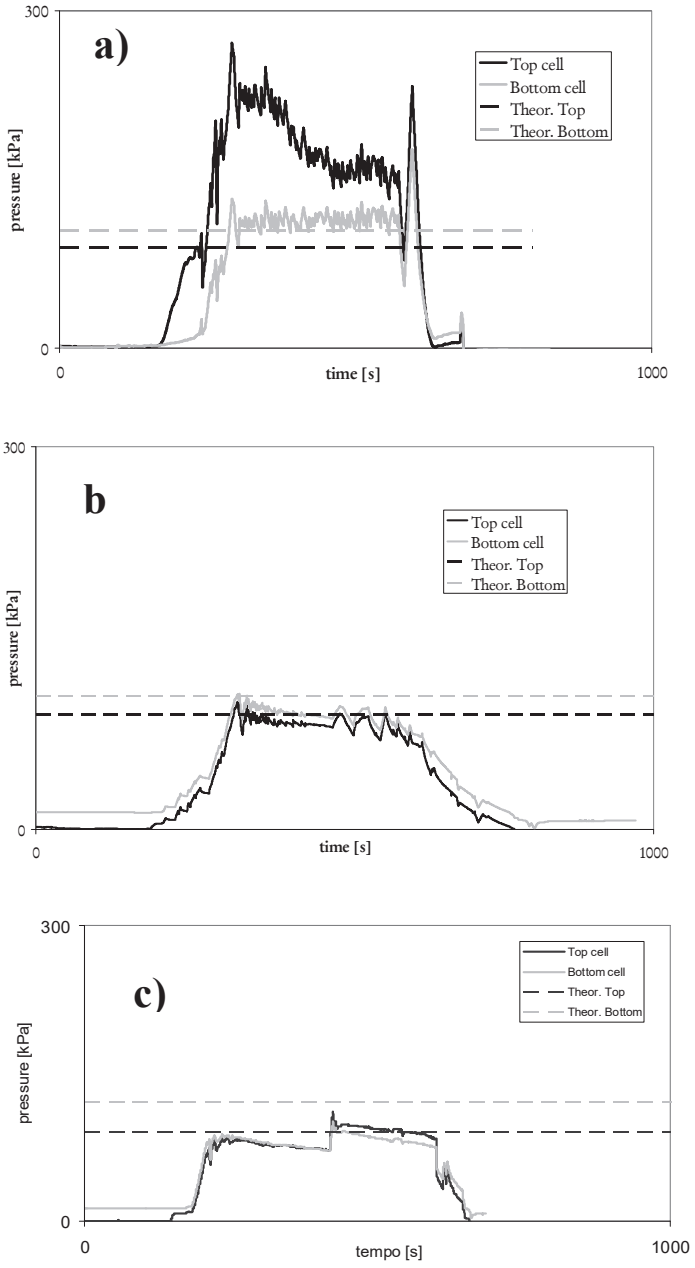


Figure 4. Pressures measured in the tank of the screw conveyor device during saturated sand (test 1- figure a) and conditioned sand (test 2 - figure b and test 3- figure c)

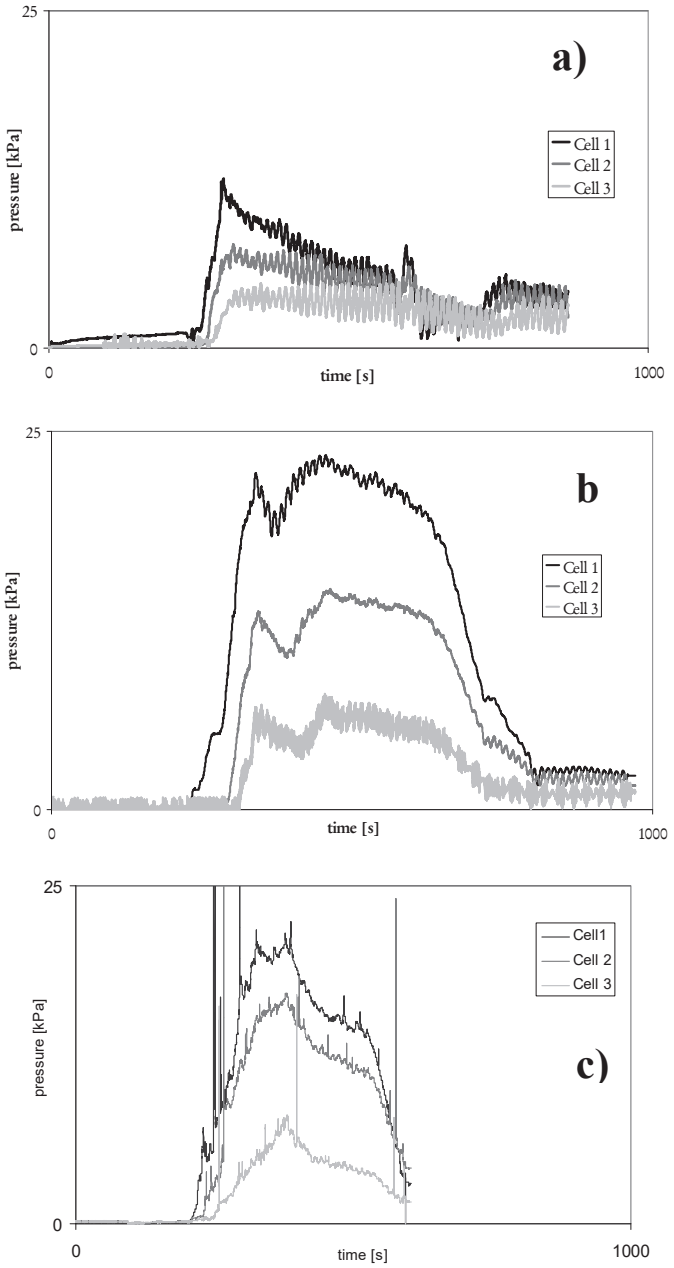


Figure 5. Comparison of the pressure measured along the screw conveyor measured for saturated sand (test 1 – figure a) and conditioned soil (test 1 – figure b and test 2 – figure c)

5. CONCLUSIONS

Soil behaviour has to be changed in order to properly use EPB machines for tunnelling in cohesionless ground. This change is obtained although with injection, inside the bulk chamber and on the cutting wheel, of special additives, such as foam.

The preliminary design of the conditioning agent correct amount is a key factors for the use this mechanized method.

Among the various laboratory tests the slump cone test is a simple and low cost procedure that can be used both for job site control and for the preliminary design is coupled with tests carried out using a screw conveyor device (Merritt and Mair 2006; Peila et al. 2007a; Vinai et al. 2007).

The use of slump test has allowed an assessment procedure for conditioning sets on cohesionless soil (Peila et al. 2007b) and has allowed to find that large size grains has

a relevant influence on the conditioning effects while it is evident that is the sand fraction that interacts with the foam to create a "pulpy paste". Furthermore the presence of silt in the mix makes an enlargement of the suitable area possible since the fine granulometric fraction fills the vacuum between the larger grains, interacting with the water and reducing the needed percentage of foam.

In the second part of the research, a laboratory device which allows conditioned soil to be extracted from a pressurized tank with a screw conveyor was used (Peila et al., 2007; Vinai et al, 2007). This experimental device permits the following date to be measured:

the pressure transmission from the top plate to the bottom of the tank that is an indication of the ability of the material to control and apply a confining pressure inside the bulk chamber;

- the conditioning influence on the torque of screw conveyor. This is an index of the workability of the material and its ability to reduce the torque values on both the EBP head and the screw conveyor;
- how the material controls the pressure inside the screw conveyor.

The tests that were carried out on some conditioning parameter sets on sand, showed that the proposed device is a feasible tool that allows a quantitative comparison of various conditioning levels and different products and conditioning sets.

AKNOWLWDGEMENTS

The authors wish to thanks MAPEI Company for the technical and financial support to this research. The authors gave the same contribution to the development of this paper.

REFERENCES

AFTES, 2001, EUPALINOS 2000, *Synthèse*, AFTES (ed.),Octobre 2001, Paris

Anagnostou G., Kovari K., 1996, Face stability conditions with Earth-pressure-balanced Shields. *Tunnelling and Underground Space Tecnology,11(2)*, Pergamon Press, Oxford, 165-173.

ASTM C143/C 143M – 00, 2003, Standard test method for Slump of Hydraulic-Cement Concrete, Annual book of ASTM Standards.

Bezuijen A., Schaminée P.E.L., 2001, Simulation of the EPB-Shield TBM in model tests with foam as additive. *In: Proccedings of Congress on Modern tunnelling science and technology*, Kyoto, Balkema, Rotterdam, 935-940.

Bordachar F., Nicolas L., 1998, "Fluides conditionneurs pour la pression de terre", *Tunnels et ouvrages souterrains*, 169(Janvier/Février), *AFTES,* 21 – 27.

EFNARC, 2005, "Specification and guidelines for the use of specialist products for Mechanized Tunnelling (TBM) in Soft Ground and Hard Rock," *Recommendation of European Federation of Producers and Contractors of Specialist Products for Structures.*

Jancsecz S., Krause R., Langmaack, L., 1999, "Advantages of soil conditioning in shield tunnelling: experiences of LRTS Izmir.", In: *Proceedings International Congress on Challenges for the 21st Century, Alten et al. (eds)*, Balkema, Rotterdam, 865-875.

Langmaack L., 2000, "Advanced technology of Soil Conditioning in EPB Shield Tunnelling, *In: Proceedings of North American Tunnelling 2000,* Odezemir *(ed),* Balkema Rotterdam

Leinala T., Grabinsky M., Del mar R., Collins J.R. 2000, "Effects of foam soil conditioning on EBBM performance" In: Proceedings of North American Tunnelling 2000, Odezemir *(ed),* Balkema Rotterdam

Mair R.J., Merritt A.S., Borghi F.X., Yamazaki H. and Minami T., 2003, "Soil conditioning for clay soils," *Tunnels and Tunnelling International*, April, 29-32.

Merritt A. and Mair R.J., 2006, "Mechanics of tunnelling machine screw conveyor: model tests." *Geotechnique, 56(9)*, 605-615.

Milligan G., 2001, "Soil conditioning and lubrification agents in tunnelling and pipe jacking", In: *Proceedings of Underground Construction 2001*, London, 105-116

Peron J.Y. and Marcheselli P., 1994, "Construction of the 'Passante Ferroviario' link in Milan. Italy. lots 3P, 5P, and 6P: excavation by large EPBS with chemical foam injection," In *Proceeding of Tunnelling '94, IMM*, London, 679 – 707.

Quebaud S., Sibai M., Henry J.P., 1998, "Use of chemical foam for improvements in drilling by earth pressure balanced shields in granular soils", *Tunnelling and Underground Space Technology, 13(2)*, 73 – 180.

Peila D., Oggeri C., Vinai C. 2007a " Screw

conveyor device for laboratory tests on conditioned soil for EPB tunnelling operations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 133(12), ASCE

Peila D., Oggeri C., Borio L. 2007 "Assessment of the bahaviour of conditioned soil for EPB shield applications using the slump test", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, presented for publication

Pena M., 2003, "Soil conditioning for sands," *Tunnels and Tunnelling International*, July, 40-42.

Yoshikawa T., 1996, "Soil pressure drop af the screw conveyor for shielded machines." *Trans. Jpn. Soc. Mech. Engrs, PartC62(595)*,1197-1203.

Vinai R., Oggeri C., Peila D., 2007, "Soil conditioning of cohesionless sand for EPB applications: a laboratory research", *Tunnel and Underground Space Technology*. doi*:10.1016/j.tust.2007.04.010 – article in press*

Williamson G.E., Traylor, M.T., Higuchi, M., 1999, "Soil conditioning for EPB shield tunneling on the South Bay Ocean Outfall", *In: Proceedings of RETC 1999*, pp. 897 – 925.

Shield Tunnelling Technology to Mitigate Geotechnical Risks

Markus Thewes
Institute for Tunnelling, Ruhr-University Bochum, Germany

ABSTRACT In general, the ranges of application, especially of Slurry-supported- and EPB-machines have greatly been increased. However, there were also a few less successful cases in which the limits of applicability of particular types of TBMs had to be acknowledged. The paper will approach this topic in several logical steps: In the first step, a systematic analysis of the requirements regarding the key components of TBMs for soft ground applications will be performed. Then an overview of the most significant technology developments for soft ground TBMs to approach highly demanding requirements from challenging site conditions will be given. The systematic analysis of site requirements and technological solutions will be completed with a discussion of the range of applicability of soft ground TBMs.

1 INTRODUCTION

International TBM Tunnelling Challenges in soft ground, which were mastered during recent years, have triggered manifold innovations and technology developments. With tunnel boring machines, tunnels of unprecedented dimensions in terms of length, depth, and diameter have been or are being realised. In resemblance to the well-known Latin Olympic motto "citius – altius – fortius", the motto of the tunnelling industry seems to be "faster – larger – deeper – longer".

Faster: rates of advance in problematic soil (e.g. abrasive or clogging) were substantially increased.

Larger: shield machines with diameters in excess of 15 m were built (see Figure 1).

Deeper: locations down to 60 m in permeable, soft ground carrying groundwater were exploited.

Longer: More than 50 % of the work on the 57 km Gotthard Base Tunnel, the world's longest, has been completed.

Figure 1. Trend towards increasing diameters: EPB-shield (Spain, 2005) Ø 15,20 m and Mixshield (China, 2006) Ø 15,43 m (Pictures: Herrenknecht AG)

In general, the ranges of application, especially of Slurry-supported- and EPB-machines have greatly been increased. However, there were also a few less successful cases in which the limits of applicability of particular types of TBMs had to be acknowledged. The paper approaches this topic in four logical steps:

In the first step, a systematic analysis of the requirements regarding the key components of TBMs for soft ground applications is

performed. A particular distinction is made between basic requirements and especially challenging site conditions (i.e. obstacles in the ground, high water and ground pressure, abrasiveness, stickiness, complex geology), which can only be mastered by using highly advanced technology.

Then an overview of the most significant technology developments for soft ground TBMs to approach highly demanding requirements from challenging site conditions is given. These options for additional equipment of a TBM have to be chosen carefully on the basis of a thorough risk analysis of expected requirements. In this case, the result should be well-equipped TBMs for tunnel drives with good adherence to budgets and schedules.

The systematic analysis of site requirements and technological solutions is completed with a discussion of the range of applicability of soft ground TBMs with particular focus on Slurry-supported- and EPB-machines.

Finally, an outlook is presented on emerging research developments coming up to increase the reliability of TBMs in the most severe environment conditions, to improve quality control and to further better working conditions in the tunnel.

2 REQUIREMENTS FOR THE DEFINITION OF KEY COMPONENTS OF SHIELD MACHINES

In the process of many major shield tunnelling projects during recent years new technological standards were achieved by conquering a diversity of extreme project requirements. This has led to the development of a catalogue of auxiliary measures and equipment, which can be made use of in case of need, e.g. in the event of difficult geological or hydro-geological conditions. As a consequence, it was possible to extend the fields of application for shield machines.

The condition for a successful - meaning safe, reliable and economic - machine concept is a thorough identification of the associated risks. These can be of a geotechnical, operational or ecological nature or relate to the existing infrastructure. To correctly identify risks it is necessary a thorough assessment of the ground, which in addition to the general subsoil data must reveal all available information about sporadically occurring risks such as obstacles or locally difficult subsoil conditions. Further conditions to be considered are operational constraints during tunnelling, i.e. the accessibility of the excavation chamber for tool changes, and ecological constraints, i.e. the handling of (possibly polluted) spoil. Finally, it must be assured that existing structures are not affected by harmful settlements within the area of influence of a tunnel drive.

The resulting list of identified risks leads to a catalogue of requirements concerning the engineering technology. This catalogue is the basis for the choice of both the standard type and features of a shield machine as well as the auxiliary installations that may needed for particular risks at certain locations of the excavation route.

Apart from the presentation of project-related requirements and the resultant solution concepts, a systematic classification of basic demands and possible additional requirements is undertaken in the following.

The detailed issues that must be discussed when analysing the requirements posed on a shield machine stem from the following, fundamental thematic sectors:

- stability of the face, the shield machine and the tunnel lining
- minimising the influence of settlement on neighbouring structures
- mastering groundwater during construction and operation
- environmental protection in conjunction with groundwater and subsoil
- work safety when working at the face and within the shield machine
- guarantee of a lasting quality for the tunnel lining and its waterproofing over a service life of 100 years and more
- concept for the driving technology to allow for high rates of advance with little downtime regarding:
  - face support
  - soil removal at the face
  - removal and transport of excavated spoil

Table 1. Requirements for the shield driving technology

Shield Components	BASIC requirements	EXTENDED requirements
Shield skin	> ground water pressure > earth- or rock pressure > reaction forces from steering	
Shield joint / Tail skin joint	> ability to make curves > reliable sealing > replaceable sealing	
Tunnel face	> reliable face support in unstable ground > avoiding ground water inflow > removing of obstacles and boulders > accessibility of excavation chamber	> advance exploration, locating obstacles > advance ground stabilisation > maintenance work given support pressures > 3,6 bar
Excavation	> high tool service life > soil conditioning > avoiding overbreak (loss of ground) > overcut > replaceable tools > little time need for tool change	> excavation in highly variable soil conditions > very abrasive ground > natural gas in the ground > mastering of boulders in soft ground > mastering of transitions between soft soil and hard rock
Muck flow	> avoiding wear > material flow continuity > mastering boulders and obstacles	> avoiding clogging with clay > quantity control of conveyed excavation > mastering of liquid muck consistency with EPB shields
Main bearing	> seal against pressurised support medium > low default risk > replacement underground	
Segment erector	> low ring erection time > precision and quality ring building > safety during ring erection	
Tail skin seal	> reliable sealing against grout and groundwater pressure > bridging over segment erection tolerances > replacement underground > low consumption of sealing compound > little environmental impact	
Grouting of annular gap	> full round bedding of the tunnel tube > no cause of downtime > avoiding leaks of mortar into the excavation chamber > maintenance friendliness	
Control system	> processing and visualisation of TBM survey data > full control in changing ground > thrust reserves for steerability > pitch correction	> complex conditions for control and monitoring
Machine data	> operating data visualisation > fault analysis > objectives for control parameters	> quality monitoring of tunnel lining

• ring building
• annular gap grouting
• wear of machine components
• accessibility for maintenance and time needed for maintenance jobs.

Table 1 distinguishes between basic requirements and additional requirements regarding the key components of shield machines. Whereas the basic requirements are covered by the basic functions of modern shield machines, the additional requirements necessitate a special design of the shield machine in individual cases. If these additional requirements are neglected, this may lead to substantial problems and delays in the construction process of an individual project.

3 TECHNICAL EQUIPMENT OF SHIELD MACHINES

Table 2 presents possible approaches for solutions concerning extended requirements. These solutions largely relate to progress in developments over the last 10 years. Further in this chapter, some selected requirements and the corresponding possible solutions are described in detail.

3.1 Maintenance Work under High Supporting Pressure

In the case of conventional compressed air operations with transfer into and out of the chamber through an airlock, an increasing air pressure results in increasingly shorter working times and ever greater transfer times. Given the limit of 3.6 bar pressure, such operations, i.e. in Germany, are no longer permissible in accordance with the National Compressed Air Regulation.

Given such a situation, a new method for undertaking maintenance jobs on the cutting wheel must be developed – allowing professional divers to enter the extraction chamber. For their assignment, the divers wear special helmets, through which they breathe a

Table 2. Extended requirements and solutions approaches

Shield Components	EXTENDED requirements	Solution Approaches
Tunnel face	a) advance exploration, locating obstacles b) advance ground stabilisation c) maintenance work given support pressures > 3,6 bar (German Compressed Air Regulation)	a) advance drillings, geophysical exploration b) grouting umbrellas and sealed zones from the shield machine c) accessible cutter arms with tool locks, installation of professional diving equipment (special respiration gases, installations for saturation diving)
Excavation	a) Excavation in highly variable soil conditions b) very abrasive ground c) Natural gas in the ground d) mastering of boulders in soft ground e) mastering of transitions between soft soil and hard rock	a) adaptable shield machines with combined process technology b) conditioning measures, special tools, wear protection and monitoring c) flameproof protection, fluid-support d) combination of cutter knives and disc cutters e) cutterhead contact pressure control, wear protection + monitoring, advance injections
Muck flow	a) avoiding clogging with clay b) quantity control of excavation c) mastering of liquid muck consistency with EPB shields	a) central cutter, flow optimisation, HP jets b) conveyor belt scale, laser scanning, flow meter, density sensors c) thick matter pump, auxiliary hydraulic circuit
Control system	a) complex conditions for control and monitoring	a) Controlled Boring Process: guide parameters from interdisciplinary processing of geotechnical, geodetic and machine data
Machine data	a) quality monitoring of tunnel lining	a) automatic tail skin gap measurement, measurements of ring movements

Trimix gas mixture of oxygen, helium and nitrogen. With Trimix gas the narcotic effect of the nitrogen is considerably less than with conventional compressed air.

In the event of higher pressures, the ratio of working times to transfer times can be extremely unfavourable even given the application of Trimix gas. As a result, it is advisable to use the saturation diving method for extensive maintenance operations under high pressure.

When saturation diving, the divers do not decompress after they finish their working shift but also remain "under pressure" during their breaks. From the shield machine they are brought above ground by means of a transport shuttle, which is also pressurised. They then spend their break until they have to go down again while staying in a pressurised habitat with beds, sanitary installations and medical facilities. Permanent medical supervision is mandatory.

The shield machine for the work carried out under compressed air must possess special connectors for the Trimix gas, a special flange for coupling the mobile transport lock to the pressure locks and the necessary transport equipment for the mobile lock (see Figure 2)

Figure 2. Lock with additional transport flange, diver with helmet for Trimix-gas

3.2 Extremely Sticky Clay Soils

When excavating very adhesive clay soils the clogging of a shield machine may cause delays in schedule, complicated cleaning operations and expensive retrofitting of the tunnelling technology. This especially applies to shield machines with fluid-supported face. This risk can be successfully reduced by a consistent optimisation of the cutting wheel, the extraction chamber, the intake zone and the jetting system.

The shape of the cutting arms must be optimised for smooth material flow. Broad cutter teeth should be employed as tools because they enable the excavated clay chips to separate more quickly within the suspension. The application of an independent central cutter at the heart of the cutting wheel is recommendable to avoid a clay segment in front of the cutting wheel blocking it. The extraction chamber should be lined in such a way that corner zones susceptible to clogging are avoided.

Static obstacles in the flow path must be avoided in the working chamber's intake area. This can be accomplished by doing without an intake screen and setting up rotary crushers in front of the intake port of the feed line. Additional turbulence can be produced in these areas, which are especially susceptible to clogging with clay, by installing agitators as well.

If possible an improved jetting concept for distributing the suspension inflow should be installed at the extraction chamber and the intake area so that the feed suspension can be distributed throughout all areas susceptible to clogging. This may also necessitate the installation of additional pumping capacity.

3.3 Complex Conditions during Control and Monitoring: Controlled Boring Process

Urban tunnelling sites are becoming even more complex and place increasingly high demands on the execution and monitoring of construction. Tunnels under densely populated urban areas or where there are geologically difficult conditions require a greater amount of control and supervision.

The Controlled Boring Process (CBP) represents a safety and monitoring system with evaluation and analysis functions in order to secure safer process guidance in mechanised tunnelling. For this purpose, different kinds of data sources are linked up with each other via a CBP system. This embraces a large variety of data starting with maps, pictures and geological sections by way of the measurement data and parameters of the shield machine, navigation data, and

measurements for movement or deformation monitoring up to general documents and reports. The measured data are stored, prepared and checked on the basis of intended and limit values. The warning and report system monitors the incoming data during the drive and reports discrepancies to the given responsible or appropriate places.

The core of the CBP system is the CBP server with data base. All data and documents run together there. The project panes provide a geographical and geological overview on the latest advance stage reached by the shield machine and the results of movement and deformation monitoring. Sensors, which are located within a defined zone of influence around the shield machine, are selectively displayed automatically through definition of a zone of influence around the tunnelling installation. The tendencies produced by these sensors can directly be visualised.

Further modules e.g. display the control guidance system, the warning and report archive and a diagram administration, which serves to prepare data in diagrams. Freely combinable presentations of all available measurement data, intended values and limit values are all possible here. With the aid of such diagrams, it is for instance, possible to draw conclusions about the shield skin friction or alternatively the annular gap fill can be checked. Most important, however, is the possibility of getting a direct feedback from online surface settlement measurements to the shield driver, providing for a very helpful tool to supervise the success of the applied face support pressure.

4 APPLICATION RANGE OF SLURRY-SUPPORTED AND EPB-SHIELDS

Over the recent years the ranges of application of Slurry-supported- and EPB-shields have both been widely extended. Especially the EPB-shields, originally designed for soils with at least 30% of fines, due to the advances in soil conditioning have successfully been applied in coarse-grained soils.

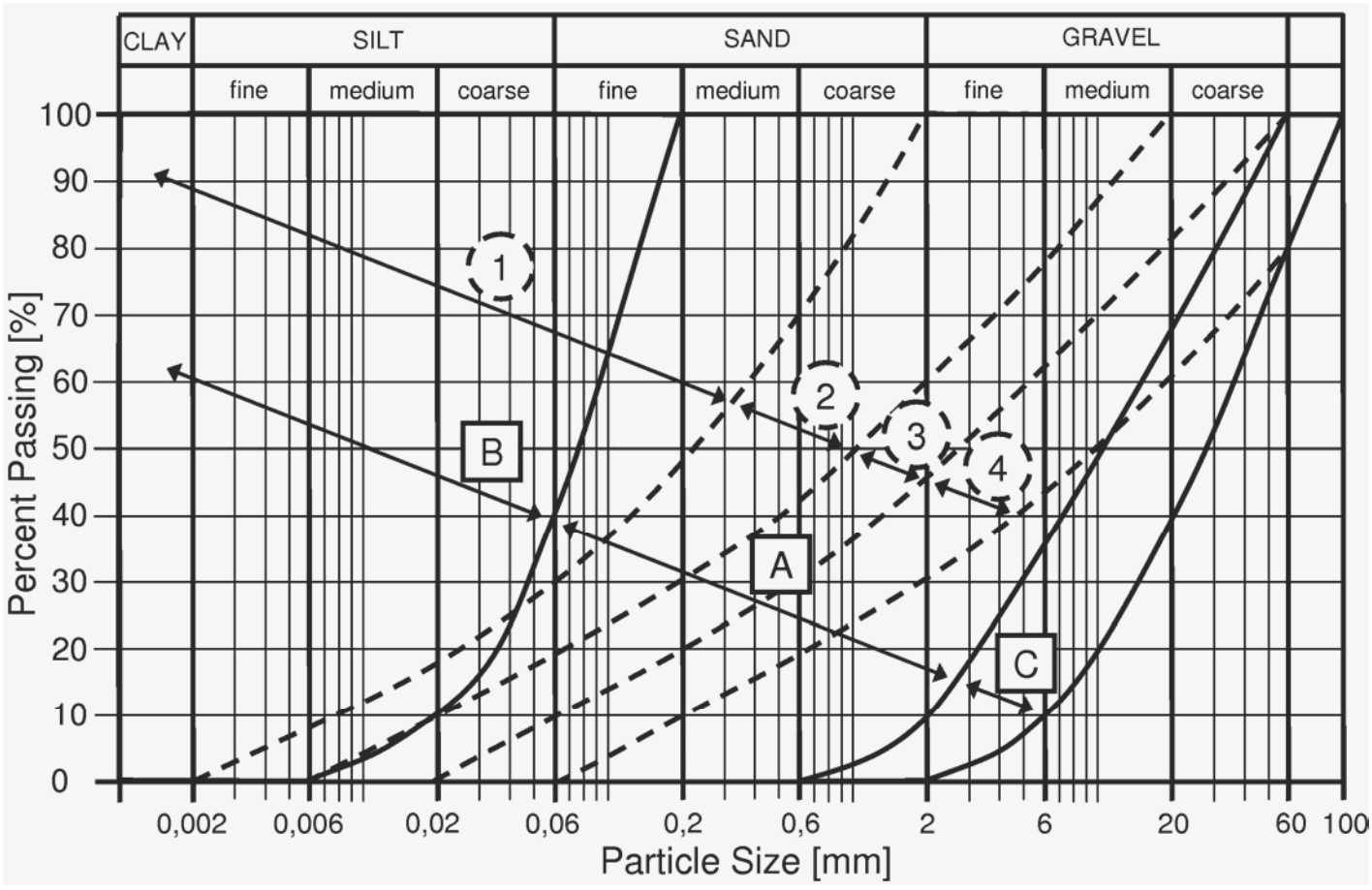
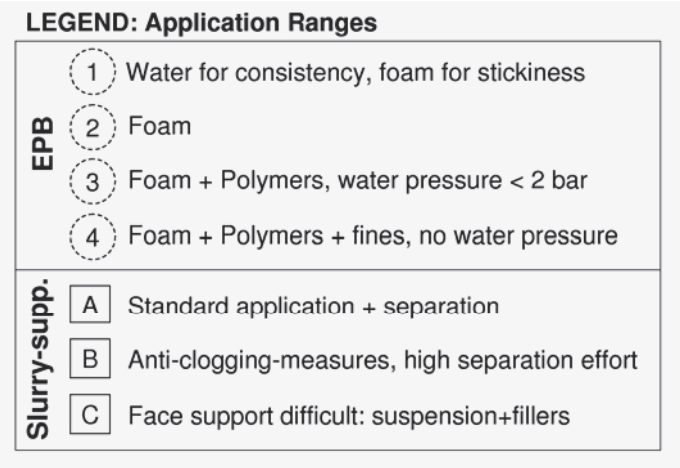


Figure 3. Application ranges of Slurry-supported- and EPB-shields



Ad Figure 3. Legend for application ranges of Slurry-supported- and EPB-shields

Figure 3 comparatively shows the typical areas of grain size distribution for the application of both types, slurry-supported and EPB. These ranges of application seem to be widely overlapping. However, the use of either type of shield under increasingly challenging ground conditions may be linked to important additional requirements.

It should be noted that the grain size distribution of the governing soil layers alone is not the only decisive factor when choosing between the two systems. There may be other extremely important factors such as the presence of layers of hard rock or layers with a high content of boulders. Other factors could be surroundings that are extremely sensitive to settlements, accessibility for maintenance

Table 3. Advantages and disadvantages of slurry-supported and EPB shields

Criteria	**Slurry-supported shield**	**EPB-shield**
Settlement control	very precise, defined linear distribution of support pressure	less precise, fluctuation and nonlinear distribution of face support pressure
Boulders	less wear on disc cutters, stone crusher possible	higher wear on disc cutters, blocking of screw possible
Mixed face rock/soft	better control of face support and wear	higher risk of instability and wear
High fines content	high separation effort, danger of clogging	ideal for soil with high fines content
Coarse soil with groundwater	better face control, less wear, easier compressed air interventions	more wear, compressed air without extra measures not possible
High wear ground conditions	less wear	higher wear
Accessibility to face under adverse conditions	Faster emptying of chamber, compressed air easier, low temperature	longer preparation time, compressed air more difficult, higher temperature because of friction
Face control during long downtime	continuous uninterrupted face support	desegregation of foam and soil in excavation chamber
Gaseous ground	no exposition in the tunnel	exposition in the tunnel possible
Contaminated soil	no exposition in the tunnel, higher volume of muck for special treatment	exposition in tunnel, lesser volume of muck for special treatment
Disposal of muck	no direct disposal higher cost	direct disposal possible lower cost
Complexity of installation	more complex	less complex
Complexity of operation	more complex for additional slurry circuit	less complex in standard situation more complex with difficult conditioning + face support
Size of jobsite installation	larger for additional size of separation plant	smaller
Capital investment	higher	lower

at the tunnel face under high earth and water pressures, the possibility of compressed air face support in highly permeable ground, high water pressures in coarse ground, gaseous ground and the available possibilities for treatment and depositing of the muck.

In Table 3 comparison of advantages and disadvantages of both systems, slurry-supported and EPB, is given. It should be noted that in this connection the slurry-supported shield is understood to be built according to the hydro-shield principle, where the support pressure is finely controlled by using a compressed air reservoir.

According to Table 3, the advantages of the slurry-supported shield by and large are on the side risk-reducing factors, such as more precise face support control, better control of coarse ground, better wear control, easier face access and lower risk of settlements. On the other hand the advantages of the EPB-shield are on the side of economic factors. Especially the latter will in many cases make the EPB-shield the primary choice of the market. However, against the background of recent critical situations paired with long standstills of EPB-shields under extremely difficult ground conditions (i.e. mixed face conditions with combinations of hard rock, coarse sand and gravel, and high ground water pressure) is has be
come clear that a ground-related risk analysis is of particular importance to EPB-drives.

Additionally, in many cases it has proven to be important to associate a risk-analysis with a cost-analysis to overcome certain failure scenarios. This may lead to the insight that the initial cost benefit of an EPB-shield may be lost by more and longer standstills under adverse geological conditions. In situations where ground conditions are extremely difficult it is therefore advisable to perform such a risk analysis on the client's side, which if necessary could lead to a requirement for the use of a slurry-supported shield in the tender documents. Under difficult ground conditions the decision for the type of shield machine to be employed should not be entirely left up to the market, where economical pressure naturally causes a different perspective on the associated risks.

REFERENCES

Thewes, M., Burger, W., 2005. Clogging of TBM drives in clay - identification and mitigation of risks. *Underground Space Use, Proceedings of the 2005 ITA World Tunnel Congress in Istanbul*, Turkey, Balkema 2005, pp. 737-742.

Thewes, M., 2005. Geotechnical risks for tunnel drives with shield machines. *Proceedings of 2nd Summerschool on Rational Tunnelling*, University of Innsbruck, Institute of Geotechnical and Tunnel Engineering, pp. 239-268.

Thewes, M., 2007. TBM Tunnelling Challenges - Redefining the State-of-the-Art. Keynote lecture at the 2007 ITA World Tunnel Congress, Prague, *Magazine Tunel*, Vol. 16, 2007, pp. 13-21.

Tam Cepheli Tünel Açma Makineleri'nin (TBM) Tarihsel Değerlendirmesi

Historical Evaluation of Full Face Tunnel Boring Machines (TBMs)

Sair Kahraman
Niğde Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Niğde

ÖZET Bu çalışmada, 1953 ve 1994 yılları arasında kullanılan 325 TBM' nin bazı tasarım parametrelerine ait veriler istatistiksel olarak değerlendirilmiştir. Makine çapının kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlık ile yıl gruplarına göre korelasyonları göstermektedir ki, bu tasarım parametreleri makine çapı arttıkça lineer olarak artmaktadır. Regresyon doğrularının eğiminin yıl artışlarına göre artması, belirli bir çap için son yıllarda üretilen makinelerin daha önceleri üretilenlerden daha güçlü ve ağır olduğunun bir göstergesidir. Tasarım parametrelerinin değerleri 1953' den günümüze hemen hemen ikiye katlanmıştır. Günümüz TBM' leri, yaklaşık olarak makine çapı başına 214 kW kesici kafa gücüne, 1785 kN baskıya, 276 kNm torka ve 50 ton ağırlığa sahiptir. Ekonomik nedenlerden dolayı, 2–7 m çapa sahip TBM' leri farklı kayaçlarda ve farklı projelerde uzun yıllar kullanılmaktadır.

ABSTRACT In this study, some of the design parameters of the TBMs were statistically evaluated using the data belonging to 325 individual machines used between 1953 and 1994. Machine diameter was correlated with the cutter head power, thrust, torque and weight for the year groups, respectively. The results indicate that cutter head power, thrust, torque, weight and number of cutters increase linearly with increasing machine diameter. The slope of the regression lines increases with increasing years, suggesting that the machines built in recent years are more powerful and weightier than the machines built in former times, for a given diameter. The values of design parameters have nearly doubled from 1953 up till today. Today's TBMs have average 214 kW cutter head power, 1785 kN thrust, 276 kNm torque and 50 ton weight per machine diameter. The TBMs having a diameter of between 2 and 7 m have been used in different rock types and different projects for long years because of the economical reasons.

1 GİRİŞ

Tam cepheli tünel açma makinelerinin (TBM) inşaat ve maden mühendisliği gibi uygulama alanlarında kullanımı yaklaşık son 30 yıldır kararlı bir şekilde artmaktadır. Bunun nedeni, TBM ile tünel açmanın, uygun kayaç şartlarında uzun tünellerin açılmasında en ekonomik yöntem olmasıdır. Kayaç şartlarının uygun olduğu durumlarda, TBM yöntemi delme ve patlatma yöntemine göre 2–4 kat hızlı olabilmektedir (Barton 1999).

Günümüzde farklı amaçlı tünellerin açılmasında yaygın olarak kullanılan TBM yeraltı madenciliğinde de uygulama alanı bulmaktadır. Yeraltı madenciliğinde ilk TBM kullanımı 1957 yılında olmuştur (Handewith 1980). Donkien Morien Kömür Madeni (Kanada) ana nakliyat galerisi (Palmer vd., 1985), Arenberg Kömür Madeni (Fransa) ana

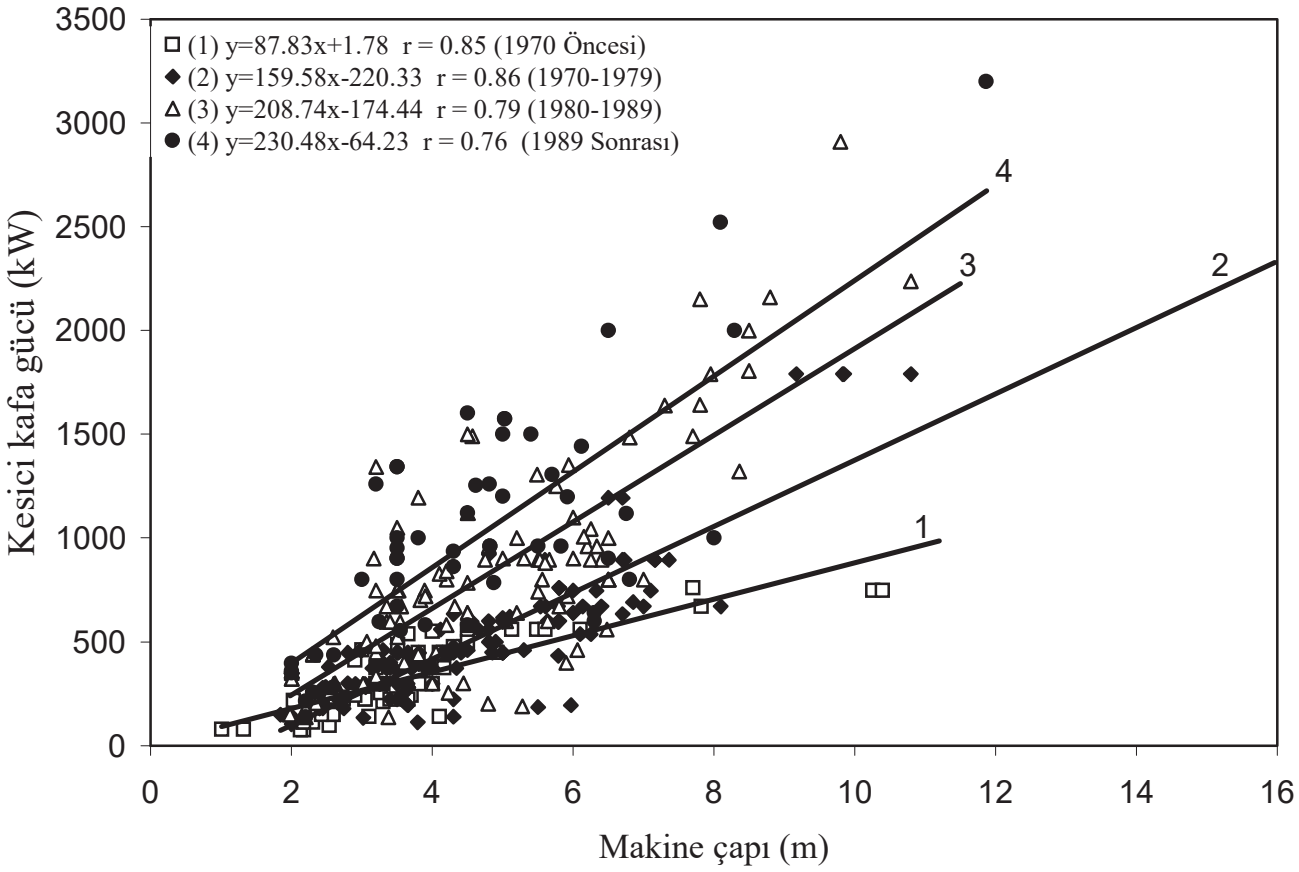
nakliyat galerisi (Blance 1985), Kiena Altın Madeni (Quebec) arama galerisi (Vanin 1987), Free State Geduld Altın Madeni (G.Afrika) ana nakliyat galerisi (Burgess ve Taylor 1981) ve Magma Bakır Madeni (San Manuel) ana nakliyat galerisi (Janzon 1993) TBM ile açılan galeri örnekleridir.

TBM performansını etkileyen en önemli parametreler, kayaç özellikleri, kayacın kütlesel özellikleri, makinenin tasarım parametreleri ve operatörün tecrübesidir. Bu çalışmada, tasarım parametreleri tarihsel olarak değerlendirilmiştir.

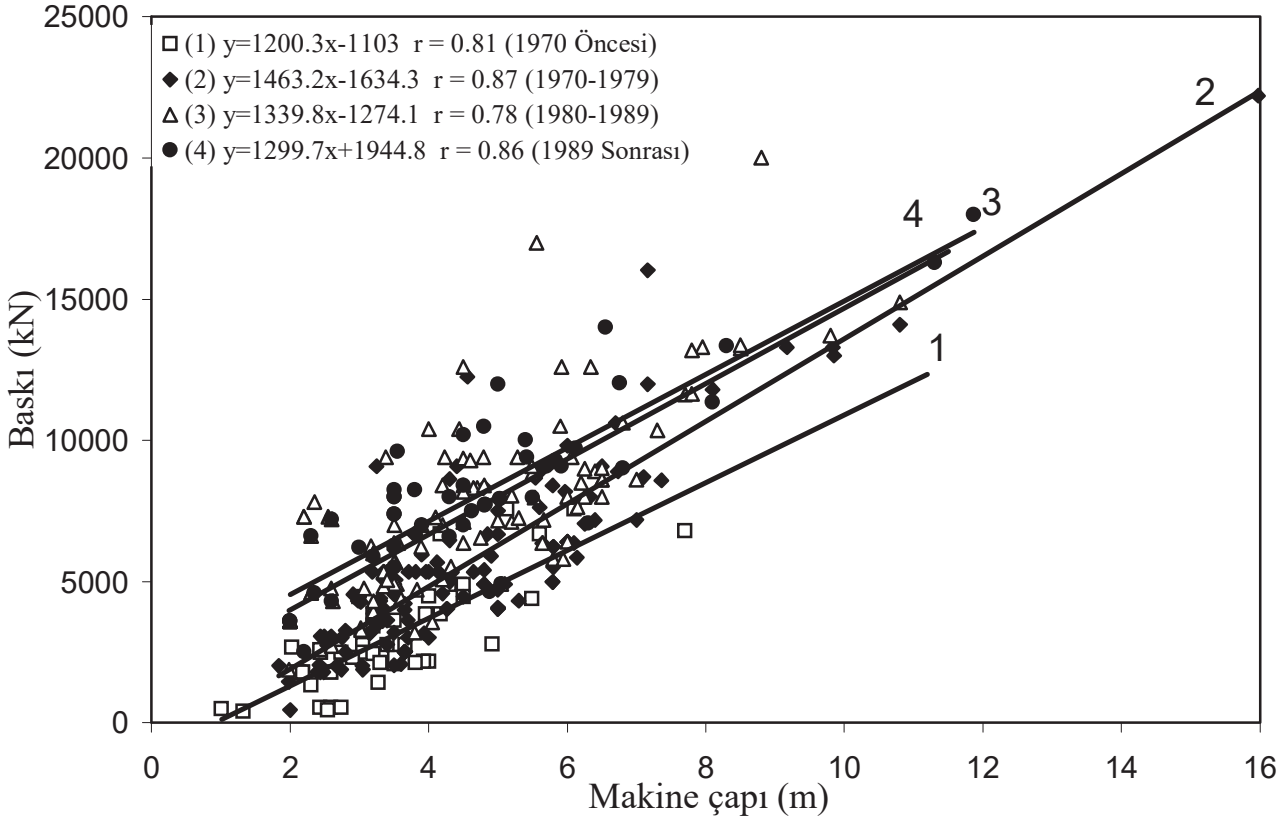
2 TBM'LERİN BAZI TASARIM PARAMETRELERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Değerlendirme, 1953–1994 yılları arasında kullanılan 325 TBM' in verileri (Stack 1995) yardımıyla yapılmıştır. Veriler 1970 öncesi, 1970–1979 arası, 1980–1989 arası ve 1989 sonrası olmak üzere dört gruba ayrılmıştır. Her grup için, kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlığın makine çapı ile değişimleri korelasyon ve regresyon analiziyle incelenmiştir. Şekil 1 – 4'te verilen korelasyon grafiklerinden aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

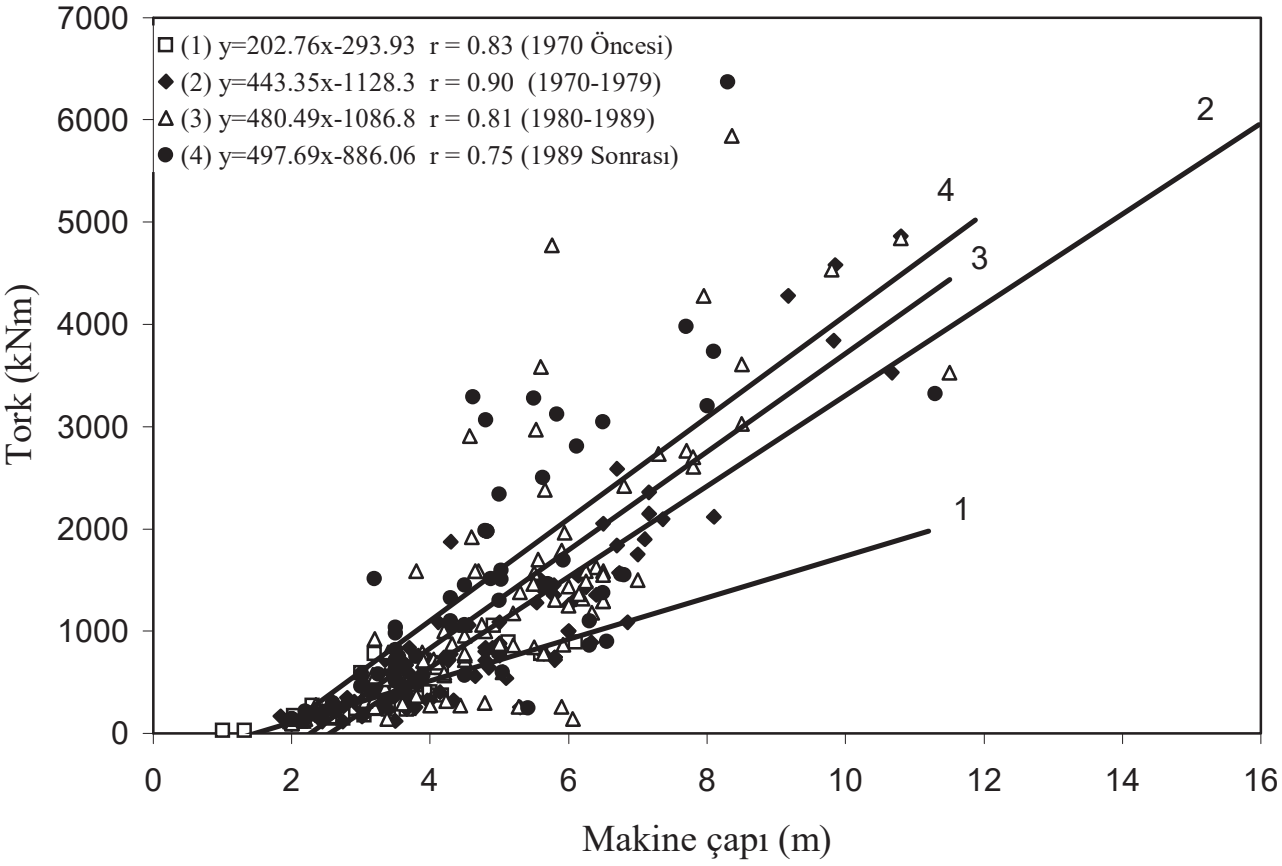
- Yıl gruplarına göre makine çapı ile tasarım parametreleri arasında iyi korelasyonlar bulunmuştur. Korelasyonlar istatistiksel bakımdan anlamlıdır (Kahraman 2007). Kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlık, artan makine çapı ile lineer olarak artmaktadır.
- Regresyon doğrularının eğimi yılların artışına paralel olarak artmaktadır. Bu, belirli bir çap için, son yıllarda üretilen makinelerin daha önce üretilen makinelere göre daha güçlü ve ağır olduğu anlamına gelmektedir.
- 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama kesici kafa gücü 88 kW iken, bu değer 1990–1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 214 kW' a yükselmiştir. 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama baskı 924 kN iken, bu değer



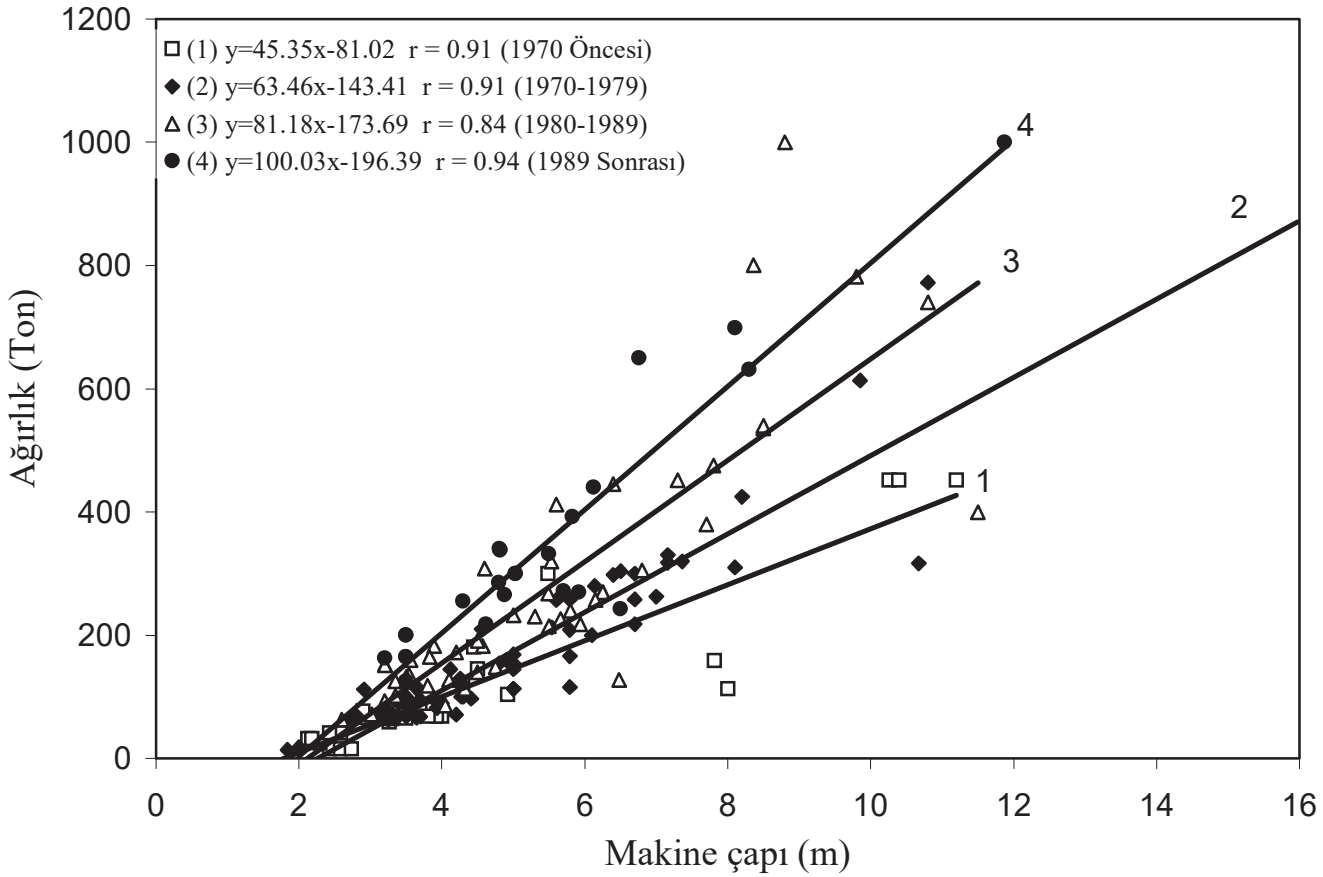
Şekil 1. Makine çapı–kesici kafa gücü ilişkisi.



Şekil 2. Makine çapı–baskı ilişkisi.



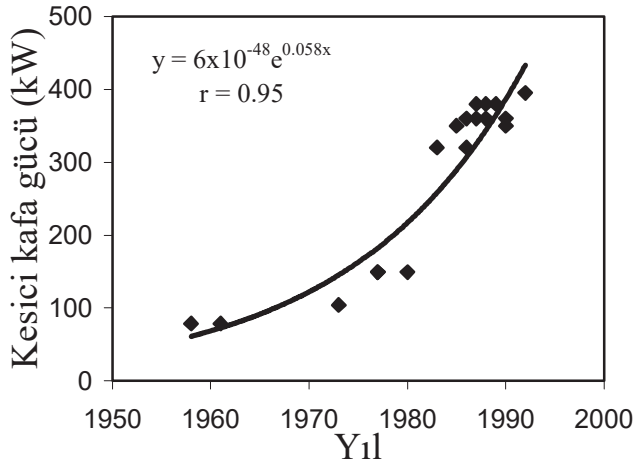
Şekil 3. Makine çapı–tork ilişkisi.



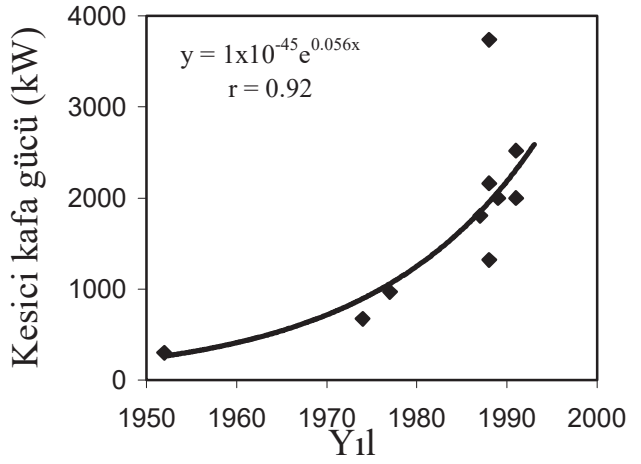
Şekil 4. Makine çapı–ağırlık ilişkisi.

1990 – 1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 1785 kN' a yükselmiştir. 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama tork 129 kNm iken, bu değer 1990–1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 276 kNm' ye yükselmiştir. 1953–1969 yılları arasında makine çapı başına düşen ortalama ağırlık 25 ton iken, bu değer 1990–1994 yılları arasında üretilen makinelerde ortalama 50 ton' a yükselmiştir.

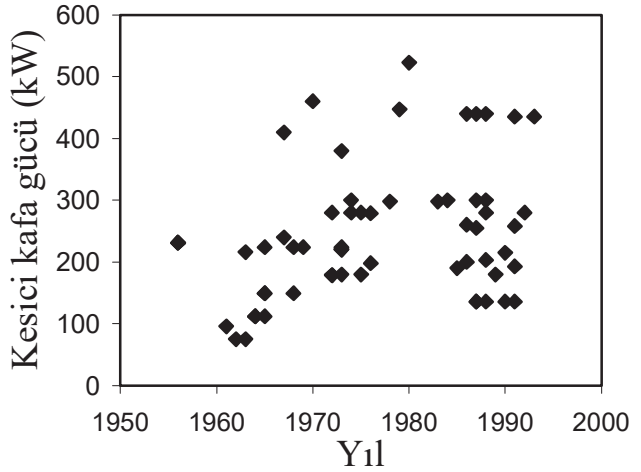
- İncelenen TBM' ler içerisinde 15.97 m' ye kadar çapa sahip makineler olmasına rağmen, makinelerin çoğunluğu 2–7 m aralığında çapa sahiptir.
- Yıl gruplarına göre makine çapı ile tasarım parametreleri arasında iyi korelasyonlar bulunmasına rağmen 2–7 m çap aralığındaki verilerde bir dağınıklık görülmektedir. Bu dağınıklığın nedenini araştırmak amacıyla farklı makine çapı grupları için tasarım parametrelerinin yıllara göre değişimi incelenmiştir. 2 m' den küçük ve 7 m' den büyük çaplı makineler için, tasarım parametreleri ile yıl artışları arasında kuvvetli korelasyonlar bulunmuştur (Şekil 5 ve 6). Ancak, 2–7 m aralığında çapa sahip makineler için, tasarım parametreleri ile yıl artışları arasında ya hiç korelasyon bulunamamış, ya da zayıf korelasyonlar bulunmuştur. Bu korelasyonlara bir örnek Şekil 7' de verilmiştir. Diğer bir husus, 2–7 m çap aralığındaki bir makinenin oldukça farklı basınç direncine sahip kayaçlarda kullanılmış olmasıdır (Kahraman 2000). Her iki değerlendirmeden çıkarılabilecek sonuç şudur: 2–7 m aralığındaki tüneller inşaat ve maden mühendisliği uygulamalarında yaygın bir şekilde açılmaktadır. Ekonomik nedenlerden dolayı, küçük bazı değişikliklerle 2–7 m aralığında çapa sahip makineler farklı projelerde farklı dirence sahip kayaçlarda ve uzun yıllar kullanılmıştır. Örneğin, 1965 yılında üretilmiş olan 3.5 m çaplı Robbins 81-118 TBM 1991 yılına kadar basınç direnci 25 MPa' dan 3000 MPa' a kadar değişen kayaçlarda kullanılmıştır.



Şekil 5. 1–2 m çaplı makineler için kesici kafa gücü–yıl ilişkisi.



Şekil 6. 8–8,9 m çaplı makineler için kesici kafa gücü–yıl ilişkisi.



Şekil 7. 2–2,9 m çaplı makineler için kesici kafa gücü–yıl ilişkisi.

3 SONUÇLAR

1953 ile 1994 yılları arasında kullanılmış olan 325 TBM' nin yıl grupları göz önüne alınarak bazı tasarım parametrelerine ait verilerin istatistiksel olarak değerlendirilmesiyle aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Kesici kafa gücü, baskı, tork ve ağırlık, makine çapı arttıkça lineer olarak artmaktadır.
- Regresyon doğrularının eğimleri yıl artışlarına paralel olarak artmaktadır. Bu durum, belirli bir çap için son yıllarda üretilen makinelerin daha önceleri üretilenlerden daha güçlü ve daha ağır olduğunu ifade etmektedir.
- Genellikle tasarım parametrelerinin değerleri 1953' den günümüze hemen hemen iki kat artmıştır. Günümüz TBM' leri, yaklaşık olarak makine çapı başına 214 kW kesici kafa gücüne, 1785 kN baskıya, 276 kNm torka ve 50 ton ağırlığa sahiptir.
- 2–7 m çapa sahip TBM' lerin kullanımı çok yaygındır. Bu makineler, ekonomik nedenlerden dolayı, farklı kayaçlarda ve farklı projelerde uzun yıllar kullanılmaktadır.

NOT

Bu bildiri kısmen "Kahraman, S., 2007. Historical review of TBM machine data, *CIM Bulletin/Magazine,* 100, No. 1099" adlı makaleden hazırlanmıştır.

KAYNAKLAR

Barton, N., 1999. TBM performance estimation in rock using Q_{TBM}, *Tunnels and Tunnelling International*, 31, s.30-34.

Blance, A., 1985. Use of a Bouygues Tunneling machine in the Bassin du Nord et du Pas-de-Calais coalfield, France, *Tunnelling'85.* The Institution of Mining and Metallurgy, s. 209-213.

Burgess, H. and Taylor, J. G., 1981. Tunnel Boring in A Deep South African Gold Mine., *Trans. Inst. Min. Metall.*, April, Section A, s. A76-A81.

Handewith, H.C., 1980. Mine applications of tunnel boring machines, *CIM Bulletin*, 73, s.23-27.

Janzon, H., 1993. TBM for mine development, *Proceedings of the 2nd International Symposium*

on Mine Mechanization and Automation, Lulea, s. 173-181.

Kahraman, S., 2000. Tam cepheli tünel açma makinelerinde (TBM) makine çapı ile bazı tasarım parametreleri arasındaki ilişkilerin irdelenmesi, *Madencilik*, 39 (2), s.11-22.

Kahraman, S., 2007. Historical review of TBM machine data, *CIM Bulletin/Magazine,* 100, No. 1099.

Palmer, J.H.L., Lovat, R.P., and Marsh, J.C., 1985. Performance of a 7.6-m diameter full-face tunnel-boring machine designed for a Canadian coal mine, *Tunnelling'85*. The Institution of Mining and Metallurgy, s.203-208.

Stack, B., 1995. *Encyclopaedia of Tunnelling, Mining and Drilling Equipment, Vol 2- Mining*. Muden Publishing Company, Hobart, Australia, 522 s.

Vanin, D., 1987. The application of a tunnel boring machine for exploration drifting at Kiena Gold Mines Limited, Val d'Or, Quebec, *CIM Bulletin*, 80, s.33-38.

Kadıköy–Kartal Metro Tünellerinde Kullanılacak Tünel Açma Makinelerinin (TBM) Bazı Tasarım Parametrelerinin Kesme Deneyleri ile Belirlenmesi ve Performans Tahmini

The Determination of Some Design Parameters and Performance Prediction of Tunnel Boring Machines (TBM) Based on ock Cutting Test in adıköy- artal Metro Tunnels

Nuh Bilgin, Hanifi Çopur, Cemal Balcı, Deniz Tumaç
İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, , Maslak-İstan ul

Mustafa Akgül, Ali Yüksel
Anadoluray rtak irişimi, İstan ul

Ali Kahriman
İstan ul Üniversitesi Maden Mühendisliliği Bölümü, Avcılar-İstan ul

ÖZET Bu çalışmada, Kadıköy–Kartal metro tünellerinde kullanılacak tünel açma makinelerinin (TBM) bazı tasarım parametrelerinin, geçilecek formasyonlarından alınan kaya blokları üzerinde yapılan tam boyutlu kesme deneyleri ile belirlenmesi ve performans tahmini konu edilmektedir.

Metro hattı boyunca geçilecek dört farklı formasyonu temsil eden 1,0 x 0,5 x 0,7 m boyutlarında değişik blok numuneler alınmıştır. Alınan kaya numuneleri üzerinde laboratuarda tam boyutlu kazı seti kullanılarak, 13 inç (330 mm) çapında bir sabit kesit alanlı (CCS) diskle, değişik kesme derinliklerinde ve keskiler arası mesafede deneyler yaparak, disk baskı kuvvetleri, yuvarlanma kuvvetleri ve kWh/m^3 cinsinden spesifik enerji değerleri bulunmuştur. Sonuçlar TBM seçimine ve optimum çalışma parametrelerinin tespitine ışık tutacak niteliktedir.

ABSTRACT This study is about the determination of some design parameters and performance prediction of tunnel boring machines (TBM) using full-scale rock cutting test in the main rock formations encountered in Kadıköy-Kartal Metro Tunnels.

The rock samples having minimum sizes of 1.0 x 0.5 x 0.7 m are obtained from four different formations along the tunnel line. The rock samples are subjected to full scale laboratory cutting tests with different depth of cut and cutter spacing values using a 13 inches (330 mm) CCS disc cutter. Cutter forces, i.e., thrust force, rolling force, and specific energy values in kWh/m^3 are recorded for each cut. It is believed that the results will serve a guide for efficient selection and use of TBMs.

1 GİRİŞ

İnşaat ve madencilik işlerinde tam cepheli tünel açma makinelerinin kullanımı son 30 yılda dikkat çekici şekilde hızla artmıştır. Madencilik endüstrisinde bu tür makinelerin kullanımı, ilk yatırım maliyetinin yüksekliği, sadece dairesel kazı yapabilmesi, kazı kesitinin büyük oluşu, açılan yatay galeri uzunluklarının kısa oluşu vd. nedenlerden dolayı sınırlı kalmıştır. Dünyada birkaç başarılı uygulaması daha çok cevhere ulaşmak için açılan yatay galerilerin ve ana nakliye yollarının kazısında olmuştur. Cevher üretimi dışında, özellikle uzun yatay galerilerin açılmasında TBM, klasik tünel açma yöntemlerine kıyasla hala avantajını sürdürmektedir.

TBM'lerin kullanımı daha çok inşaat sektöründe kendini göstermiştir. Özellikle kara ve demir yolu tünelleri, metro, kanalizasyon tünelleri gibi birçok alanda uygulama alanı bulmuş ve klasik yöntem olan delme-patlatma yönteminin yerini almaya başlamıştır.

Hızlı, ekonomik ve verimli tünel ve galeri açmanın en temel unsuru; tünel açma

makinelerinin bilinçli seçilmesi ve kullanımı olduğu artık herkes tarafından kabul edilmektedir. Tünel açma makinelerinin seçimi ve performans tahmini, mekanize tünel açma işinin en önemli konularından biridir. Geçmişteki örneklerden de görüldüğü gibi ihale öncesi yapılan sondaj çalışmaları ve hazırlanan jeoteknik raporlar yeterli değilse makine seçimi ve hatalı performans tahminleri müteahhit ve işvereni hukuksal yönden karşı karşıya getirmektedir.

Bu bildiride, Kadıköy – Kartal Metro hattında geçilecek dört farklı kayaç formasyonlarından alınan kaya blokları üzerinde yapılan tam boyutlu kesme deneyleri yardımı ile kullanılacak tünel açma makinelerinin bazı tasarım parametreleri ve performans tahmini konu edilmektedir.

Kadıköy-Kartal metro hattı, Kadıköy Rıhtım Caddesi'nden başlamakta, İbrahimağa'dan geçmekte ve Koşuyolu Köprüsü'nden sonra E-5'in altından devam etmektedir. Projede 16 istasyon bulunmaktadır. Metro hattı güzergâhı Şekil 1'de görülmektedir.

Şekil 1. Kadıköy-Kartal metro hattının güzergahı.

Metro hattı boyunca geçilecek kaya birimlerini temsil eden 1 x 0,5 x 0,7 m boyutlarında değişik blok numuneler alınmıştır. Açılacak tünellerin % 29,9'u Kartal Formasyonu'ndan (kireçtaşı), % 29,7'si Kurtköy Formasyonu'ndan (arkoz) ve % 17,5'i Dolayoba Formasyonu'ndan (kireçtaşı), % 13,6'sı ardışımlı kumtaşı ve silttaşından oluşan (grovak) Trakya Formasyonu'ndan geçmektedir (Yüksel vd, 2005).

Kurtköy Formasyonu'nu temsil eden iki arkoz (konglomera) numunesi tünel güzergahı boyunca açılan şaft'tan, Kartal Formasyonu'nu temsil eden iki numune Hasan Paşa Geçidi için açılmakta olan bir yarmadan, Dolayoba Formasyonu'nu temsil eden diğer bir kireçtaşı numunesi ise Kartal Taş Ocağından, Silttaşı numunesi ise, S2 şaftının yaklaşım tünelinden alınmıştır. Dört formasyonu temsil eden kayaç kütlelerinin dayanımlarını karşılaştırmak için ise arazide L ve N tipi Schmidt çekiçleri ile deneyler yapılmıştır. Ayrıca kesme deneylerine başlanmadan önce her kayaç numunesinden alınan karotlar üzerinde standart kaya mekaniği deneyleri yapılmış ve bu değerler formasyonları temsil eden numuneler üzerinde daha önce yapılan mekanik deneylerle karşılaştırılmıştır.

Alınan kaya numuneleri üzerinde laboratuarda tam boyutlu kazı seti kullanılarak, 13 inç çapında bir sabit kesit alanlı (CCS) diskle, değişik kesme derinliklerinde ve keskiler arası mesafede deneyler yaparak, disk baskı kuvvetleri, yuvarlanma kuvvetleri ve kWh/m^3 cinsinden spesifik enerji değerleri bulunmuştur.

2 NUMUNELERİN FİZİKSEL VE MEKANİK ÖZELLİKLERİ

Tam boyutlu kesme deneyine tabi tutulacak numunelerin fiziksel ve mekanik özelliklerinin tespiti için bir takım standart kaya mekaniği deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deneyler kesme deneylerinde kullanılan blok numunelerden alınan NX karotlar üzerinde yapılmıştır. Sonuçlar Çizelge 1'de verilmiştir.

3 TAM BOYUTLU KESME DENEYLERİ

3.1 Tam Boyutlu Kesme Deney Setinin Tanıtılması

Tam boyutlu kesme deney seti Şekil 2'de görülmektedir ve İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü'nde, NATO-TU projesi çerçevesinde kurulmuştur.

Çizelge 1. Numunelerin fiziksel ve mekanik özellikleri

Fiziksel ve Mekanik Özellikler	Kurtköy Formasyonu (Arkoz)	Kartal Formasyonu (Kireçtaşı)	Doloyaba Formasyonu (Kireçtaşı)	Trakya Formasyonu (Silttaşı)
Tek eksenli basınç dayanımı (MPa ± SD)	34,1 ± 10,3	65,6 ± 6,7	119,9 ± 19	82,6 ± 8,6
Çekme dayanımı (MPa ± SD)	4,2 ± 0,8	7,4 ± 2,0	7,5 ± 1,7	5,4 ± 2,3
Statik Poisson oranı	0,26	0,35	0,36	-
Statik elastisite modül (GPa ± SD)	6,4 ± 1,5	12,6	15,5 ± 0,9	-
Dinamik elastisite modül (GPa ± SD)	70,1 ± 12,0	77,3 ± 2,0	100,0 ± 15,7	88,7 ± 4,2
Cerchar aşındırıcılık indeksi	2,0	1,5	1,5	1,0
Schmidt çekici (N-24 ± SD)	39,0 ± 5	40,0	57,0 ± 3	-
Yoğunluk (gr/cm^3)	2,68	2,62	2,70	2,70

Deney setinde 0,7 x 0,7 x 1,0 m boyutlarına kadar kaya blokları test edilebilmektedir. Strain gauge'lerle donatılmış, özel yapım bir alüminyum dinamometre yardımı ile 50 ton'a kadar keski kuvvetleri ölçülebilmektedir. Veri alma sistemi ile her bir saniyede 2.000 veri alınabilmekte, böylelikle kayacın kırılma mekanizması detaylı olarak incelenebilmektedir. Hidrolik silindirler vasıtasıyla kaya bloğunu yatay ve keski tutucu düzeneği dikey olarak hareket ettirilebilmekte, böylelikle keskiler arası mesafe ve kesme derinliği istenilen değere ayarlanabilmektedir (Bilgin Vd, 1999).

Tam boyutlu kaya kesme deneylerinde aşağıdaki parametreler tünel açma makinesinin performansını tahmin etmek amacı ile bulunmuştur. Ayrıca, bu parametreler Şekil 3'de disk keski tasarım parametreleri görsel olarak belirtilmiştir.

s : Keskiler arası mesafe

d : Kesme derinliği

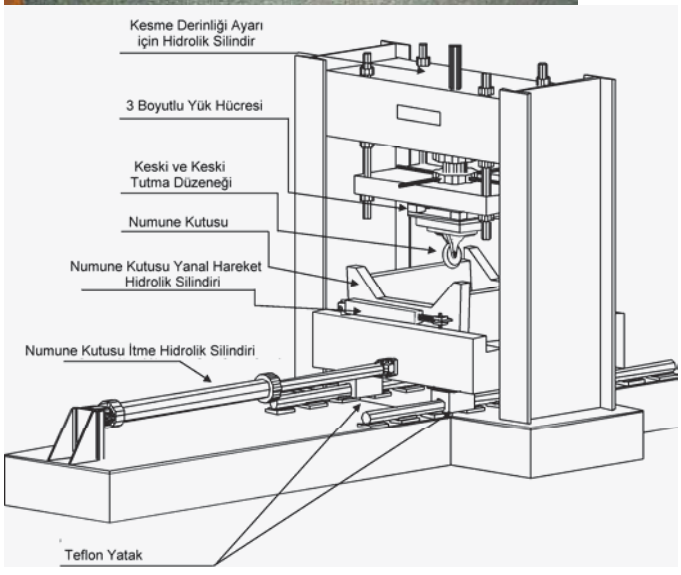
F : Ortalama yuvarlanma kuvveti

FN : Ortalama baskı (normal) kuvveti

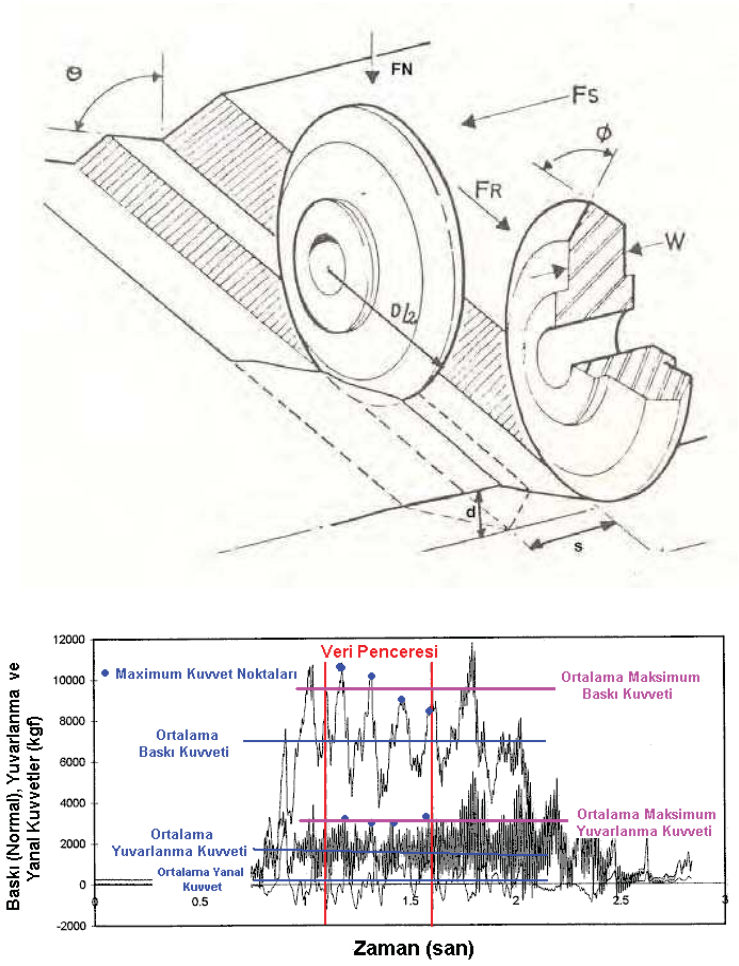
F ' : Maksimum yuvarlanma kuvveti

FN' : Maksimum normal kuvvet

SE : Spesifik enerji



Şekil 2. Tam boyutlu kazı setinin genel ve şematik görünümü

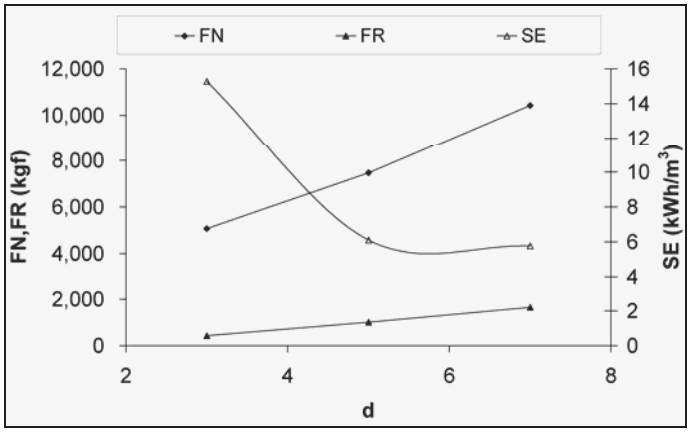


Şekil 3. Disk keski tasarım parametreleri

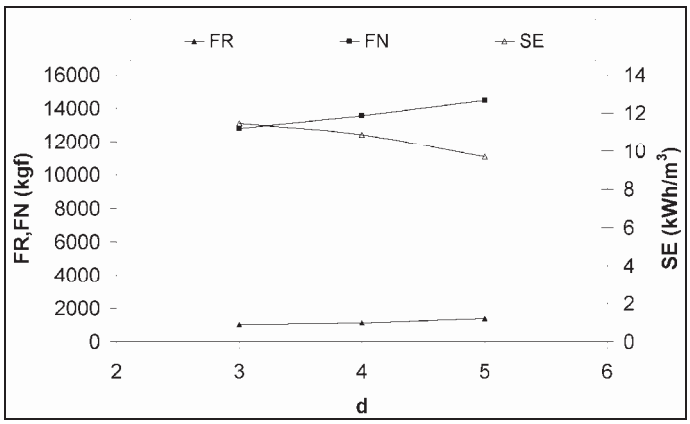
3.2 Deney Yöntemi ve Deney Sonuçları

Deneyler için 1,2 cm uç genişliğinde ve 13 inç çapında sabit kesit alanlı bir disk keski kullanılmıştır. 7 ve 8 cm diskler arası mesafede, kesme derinliği değiştirilerek bir deney programı oluşturulmuştur. Tünel aynasındaki gerçek duruma benzer bir yüzey oluşturmak için, deney öncesi kayaç yüzeyi disk keskiyle defalarca kesilerek yüzey deneye hazırlanmıştır.

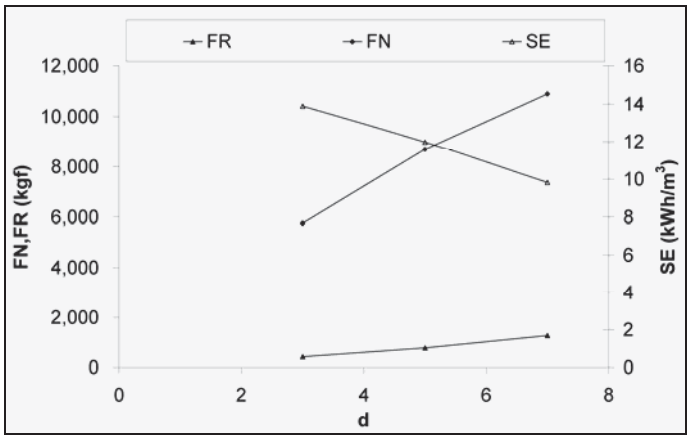
Etkileşimsiz (yardımsız) kesme deney sonuçları Şekil 4, 5, 6 ve 7'de, etkileşimli (yardımlı) kesme deney sonuçları ise Şekil 8, 9,10 ve 11'de özet olarak verilmiştir. Bu şekillerden de anlaşılacağı gibi Kurtköy Formasyonu (Arkoz numunesi) için 5,6 kWh/m^3 değerindeki optimum spesifik enerji s/d=13 oranında; Kartal Formasyonu için 4,0 kWh/m^3 değerindeki optimum spesifik enerji s/d=10 oranında ve Dolayoba Formasyonu için 7,1 kWh/m^3 değerindeki optimum spesifik enerji s/d=23 oranında elde edilmiştir.



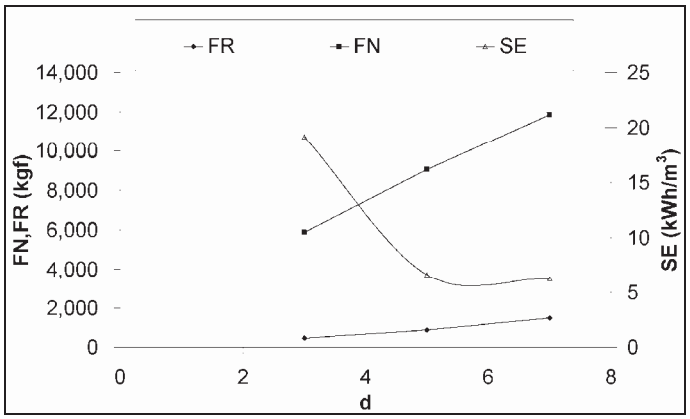
Şekil 4. Kurtköy Formasyonu (Arkoz) yardımsız deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



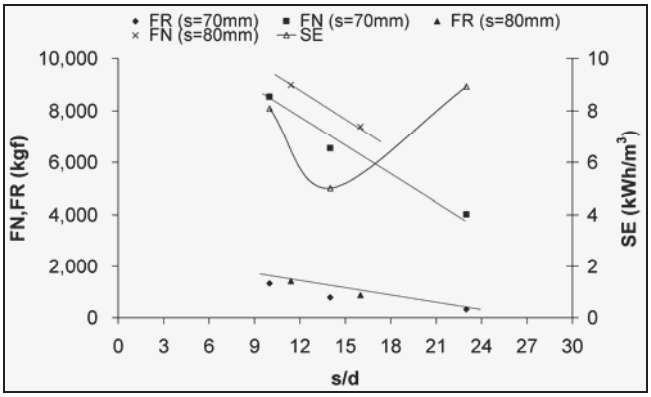
Şekil 5. Dolayoba Formasyonu (Kireçtaşı) yardımsız deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



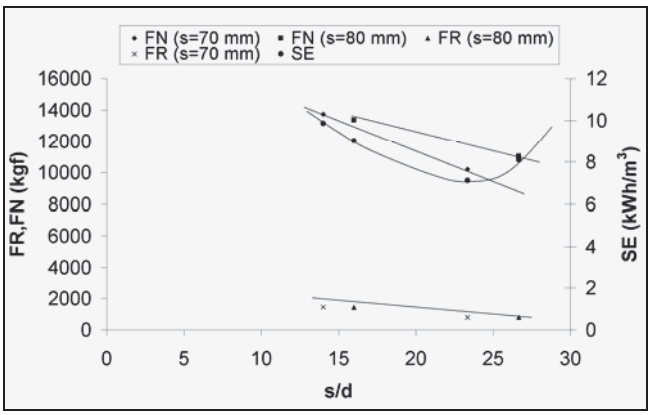
Şekil 6. Kartal Formasyonu (Kireçtaşı) yardımsız deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



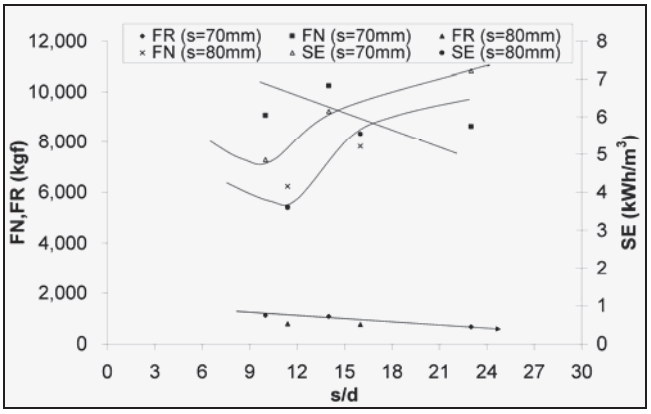
Şekil 7. Trakya Formasyonu (Silttaşı) yardımsız deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



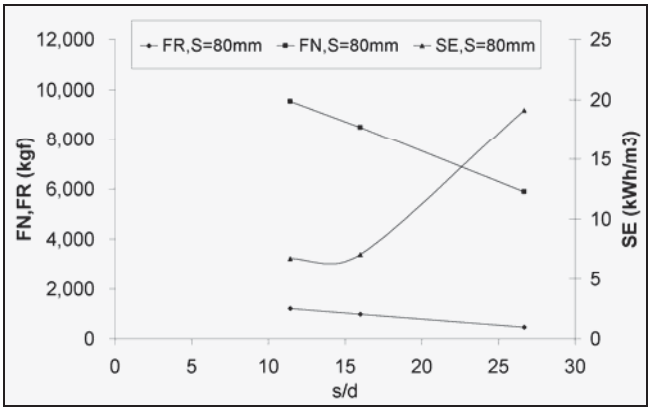
Şekil 8. Kurtköy Formasyonu (Arkoz) yardımlı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



Şekil 9. Dolayoba Formasyonu (Kireçtaşı) yardımlı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri

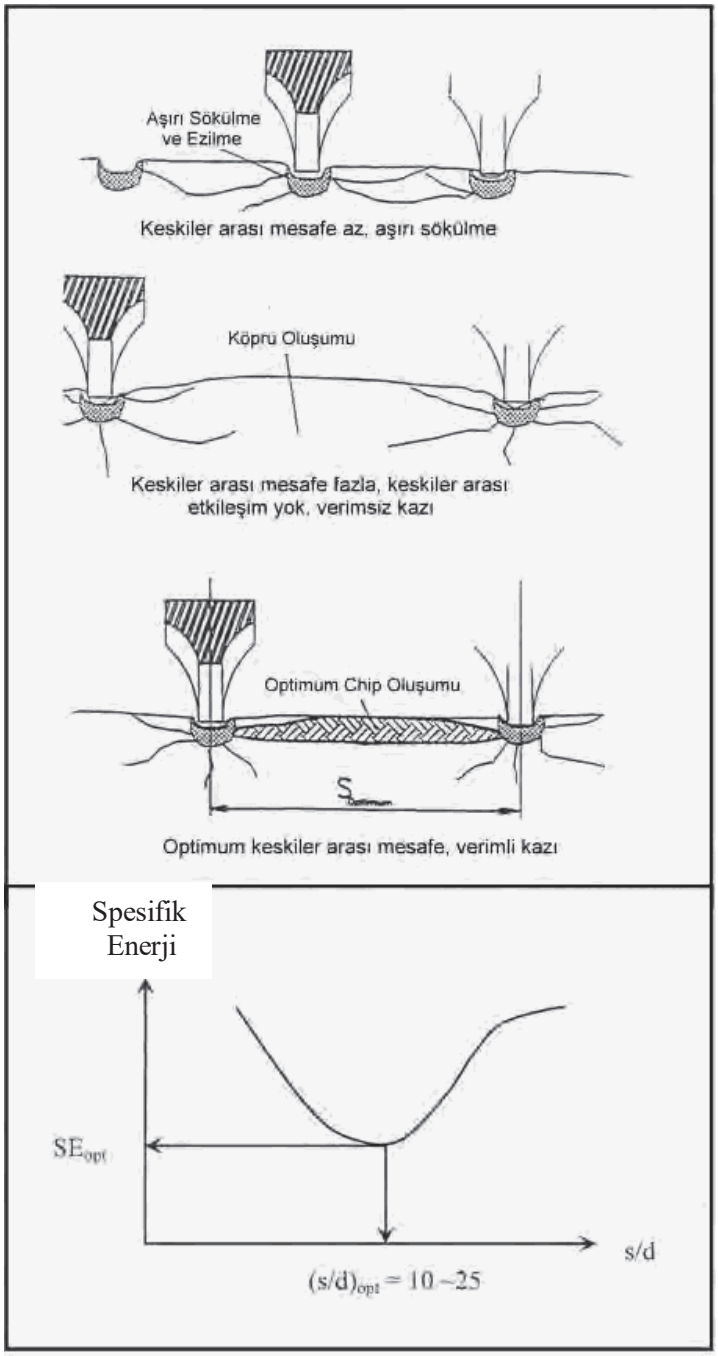


Şekil 10. Kartal Formasyonu (Kireçtaşı) yardımlı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri



Şekil 11. Trakya Formasyonu (Silttaşı) yardımlı deneylerinde oluşan keski kuvvetleri ve spesifik enerji değerleri

Trakya Formasyonu (Silttaşı) için ise 6,73 kWh/m^3 değerindeki optimum spesifik enerji değeri s/d = 11,4 oranında elde edilmiştir. Bu sonuçlar sabit kesit alanlı disklerle optimum spesifik enerji değerlerinin s/d=10-25 arasındaki oranlarda elde edildiğine dair önceki verileri doğrulamaktadır (Şek. 12) (Bilgin vd, 2006).



Şekil 12. Kesme derinliği ve keskiler arası mesafenin sabit kesitli diskde oluşan spesifik enerjiye etkisi

4 TBM TASARIM PARAMETRELERİ VE PERFORMANS TAHMİNİ

4.1 Keskiler Arası Mesafe ve Keski Sayısı

Birim hacimdeki kayayı belirli bir kesme derinliğinde kesebilmek için harcanan enerjiler karşılaştırıldığında, her bir kaya için optimum bir keskiler arası mesafe olduğu belirlenmiştir. Keskiler arası optimum mesafeyi esas olarak formasyonun yapısı etkilemektedir. Oluşan küçük kırıntılar/kesintiler birim hacimdeki kayayı kesmek için daha çok spesifik enerji sarfiyatına sebep olur ve kazı işinin ekonomikliği azalır. Büyük boyutlu kesintilerin elde edilebilmesi için kesici kafa parametrelerinin optimize edilmesi gerekmektedir.

Optimum kırıntı boyutuna ulaşmak için gereken ortalama keskiler arası mesafe, kayaç özelliklerine göre değişmekte ancak, kesici kafanın çapı ile kafada yerleştirilecek olan keski adedinin doğrusal olarak arttığı bilinmektedir. Bir TBM'in ne kadar keskiye gereksinimi olduğu aşağıdaki Eşitlik 1 ile hesaplanabilir.

$$N_c = \frac{D_{TBM}}{2.S} + N_{köşe} \quad (1)$$

Burada,
D_{TBM} : Kesici kafanın çapı (mm)
S : Optimum kesinti boyutuna ulaşmak için ortalama keskiler arası mesafe (mm)
$N_{köşe}$: Kafadaki köşe keski sayısı (5–10)

4.2 Kesici Kafa Dönüş Hızı (Devir, RPM)

Disk keski yataklarının ve yatak tutucularının kapasiteleri kafanın çevresel dönüş hızını belirlemektedir. Disk keski üreticileri tarafından önerilen köşe keskilerin dönüş hızları disk keski çapına dayanmaktadır. Örneğin; bugünün disk keski teknolojileri ile 432 mm'lik bir keski için tavsiye edilen maksimum köşe keski hızı 152 m/dak' dır. Bu bilgi göz önüne alındığında bir kesici kafanın dakikadaki devir sayısı (RPM), bir kesici kafanın çapı ve tavsiye edilen disk keski hızının bir fonksiyonu olarak Eşitlik 2'deki gibi hesaplanır.

$$PM = \frac{V}{\pi.D_{TBM}} \quad (2)$$

Burada,
V : Kabul edilebilir disk keski hızı (m/dak)
D_{TBM} : Kesici kafanın çapı (m)

4.3 Kesici Kafa Gücü ve Tork Gereksinimi

Kesici kafaya monte edilmiş olan bütün keskilerin kazı işlemine karşı göstermiş oldukları direnç, gerekli olan torkun ve makine gücünün belirlenmesini sağlar. Kesici kafanın arkasına yerleştirilen elektrik veya hidromekanik motorları yardımıyla da kesici kafanın hareketi sağlanır.

Torku veya gücü hesaplarken kullanılan bağıntı, kaya formasyonunun, disk keskinin ve kesici kafa çapının bir fonksiyonudur. Sert kaya formasyonlarında kullanılan TBM'lerin tork gereksinimleri Eşitlik 3 ile basit ve güvenilir olarak hesaplanabilir. (Bilgin vd, 1999).

$$T = \frac{N_c.F\ .D_{TBM}.(0{,}54).f}{2} \quad (3)$$

Burada,
Nc : Toplam disk keski sayısı
F : Keski başına ortalama yuvarlanma kuvveti (kN)
D_{TBM} : Kesici kafa çapı (m)
0,54 : Ortalama kuvvet moment kolu
f : Sürtünme kayıpları

Gerekli olan tork ve devir bilindiği takdirde, gerekli olan makine gücü de Eşitlik 4 ile hesaplanabilir.

$$P = 2.\pi.\ PM.T \quad (4)$$

Burada,
P : Makine gücü (kW)
T : Tork (kNm)
PM : Kesici kafanın bir dakikadaki dönüş hızı.

4.4 İtme Kuvveti Gereksinimi

Eşitlik 5, sert kaya formasyonlarında kullanılan TBM'lerin toplam itme kuvveti (FT) gereksinimlerinin hesaplanabilmesi için kullanılmaktadır.

$$FT = N_c.F_N.f \quad (5)$$

Burada,
Nc : Toplam disk sayısı

F_N : Keski başına ortalama itme kuvveti (kN)
f : Sürtünme kayıpları

4.5 Kesme Deneyi Sonuçlarının Kartal Formasyonu (Kireçtaşı) İçin İrdelenmesi

Kullanılacak TBM kesici kafa çapı (D_{TBM}) 6,57 m olarak alınırsa toplam keski sayısı 44 olarak bulunur. 330 mm'lik keski için tavsiye edilen köşe keski hızı 120 m/dak olarak alınırsa kesici kafa dönüş hızı, N = 6 devir/dak. olarak bulunur.

• TBM'in kesici kafasının bir dönüşü için kesme derinliğinin hesaplanması;

Optimum $\frac{s}{d}$ = 10, s = 80 mm için optimum d = $\frac{80}{10}$; d = 8 mm olarak bulunur.

• s/d = 10, s= 80 mm ve 13 inç çaplı sabit alanlı bir disk keski için Şekil 10'dan optimum baskı kuvveti 6.500 kgf bulunur. Genel bir kaide olarak her 1 inç çap için baskı kuvveti %5 artmaktadır. 17 inç çapında disk keski için optimum ortalama baskı kuvveti 7.800 kgf, ortalama pik (maksimum) baskı kuvveti FN' = 7.800 x 2 = 15.600 kgf olacaktır. Eğer % 20 sürtünme kayıpları gözönüne alınırsa :
TBM'in ortalama aynaya itme kuvveti;

$$\sum_{n=1}^{n=44} FN = 44 \text{ x } 7.800 \text{ x } 1,2 = 411.840 \text{ kgf} = 412 \text{ t.}$$

TBM'in pik (maksimum) aynaya itme kuvveti;

$$\sum_{n=1}^{n=44} F'N = 44 \text{ x } 15.600 \text{ x } 1,2 = 82.360 \text{ kgf} = 824 \text{ t.}$$

• Optimum şartlarda TBM'in tork gereksinimi;

$$T = \sum_{n=1}^{n=44} FR \text{ x } \frac{D_{TBM}}{4} \text{ x } 1,2$$,(sürtünme kayıpları gözönüne alındığında)

Şekil 10'dan, s/d = 10 ve 13 inç çaplı sabit kesit alanlı disk için FR = 750 kgf bulunur. 17 inç çapındaki disk keski için FR kuvveti %20 artacaktır. 17 inç çapındaki disk keski için FR = 750 x 1,2 = 900 kgf.

$$T = \sum_{n=1}^{n=44} 900 \text{ x } \frac{6,2}{4} \text{ x } 1,2 \text{ kgm}$$ (sürtünme dahil)

T = 73.656 kgm
T = 737 kNm

• Optimum şartlarda TBM'in harcayacağı kesme gücü gereksinimi;

$P = 2.\pi.N.T$

$$P = \frac{2\pi \text{ x } 6 \text{ x } 737}{60} \text{ kW; } P = 463 \text{ kW}$$

• % 60 verimlilikle TBM'in toplam kesici kafa gücü;

$$P = \frac{463}{0,6} \text{ kW; } P = 771 \text{ kW}$$

• Günlük ilerleme hızının tespiti;

Saatteki net kazı miktarı aşağıdaki Eşitlik 6'daki gibi hesap edilebilir.

$$ICR = k.\frac{P}{SE} \quad (6)$$

Bu bağıntıda :

ICR = Net kazı hızı, m^3/h.
P = Optimum şartlarda TBM'in harcayacağı kesme gücü, kW.
k = Kesici kafa ile ayna arasındaki enerji transfer katsayısı, genellikle TBM'ler için 0,8 (Rostami vd, 1994).
SE = Optimum spesifik enerji, kWh/m^3.

$$ICR = 0,8 \frac{463 \text{ kW}}{4,0 \text{ kWh/m}^3}$$

ICR = 93 m^3/h.

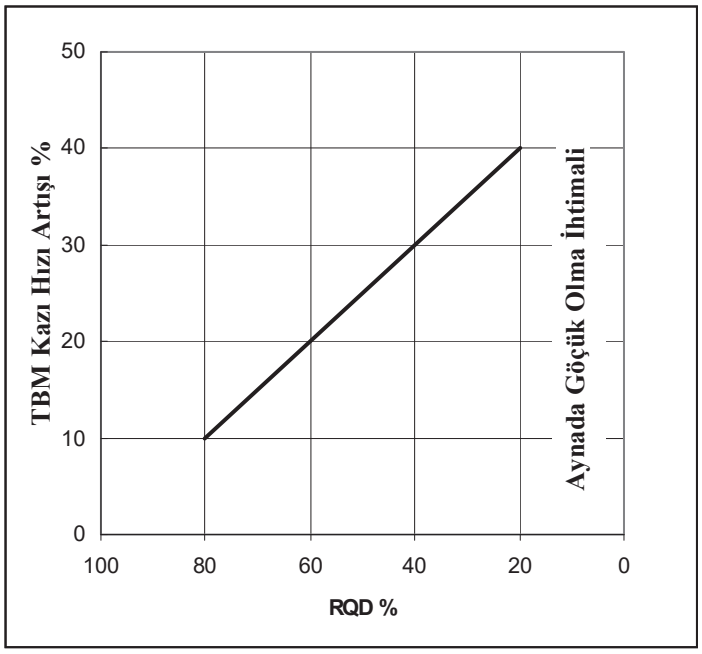
Makine faydalanma oranı % 40 ve 2 x 10 h'lik günlük çalışma süresi alındığında;

Günlük ilerleme hızı

$$= \frac{93 \text{ (m}^3\text{/h) x 2 x 10 saat/gün x 0,4}}{(\frac{\pi \text{ x } 6,2^2}{4} \text{m}^2)} = 24,7$$

Kurtköy Formasyonu için günlük ilerleme hızı = 25 m/gün bulunur.
• Jeolojik süreksizliklerin günlük ilerleme üzerindeki etkisi:

Yukarıda belirtilen 25 m/gün'lük ilerleme RQD'si %80'den büyük olan masif kayaçlar için geçerlidir, diğer değerler için Şekil 13'deki düzeltme faktörleri göz önüne alınmalıdır. Kurtköy Formasyonunun ortalama RQD'si %40'tır.



Şekil 13. TBM kazı hızının RQD ile değişimi (Dollinger G, 2002, uyarlanmıştır)

Kurtköy Formasyonunda TBM'in düzeltilmiş ilerleme hızı 25 x 1,3 = 33 m/gün. Bu değer TBM'den faydalanma oranı %40 ve günlük 2 x 10 h'lik çalışma süresi için geçerlidir.

5 LABORATUVAR SONUÇLARI İLE TBM'DEN ALINAN İLK PERFORMANS DEĞERLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Kozyatağı-Kadıköy Metro Tüneli'nde TBM ilk olarak 14 Ağustos 2007 tarihinde çalışmaya başlamış ve bugüne kadar deneme çalışmaları devam etmiştir. Çizelge 2'de 13.09.2007 tarihine kadar Kartal Formasyonu'nda alınan sonuçlarla laboratuvar deney sonuçları karşılaştırılmış ve bazı öneriler getirilmiştir.

Çizelge 2. TBM ortalama performans değerleri ile laboratuar sonuçlarının karşılaştırılması

Laboratuar Sonuçları	TBM Performans Değerleri
Optimum çalışma şartlarında öngörülen net ilerleme hızı: 93 m^3/h	Deneme şartlarında, 2,5 devir/dakika hızda, 57,5 m^3/h net ilerleme hızı elde edilmiştir. TBM 4 (devir/dakika'da çalıştırıldığında) 92 m^3/h kazı hızı elde edilecektir. TBM'de keskiler arası mesafe 10 cm'dir.
Optimum spesifik enerji $SE = \frac{s}{d} = 10$ 'da elde edilmiştir.	Elde edilen ortalama kesme derinliği 11mm bulunmuştur. $\frac{s}{d} = \frac{100}{11} \cong 9$ Makine optimum şartlara yakın çalışmaktadır.
Optimum şartlar için önerilen toplam aynaya itme kuvveti 8240 kN'dur.	Elde edilen ortalama aynaya itme kuvveti 8619 kN'dur.

Çizelge 2'den de görüldüğü gibi TBM'den alınan ilk sonuçlar laboratuar deneylerinden elde edilen ilk sonuçlarla örtüşmektedir. TBM şu anda 2,5 devir/dakika'da çalıştırılarak deneme safhasındadır. Makine devri 4 devir/dakika'ya çıkarıldığında 92 m^3/h'lik kazı hızlarına ulaşılacaktır.

TBM'in optimum çalışma şartlarında bir dönüşünde elde edilmesi gereken kesme derinliği (penetrasyon) 10 mm'dir. Uygulama sırasında penetrasyon ve bir diske gelen dikey kuvvet devamlı kontrol edilmelidir.

6 SONUÇLAR

Kartal, Kurtköy, Trakya ve Dolayoba Formasyonları'ndan alınan kayaç numuneleri İTÜ Maden Fakültesi Laboratuarları'nda tam boyutlu kesme deneylerine tabi tutulmuştur. Deneyler boyunca 13 inç çapında 1,2 cm uç genişliğinde sabit kesit alanlı (CCS) disk keski kullanılmış, değişik kesme derinliklerinde ve keskiler arası mesafede, disk baskı kuvveti, yuvarlanma kuvveti ve

spesifik enerji değerleri ölçülmüştür. Sonuçlar ayrıca 17 inç çapında CCS disk için ve değişik RQD değerleri için yorumlanmıştır.

Tünel açma makinelerinin kullanılacağı alt yapı projeleri büyük yatırımlar olup, projenin maliyeti ve başarısı projeye başlamadan önce seçilecek tünel açma makinesinin özelliklerinin doğru seçimine bağlıdır. Bu amaçla tünel açma makinelerinin performans tahminine yönelik yapılan bir araştırma ve Kurtköy Formasyonuna ait Arkoz numunesi için uygulama verilmiş ve projeye başlamadan önce günlük ilerleme miktarı yapılan tam boyutlu kesme deneylerinden elde edilmiştir.

Benzer hesaplamalar diğer formasyonlar için yapıldığında; Dolayoba Formasyonunda TBM'in düzeltilmiş ilerleme hızı 17 x 1,15 = 20 m/gün, Kartal Formasyonunda 25 x 1,3 = 33 m/gün, Trakya Formasyonu'nda 22,5 x 1,40 = 31,5 m/gün olarak bulunmuştur. Bu değerler TBM'den faydalanma oranı %40 ve günlük 10 saatlik 2 vardiya çalışma süresi için geçerlidir.

Bu çalışmanın devamı olarak tünel açma makinelerinin kullanıldığı tünellerde yerinde ölçüm yapılarak arazi ve laboratuar kesme deneyleri karşılaştırılacaktır. TBM'den alınan ilk sonuçlar laboratuar deneylerinden elde edilen ilk sonuçlarla örtüşmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Yazarlar, müteahhit; Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün - Belen İnşaat Ortak Girişimi (Anadoluray) grubuna işveren; İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İETT İşletmeleri Genel Müdürlüğü'ne, ve Proje Müdürü İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya bu projeye verdikleri çok değerli katkılarından dolayı teşekkür ederler. Ayrıca 106M298 No'lu projeye verdiği maddi destek için Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu'na (TÜBİTAK) teşekkürü borç bilirler.

KAYNAKLAR

Bilgin, N., Balci, C., Tuncdemir, H., Eskikaya, S., Akgul, M., Algan, M., 1999. The performance prediction of a TBM in Tuzla–Dragos sewerage tunnel, *Proceedings of the orld tunnel congress on challenges for the 2 st century*. Oslo, p. 817–27.

Bilgin, N., Çopur, H., Balcı, C., Feridunoğlu, C., Tumaç, D., 2006. TBM performans tahmini için Kadıköy-Kartal metro tünel hattındaki formasyonların kazılabilirlik özellikleri, *İTÜ Maden Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü*, Anadoluray için hazırlanmış yayınlanmamış rapor, İstanbul.

Dollinger, G.L., ve Raymer, J.H., 2002, Rock mass conditions as baseline values for TBM performance evaluation, *North American Tunnelling* p 3-7.

Rostami, J., Ozdemir, L. and Neil, D.M., 1994. Performance prediction a key issue in mechanical hard rock mining, *Mining Engineer*, November, 1263-1267.

Yüksel, A, Sözak, N. N. ve Gülle, G., 2005. Kadıköy-Kartal Metro Projesi *Mühendislik eolo isi aporu, Teknik apor - E-T - N-* , Anadoluray Ortak girişimi, İstanbul.

Kozyatağı-Kadıköy Metro Tünelleri için Seçilen TBM'in İmali, Taşınması ve Montajı

Construction, Transport and Assembly of a TBM selected for Kozyatağ-Kadıköy Metro Tunnels

Mustafa Akgül
Anadoluray Cooperation Equipment and Logistic Manager

Özgür Yurtaydın
Herrenknecht AG Project Engineer

ÖZET 20. yüzyılın sonlarından itibaren mekanize kazı, geleneksel yöntemlere tercih edilmeye başlamıştır. Özellikle son yıllarda ilerleyen teknoloji ile beraber TBM tünelciliği belirgin biçimde artmış ve bundan dolayıdır ki geleneksel yöntemler genellikle kısa mesafeler için tercih edilmeye başlanmıştır.

TBM makineleri ile tünelcilik çoğu şantiyenin ilk tecrübesini oluşturmaktadır. Bu sebepten dolayıdır ki yepyeni bir metotla çalışmaktan dolayı bazı küçük sorunlar ve kuşkularla karşı karşıya kalınmaktadır.

Bu bildiride Kozyatağı-Kadıköy Metro Tünelleri için edinilen tecrübeler ışığında, seçilen bir TBM in imali, taşınması ve montajı anlatılmaktadır.

ABSTRACT At the beginning of late 20th century mechanized tunneling started to be preferred compared to conventional methods. Especially the last couple of years TBM tunneling increased significantly with the improving technology and therefore conventional methods are mostly preferred for shorter distances.

Tunneling with a tunnel boring machine (TBM) is mostly the first experience of most jobsites. For that reason some small problems and concerns are directly dependent on working with a new method.

This paper summarizes all the difficulties and experiences encountered during the construction, transport and the assembly stage of a TBM designed for Kadıköy- Kartal Metro Tunnels.

1 INTRODUCTION

Kadıköy-Kartal Metro tunnels are planned to be connected with Marmaray project which combines the European and Asian site of Istanbul from Halkalı in European site to Gebze on Asian site. This total line will be approximately 80 km. When using this line the traveling time from Halkalı to Gebze will be reduced from 185 to 105 minutes. It is expected that significant traveling time reduction will be achieved especially between the rush hours.

2 DESCRIPTION O T E PRO ECT

The aim of this project is to connect Kadiköy to Kartal with a metro line. The total length of the project was 21+694km, however the second half of the project which is from Kozyatağı main station to Kartal station is canceled by the client. Now the existing tunnel route is decided to be from Kozyatağı to Kadiköy station which has approximately 8+662km in length. Two identical EPB-hard rock machines are selected for these two parallel tubes.

3 DESIGN PARAMETERS O TBM

Technical specifications of the TBM are presented in Table 1 and assembly scheduling in Table 2.

Table 1. Machine parameters

DESCRIPTION	DATA
Cutterhead diameter	6570mm
Front shield diameter	6540mm
Middle shield diameter	6530mm
Tailskin diameter	6520mm
Power of the drive	4 x 315 kW
Torque of the cutterhead	5200 kNm at 1.6 rpm 1515 kNm at 5.5 rpm
Initial breakaway torque	6356 kNm
Number of discs	26 single + 6 double
Maximum contact pressure of the discs	267 kN
Number of steering cylinders	12 cylinder
Maximum working pressure of the steering cylinders	33778 kN at 350 bar
Dimension of steering cylinder	320/220x200 mm
Number of thrust cylinders	16 double cylinder
Maximum working pressure of the thrust cylinders	42575 kN at 350 bar
Dimension of thrust cylinder	220/180x2200 mm
Number of segments	5+1
Length of the segment	1.5 m

Design of the cutterhead and the type of the machine depends mainly on the geology and the water level of the project. Water level is very important as it might completely change the design of the TBM as well as the maximum working pressure of the TBM. The machine consists of 5 gantries and the complete machine has a weight of approximately 600 tons.

GEOLOGY O T E PRO ECT AREA

The longest geological formation in the tunnel route is Kartal formation consisting of shale and limestone. After around 4.5 km of excavation the geological formation will change to Trakya formation consisting of greywacke, Yelkentepe formation having shale and Denizli formation containing limestone with different faulty zones and geologic discontinuities. In addition magmatic inclusions such as andesite and diabase dykes will be faced around Acıbadem station. Just before this station the conveyor belt is planned to be replaced with screw conveyor for a more efficient excavation.

The geology in the last three kilometers consists of alluvium and Trakya formation consisting of limestone, sandstone and claystone mixture. Last three kilometers of excavation are planned to be done definitely with a screw conveyor especially in the regions where alluvium exists.

MANU ACTURING O TBM

The contract was signed between the client I.E.T.T and Herrenknecht AG. The next step was to start the design phase which lasted about 4-5 months with all the general and detailed drawings. Total time spent for the manufacturing of the different parts of the TBM was approximately 7 months. Assembly of the machine at the factory took 1-1.5 month. Factory acceptance test with the client and joint venture was the last step before dismantling that lasted about 1-2 weeks. One of the most important parts of the TBM is the main drive which is seen in Figure 1. Two machines ordered, one ready for the acceptance are seen in Figure 2.

After all these steps described above, the machine was disassembled for the transport.

Figure 1. The main drive of the TBM

Table 2. Assembly jobsite time schedule of the TBM

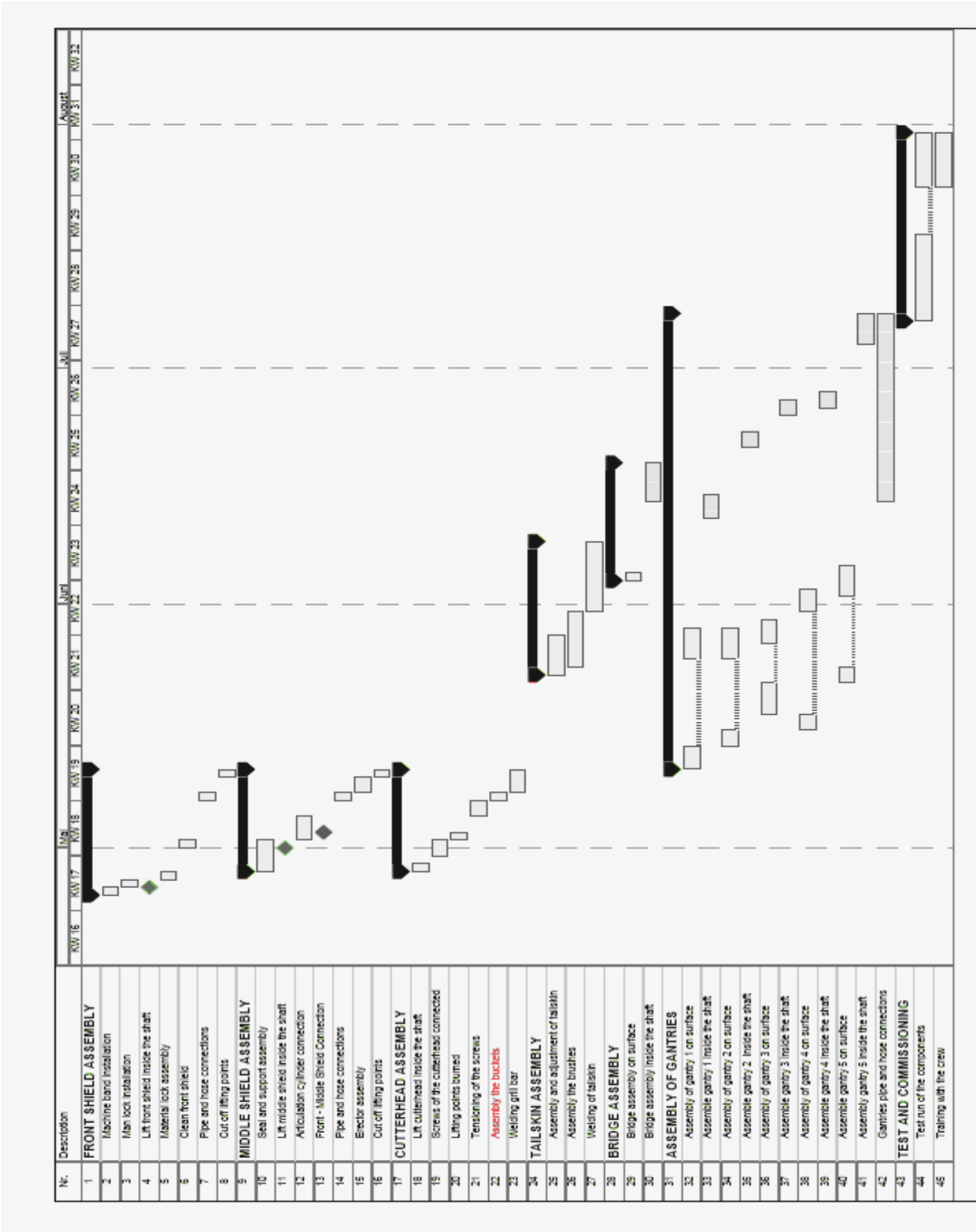


Figure 2. General view of the TBMs in the factory for Kozyatağı-Kadıköy Metro Tunnels

TRANSPORT O T E TBM

Transport of the machine was done by heavy load trucks to Kehl harbor which lasted about three weeks and later to the main harbor Antwerpen in Belgium. The transport from Antwerpen to Istanbul took about two weeks. After the arrival of TBM to Istanbul the custom clearance took two weeks.

It is preferable to have the transport in one shipment with the least container as possible. All the materials sent should be written in the bill given to the contractor without any missing parts in order to eliminate the custom problems

When the TBM arrives to the harbor there should be an expert who would look for the damages on the machine while transporting from the factory to the Istanbul harbor. The observation should be done carefully and the report must be properly written. Till this point the manufacturer has the responsibility of the damaged parts; however when the parts of the machine starts to be lifted with the cranes the responsibility is transferred to the contractor. In any case the parts which are damaged will be covered by the insurance companies on both sides.

LOGISTIC O T E OBSITE

After the machine was loaded on the trucks, permission must be taken from general directorate of highways in order to transport the items to the jobsite. The transportation is usually allowed late at midnight when the roads are available. More then two road lines were needed for transportation due to the restrictions of the machine size.

The logistic on the jobsite should be well organized. Everything should be considered before the TBM arrives to jobsite in order not to lose time when the machine arrives. This organization helps the jobsite to save time when the assembly starts. It must be kept in mind that the places of the TBM components where they will lay are directly dependent on the order of the parts to be assembled.

ASSEMBLY O T E TBM

The machine parts came to the jobsite on week 16.The assembly of the machine started on 24th of April with the installation of muck ring and machine band inside the front shield. After the machine band with the muck ring was placed successfully, the menlock was placed. The front shield was turned vertically from the beginning of the assembly to provide an easier operation.

Secondly the front shield was lifted in the shaft with a certain angle as seen in Figure 3. After the front shield was placed inside the shaft the material lock was installed in order to eliminate the possibility of causing problems by the wires when the machine was lifted up inside the shaft with a certain angle.

Figure 3: Shield lifted with an angle

After the material lock was finished the sealing set for the middle shield was placed outside the shaft as seen in Figure 4. The purpose of the sealing set is to avoid the water ingress between the connections.

Figure 4. Sealing set with the support system

Before the cutterhead was lowered down inside the shaft locktite was used on the surface. Locktite has a similar function as a glue to stick the cutterhead with the main drive. Then cutterhead was placed inside the shaft and connected to the main drive with some long bolts. The cutterhead was not suggested to be connected because of the weight proportion to front; however it was considered to continue on because of the high rents of the cranes. For that reason, the cutterhead was connected to the main drive with the bolts; however not completely. In addition support blocks were placed in front of the cutter head for safety reasons.
As seen in the Figure 5 there are some long bolts. These three bolts are to guide the connection operation of the cutterhead. The screws on the bolts were tightened with the screw driver until it was tensioned later with a special tensioning cylinder.

Figure 5. Connecting the cutterhead with the main drive

Week 18 started with the installation of the second part of the steel plates for supporting the seal and lifting the middle shield into the shaft. Second day the middle shield was connected to the front shield which took quite a long time because of the difficulty of the adjustment. The position of the middle shield was checked using the safety fuse which was welded when the position was acceptable. This safety fuse is very important as it combines the middle shield with the front and also has a property of acting the same as the front shied like it is a single shield in a situation of the rolling effect of the shield due to the torque. At the middle of the week the erector carrier beam was installed. The screws at the connection point of the erector carrier beam and the H-beam were torqued. At weekend the screws of the cutterhead were tightened with a special device which is called tensioning cylinder. The property of this cylinder is to pull the screw and turn the screw even with your hand and leave it back to the original position. This operation was done in two steps which was to torque the screws till 700 kN which corresponds to 1000 bar the first day and to 875 kN with 1300 bar second day. These limit values should be obeyed carefully as the pressure values are very high

After the middle shield was connected with the front shield and front shield being connected to the cutterhead, the next step was to connect tailskin with the middle shield. Unfortunately problem at week 19 was the delay on the tailskin of both machines because of the late permission given from the general directorate of highways. However the assembly continued without any problems.
Beginning of the week the conveyor belt was installed and the pipes on the front shield and middle shield were assembled. Later the assembly of the erector took around a day.

Beginning of the week 20, gantry 1 was started to be assembled out of the shaft with the support wooden blocks beneath so that the boogies could be assembled next day. After the assembly of the boogies all the screws on the gantry 1 were torqued properly as seen in Figure 6. The torque operation is very important when lifting the gantries into

the shaft with 45-50 degrees as the components should be stable enough. Consequently gantry 2, gantry 4 and gantry 3 were assembled at week 20. The assembly of each gantry took around 2 days. At the end of the week the parts for the other machine and tailskins for both machines arrived to jobsite.

Figure 6. Gantry 1 with the hydraulic equipment, boogies assembled and supported with wooden blocks

After the tailskin arrival to jobsite, the assembly of the tailskin started immediately in week 21. Two working groups were organized for the first machine and one for the second machine. For the first machine a small group continued to assembly gantries and the other group started the assembly of the tailskin. Gantry 5 was assembled in 2 days. The other group which was responsible of the tailskin, firstly placed the tailskin inside the shaft. Connection to middle shield was done particularly; however connecting it completely and adjusting was quite difficult and took nearly the whole week for the complete operation. Adjustment of the tailskin was done by hydraulic cylinders that one of them is seen in Figure 7. One of the most important thing about tailskin is that it should have the very accurate diameter value as requested in order to combine it with the middle shield. Second issue is that the shape should be a proper circle as much as possible. Because of this, the force exerted by the cylinder should be arranged in a way not to deform the shape of the shield.

By this time also tailskin brushes were welded except for the ones on the bottom for the access to the front parts easier. In addition grease and grout lines were installed for the necessity of using during the ring building stage.

Figure 7. Adjustment of tailskin with the hydraulic cylinders and steel plates

The other group for the second machine started to empty and check the containers that were delivered to the jobsite. Assembly of the seal set on the middle shield was done for the second machine. At the middle of the week the man lock installed as well as the machine band which lasted two days. At the end of the week the front shield was lowered down into the shaft. The same assembly procedure was also followed for the second machine. From this point only the first machine assembly will be mentioned as both of them were identical.

The same week, the rotary was assembled on the cutterhead for water and foam injection as seen in Figure 8.

Beginning of week 23 the completed tailskin was checked with ultrasonic method for quality control. Some welding improvements were done after the results were discussed to have the best strongest welding between the front and middle shield. Meanwhile, the screws for the bridge and erector were torqued. At the end of the week the TBM was pushed forward for a preparation to next week in order to lower down the first gantry inside the shaft as seen in Figure 9.

Figure 8. Rotary assembly between the muck ring and the cutterhead

Figure 9. TBM pushed forward for gantry placement with the help of steel pushing frames

Week 24 began with lowering down gantry 1 inside the shaft. While the crane was holding the gantry 1 the auxiliary boogies were welded in order to succeed the displacement of the gantry. These auxiliary wheels were assembled because the original boogies from the Herreknecht AG were only capable of progressing only in segment walls. The rails on the invert segment would have damaged the original boogies. When the gantry was settled on the rails, counter weight was put on the left side of the gantry. Following step was to pull the gantry 1 back in order to place the bridge. However it was not so easy to pull, gantry 1 having a weight of approximately 65 tons with the chain blocks from the sides. The bridge was layered down and the assembly started after the gantry 1 was pulled back and there was enough space to lower down the bridge as seen in Figure 10. At the end of the week the bridge was connected to the erector carrier beam and to gantry 1 and the left and the right sides of the bridge with its walkways started to be assembled. These all steps took approximately one day each.

Figure 10. Bridge lowered down inside the shaft

The assembly of the bridge was completely finished at the beginning of week 25 and the thrust ring was brought down inside the shaft. Even though the thrust ring would be used at the final stage when the blind rings were built and when the first excavation starts, it was welded on the bridge for the transportation to the front as seen in Figure 11. The pressure frame was also welded on the rails just behind the end of the tailskin for pushing the TBM forward to place the second gantry. When the TBM is pushed forward higher pressure should be given to the bottom steering cylinders so that the cutterhead could be lifted up a little bit and pushed forward easier without any problems as it has the largest diameter on the machine which is 6.57m. Last three days was the assembly of the air hoses, gantry 2 and gantry 3.

The external ventilator was assembled at the beginning of week 26. Furthermore the pipes and the hoses for gantry 2 and 3 were assembled and the electrical connections

Figure 11. Thrust ring welded on the bridge

were started to be done. Following day gantry 4 was placed inside the shaft and auxiliary boogies were started to be welded. Gantry 4 was connected with gantry 3 and the TBM was pushed forward for placing the last gantry inside the shaft. The back-up conveyor belt was pulled to achieve the necessary tightness for the conveyor belt which took about two days for the adjustments. Meanwhile the electrical connection assembly also progressed which lasted about 2-3 weeks completely. At the end of the week Shell Tellus 46 hydraulic oil was filled inside the tank for testing the hydraulic pumps in the following days.

Beginning of week 27 the grout pumps were assembled. Following day the assembly of the last gantry 5 was done. Auxiliary boogies were welded and the complete assembly took approximately two days. At the middle of the week the cable installation of the segment crane was done and finished, in addition the air duct was assembled on gantry 5 as seen in Figure 12. The pushing frame was burned off because that all the gantries assembly was finished. The thrust ring was moved forward till it was behind the tailskin. At the end of the week the conveyor belt was tested.

Modifications on the thrust ring and the supports lasted the complete week 28. Because that the machine advanced normally with a pressure to 150-200 bars the support should be strong enough to withstand the pressure. Second day was the assembly of tailskin grease lines. Some tests were done at the middle of the week for the complete day. Dedusting system, cooling system and air compressor were tested. Also the cutterhead was tested shortly to start the modification operation of the buckets on the cutterhead. The last 3 days were spent for the assembly of the buckets as seen in figure 13 and also continued approximately for another 10 days. In addition grease lines were checked by running the grease pump that took more then a day. Grease lines had to be completely filled up with grease from gantry 4 till the tailskin and were checked from the end of the line if the grease was coming out or not. End of the week the segment crane was tested.

Figure 12. Assembly of the air duct on gantry 5

Figure 13. Buckets that were assembled on the cutterhead

Week 29 started with the test of the erector. Modification on the cutterhead lasted complete week. At the end of the week the adjustment of the thrust ring was done as seen in Figure 14 which was very important as proper blind ring building significantly depends on the shape and the position of the thrust ring.

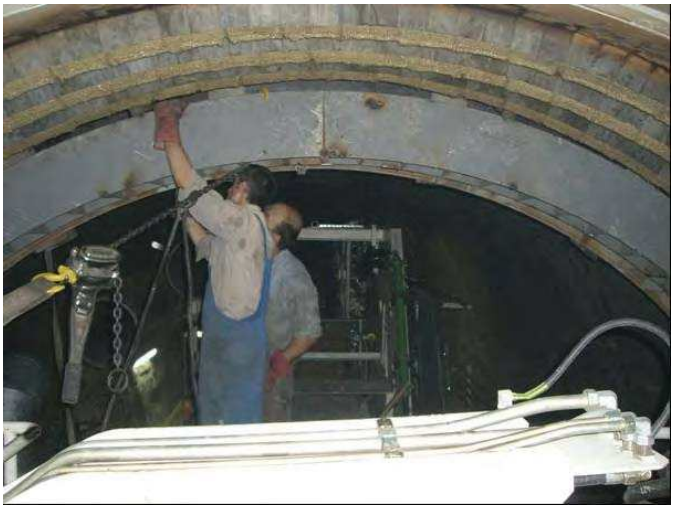


Figure 14. Adjustment of the thrust ring

Dedusting pipe was adjusted at the beginning of week 30. Segment feeder connection to the middle shield was done for the complete function of the feeder and was tested after. Foam was tested also at the second day. At the middle of the week the first segment arrived to jobsite. After the arrival of the first segment to jobsite the erectors vacuum capacity and complete functions were tested that lasted a couple of hours. Furthermore the bottom brushes were welded on the tailskin and Schöma locomotive was tested at the end of the day The last two days of the week progressed with filling the tailskin brushes with grease seen in Figure 15.

First two days of week 31 was to torque the new buckets that were installed on the cutterhead. Building the first ring started in the middle of the week and lasted nearly three days.

The second ring was built at the end of the week which was finished the same day as seen in Figure 16.

Following week completely consisted of building blind rings which continued until the 4th ring was built. The difference between the blind ring building and normal ring building is that there was no excavation done to build the blind rings and that it referred a reference to the following rings. When building these blind rings in week 30 and 31, in every single ring after the ring was outside the tailskin, a metal sheet cover support was done and also steel plates were welded on the tunnel wall to achieve a good stabilization as it was not possible to make grout injection. The reason why grout injection was not possible was because the space between the tunnel wall and the segment was much bigger compared with the normal excavation space which the brush plates would not be efficient to hold the grout. That's why after the four blind rings were completely finished the ones that were outside the tailskin which was two and a half was concreted with a platform in front to avoid the concrete to flow inside the brushes. Sand bags seen in figure 18 were placed behind the wooden platform to avoid the pressurized concrete to flow in front of the wooden platform which was built just behind the brushes of the tailskin. A couple of days had to pass for the concrete to be filled in two steps and to achieve its hardness.

Below is the table of the assembly schedule starting from the assembly at the factory till the final acceptance of the machine.

Figure 15. Grease on tailskin brushes

Figure 16. An example of ring building

AD ANCE AND RING BUILDING

Beginning of week 32 normal excavation and ring building started. The tools on the cutterhead were checked after every advance and grout injection was done after every ring building.

The transport of the excavated material is done by filling the muck into the muck cars. These muck cars are dumped to the left side where the shaft exists and a vertical belt conveyor which is seen in Figure 17 and 18.

Figure 17. Vertical conveyor band as seen from the top of the shaft

Figure 18. The place where the muck is loaded inside the trucks

1 CONCLUSIONS

In conclusion, tunnel constructions with the help of tunnel boring machines are becoming very common all around the world. The main advantages of the TBM are; advance rates are significantly faster, no problem exists of constructing tunnels in cities without preventing the on going life because of low vibration and high safety comparing to conventional methods. The best utility would be taken from the machine if, good logistic and proper team work is achieved which is quite necessary in all works. With the improving technology it is obvious that tunnel constructions would be much faster and advancing in very tough geology would be easier in the following years.

Zor Zemin Şartlarında Beykoz – Kavacık Atıksu Tünellerinde TBM Uygulaması

The se of a TBM in Difficult round Conditions in Beykoz avacık Se erage Tunnel

Zafer Güçlücan[a], Sermet Meriç[a], Can Gürsoy[a], Melih Algan[b],Nuh Bilgin[c], Cemal Balcı[c], Deniz Tumaç[c]

a, NTF İnşaat Ticaret td. Şti., , emar

c, İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET Bu bildiri Beykoz Kavacık Atıksu Tünellerinde 3175 mm çapındaki bir TBM ile 12 Şubat 2007 ile 29 Eylül 2007 tarihleri arasında yapılan çalışmaları özetlemektedir. Bildiride ilk olarak proje, bölge jeolojisi ve kullanılan TBM tanıtılmıştır. Projenin başlangıcından itibaren TBM in performansını etkileyen faktörler tartışılmış, kazı verimi, günlük ilerlemeler, formasyonların mekanik özelliklerindeki değişimler, çıkan pasanın boyut analizi ve bunların makine işletim parametreleri (tork, enerji, baskı kuvveti) ile ilişkileri verilmiş ve yapılan çalışmaların metodolojisi açıklanmıştır.

ABSTRACT This paper, summarizes the performance of a 3175 mm diameter TBM used in Beykoz Kavacık sewerage tunnel between 12 February – 29 September 2007. First, the project, geology and the characteristic of the TBM are given. The factors affecting the performance of the TBM, machine utilization within tunnel route, the muck size and the effect of these parameters on the machine operational parameters (torque, thrust, energy) are discussed with the methodology of site investigation.

1 PROJENİN TANITILMASI

Beykoz Kavacık arasında açılmakta olan atık su tüneli Küçüksu Çevre Koruma Projesinin bir parçasıdır. Amaç Ümraniye, Üsküdar, Beykoz, Çekmeköy ve Sarıgazi Bölgeleri'ne ait atıksuların Küçüksu ve Göksu Dereleri'ne ve dolayısıyla İstanbul Boğazı'na karışmasını önlemek, kolektörlerle toplanan atıksuları arıtma tesisinde çevreye zarar vermeyecek düzeyde arıttıktan sonra deşarj etmektir.

İşveren İstanbul Büyükşehir Belediyesi (İSKİ), yüklenici firma ise Eren Holding bünyesinde faaliyet gösteren NTF İnşaat Ticaret Ltd. şirketidir.

Zemin özellikleri çok değişken bir yapıya sahip olduğundan, tünel kazısı için istenildiğinde EPB modunda çalışabilecek bir TBM seçilmiştir.

TBM AT2 şaftınsan 09 Ocak 2007 tarihinde indirilmiş ve kazıya buradan başlanmıştır.

Dedeoğlu Deresi geçilip Beykoz Stadyumu arkasında sonlanacak çalışmalarla toplam 7189.52 metre tünel açılacaktır. Dedeoğlu Deresi'nin iki tarafından gelen atık su dereye akıtılacak ve derenin akış yönünde kurulan bir tesiste, kirli su temizlenecektir.

Dış çapı 3175mm çapındaki makine halen kazıya devam etmektedir. Üç vardiya olarak sürdürülen çalışmalarda, makinenin operasyon kısmında, 1 mühendis ve 2 formen devamlı görev almaktadır. Her vardiya için bir operatör öngörülmüştür. Şu ana kadarki

ilerleme için havalandırma AT2 şaftındaki emici vantilatör ve vantüp sistemiyle sağlanmaktadır.Ayrıca tahkimat görevi gören segmentler şantiye içinde C 40 Betonu ile hazırlanmakta ve basınç dayanımı deneyleri yine şantiye içindeki laboratuarda yapılmaktadır. Projenin bitme tarihi 2008 Aralık olarak belirlenmiştir.

2 JEOLOJİ

Proje alanı Kocaeli yarımadasının kuzeyinde olup, bölgede Paleozoik, Mezozoik ve Senozoik yaşlı jeolojik oluşumlar yer almaktadır. Paleozoik yaşlı sedimenter kayalar Ordovisyen'den Karbonifer'e kadar kuzey-güney uzanımlı, kesintisiz bir istif sunmaktadır. Mezozoik yaşlı sedimenter kayalar volkanik ara seviyelerde, bölgenin doğusunda ve kuzeyinde Paleozoik formasyonların üzerini uyumsuz olarak örtmektedir. Karasal ve yarı-karasal fasiyeslerdeki Neojen oluşumları, bölgede kara içlerine doğru ince bir örtü halinde Karadeniz kıyılarına yakın yer yer kömür oluşumlarda içeren nispeten kalın depolar olarak Senezoik'i temsil eder. Alüvyonlar ise değişik ölçek ve kalınlıklarda akarsu vadilerinde ve denize ulaştıkları kesimlerde depolanmıştır. Yerleşim bölgelerinde ise yine değişik kalınlıklarda yapay dolgu ve birikimler sıklıkla gözlenmektedir.

Bölge içlerinde görülen granitik sokulumlar ve Kuzeyde Kretase filişleri içinde ardalanan lav, tüf, aglomera oluşumları da sırasıyla magmatik ve volkanik aktiviteleri göstermektedir.

İstanbul Boğazı kuzeyinde Beykoz kıyılarında yer alan güzergâhta Paleozoik yaşlı Gözdağ, Dolayoba ve Kartal Formasyonları ile genç örtü olarak Belgrad Formasyonu ve vadilerde alüvyon/dolgu oluşumları yer almaktadır.

Güzergah boyunca gözlenen stratigrafi ve litolojiler basitleştirilmiş olarak Çizelge 1'de verilmiştir. Paleozoik yaşlı birimler çok fazlı tektonik etkiler ile karmaşık kırıklı ve kıvrımlı bir yapı göstermektedir.

Çizelge 1. Proje Alanının Basitleştirilmiş Stratigrafisi

Yaş	Formasyon	Litoloji
Kuvaterner	Alüvyon/ Dolgu (zemin)	Genelde kumlu, çakıllı yer yer kavkılı katı kil değişik kalınlıklarda dolgu altında yer alır.
	Açısal Uyumsuzluk	
Neojen	Belgrad Frm. (zemin)	Sarımsı-Kızıl renklerde kuvars çakıllı, kumlu katı-sert kil-siltli kil
	Açısal Uyumsuzluk	
Devoniyen	Kartal Frm. (kaya)	Fosilli ,gri koyu gri kalkerli şeyl, çamurtaşı silttaşı ve kumlu kireçtaşı ara tabakaları, üst seviyelerde kireçtaşı vardır
Silüryen	Dolayoba Frm. (kaya)	Gri-açık mavimsi gri yer yer fosilli kireçtaşı. Yerel karstik yapılar gözlenir.
Ordovizyen	Gözdağ Frm. (kaya)	Gri-yeşil, alacalı şeyl yer yer feldspatik, mikalı kumtaşı(grovak), çamurtaşı ara seviyeleri vardır

3 TÜNEL AÇMA MAKİNESİNİN (TBM) TANITILMASI

TBM Robbins firması tarafından üretilmiş olup, Mısır'daki bir projeden 1400m kazı yaptıktan sonra Beykoz -Kavacık Atıksu Tünelinde kullanılmaya başlanmıştır. Tek kalkanlı olarak dizayn edilen makine, EPB modunda da çalışmaya uygun tasarlanmıştır. Kesici kafada hem disk keskiler hem de üzerlerinde kama tipi keskiler olan sıyırıcılar bulunmaktadır. TBM'e ait bir görüntü Şekil 1'de verilmiştir.

Montajı, NTF elemanları ve Robbins Firmasında çalışan ekip tarafından yapılan makinenin aşağı indirilmesi ve işbaşı yapması yaklaşık 40 gün sürmüştür. İlk olarak kesici kafa ve kalkanlı kısım aşağı indirilip montajı tamamlanmıştır. Makine ilk tünele girdiğinde kendi itme silindirleri aracılığıyla öne doğru itilmiştir. Makinenin kendisini öne itmesinin

ardından, back-up sistemlerin kafes yapıları aşağıya indirilmiştir. Makinenin öne itilmesiyle arkada yer açılmış ve gerekli bağlantılar yapılmıştır. Bu aşamaların atlatılması ve makinenin montajının tamamlanmasının ardından, makine çalışmaya başlamıştır.

Şekil 1. TBM'e ait bir görüntü

TBM'in Teknik Özellikleri

Beykoz – Kavacık atıksu tünellerinde kullanılan Robins TBM'in teknik özellikleri Çizelge 2' de verilmiştir.

Çizelge 2. TBM'in teknik özellikleri

Kesici Kafa	
Kazı Çapı	3175mm
Tip	CCS Disk Keski, Yumuşak Zemin Uyumlu
Disk Keskilerin Çapı	356mm
Keski Sayısı	23
Nominal Keski Yükü	15 ton
Kazı Adımı	
İtme Silindiri Stroku	1670mm
Kafa İtme Sistemi	
Tip	Hidrolik
Hız	0-12 rpm
Toplam Güç	400 kW (2x200kW)
Tork	Devamlı 254KN-m@ 8.5 rpm
	En Yüksek 527 KN-m@4.3 rpm
Bant Konveyör	
Bant Genişliği	610mm
Toplam Bant Uzunluğu	45m
Bant Hızı	Yaklaşık 2.0m/s

Çizelge 2. TBM'in teknik özellikleri (Devamı)

Vidalı Konveyör (EPB mod için)	
İç Çap	450 mm
Maksimum Hız	0-20 rpm
Güç	50kW
Hareket Sistemi	Hidrolik
Enjeksiyon Noktaları	2 noktadan
Basınç Kontrol Sensörleri	2 adet
İtme Özellikleri	
Maksimum İtme Kuvveti	995ton
İtme Silindiri Sayısı ve Çapı	12 – 5.5.inç
Silindir Özellikleri	83ton/silindir
Strok	1670 mm
Maksimum Çalışma Basıncı	340 bar
Havalandırma	
Birincil Havalandırma	Şaftta emici vant ve vantüp
Elektrik	
Toplam Elektrik Gücü	400kW
Kesici Kafa Gücü	250kw
Bant Konveyör/Vidalı Konveyör	50kW
Destek Birimleri	50kW
Pompa Gücü	15kW
Kayıplar ve Diğerleri	75kW
Birincil Voltaj	6000V 50Hz
Toplam Transformatör Gücü	700kVA
Makine Ağırlığı	
Kalkan Ağırlığı	95 ton
Destek Sistem Ağırlığı	50 ton

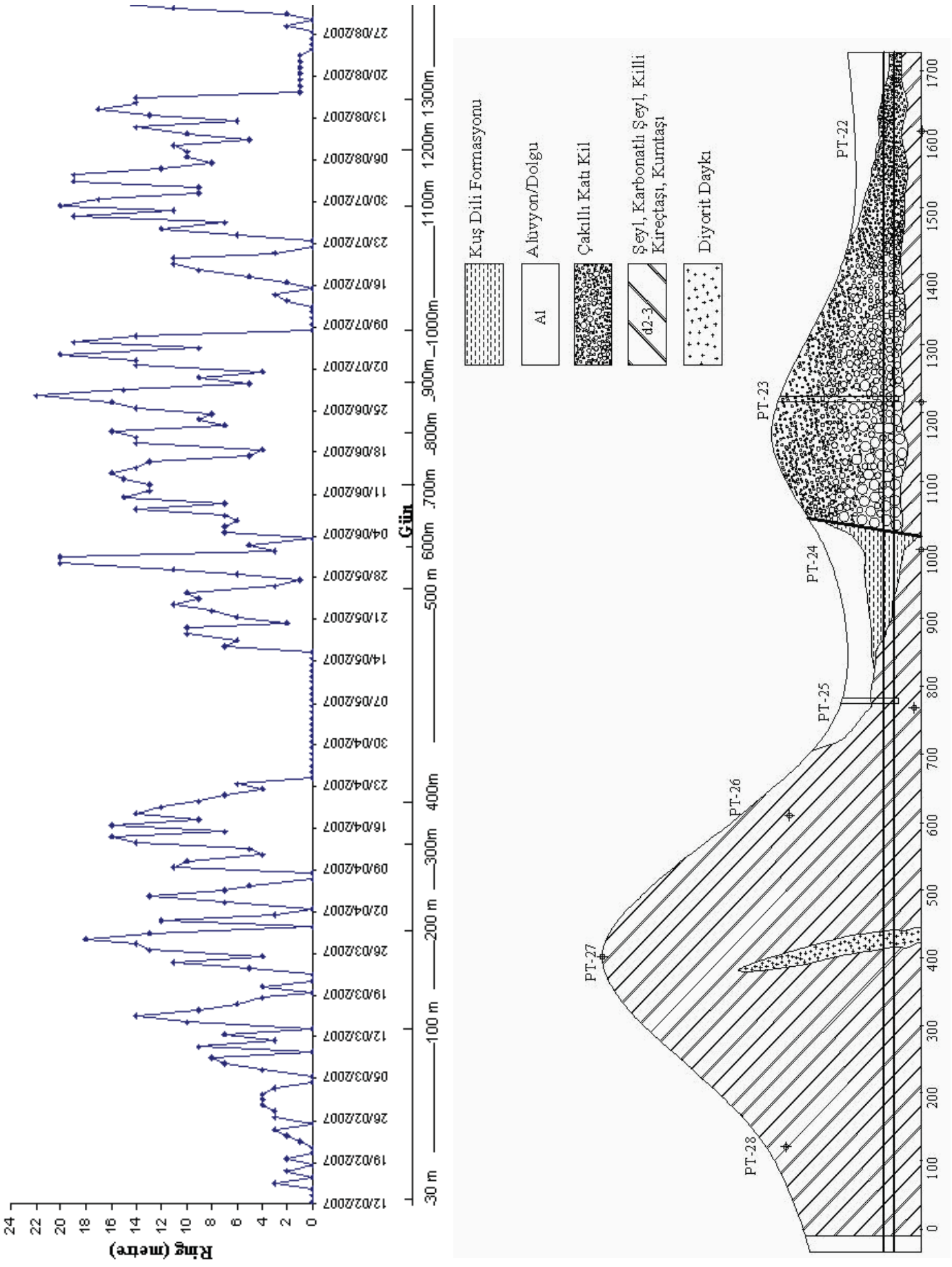
4. MAKİNE PERFORMANSI VE GEÇİLEN FORMASYONLARIN ETKİSİ

4.1. Makine İlerlemeleri

Makine 12 Şubat 2007' de çalışmaya başlamıştır. 28 Eylül 2007 ye kadar olan ortalama, günlük ve aylık ilerlemeler Çizelge 3' te, gün bazında ilerlemeler ise jeolojik kesit ile birlikte Şekil 2' de verilmiştir.

Çizelge 3. TBM ortalama ilerleme değerleri

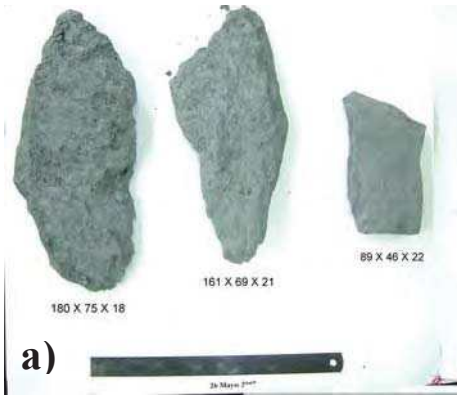
En iyi günlük ilerleme (m)	22
En iyi haftalık ilerleme (m)	90
En iyi aylık ilerleme (m)	313
Ortalama günlük ilerleme	6,4
Ortalama haftalık ilerleme	45
Ortalama aylık ilerleme	168



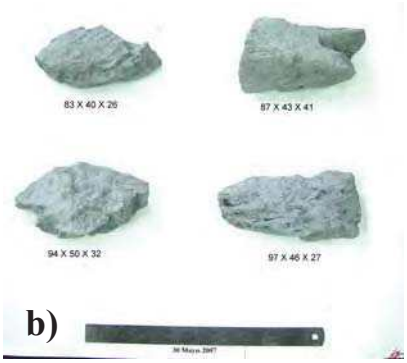
Şekil 2. Gün bazında ring ilerlemeleri (1ring=1m) ve Tünel hattının jeolojik kesiti

4.2 Jeolojik Formasyonların Makine İlerlemesi ve Kazı Verimi Üzerine Etkisi

Makine ilk olarak 700 m , yer yer andezit ve dasit dayklarıyla kesilen, şeyl, fosilli şeyl ve yer yer kumtaşı seviyelerinden oluşan Kartal Formasyonunu, daha sonra 150m killi alüvyon zemini ve 500 m, killi, çakıllı ve yer yer iri bloklu dolgu zemini geçmiştir. Çeşitli zemin ve formasyonlara ait pasa örnekleri Şekil 3'te verilmektedir. Tünel bitimine kadar, Gözdağ, Dolayoba, Kartal Formasyonları ve Alüvyon dolgularından da geçilecektir.



a) Kartal Formasyonu, jeolojik süreksizliklerin az olduğu kısımda tipik bir pasa



b) Kartal Formasyonu,jeolojik süreksizliklerin çok olduğu kısımda tipik bir pasa

c) Killi Alüvyon ait pasa

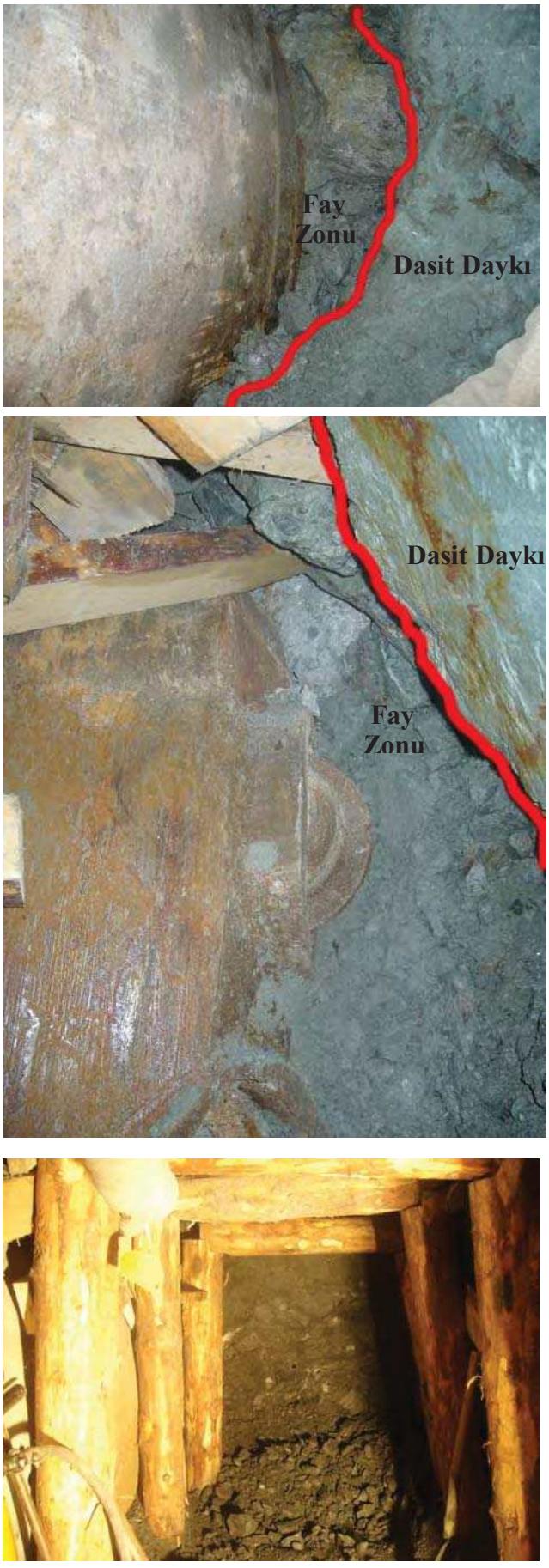
d) Killi Formasyona ait pasa

e) İri çakıllı malzeme

f) Çok iri çakıla bir örnek

Şekil 3. Geçilen formasyonlara ait pasa örnekleri (a – e)

Geçilen formasyonların makine performansına etkisi çok farklı olmuştur. En önemli gecikme 24 Nisan ile 16 Mayıs tarihleri arasında yaşanmıştır. Makine kafası sıkışmış ve uzun çabalar sonucu makine kurtarılabilmiştir. Kurtarma işlemleri için aynaya 20 m geriden galeri ile girilmiş ve sıkışan bölgeye 14 Mayıs 2007 de ulaşılmıştır. Aynada, çok kırıklı, kil dolgulu fay zonunu bir dasit daykının kestiği, killi ve kırıklı zeminin, kesici kafayı sıvazladığı ayrıca bu dasit daykından kopan sert parçaların kama şeklinde kesici kafanın boşluklarından içeriye girdiği ve kafayı bloke ettiği görülmüştür. Açılan galeri ve dasit daykının aynadaki durumu Şekil 4'te görülmektedir.



Şekil 4. Bloke olan kesici kafayı kurtarmak için açılan galeri ve sıkışmaya neden olan dasit daykı

Diğer önemli bir problem, tünelin 800 ile 1000 m.'leri arasında yaşanmıştır. Bu kısımda zemin, bol kil malzemeli dolgudur ve tünel yoğun yerleşim alanının 10-15 m altından geçmiştir. Makine bu bölgeye yaklaşırken, yapılan saha çalışmaları, bu bölgede 40-50 sene evvel açılan 3-4 m çapında 6-7 m derinliğinde su kuyularının olduğu, bunların çoğunun doldurulmadan üzerlerinin kapatıldığı fark edilmiştir. Özellikle tünel güzergahının üzerinde bulunan iki kuyu üzerleri açılarak doldurulmuş ve buralardaki oluşan deformasyonlar en aza indirilmiştir.

Kili bol dolgu malzemeleri zaman zaman disklerin arasına sıkışmış ve ilerlemeyi engellemiştir. Bu nedenle tünelin 1050 ile 1200 m.'leri arasında diskler çıkarılmış yerine kama uçlu keskiler takılmıştır.

Çizelge 4'te değişik formasyonlar geçerken makineden faydalanma oranları (fiili çalışma oranları), ring yerleştirmede harcanan zaman sürelerin değişimi verilmektedir.

Buradan da görüldüğü gibi, TBM'in, 13.04.2007 tarihinde Kartal formasyonunun az kırıklı bölgelerinden geçerken faydalanma oranı %44 olmuştur, bu durumda ring döşemeye harcanan zaman %51'dir. Bu tarihte iki vardiyada 13 m kazı yapılmıştır. Killi zeminler geçilirken, 07.05 2007 ve 01.07.2007 tarihlerinde olduğu gibi, kafa temizlendiğinden, makineden faydalanma oranı %17'lere kadar düşmüştür.

Çakıllı, kumlu ve kil oranı düşük malzeme geçilirken 04.07.2007 tarihinde olduğu gibi makine faydalanma oranı % 41'lere çıkmıştır. Bu durumda günde 21 m ilerleme elde edilmiştir.

Çizelge 4. Geçilen formasyon özelliklerinin TBM'den yararlanma oranına etkisi

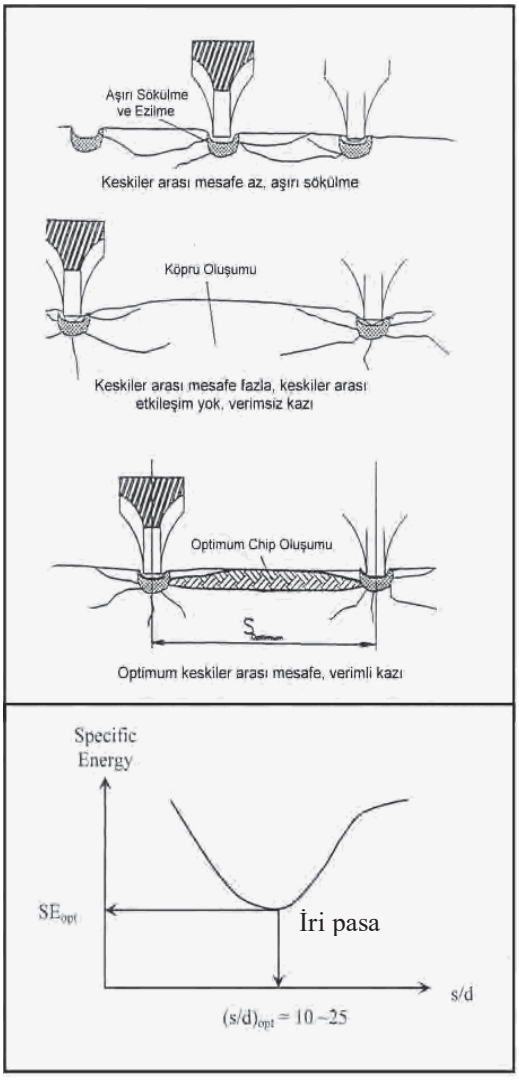
Tarih	Formasyon ve İlerlemeyi etkileyen faktörler	Ring no	İlerleme (m)	TBM (devir/dak)	Baskı (bar)	TBM'den yararlanma oranı (%)	Ring döşemeye harcanan zaman (%)
13.04.2007	Masif Kartal Formasyonu	285-283	13	6-8	110-150	44	51
12.06.2007	Kartal Formasyonu. Çeki demiri koptu, lokomotif arızalandı	599-609	11	4-6	80-130	20	22
01.07.2007	Killi Formasyon. Kafa temizliği yapıldı	826-631	6	5	70-100	21	13
03.07.2007	Killi Formasyon. Kafa temizliği yapıldı	848-862	15	5-7	60-130	37	29
04.07.2007	Sert Kil	863-883	21	6-7	60-120	41	40
05.07.2007	Killi Formasyon kafadan temizlendi	884-893	10	6	60-100	17	20
24.09.2007	İri Çakıllı Dolgulu Malzeme	1389-1402	14	6-7	80-100	35	32

4.3 Kazı Verimi Üzerine TBM İşletme Parametrelerinin Etkisi ve Bu Konuda Yapılan Çalışmaların Metodolojisi

Sert kaya kazısında bir TBM'in kazı verimi, büyük ölçüde, disk keskilerin arına bastırma kuvveti ile kesme derinliği (penetrasyon) arasındaki ilişkiye bağlıdır. Belirli bir baskıda keskiler arası kaya parçası iri parçalar halinde kopar ve burada birim hacimdeki kayayı parçalamak için gerekli enerji (spesifik enerji) minimumdur ve buna paralel olarak da keski sarfiyatı azalır. Keskiler arası mesafe sabit olduğundan, baskı kuvveti yetersiz kaldığında, iki keski arasındaki kayaç parçası kesici kafanın birinci dönüşünde kopamayacak, ikinci veya üçüncü dönüşünde kopacaktır. Bu durumda ise kesici kafadaki vibrasyon arttığından, makine arızaları da buna paralel olarak artacaktır. Aşırı baskıda ise çıkan pasa daha küçük olacaktır (Şekil 5). Son iki durumda da spesifik enerjide bir artış beklenmektedir. Bu durum Kaynak 1,2 ve3 de detaylı tartışılmaktadır.

TBM işletme parametreleri (baskı kuvveti, tork, devir) bir devirdeki ilerleme (penetrasyon) ve jeolojik formasyonun özellikleri arasındaki ilişkiyi araştırıp, verimli kazı kriterlerinin ortaya koyulması için tünel kazısı sırasında devamlı veri toplanılmakta ve sonuçlar sistematik olarak analiz edilmektedir.

TBM'de sürekli bir veri toplama sistemi vardır. Bu veriler yardımı ile makine arına itme kuvveti, bir diske gelen bastırma kuvveti, tork ve disk yuvarlanma kuvveti aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.



Şekil 5. Spesifik enerjinin s/d ile değişimi

* Tork (kNm)= [Kesici kafadaki basınç x 63.70 Nm/ bar x 4 motor x 133t / 15t] / 1000

Kesici kafadaki basınç: bar

63.70 Nm/ bar : 100 barlık çalışma basıncında, her bir motor için teorik tork çıkış verisi.

133t/15t : Dişlilerden kesici kafaya aktarım oranı

Bir örnek

Tork= [90,83x63,70x4x133/15]/1000=205,21 kNm

* FT (ton)=($A*Q_1$+ $A*Q_2$+ $A*Q_3$+ $A*Q_4$)/1000

FT= 23 diske gelen toplam kuvvet, ton

Q_1, Q_2, Q_3, Q_4: her bir 'Q' 4'er adet itme silindirine sahiptir ve her itme silindirinde oluşan basınçların toplamını ifade eder (kg/ cm^2). TBM'de 16 adet itme silindiri bulunmaktadır.

A= Kesici kafayı itmek için gerekli olan basıncın sağlandığı itme pistonlarının kesit alanı, 641.92 cm^2

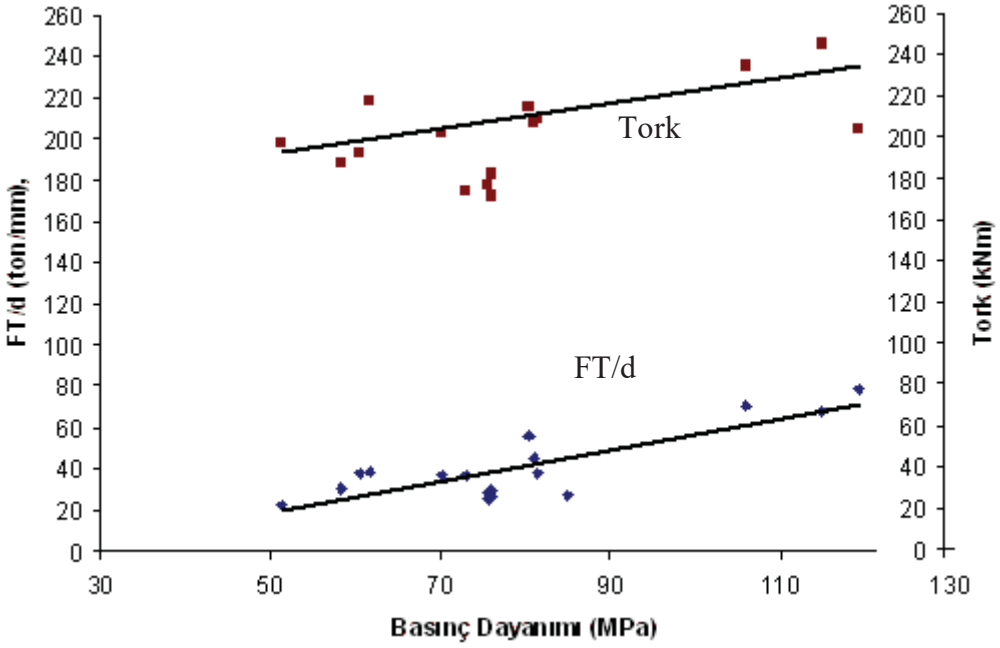
Bir örnek

FT= (641,92x93,67+641,92x105,68+ 641,92x133,54 + 641,92x132,26)/1000 = 78,97 ton

Ayrıca her gün pasadan numune alınmakta, elenmekte pasa irilik indeksi bulunmakta ve koni delici yardımı ile numunelerin basınç dayanımları hesaplanmaktadır.

Kazının gerçekleştiği yerde Kartal Formasyonundan alınan numunelerin basınç dayanımlarının 50 MPa'dan 120 MPa'a kadar değiştiği görülmüştür, ortalama değer ise 79,2 ± 18 MPa dır. Şekil 6 ise birim penetrasyon için TBM arına bastırma kuvvetinin ve torkun Kartal Formasyonun basınç dayanımı ile nasıl değiştiğini göstermektedir.

Bu şekiller yardımı ile bundan sonra kesilecek Kartal formasyonunda uygulanacak baskı kuvvetleri ve tork hakkında bilgi edinilmektedir. Ayrıca, FT/FR (Disk arına baskı kuvveti / Disk yuvarlanma kuvveti) oranının, pasa irilik katsayıları ve jeolojik süreksizliklerin sıklığı ile yakından ilgili olduğu görülmüştür. Bu kavramlar geliştirilerek bundan sonraki TBM performansının artırılması hedeflenmektedir.



Şekil 6. Kartal Formasyonunda Birim penetrasyon için TBM arına bastırma kuvveti ve Tork'un basınç dayanımı ile değişimi

Kartal Formasyonunda daha önce yapılan kesme deneyleri optimum spesifik enerjinin s/d=10 (keskiler arası mesafe / kesme derinliği, penetrasyon) olduğunu göstermiştir. Halen kullanılan TBM'de keskiler arası mesafe 8 cm'dir. Bu durumda optimum kesme derinliği 0.8 cm olarak bulunmuştur. Şekil 6 yardımıyla, bu formasyon için, ortalama basınç dayanımına sahip zonlarda 0.8 cm optimum penetrasyonda optimum baskı kuvveti 40x8=320t maksimum dayanıma sahip zonlarda ise 60x8=480t hesaplanabilir.

SONUÇLAR

Bu bildiride zor zemin şartlarında Beykoz-Kavacık Atıksu Tünelinde Robbins marka 3175 mm dış çaplı bir TBM ile yapılan kazı çalışmaları anlatılmaktadır. 12 Şubat 2007 tarihinde kazı çalışmaları başlamış ve 29 Eylül 2007 tarihine kadar 1460 m kazı yapılmıştır. En iyi günlük ilerleme 22m, ortalama günlük ilerleme ise 6.4m olarak elde edilmiştir. Jeolojik formasyonlardaki değişim kazı verimini önemli ölçüde etkilemektedir. Makineden faydalanma oranı Kartal Formasyonunda %44'den killi ve zayıf formasyonlarda %20'ye kadar düşmektedir. Killi zemin, makine kafasına yapışmakta ve temizlik çalışmaları ise uzun zaman alabilmektedir. Tünelin 417inci metresinde bir dasit daykı geçilirken, kırıklı çatlaklı kısımlar döner kafanın önüne yığılmış, sert kısımlardan kopan parçalar ise kesici kafanın boşluklarına kama gibi girerek makinenin bloke olmasına sebep olmuştur. Ayrıca Tünelin 800 ile 1000 metreleri arasında zeminin sulu ve gevşek olması, tünelin 12-14m üzerinde yerleşim yerlerinin ve su kuyularının olması, bunların tespiti ve doldurulması gibi alınan önlemlerden dolayı, ilerlemeler gecikmiştir. TBM'in kazı sırasındaki işletme parametreleri devamlı kaydedilmekte, çıkan pasanın bazı mekanik özellikleri tespit edilmekte ve pasa elenerek, kazı verimini etkileyen parametreler ortaya konulmakta ve TBM'in performansının arttırılması hedeflenmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Bu çalışmanın yapılmasına ve yayınlanmasına müsaade eden, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İSKİ ve NTF yetkililerine, bildirinin hazırlanışını devamlı destekleyen Sn. Mücahit Namlı ve Ahmet Rufai Bilgin'e teşekkürü bir borç biliriz.

KAYNAKLAR

Bilgin, N., Balcı, C., Tunçdemir, H., Eskikaya, Ş., Akgül, M., Algan,1999 M., The performance prediction of a TBM in difficult ground condition, *AFTES, ournees d'Etudes Internationales de Paris,* October.

Bilgin, N., Balci, C., Acaroğlu, Ö.,Tuncdemir, H., Eskikaya, S., Akgul, M., Algan, M., 1999. The performance prediction of a TBM in Tuzla–Dragos sewerage tunnel, *Proceedings of the orld tunnel congress on challenges for the 2 st century*. Oslo, p. 817–27.

Bilgin, N.,Feridunoglu, C., Tumaç, D.,Çınar, M., and Özyol, L. 2006, TBM cutting performance in Istanbul, *Tunnels and Tunnelling International pp -*

Jeoteknik Koşulların Tünel Delme Makinesi (TBM) Performansına Etkisi - Örnek Çalışma: Ermenek Barajı ve HES (Karaman)

The Effect of the eotechnical Condition on Performance of Tunnel Boring Machines (TBM) - Case Study Ermenek Dam and HEPP(araman)

Ayhan Koçbay
Devlet Su İşleri enel Müdürlüğü, eoteknik Hizmetler ve eraltısuları Dairesi Başkanlığı, ücetepe Ankara

ÖZET Tam cepheli "Tünel Delme Makineleri (TBM)" ile yapılan kazılar, hızlı ve ekonomik olması nedeniyle son yıllarda ulaşım, sulama ve enerji amaçlı projelerde yoğun olarak kullanılmaktadır. Tünel delme makinelerinden en iyi verimin alınabilmesi için makine, arazideki jeolojik ve jeoteknik şartlara göre tasarlanmalıdır. Bu çalışmada DSİ tarafından halen yapımı devam eden Ermenek Barajı ve HES (Karaman) inşaatı kapsamında yapılan enerji tüneli kazısı ele alınmıştır. Kazı çapı 6,60 m, nihai çapı 5,60 m ve toplam uzunluğu 8.553 m olan enerji tünelinin 8.028 m'lik kısmı TBM ile açılmıştır. Tünelde kireçtaşı, ofiyolit ve filiş birimlerini kesilmiştir. Bu birimlerin jeolojik (litolojik yapı, mineral içeriği, dokanaklar arası ilişki ve ayrışma durumu) ve jeomekanik özellikleri (yoğunluk, suya doygunluk, süreksizlik, gözeneklilik, mukavemet ve gerilme değerleri) yapılan jeoteknik çalışmalar neticesinde belirlenmiştir. TBM'in kazı öncesi hesaplanan teorik ve kazı sırasındaki gerçek verimliliği (performansı ve ilerleme hızı) güzergah boyunca değişen zemin koşullarında incelenmiştir.

ABSTRACT Excavations by full face "Tunnel Boring Machines" (TBMs) are extensively used at transportation, watering and energy projects in recent years, due to their high progressive speed and cost advantages. TBM should be designed for specific soil conditions at study area in order to get the maximum performance. In this study, energy tunnel excavation works, is selected as a case study under the ongoing Ermenek Dam and HEPP (Karaman) construction, which is supervised by State Hydraulic Works (DSI). 8,028 m's of 8,553 m long tunnel is being excavated by a TBM, which has excavation diameter of 6.60 m and 5.60 m of inner diameter. The tunnel alignment cuts the limestone, ophiolite and phylish series. Geological (lithology, mineral content, contact boundary interactions and alteration conditions) and the geomechanical properties (density, water saturation, discontinuity, porosity, compression and tension strength values) of these units are identified after the geotechnical investigations. Theoretical and the real performances (progressive speed) of TBM is analyzed along the varying soil conditions.

1 GİRİŞ

Tam cepheli "Tünel Delme Makineleri-Tunnel Boring Machine (TBM)" ile yapılan kazılar, hızlı ve ekonomik olması nedeniyle son yıllarda ulaşım, sulama ve enerji amaçlı projelerde yoğun olarak kullanılmaktadır. TBM ile en iyi verimin alınabilmesi için makine arazideki jeolojik şartlara göre tasarlanmalıdır (Koçbay vd, 2004).

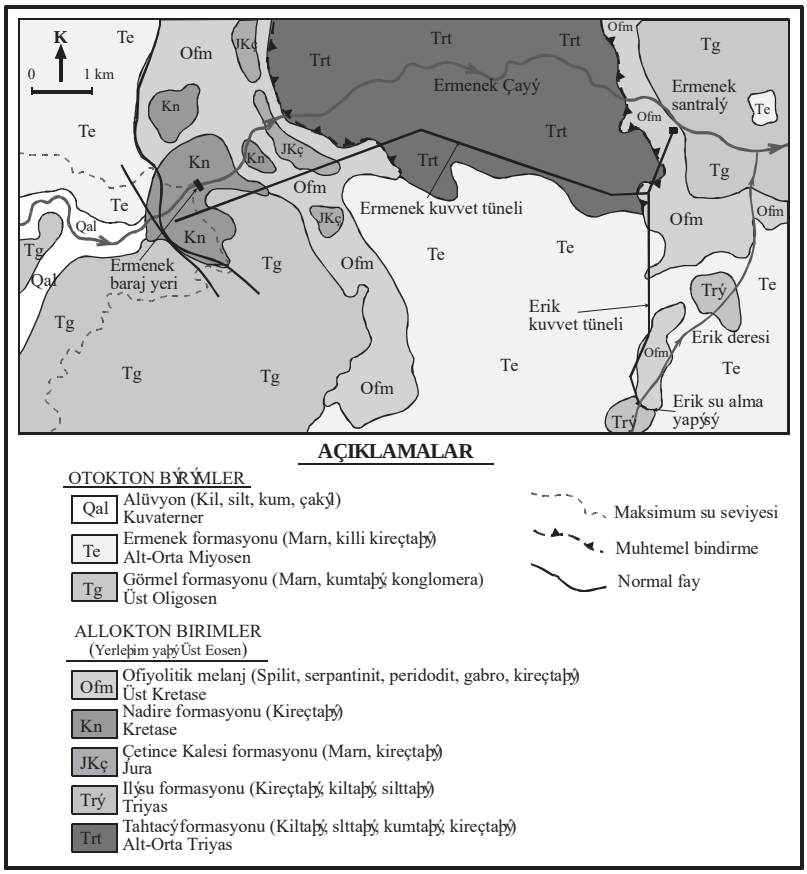
Bu çalışmada DSİ tarafından ihale edilen ve inşaatı BM Mühendislik İnşaat ve A.Ş., Alpine-Mayreder,Verbundplan, VA TECH, Alstom Power ve Voith Siemens firmalar grubu tarafından yürütülmekte olan Ermenek Barajı ve HES inşaatı (Karaman) kapsamında yer alan Ermenek enerji tüneli kazısı ele alınmıştır. Kazı çapı 6,60 m, nihai çapı 5,60 m ve toplam uzunluğu 8.553 m olan enerji tünelinin 8.028 m'lik kısmı TBM ile açılmıştır.

Tünel kazısına, tünel çıkış ağzından Ağustos 2003 tarihinde başlanmış ve Mart 2005 tarihinde bitirilmiştir. TBM kazısının performansının ölçülmesinde proje kayıtlarından alınan veriler kullanılmıştır. Ayrıca elde edilen değerler teorik verilerle deneştirilmiştir.

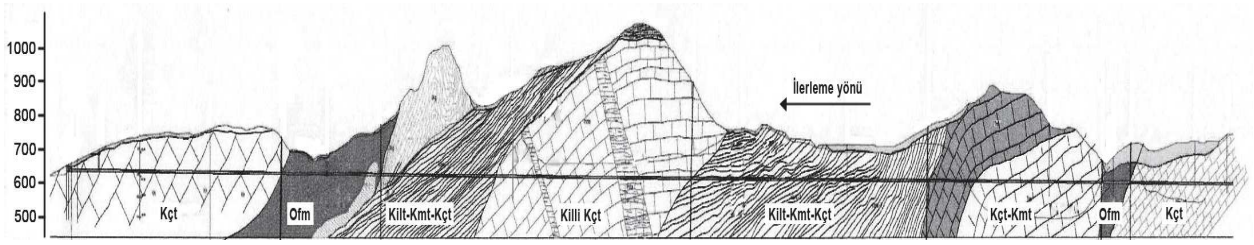
2 EOLO İ

İnceleme alanında yaşlıdan gence doğru kiltaşı, silttaşı, kumtaşı ve kireçtaşından oluşan Alt-Orta Triyas yaşlı Tahtacı formasyonu, kireçtaşı, kiltaşı ve silttaşından oluşan Triyas yaşlı Ilısu formasyonu, marn ve kireçtaşından oluşan Jura yaşlı Çetince Kalesi formasyonu, kireçtaşından oluşan Kretase yaşlı Nadire formasyonu, spilit, serpantin, radyolarit ve kireçtaşı bloklarından oluşan Üst Kretase yaşlı ofiyolitik melanj, marn, kumtaşı ve konglomeradan oluşan Üst Oligosen yaşlı Görmel formasyonu, marn ve killi kireçtaşından oluşan Alt-Orta Miyosen yaşlı Ermenek formasyonu ve Kuvaterner yaşlı yamaç molozu ile alüvyon yer almaktadır (EİEİ, 1999'dan değiştirilerek alınmıştır, Şekil 1).

Enerji tüneli güzergahındaki kazı çalışmalarında, farklı jeolojik ve jeoteknik özelliklere sahip kireçtaşı, ofiyolitik melanj, kireçtaşı-kumtaşı ardalanması, kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı ardalanması ve kiltaşı-killi kireçtaşı ardalanmasından oluşan beş farklı birim gözlenmiştir (Şek. 2). Bu birimlerde yapılan sondajlardan ve alınan numunelerin incelenmesinden elde edilen jeoteknik veriler Çizelge-1'de verilmiştir.



Şekil 1. Ermenek barajı proje yerleşimi ve bölgenin jeoloji haritası



Şekil 2. Ermenek enerji tünel güzergahının jeoloji kesiti.

Çizelge 1. Enerji tünelinde geçilen birimlerin ortalama jeomekanik özellikleri

Kaya tipi	Kireçtaşı	Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin)	Kireçtaşı-kumtaşı	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı	Killi kireçtaşı-kiltaşı
Bölüm uzunluğu (m)	2275	911	1195	2293	1354
Birim hacim ağırlık (kN/m^3)	26.50	26.00	26.50	26.00	26.00
Tek eksenli basınç day. (MPa)	120	10	70	40	80
Kohezyon (kPa)	350	100	300	120	300
İçsel sürtünme açısı (^{0})	40	15	32	15	35
Gözeneklilik (%)	2	1.21	1.1	0.80	1.1
Q Değeri (Barton, 1974)	18	0.01	16	5	8
Q Değerine göre kaya sınıfı	İyi	Çok zayıf	İyi	Orta	Orta

3 TBM KAZISI

Tünel delme makineleri günümüzde başta şehir içi raylı sistemler (metro) ve hidroelektrik santral (HES) projeleri olmak üzere uzun bir güzergah boyunca sürekli ve yüksek performans gerektiren tünel açma işlerinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Açılacak olan tünelin çapına, deleceği zeminin jeolojik ve jeoteknik özelliklerine göre tasarlanan TBM'ler, her proje için özel olarak üretilir (Fruguglietti vd, 2000)

Derivasyon ve enerji tünelleri, genellikle baraj gövdesinin yanal olarak dayandığı sağlam kayalar içinde açılır. Dolayısıyla tünel açma işleminde kayanın, kazı sırasında oluşan ikincil gerilmelerden en az derecede etkilenmesi ve bu sayede minimum tahkimat gereksinimleri ile donatılması istenmektedir. TBM ile tünel açma yöntemi ise sahip olduğu kazı performansı ve eşzamanlı tahkimat desteği sayesinde klasik del-patlat ve küçük çaplı mekanik kazıcıların kullanıldığı konvansiyonel tünel açma yöntemlerine nazaran daha ekonomik ve verimlidir. Günümüzde proje için uygun TBM seçimi, toplam proje maliyetleri üzerinde doğrudan belirleyici bir durum almıştır (Alber vd, 2000). Bu projede geçilecek jeolojik birimlerin jeoteknik özelliklerine ve açılacak tünelin boyutlarına bağlı olarak Çizelge 2'de özellikleri belirtilen TBM seçilmiş ve kullanılmıştır.

Çizelge 2. Ermenek enerji tünelinde kullanılan TBM'in genel teknik özellikleri

Model	WIRTH TB 665 E
Çap	6.700 mm
Kesici adedi	52
En yüksek kesici çapı	432 mm
Güç	1.800 kW
Devir	8,1 dev/dak
Dönme momenti (%95)	2.020 kNm
Baskı kuvveti	9.660 kN
Silindir sayısı	4
Silindir çapı	400 mm
Çalışma basıncı	28.000 kPa (280 bar)
Taşıma bandı uzunluğu	18,2 m

Enerji tünelinin 8.028 m'lik bölümü TBM ile, girişteki yaklaşık 525 m'lik bölümü ise klasik yöntemlerden del-patlat ile açılmıştır. TBM ile açılan bölüm için günlük (18 saatlik) çalışma süresine göre hazırlanan kazı verimliliği Çizelge 3'de verilmiştir.

Çizelge 3. Ermenek Barajı enerji tünelindeki TBM ilerleme sonuçları

Aylar	Toplam aylık ilerleme (m)	Çalışılan gün sayısı	Günlük ortalama ilerleme (m)	Litoloji
1 Ağustos 2003	208.00	15	13.87	Kireçtaşı
2 Eylül 2003	438.00	22	19.91	Kireçtaşı
3 Ekim 2003	150.00	27	5.56	Kireçtaşı ve Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin)
4 Kasım 2003	88.00	21	4.19	Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin) ve Kireçtaşı-kumtaşı
5 Aralık 2003	497.00	20	24.85	Kireçtaşı-kumtaşı
6 Ocak 2004	275.00	12	22.92	Kireçtaşı-kumtaşı
7 Şubat 2004	681.00	21	32.43	Kireçtaşı-kumtaşı ve Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
8 Mart 2004	392.00	26	15.08	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
9 Nisan 2004	1004.00	26	38.62	Kumtaşı-kireçtaşı
10 Mayıs 2004	738.00	24	30.75	Kumtaşı-kireçtaşı
11 Haziran 2004	647.00	24	26.96	Killi kireçtaşı-kiltaşı
12 Temmuz 2004	230.00	24	9.58	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
13 Ağustos 2004	306.00	25	12.24	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı
14 Eylül 2004	247.00	16	15.44	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı

Çizelge 3. (devamı)

15 Ekim 2004	-	-	-	-
16 Kasım 2004	167.00	17	9.82	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı ve Kireçtaşı
17 Aralık 2004	222.00	26	8.54	Kireçtaşı ve Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin
18 Ocak 2005	178.00	19	9.37	Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin)
19 Şubat 2005	695.00	26	26.73	Ofiyolit (kiltaşı, kumtaşı, serpantin) ve Kireçtaşı
20 Mart 2005	865.00	19	45.53	Kireçtaşı

Çizelge 3'teki değerler dikkate alındığında çalışılan toplam 390 gün için günlük ortalama net ilerleme 20,59 m olarak hesaplanmaktadır.

Son yıllarda tünel kazısı için seçilen TBM'in, projenin bütünü üzerindeki ekonomik etkileri uluslararası çalışmalarda da ön plana çıktıkça, fizibilite çalışmaları sırasında TBM performansının "öngörülebilirliği" üzerine de çeşitli yaklaşımlar geliştirilmiştir. Temel olarak TBM'in verimi zeminin jeoteknik özelliklerinden etkilenmekle birlikte makine tasarımının da bu konuda önemli rol oynadığı bilinmektedir (Nielsen vd, 1993).

Bu noktadan hareketle geliştirilen çalışmalar genelde daha çok kaya kütle değerlendirme kriterleri üzerine yoğunlaşmış ve sonuçta mühendislik jeolojisi özellikleri dikkate alınarak yeni yaklaşımlar geliştirilmiştir. Bu yaklaşımların en çok kullanılanlardan birisi Barton (1999) tarafından 145 adet TBM kazısı temel alınarak geliştirilen Q_{TBM} yöntemidir. Bu yöntemde, zeminin jeomekanik özellikleri ile makine parametrelerini bir arada kullanarak, TBM'in tünel güzergahı boyunca tek seferdeki (vardiyada) kazı verimliliği (teorik ilerleme hızı) m/saat cinsiden tahmin edilebilmektedir (Çizelge 4).

Çizelge 4. Ermenek enerji tünelindeki birimler için hesaplanan Q_{TBM} değerleri

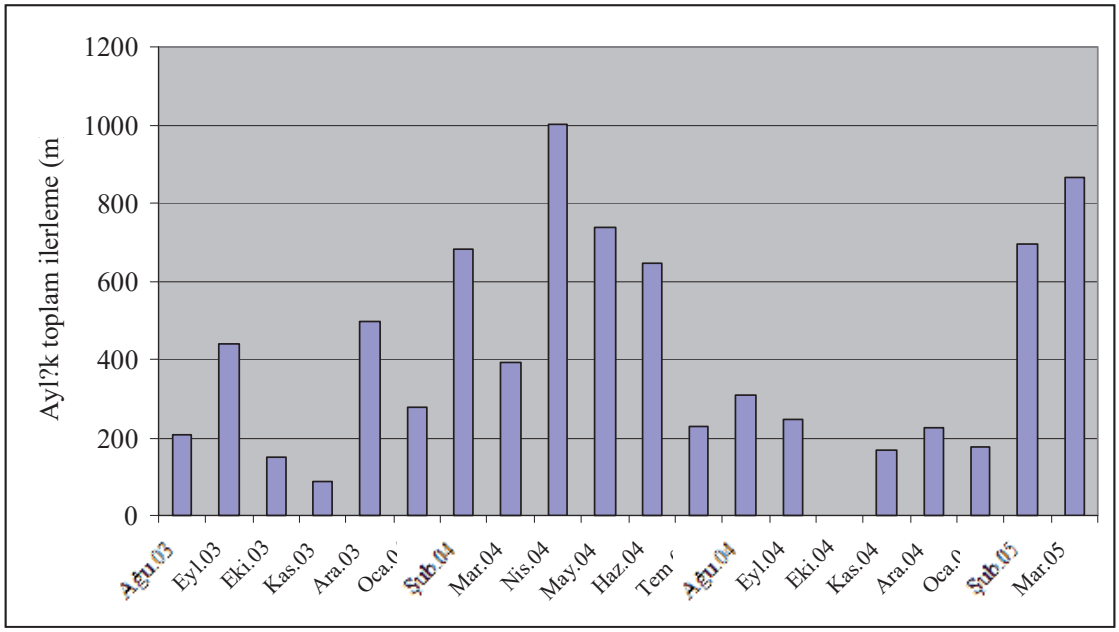
Performans Kriterleri	Kireçtaşı	Ofiyolit (serpantin, kireçtaşı, kumtaşı)	Kireçtaşı-kumtaşı	Kiltaşı-kumtaşı-kireçtaşı	Killi kireçtaşı-kiltaşı
Kaya kütle değeri (Q)	18	0.01	16	5	8
Kesici disklerin sanayi ömür indeksi (CLI)	90	50	60	50	70
Kuvars oranı (%) (q)	5	20	10	25	5
Tünel aynasındaki tahmini dayanım ($\sigma\theta$)	120	10	70	40	80
TBM Performans indeksi (Q_{TBM})	128.63	< 1	974.26	288.00	194.26
Teorik ilerleme hızı (m/saat) (PR)	1.89	0.20	1.26	1.61	1.74
Teorik ilerleme hızı (m/gün)	34.02	3.60	22.68	28.98	31.32

Ofiyolitik melanjın çok zayıf dayanımlı bölümlerinde Q değeri 1'den küçük çıktığı için teorik ilerleme hızı formül ile değil yöntemde önerilen abak ile hesaplanmıştır.

Q_{TBM} yöntemi ile her bir birim için hesaplanan teorik ilerleme hızlarının ortalaması 1.34 m/saat'dir. Buna göre günlük ortalama 18 saat çalışma için yapılması gereken ilerleme 24.12 m çıkmaktadır. Uygulamada gerçekleşen ilerleme hızı ise ortalama 20.59 m/gün'dür.

Kazının ilk aşamalarında, TBM'in kurulumu ve tam performansla işletmeye alınması için geçen zamandan ötürü meydana gelen teknik gecikmelerin bu farkta payı vardır. Gerek jeolojik gerekse mekanik nedenlerden ötürü meydana gelen söz konusu teorik ve fiili performans farkları TBM kazılarında % 70 seviyelerine kadar çıkabilmektedir. Buradaki fark ise % 15 civarında olup oldukça iyi bir performans elde edildiğini göstermektedir.

Şekil 3'de görüldüğü gibi, TBM'in aylık ilerleme hızı Ekim 2003, Kasım 2003, Kasım 2004, Aralık 2004 ve Ocak 2005 döneminde beklenenin altında gerçekleşmiştir. Bazı aylarda ise ilerleme hızı ortalamanın üstünde gerçekleşmiştir.



Şekil 3. Ermenek enerji tüneli aylık ilerleme miktarları

Şekil 2'de verilen jeolojik kesit ve şekil 3'te verilen aylık ilerleme performansları karşılaştırıldığında; TBM in kurulum, tamir ve yapılan mekanik değişiklikler sırasında kaybettiği zaman dışında performansını doğrudan etkileyen özelliğin litoloji ve jeolojik yapı (karstik boşluk, fay, yeraltısuyu vb) olduğu daha iyi anlaşılmaktadır. Çünkü aylık ilerleme performansındaki düşüş ofiyolitik melanj, kiltaşı ve gevşek kumtaşı kesilen dönemlere karşılık gelmektedir. Diğer tarihlerde ise sert ve orta sert kireçtaşında ilerlenmiştir. Bu da birimlerin jeoteknik özelliklerinin önemini ortaya koymaktadır.

SONUÇLAR

Bu çalışmada Ermenek barajı enerji tüneli TBM kazısında gerçekleşen performans kayıtları, Q_{TBM} metodu ile önceden tahmin edilen ilerleme değerleri ile karşılaştırılmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Günlük ortalama 18 saatlik çalışma süresi için; uygulamadaki ortalama hız 20.59 m/gün, teorik ortalama hız ise 24.12 m/gün'dür. Bu değerler arasındaki yaklaşık % 15 lik fark bu tür büyük projeler için önemsenmeyecek düzeydedir.
- Tünel kazısı sırasında zayıf dayanım özelliklerine sahip ayrışmış ve karstik özellik kazanmış kireçtaşı ile çok zayıf jeoteknik

özelliklere sahip ofiyolitik melanja ait birimlerde ilerleme hızlarında düşüş olmuştur ve ancak günde 3-5 m ilerleme hızı elde edilebilmiştir. Ancak kireçtaşı gibi sert ve dayanımlı kaya türlerinde ise günlük 65 m ye kadar ilerlemeler sağlanmıştır. Dolayısıyla daha çok sert birimler geçileceği öngörülerek seçilen TBM'in, düşük dayanımlı zeminlerde verimliliği azalmıştır.

- Bazı aylarda (Örn; Ekim-Kasım) TBM performansında beklenenin dışında gözlenen anomali, tünel güzergahının jeoteknik özelliklerinde meydana gelen ani ve lokal değişiklikten kaynaklanmıştır.
- TBM kazısının performansı kayanın jeomekanik yapısına olduğu kadar, makinenin teknik özelliklerine de bağlıdır. Düşük dayanımlı zeminlerde ve yetersiz güç/keski sistemleri söz konusu olduğunda TBM kazıları verimliliklerini kaybederler.
- Birimlerin jeoteknik özelliklerinin seçilen makinenin özellikleri ile uyumlu olması, ayrıca Q_{TBM} formülünde kullanılan ortalama değerlerle uyum içinde olması sonucu teorik ve uygulamadaki kazı performansı projede ilerleme sağlandıkça ideale yakın sonuçlar vermektedir.
- Tünel güzergahlarındaki jeolojik birimlerin yatay ve düşey yöndeki değişikliklerinin ve jeoteknik özelliklerinin sık aralıklarla yapılacak çalışmalarla detaylı olarak belirlenmesi, kazı makine tipinin doğru seçilmesini sağlayacaktır. Böylece kazı veriminin arttırılması sağlanmış olacak, zaman ve ekonomik kayıplar en aza indirilebilecektir.

KATKI BELİRTME

DSİ IV. Bölge Müdürlüğü ve Ermenek Barajı ve HES Kontrol Şube Müdürlüğü çalışanlarına, BM Mühendislik İnşaat ve A.Ş.'ne, Alpine-Mayreder'e ve Verbundplan (Pöyry)'a teşekkür ederim.

KAYNAKLAR

Alber, M., 2000. Advance rates of hard rock TBMs and their effects on project economics, *Tunneling and nderground Space Technology*, Volume 15, Number 1.

Barton, N., Lien, R. and Lunde, J., 1974. Engineering Classification of Rock Masses for the Designe of Tunnel Support, *ock Mechanics*, 6, pp 189-234.

Barton, N.,1999. TBM performance estimation in rock using Q_{TBM}, *Tunnels Tunneling International*, Milan, 31:41-8.

EİEİ, 1999. Ermenek Projesi Jeoloji raporu, Ankara.

Fruguglietti, A., Guglielmetti, V., Grasso, P., Grasso, G., Carrieri, G. and S. Xu, 1999. Selection of the right TBM to excavate weathered rocks and soils, *orld Tunnel Congress ITA,* Oslo, 29 May-3 June, pp. 839-847

Koçbay, A., Acır, Ö. ve Kılıç, R., 2004. Tünel delme Makinelerinin (TBM) Değişen Zemin Koşullarındaki Verimlilikleri Örnek Çalışma: Ermenek Barajı (Karaman), *5 . Türkiye eolo i urultayı*, 8-12 Mart 2004, MTA Kültür Sitesi, s. 172, Ankara.

Nielsen, B and Özdemir, L.,1993. Hard rock tunnel boring prediction and field performance, *apid E cavation and Tunneling Conference Proceedings*, Boston, p.833-52.

Büyük İstanbul İçme Suyu, İkinci Merhale Projesi, Melen Sistemi Boğaziçi Tünel İnşaatı

Istan ul Drinking ater 2nd Phase Pro ect, Melen System Bosphorus Tunnel Construction

Andrey Pavlenko[a], Erdal Çadırcı[a], Serkan Dağlıoğlu[b]

[a] *Alke-STFA-Mosmetrostroy V, İstan ul*

[b] *Devlet Su İşleri enel Müdürlüğü*

ÖZET Bu bildiri Melen Su Projesi Boğaziçi Tünel İnşaatı ile ilgili ilk bilgileri vermektedir. İlk Olarak tünel projesi ile ilgili temel bilgiler, güzergahın jeolojisi ve sonrada seçilen makine hakkında bazı bilgiler sunulmuştur.

ABSTRACT In this paper, first the basic data on Melen Bosphorus Tunnel Project, the geology of the area and later the TBM selected for the Project is described.

1 GİRİŞ

Bu iş kapsamında, başlangıçta Ortaçeşme, Boğaziçi ve Ayazağa tünelleri olmak üzere toplam 9111 m uzunluğunda 4 m çapında tünel ve 137 m boyunda konduvi ve 8,2 m çapında 145 m derinliğinde şaft inşaatı bulunmakta idi. 2005'te İşveren Ortaçeşme ve Ayazağa Tünellerini bu paketin kapsamından çıkararak, Sözleşme Paketi no. 6 kapsamına alınmasına karar vermiş ve bununla ilgili olarak 04.02.2005 tarihinde kredi kuruluşu JBIC'nin onayı da alınmıştır. 27 Kasım 2006'da Yüklenici Grup "OJSC - Alke –STFA JV" ve İşveren "DSİ Genel Müdürlüğü" arasında 7. nolu paket ile ilgili sözleşme imzalanmıştır. İşin bedeli 171.994.600,71 YTL'dir (14.950.849.614,70 Japon Yeni).

Melen Sistemi Projesi'nin 5550 m uzunluktaki kesimini kapsayan inşaat işleri aşağıdakileri içermektedir:

Beykoz Şaftı: 8 m iç çaplı; Boğaziçi Tüneli tabanına kadar 145 m derinlikte,

Boğaziçi Tüneli: 5550 m uzunlukta,

İnşaat Ulaşım Galerileri (Avrupa yakası): 221 m uzunlukta.

Tüm tüneller ve kondüvi 4 m iç çapında ve kalınlığı 12 ile 20 mm arasında değişen çelik kaplamalı olacak şekilde tasarımlandırılmıştır.

2 BOĞAZ TÜNELİ VE JEOLOJSİ: (5551 M)

Boğaziçi Tünel güzergahında, daha önce açılan 5 adet sondaj ve jeofizik etütler sonucunda elde edilen jeolojik bilgilerin dahilinde, kaya üst kotunun daha yukarıda olduğu Beykoz-Tarabya güzergahında, deniz üstünden 3 adet, toplam 442,45 m temel araştırma sondajları yapılmış, elde edilen parametreler Jeoteknik Veri Raporu olarak hazırlanmıştır. Tünelin üzerinde kalan kesimin yaklaşık ilk 30 metresinde denizel alüvyon, geriye kalan yaklaşık 35–40 metrede ise ağırlıklı olarak ayrışmamış ya da az ayrışmış, ardalanmalı kireçtaşı, kumtaşı ve çamurtaşı tabakaları ile yer yer diyabaz dayklarına rastlanmış olup, tünelin içerisinde açılacak olan jeolojik birimlerde gerek

geçirimlilik, gerekse duraylılık yönünden herhangi bir problem beklenmemektedir. Boğaziçi Tüneli Ayazağa girişinden % 7 eğimle 2347 m, daha sonra 1081 m yatay olarak devam etmekte ve 145 m derinliğinde, 8,2 m çapındaki şafta ulaşmaktadır. Ortaçeşme tarafından ise 2123 m'lik kesim del-patlat yöntemiyle açılacaktır.

Boğaz Tüneli'nin Avrupa yakasında Devoniyen yaşlı ayrışmamış - az ayrışmış ardalanmalı kumtaşı, kireçtaşı ve çamurtaşı tabakaları (Kartal Formasyonu), Asya yakasında ise Devoniyen-Siluriyen yaşlı karstik kireçtaşları (İstinye Formasyonu) yer almaktadır.

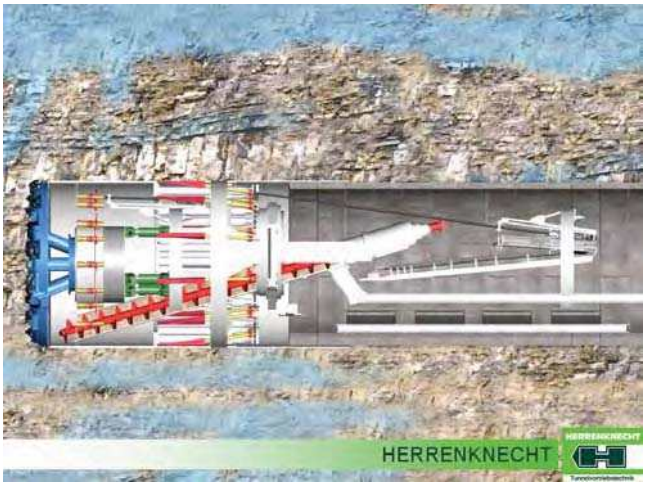
3 GENEL BİLGİLER VE KAZI

Boğaz Tüneli, boğazın altından Asya ve Avrupa kıtalarını birleştirecek ve böylelikle Melen Irmağı'nın suyunu İstanbul'un Avrupa yakasına taşıma olanağı sağlanmış olacaktır. Tünelin uzunluğu yaklaşık 5,5 km olacaktır. Tünel, İstanbul merkezinin yaklaşık 15 km kuzeyinden, Asya yakasında Beykoz kıyılarının, Avrupa yakasında ise Tarabya kıyılarının altından geçecektir. Tünel Açma Makinesi (TBM) ile açılacak olan kesimindeki kazı çapı 6,15 m olacaktır.

Tünel güzergahı dik yamaçları olan vadilerden geçmektedir, bu vadilerin üzerlerinde ise büyük çapta yapılaşma mevcuttur. Boğaz Tüneli'nin TBM yardımıyla açılacak yaklaşık 3200 m kısmı karada ve 1500 m'lik bölümü deniz kesiminde yer almaktadır. Boğaz Tüneli'nin su altında kalan bölümünün taban kotu yaklaşık olarak -135m'dir ve bu derinlikte üzerindeki kaya et kalınlığı yaklaşık 30 m olacaktır. Tünelin kara bölümünde eğimi % 7,44, buna karşılık deniz bölümündeki tünel eğimi ise % 0,14 olarak planlanmıştır. Boğaz Tüneli'ndeki su deşarjı, kontrol, muayene ve teknik bakım gibi amaçlar için projede bir drenaj şaftı öngörülmüştür. Söz konusu şaftın çapı 8,1 m, derinliği ise yaklaşık 145 m'dir.

Araştırmaların değişik aşamalarında 200 m derinliğe kadar 31 adet sondaj kuyusu açılmıştır. Tünel güzergahının değişik seksiyonları üzerinde sondaj kuyularının dağılımı aşağıdaki gibidir: 16 kuyu Asya tarafında, 7 kuyu Avrupa tarafında ve 8 kuyu deniz bölümündedir. İçerisine tünelin yerleştirileceği toprak masifinin jeolojik-hidrolojik şartlarının araştırılması amacıyla çok sayıda zemin testleri yapılmıştır. TBM ile açılacak kesimindeki kazı kiltaşı ve kireçtaşı ardalanmalı yer yer volkanik sokulumlarla kesilmiş bir litoloji içerisinde yapılacaktır. Bu kesimde özellikle muhtemel fay zonlarında ve volkanik sokulumların söz konusu olduğu yerlerde ciddi su sorunları ile karşılaşması olasıdır.

Zor jeolojik ve hidrojeolojik şartlar, kendine özgü bir kent inşaatının söz konusu oluşu ve de tünelin hızla geçilmesini şart koşan son derece sıkışık iş bitirme süreleri, "Herrenknecht" marka hem kapalı modda (EPB) hem de açık modda çalışabilen mekanize bir tünel kazı makinesinin satın alınmasını gerektirmiştir. Makine Şekil 1'de görülmektedir. Söz konusu donanımın bütünü içerisinde vidalı konveyör ile taşıma sistemi de yer almaktadır. Bu teknoloji çok esnek bir teknolojidir ve değişken zemin şartlarında kullanılmaktadır, yani aşınmayı azaltmak için TBM hem sert kaya kesimlerde açık modda kullanılabilmekte, hem de stabil olmayan gevşek zeminlerde gelen suyu dengelemek için kapalı modda çalışabilmektedir. Açık moddan kapalı moda geçişin kolay yapılabileceği düşünülmektedir. Yeraltı su seviyesinin çok yüksek olduğu en elverişsiz hallerde bile, zemin durumu ile ilgili ölçümler makinenin içinden yapılabilmektedir.



Şekil 1. Melen Projesi için Seçilen TBM

TBM, delme işini stabil hale getiren, toprak kazı ve yüklemesi yapan, prekast kaplama elemanların montajını yapan, donanımın tümünü hareket ettiren ve tünelin kaplamasının arkasına kontak enjeksiyonu yapabilen mekanizmalarla ve düzeneklerle teçhiz edilmiştir. Ayrıca yağlama ve sızdırmazlık, soğutma, yeraltı su deşarjı ve donanım kumanda sistemleri bulunmaktadır. Diğer taraftan su oranı yüksek gevşek zemin geçilirken karıştırılması için köpük jeneratörü de mevcuttur. Konveyöre ve çalışma kamarasına bağlı pompalarla su, konveyör ve çalışma kamarası üzerinden emilerek, tünelin drenaj sistemine verilebilmektedir. Drenaj sırasında enjeksiyon su basıncını ve miktarını düşürmek için yapılmaktadır. Tünel açma makinesinin bütünü içinde ön keşif amaçlı delme için iki düzenek öngörülmüştür. Bu düzeneklerden biri, doğrudan delme işini yapan elamanın üzerinde bulunmaktadır, diğeri erektör ile 1 no'lu arabanın arasındaki köprüde yer almaktadır. Her iki düzeneğin kendi döner şasileri vardır. Öndeki düzenek, delme amaçlı keşif için veya delme işi yapan elemanın delme tarafındaki yüzünde yer alan 15 adet delik üzerinden pompaj için öngörülmüştür. Arkadaki düzenek veya arka düzenek ise delme amaçlı keşif için veya delme işi yapan elemanın muhafazası içinde yer alan 10 adet çevre delik üzerinden pompaj için öngörülmüştür. TBM donanımı içersinde aşağıdaki mekanizmalar yer almaktadır: Harç aksamı, havalandırma ünitesi, yedek dizel kompresör, oto taşıma sistemi ve konveyör taşıma sistemi, donanıma ait sistem ve mekanizmaların montajı ile bakım ve onarımı için kullanılan donanım aparatlar.

TBM'in taşıma sistemi, 100 kW gücündeki beş adet multiservis dizel makineden oluşmaktadır. Makinelerden iki adedi blok, boru ve malzemelerin taşınması içindir, iki adedi harç taşımak için, bir adedi ise insan taşımak içindir. Mekanize donanımlarla tünel inşa etmenin hızını etkileyen en temelli etkenlerden biri, pasanın taşıma işinin organizasyonudur. Pasanın lokomotif ile taşınması, zaman olarak bir delme sürecinin yarısı kadar zaman almaktadır, diğer yandan da tünelin uzunluğu büyüdükçe, inşaat hızı büyük ölçüde düşmektedir. Sözü edilen projede geleneksel taşıma sistemlerinin yerine, yük akışlarını birbirinden ayıran yeni bir teknolojik taşıma sistemi uygulanacaktır. Tünelin iç yüzeylerine monte edilecek olan kaplama blokları, tamponaj harcı, delme işinde ilerledikçe eklenen veya arttırılan teknolojik boru birimleri ve insan taşınması multiservicecar'lar ile iletilecektir, çıkan pasanın tünel girişine ve yüzeye taşınması sürekli konveyör ile yapılacaktır. Konveyör taşıma sisteminin bütünü içerisinde aşağıdaki birimler yer almaktadır:

Aktarma işi yapan yükleyici (enine bant konveyör) delme işi yapan makinenin römorku konumundaki bant konveyöründe bulunan pasayı tünelin bant konveyörüne aktarmak için kullanılacaktır. Tünel kazısı ilerledikçe, aynı zamanda konveyörün de sürekli olarak uzaması, özel bir bant biriktirici veya bant tamburu sayesinde olmaktadır. İnşaat alanının dar ve inşa edilen tünelin uzunluğunun büyük oluşu yüzünden, bant gergi sistemi ile donatılmış 400 m^3 kapasiteli dikey bir bant tamburunun kullanılmasına karar verilmiştir. Bant biriktiricisinin veya bant tamburunun 25 m yüksekliğindeki kulesi, tünel girişinin önüne, tünel konveyör taşıyıcısına ait boşaltma mekanizmasının hemen arkasına monte edilmektedir. Dikey biriktirici veya dikey tambur, iki adet yatay tambur blokundan oluşmaktadır. Üstteki sabit tambur ve alttaki hareketli tambur, kontrağırlık sandığını taşıyan ve içerisinde balast yükünün, üst kaldırma ve alt gergi vinçlerinin ve kontrol ve kumanda düzeneklerinin yer aldığı gergi arabası alt tambura asılıdır. Balastın yükü, konveyör uzadıkça artmaktadır. Bantın ön gerilmesi dinamometrik bir düzenek tarafından kontrol edilmektedir. Söz konusu düzenek, kanat gevşemesinin ve aşırı yüklenmenin anlaşılmasına ve de balast yükünün ağırlığının kontrol edilmesine yaramaktadır. Biriktiricideki veya tamburdaki bant rezervi kullanıldıktan sonra, izleyen dört yüz metrelik parça şarjı yapılabilmekte, bu amaçla söz konusu müteakip 400 m'lik parçanın uçları özel bir montaj masasında öndeki parçanın uçları ile lastik kaynağı yoluyla birleştirilmektedir.

Tünel konveyörünün ve TBM'e ait konveyörün güvenlikli işletmesi için, TBM'in teknolojik arabaları boyunca arıza şalterinin halatı monte edilecek ve bu halatın üzerinde her 250 m'de bir arıza şalterleri koyulacaktır. Kontrol ve kumanda, pilot kabinindeki panodan yapılmaktadır.

Modern TBM donanımı ile tünel açmada kullanılan yüksek düzeyde verimli ve ekonomik yeni teknolojiler, yoğun kent yapılaşmasının koşulları içinde ve madenciliğin zor hidrojeolojik koşullarında söz konusu olan riskleri azaltmaya olanak vermektedir.

4 SONUÇLAR

Bu bildiride Melen Su Projesi Boğaziçi Tünel İnşaatı ile ilgili ilk bilgileri vermiştir. Tünel güzergahı dik yamaçları olan vadilerden geçmektedir, bu vadilerin üzerlerinde ise büyük çapta yapılaşma mevcuttur. Boğaz Tüneli'nin TBM yardımıyla açılacak yaklaşık 3200 m kısmı karada ve 1500 m'lik bölümü deniz kesiminde yer almaktadır. Boğaz Tüneli'nin Avrupa yakasında Devoniyen yaşlı ayrışmamış - az ayrışmış ardalanmalı kumtaşı, kireçtaşı ve çamurtaşı tabakaları (Kartal Formasyonu), Asya yakasında ise Devoniyen-Siluriyen yaşlı karstik kireçtaşları (İstinye Formasyonu) yer almaktadır. Tünelin kazısı için Herrenknecht marka hem kapalı hem de açık modda çalışabilen bir TBM seçilmiştir. Makinenin tasarımı ve inşası tamamlanmıştır. Yerine nakli için çalışmalar yapılmaktadır.

Ambarlı Atıksu Tünel'inde EPB-TBM Uygulaması

The se of an EPB Machine in Am arlı Se erage Tunnel

Erdal Bilgili, Mehmet Ayyıldız, Orhan Turp

İlci İnş. A.Ş. zgün İnş. td. Şti. rtaklığı, İstan ul

ÖZET Bu bildiride Ambarlı Atıksu Tüneli'nde kullanılan EPB-TBM'in performansı irdelenmiştir. İlk olarak proje tanıtılmış, bölgenin Jeolojisi hakkında kısa bilgi verilmiştir. Makinenin kuruluşu ve işleyişi sırasında karşılaşılan problemler, zemine uygulanan basıncın deformasyonlara etkisi, kullanılan kimyasallar ve makine performansı tartışılmıştır.

ABSTRACT The performance of an EPB-TBM used in Ambarlı Sewerage Tunnel is discussed in this paper. First the brief description of the project and later the geology of the area are given. The problems associated with the assembly and operation of the machine, the effect of the earth pressure on the deformations, the use of chemicals and the performance of the machine are discussed.

1 PROJENİN TANIMI

Ambarlı Atıksu Tünel inşaatının yapılması ile; İstanbul Sazlıdere Barajı ve çevresi, Alibeyköy Barajı ve çevresi, Arnavutköy İlçesi, Küçükçekmece İlçesi, Bahçeşehir Beldesi, Avcılar İlçesi ve Yakuplu Beldesi'nin çevre kirliliğine neden olan atıksuların toplanarak Ambarlı atıksu arıtma tesislerine ulaştırılacak ve burada arıtılmasını takiben 300 m açıktan Marmara Denizi'nin dip akıntılarına verilerek çevreye zarar vermeden uzaklaştırılması sağlanacaktır. Tünel güzergahı Şekil 1'de verilmiştir. Tünelin uzunluğu 4829,6 m, kazı çapı 4,66 m ve tünel iç çapı 3,6 m'dir. Ayrıca projede 9 m iç çapında 3 kuyu vardır. Sözleşme tarihi 28.07.2005, işe başlama tarihi 09.12.2005, ihale bedeli 24.354.814 YTL'dir. İşin bitim tarihi 29.12.2008'dir. 30.09.2007 tarihine kadar işin % 49,2'si tamamlanmıştır.

Proje için Herrenknecht marka bir EPB Tünel Açma Makinesi seçilmiştir. Seçilen makinenin teknik özellikleri Çizelge 1'de, makinenin genel görünüşü is Şekil 2'de verilmektedir.

2 BÖLGENİN JEOLOJİSİ

Tünel açılacak güzergahın jeolojisi başlıca kil - kiltaşı, silt – silttaşı, kumtaşı ve karbonatlı seviyelerinin oluşturduğu ayrıca yeşil, yeşilimsi gri renkli konsolide killerin daha hakim olduğu formasyondur.

Ayrıca mevcut dere yatakları içersinde, dere kili, deniz çakılı, deniz kumu da yer yer görülmektedir. Zemin özellikleri**,** Likit Limit (LL) % 37-79, Plastik Limit (PL) % 15-25, Plastisite İndeksi (PI) % 21-54, Doğal Nem İçeriği (Wn) % 19-26, Kohezyon (c) 60-80 kPa, İçsel Sürtünme Açısı 5-10 derece ve Doğal Birim Hacim Ağırlığı 1,8-1,9 gr/cm^3 aralığında bulunmuştur.

Şekil 1. Ambarlı Atıksu Tünelinin Güzergahı

Çizelge 1. Herrenknecht EPB Tünel Açma Makinesinin Teknik Özellikleri

Model	M-1070E EPB400AH
Kesici Kafa Tipi	Karışık Zemin
Kazı Çapı	4616 mm
Kalkan Dış Çapı	4560 mm
TBM Uzunluğu	12723 mm
Kesici Kafa Dönüş Hızı	0 – 7,22 rpm
Kesici Kafa Gücü	400 kW (Hidrolik Motor)
Kesici Kafa Maksimum Tork	3117 kN.m
Kesici Kafa Ağırlığı	35 ton
Ön Şilt Ağırlığı	79 ton
Orta Şilt Ağırlığı	58 ton
Arka Şilt Ağırlığı	14 ton
Keskiler	16 çiftli disk keski, 2x18 kama tipi keski, 8 pasa sıyırma kovası
Yönlendirme Silindir Sayısı	4 adet
Yönlendirme Silindiri Baskı Kuvveti (İtme / Çekme)	1809 / 553 kN
Yönlendirme Silindiri Stroğu	200 mm
Yönlendirme Açıları (aşağı-yukarı / sağa-sola / çapraz)	4,1° / 4,1° / 2,9°
İtme Silindiri Sayısı	16
İtme Silindiri Stroğu	1850 mm
Toplam Baskı Kuvveti (İtme / Çekme)	16625 / 5730 kN
Maksimum Ayna Basıncı	5 atm
Burgulu Konv. (Helezon) Çapı	600 mm
Burgulu Konveyör Uzunluğu	12264 mm

Çizelge 1. (devamı)

Burgulu Konv. Maks. Tork	71 kN.m
Burgulu Konveyör Dönüş Hızı	0-22 rpm
Burgulu Konveyör Ağırlığı	14 ton
Bant Konveyör Eni	600 mm
Bant Konveyör Hızı	1,5 m/s
Bant Konveyör Kapasitesi	150 m^3/saat
Bant Konveyör Uzunluğu	44123 mm
Segment Eni	1,20 m

Şekil 2. Ambarlı Atıksu Tüneli'nde Kullanılan Herrenknecht EPB-TBM

3 EPB KAZI PRENSİBİ

Tünel güzergahının jeolojisi gereği klasik metotla tünel açmak yerine EPB prensibi ile çalışan tünel makinesi ile kazı yapılmasına karar verilmiştir. Tünel kazı çapı 4,66 m'dir ve buna uygun olarak Almanya'dan Herrenknecht firmasından EPB modunda çalışan bir tünel açma makinesi satın alınmıştır. Makinenin kazı esnasında zemine uygulamış olduğu basınç sayesinde istenilen segment uzunluğunda ve istenilen hafriyat kadar kazı yapmak mümkün olmaktadır.

Kazı esnasında zemin koşullarına göre kesici kafa ile ön şilt arasında bulunan kazı basınç hücresine 0,1 ile 3 bar arasında basınç uygulanmaktadır. Makinenin zemine uyguladığı basıncın, hafriyatın konveyör bant sistemine alınmasını sağlayan helezon (burgu) sistemindeki basıncın ayrıca arka tarafta bulunan ve segmentlere basarak ilerleme yapmaya yarayan ana itme silindirleri basıncının birbirleri ile de uyumlu olması şarttır. Sistemde kazının daha kolay yapılabilmesi için kesici kafa ile zemin arasına, ön şilt ile kesici kafanın arka kısmına ve helezon içine basınçlı tensid (% 1-5) + polimer (% 0,2-2) + su + hava karışımı verilmektedir. Karışımın yüzde oranları hem işletme koşulları hem de maliyet açısından önemlidir.

4 EPB PRENSİBİ İLE ÇALIŞAN TBM UYGULAMASINDA KARŞILAŞILAN SORUNLAR

4.1 Makinenin Montajında Karşılaşılan Sorunlar

Karşılaşılan sorunlar projenin uygulanışını önemli ölçüde etkilemiştir. Makinenin imalatı esnasında işçilik ve ölçülendirme hataları nedeniyle montaj aşamasında bazı parçalar birbirini karşılamamıştır. Örneğin, kesici kafada bulunan hafriyat sıyırıcılardan 2 adet imalat aşamasında yanlış ölçülendirilmiş ve neticesinde bu parçalar montaj esnasında yerlerine oturmamıştır. Arka gantri sisteminin ana şase bağlantı cıvata ve yatakları ölçüsünde olmayan kısımlar vardır.

4.2 Kazı Esnasında Karşılaşılan Sorunlar

Tünel kazısında birçok problemle karşılaşılmıştır. EPB Tünel Makinesi işletme programının eski versiyon olması nedeniyle makine tünel kazı imalatının başlarında verim alınamamıştır. Yeni versiyon işletme programı gelince kazı randımanı artmıştır.

Kazı çalışmasının başlarında tünel kazısı EPB modunda değil, açık modda yani sert kaya makinesi gibi çalıştırılmıştır. Bu da aşırı derecede hafriyat alınmasına neden olmuş ve yeryüzünde aşırı deformasyonlar meydana gelmiş ve bazı binalarda hasar oluşmuştur.

Kazı esnasında kafa kısmına, ön şilt içindeki hafriyat hücresine ve helezona uygulanan basınçlar arasındaki uyumsuzluk neticesinde kazı süreleri uzamakta ve istenilen ilerlemeler elde edilememektedir. Bu sebeple basınçlar uygulanırken belirli kıstaslar göz önüne alınarak hareket edilmelidir.

Kazı esnasında segmente basan itme piston guruplarının uyumsuz şekilde çalışması neticesinde segmentlerde yer yer kırılmalar olmaktadır.

Kazı esnasında makinenin özellikle konveyör bant sistemindeki parçaların aşınması ve kırılması yapılacak işlerin aksamasına neden olmuştur.

Konveyör bant sistemindeki kauçuk merdaneler sürekli kopmakta ve banttın çalışmasını aksatmakta ve kazı durmaktadır.

Kazı esnasında kullanılan köpük kimyasalın uygun seçilmemesi ve neticesinde hafriyatın kafaya sarması, içeriye alınamaması, kazı süresinin uzamasına ve makinenin yıpranmasına sebep olmaktadır.

Tüm sistemin (hidrolik yağlar, elektrik motorları ve hidrolik pompalar) soğutulmasında kullanılan suyun gerekli olduğu kadar temiz olmaması, kireçli olması soğutucuların tıkanmasına ve görevini yapamamasına, neticesinde tüm sistemin ısınmasına ve makinenin durmasına neden olmaktadır.

5 ZEMİN KOŞULLARININ VE EPB MODUNDA ÇALIŞAN TÜNEL AÇMA MAKİNASININ YERYÜZÜ DEFORMASYONLARINA ETKİSİ

İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi bünyesinde açılmakta olan Ambarlı Atıksu Tüneli, yerleşim bölgelerinde, zaman zaman yüzeye çok yakın mesafededir.

Tünel açma makineleri (EPB-TBM) ile açılan tünellerde; jeoteknik ölçümler tünel emniyeti, yüzeyde bulunan yapıların emniyeti ve tünel makinelerinin işletmeciliği bakımından büyük önem arz etmektedir. Şehir içi tünelciliğinde, tünel imalatı sırasında yüzeyde oluşacak deformasyonların mevcut yapılar üzerinde zaman zaman olumsuz etkileri olmaktadır.

Tünel güzergahının jeolojisinin detaylı olarak bilinmesi tünel açımı sırasında karşılaşılacak sorunların önceden kestirilmesi açısından önemlidir. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı'nda proje aşamasında yapılan araştırma sondajları yardımı ile yapılan detaylı jeolojik çalışmaların haricinde, tünel kazısına başlamadan önce gerekli görülen ilave araştırma sondajları ve jeoteknik çalışmalar da yapılmıştır.

Ambarlı Atıksu Tüneli genel olarak Gürpınar Formasyonu birimleri içinde açılmaktadır. Gürpınar Formasyonu'nun yapısal bir özelliği ise çok kısa mesafelerde jeomekanik özelliklerinin değişebilmesidir. Zeminin jeomekanik parametrelerdeki değişimlerine paralel olarak makinenin kazı sırasındaki davranışları beraberinde de tünel içi ve yüzey deformasyon miktarları da değişebilmektedir.

Önceden belirlenmiş olan jeolojik veriler, ayna raporları ve yüzey deformasyonları birlikte değerlendirilerek tünel açma makinesinin işletim programında değişikler yapılarak yüzey deformasyonlarının önlenmesi veya minimize edilmesi kesinlikle mümkündür. Yeni tünel açma makineleri ile (TBM–EPB) imalatı yapılan tünellerde eğer makineler gerektiği gibi işletim programına göre kullanılmazsa aynada istenilenin haricinde fazla kazı alınır ve bu da yüzeyde kaçınılmaz deformasyona sebep olur. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı'nda kullanılan EPB tünel açma makinesi zemin olarak kazı esnasında kendini tutamayan ve zemine basınç uygulayarak kazının yapılmasını gerektiren makinedir. Kazı esnasında zemine, arka işletim ünitelerine gerektiği gibi basınç uygulanmadığı takdirde aşırı derecede kazının yapılmasına sebep olmakta ve neticesinde yüzeysel deformasyon mümkün olmaktadır.

6 AMBARLI ATIKSU TÜNELİ KAZISI SIRASINDA KULLANILAN KİMYASALLAR

İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi bünyesinde yapılmakta olan Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı'nın kazısı esnasında çeşitli kimyasallar kullanılmaktadır. Bu kimyasallar zemini makine tarafından daha kolay kazılabilir hale getirmekte ve makinenin özellikle kesici kafanın ve ekipmanlarının aşınmasını azaltmaktadır. Kimyasallar makine kazısı esnasında belirlenen oranlarda, sürekli aynaya, kafa ile makine arasındaki hafriyat haznesine ve helezona üç ayrı noktadan kontrollü bir şekilde verilmektedir. M-1070 model tünel açma makinesinde kimyasallar aynaya 4 ayrı noktadan, hafriyat haznesine 2 ayrı noktadan ve helezona ise 3 ayrı noktadan maksimum 5 bar civarında basınçla zemine verilmektedir.

Kimyasal olmadan kazılar yapılmış ancak sonuçları maliyeti arttırmış ve işin süresini uzatmıştır. Kimyasal olmadan sadece su ile yapılan kazılarda hafriyat sürekli kesici kafaya sarmakta ve hafriyatın içeriye alınmasını sağlayan bölümlerin kapanmasına neden olmaktadır. Bu sebeple kazı süresi normalden daha fazla sürmektedir. Normalde 1,20 m ilerleme 35-40 dakika arasında olmaktayken, kimyasal olmadan yapılan kazılarda bu süre 100-120 dakikalara ulaşmıştır. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı kazısında kullanılan kimyasallar ve üretici firmalar Çizelge 2'de verilmiştir.

Kimyasallar kazılan formasyonun jeolojik özelliklerine göre kullanılma miktarında değişkenlik göstermektedir. Kazı esnasında jeolojinin iyi takip edilmesi ve neticesinde kimyasalı köpük hale getiren ünitenin de

dozajı ayarlanmalıdır. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı kazısında faklı jeolojik özelliklerde farklı miktarlarda ve farklı kimyasallar kullanılmaktadır. Bir segment eni (1,2 m) veya 20 m^3 kazı için kullanılan kimyasalların formasyon türüne göre tipleri ve miktarları Çizelge 3'de özetlenmektedir.

Çizelge 2. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı Kazısında Kullanılan Kimyasallar

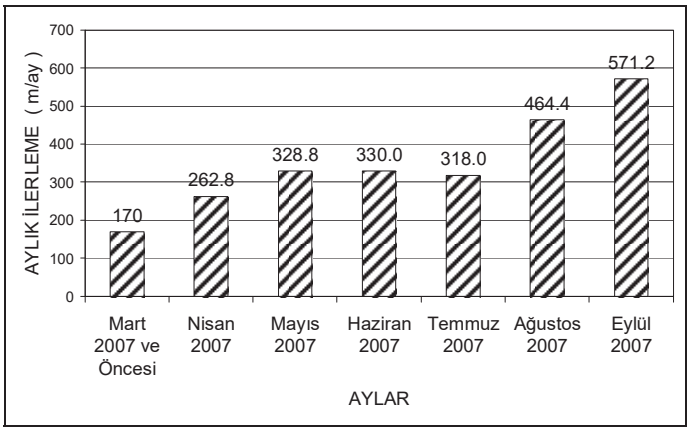
Kimyasal	Firma
CLBF4/TM–8	CONDAT
TFA7	CONDAT
FOMEX EC	LAMBERTI
DRILLAM	LAMBERTI
SHELD CLENEAR	LAMBERTI
MEYCO SLF–30	BASF
MEYCO SLF–143	BASF
MEYCO SLF–211	BASF
MEYCO FIX-P1	BASF

Çizelge 3. Ambarlı Atıksu Tünel İnşaatı'nda 20 m^3 (1,2 m ilerleme) Kazıda Formasyon Türüne Göre Kullanılan Kimyasallar ve Miktarları

Formasyon	**Kimyasal**	**Miktar**
Kuşdili Form.	MEYCO FIX-P1	144 litre
Gürpınar F.	CLBF4/TM–8	40-50 litre
Sarı-gri-yeşil siltli kil	TFA7	8 litre
Kiltaşı, kum-kumtaşı	FOMEX EC	55–72 litre
Deniz kumu ve çakılı	DRILLAM SHELD CLENEAR MEYCO SLF–30	5–10 litre 45–50 litre 55-80 litre
	Köpük	% 1,0
	Polimer	% 0,4

7 TÜNEL AÇMA MAKİNESİNİN PERFORMANSI

Tünel açma makinesinin kazıya başlama tarihi 9 Şubat 2007'dir. Bu performans değerlendirmesinin tarihi olan 17 Ekim 2007'ye kadar toplam 2667,7 m kazı yapılmıştır. Tünel açma makinesinin ortalama aylık ilerleme miktarları Şekil 3'de verilmektedir. B ilerleme değerleri günde 12 saatlik 2 vardiya ve haftada 7 gün çalışma koşullarında sağlanmıştır.



Şekil 3. EPB-TBM'in Aylık İlerlemeleri

Şekil 3'de görülmektedir ki, aylık ilerleme miktarları zaman geçtikçe artmaktadır. Her TBM ile kazı yapılan projede olduğu gibi, öğrenme evresinde kazı hızları düşüktür fakat gittikçe artmaktadır. Öğrenme evresi geçirildikten sonra kazı hızları belirli bir seviyeye ulaşacaktır. İlk aylarda kazı hızlarının düşük olmasının bir nedeni de EPB Tünel Açma Makinesi işletme programının eski versiyon olmasıdır. Yeni versiyon işletme programı gelince kazı randımanı artmıştır. Diğer bir neden de kazı çalışmasının başlarında tünel kazısı EPB modunda değil, açık modda yani sert kaya modunda olmuştur. Bu da aşırı derecede hafriyat alınmasına neden olmuş ve yeryüzünde aşırı deformasyonlar meydana gelmiş ve bazı binalarda hasar oluşmuştur.

Kazı esnasında segmente basan itme piston guruplarının uyumsuz şekilde çalışması neticesinde segmentlerde yer yer kırılmalar olmuştur. Ayrıca, kazı esnasında makinenin özellikle konveyör bant sistemindeki parçaların aşınması ve kırılması yapılacak işlerin aksamasına neden olmuştur. Tüm bu etkenler makinenin kullanım oranını düşürmüştür.

Makinenin ortalama ve en iyi ilerleme değerleri Çizelge 4'de özetlenmiştir. Buna göre, yaklaşık 7 aylık bir çalışma sonrasında 13,7 m/gün, 95,9 m/hafta ve 383,6 m/ay kazı hızı ortalamaları elde edilmiştir. En iyi ilerlemeler 27,6 m/gün, 154,8 m/hafta ve 571,2 m/ay olmuştur.

Çizelge 4. En İyi ve Ortalama İlerlemeler

En iyi günlük ilerleme	27,6 m
En iyi haftalık ilerleme	154,8 m
En iyi aylık ilerleme	571,2 m
Ortalama günlük ilerleme	13,7 m
Ortalama haftalık ilerleme	95,9 m
Ortalama aylık ilerleme	383,6 m

8 SONUÇLAR

Mekanize tünel açma işi Türkiye'deki birçok müteahhit firma için yeni bir kavramdır. Mekanize tünel açmanın faydaları görüldükçe İlci ve Özgün İnşaat gibi birçok müteahhit firma tünel açma işlerini mekanize olarak yapmaya başlamışlardır. Kazı esnasında yaşanan birçok soruna karşı, bu sorunların zaman içinde aşıldığı ve belirli bir öğrenme periyodunun geçildiği görülmüştür. Ambarlı Atıksu Tünelleri'nde kullanılan Herrenknecht marka EPB-TBM Eylül 2007'de 571,2 m aylık ilerlemeye ulaşmıştır. Kullanılan kimyasalların değişik formasyonlar üzerindeki etkileri ve makinenin çalışma koşulları daha detaylı olarak öğrenildikçe bu ilerleme miktarlarının daha da yükseleceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

İlci İnş. A.Ş. – Özgün İnş. Ltd. Şti., 2007. Ambarlı Şantiye Arşiv, İstanbul.

Herrenknecht, 2007. Operating Manual, İstanbul.

Assessment of Ground Squeezing and TBM Jamming Potential in Nosoud Water Transfer Tunnel

Kourosh Shahriar [a], Jafar Khademi Hamidi [a], Hadi Bejari [b]

[a] *Department of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran*

[b] *Department of Mining and Geophysical Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran*

ABSTRACT The 48 km long Nosoud water transfer tunnel as the longest water transfer project in Iran is now being excavated by a double shield TBM. Due to existing weak rock conditions and highly thick overburden in some sections along the tunnel alignment, occurrence of squeezing behavior and high ground convergence is probable which may cause problematic TBM drive. So, estimation of squeezing potential and imposed ground pressure on TBM shield in the vicinity of tunnel face is necessary before encountering such conditions. In this study, based on semi-empirical methods and numerical modeling, squeezing potential was assessed. Then, by using the convergence-confinement method, critical sections with potential for TBM shield jamming were predicted along the Nosoud tunnel. The analysis results show that TBM shield will be jammed in sections 1, 2 and 7 if the amount of over cut is 50 and 75 mm.

1 INTRODUCTION

Geotechnical hazards such as squeezing, heavy load on TBM shield may cause problems for TBM driving in difficult ground conditions. So, prediction of TBM jamming potential before encountering these conditions can help operators cope with such problems by using mitigation measures such as over cutting, use of lubricators etc. This is more important when a shielded TBM is used for tunnel excavation. The 48 km long Nosoud Tunnel is one of the longest water transfer project in Iran. The second lot of this tunnel is being excavated by a 6.73 m diameter double shield TBM in rock. Weak rock masses and highly thick overburden in some sections increased the squeezing potential along the tunnel alignment.

There are three common methods to assess squeezing potential in rock masses including empirical, semi-empirical and theoretical-analytical models. Empirical methods are based on two parameters including Q rock mass classification system and tunnel depth. Among them, the investigations carried out by Singh et al. (1992) and Goel et al. (1995) should be noted. The semi-empirical methods have focused on squeezing potential by using expected deformation of the rock mass surrounding the tunnel in a hydrostatic stress field. The common starting point of all these methods for quantifying the squeezing potential of rock is the use of the "Competency Factor", which is defined as the ratio of uniaxial compressive strength of rock to overburden stress. The models proposed by Jethwa et al. (1984), Aydan et al. (1993) and Hoek and Marinos (2000) are the most common ones to asses the squeezing potential semi-empirically. The theoretical-analytical approaches involve all closed form solution based methods and numerical methods. Determination of rock mass stress-strain behavior and its time dependent behavior is necessary.

In this paper, to asses squeezing happening potential in Nosoud tunnel, semi-empirical methods are used. Numerical modeling using

FLAC^{2D} is carried out for determination of tunnel strain in these methods. Then, ground pressure induced to TBM shield is assessed using convergence-confinement method. Finally, TBM jamming potential has been assessed along the tunnel alignment based on the required TBM advancing thrust and safety factor.

2 PROJECT DESCRIPTION AND GEOLOGY

Nosoud Tunnel passes through several formations with rock mass quality varies from very poor to good, with RMR ranging from 17 to 75 (in J and Ki formations respectively). Based on the field engineering geological investigations the main lithological units consist of shale, limestone and marl layers. The maximum depth of tunnel is 1000 m with the average depth of 400 m. The groundwater level varies from 30 to 340 m above the tunnel crown. The typical geological and geotechnical conditions of the project site are illustrated in Figure 1 with the longitudinal profile of lot 2 (Imensazan Co. Eng., 2004).

3 ESTIMATION OF GROUND CONVERGENCE AND SQUEEZING POTENTIAL

According to the International Society for Rock Mechanics (ISRM) squeezing is: the time dependent large deformation which occurs around the tunnel and is essentially associated with creep caused by exceeding a limiting shear stress (Barla, 2001). This phenomenon usually takes place in water bearing weak rocks accompanied by high tunnel depth. The Nosoud tunnel due to passing through such ground conditions is susceptible to squeezing behavior. To estimate squeezing potential along the tunnel, 11 sections have been considered separately. In the following parts, squeezing potential in these sections has been investigated by using Aydan et al. (1993) and Hoek and Marinos (2000) methods.

3.1 Aydan et al. (1993) Approach

Aydan et al. (1993), based on the experience with tunnels in Japan, proposed to relate the strength of the intact rock σ_{ci} to the overburden pressure γH given in Equation 1, by implying that the uniaxial compressive strength of the intact rock σ_{ci} and of the rock mass σ_{cm}:

$$N_c = \frac{\sigma_{cm}}{\gamma H} = \frac{\sigma_{cm}}{P_o} \quad (1)$$

Where σ_{cm} is rock mass uniaxial compressive strength; P_0 is in situ stress; γ is rock mass unit weight and H is tunnel depth below surface. According to Aydan et al. (1993), squeezing conditions will occur if the ratio $\sigma_{ci} / \gamma H$ is less than 2.0.

The fundamental concept of the method is based on the analogy between the stress-strain response of rock in laboratory testing and tangential stress-strain response around tunnels. As illustrated in Figure 2b, five distinct states of the specimen during loading are experienced, at low confining stress. The following relations are defined which give the normalized strain levels η_p, η_s, and η_f:

$$\eta_p = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_e} = 2\sigma_{ci}^{-0.17}, \eta_s = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_e} = 3\sigma_{ci}^{-0.25}, \quad \eta_f = \frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_e} = 5\sigma_{ci}^{-0.32} \quad (2)$$

Where ε_p, ε_s and ε_f are strain values shown in Figure 2a, as ε_e is the elastic strain limit.

Finally, based on the ratio $\varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e$ (ε_θ^a is strain level around a circular tunnel in a hydrostatic stress field), five different degrees of squeezing are defined. These parameters are derived from the following equations:

$$\varepsilon_\theta^a(\%) = \frac{u}{r} \quad (3)$$

$$\varepsilon_\theta^e(\%) = \frac{1+\nu}{E}\frac{\sigma_c}{2} \quad (4)$$

Where u is radial displacement of tunnel wall, r is tunnel radius, ν is Poisson's ratio and E is Young' modulus.

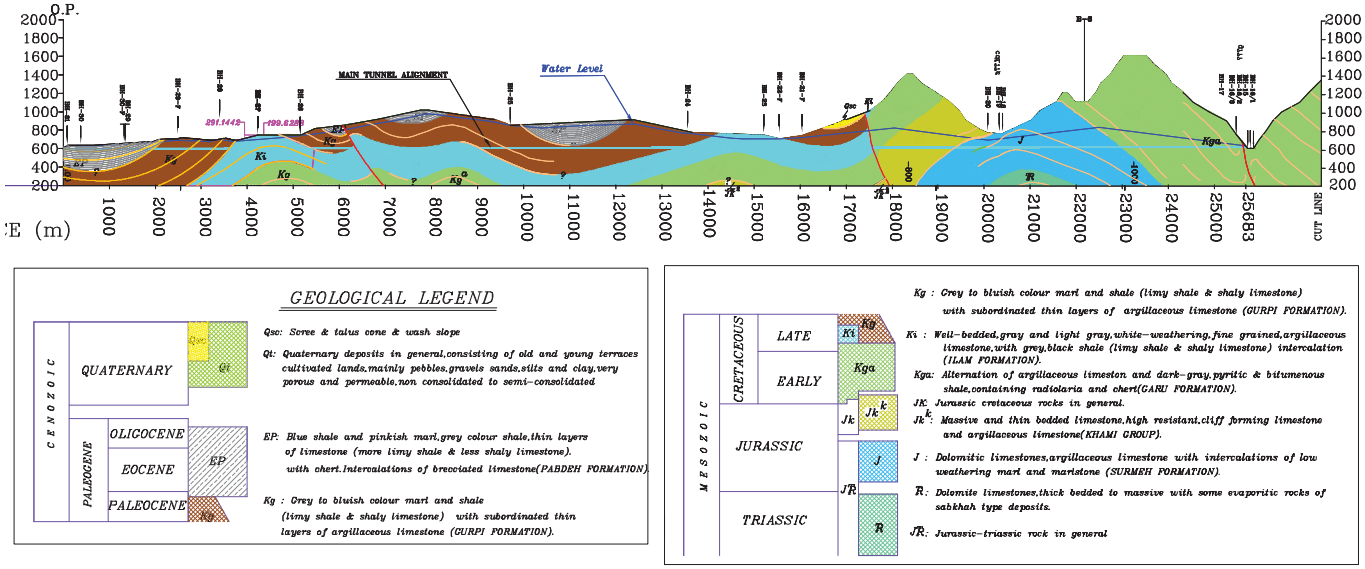


Figure 1. Longitudinal geological profile of Nosoud Tunnel (lot 2) (Imensazan Co. Eng., 2004)

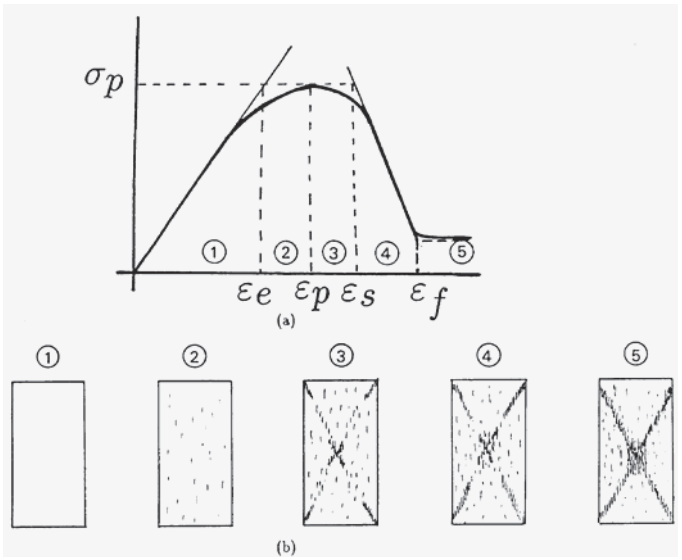


Figure 2. Idealized stress-strain curve and associated states for squeezing rocks (Aydan et al., 1993)

In this study, radial displacement of tunnel wall (u in Eq. 3) obtained from numerical modeling described in part 3.3.

3.2 Hoek and Marinos (2000) Approach

Hoek in 1998 used the ratio of the rock mass uniaxial compressive strength σ_{cm} to the in situ stress P_0 as an indicator of potential tunnel squeezing problems (Barla, 2001). Hoek and Marinos (2000) showed that a plot of tunnel strain ε_t (defined as the percentage ratio of radial tunnel wall displacement to tunnel radius, i.e. the same strain as ε_θ^a given by Aydan et al. in 1993) against the ratio σ_{cm}/P_0 can be used effectively to assess tunneling problems under squeezing conditions.

Hoek (2000), in his recent 2000 Terzaghi lecture on "*Big tunnels in bad rock*", by means of axi-symmetric finite element analyses and a range of different rock masses, in situ stresses and support pressures P_i gave the following approximate relationship for the tunnel strain ε_t:

$$\varepsilon_t(\%) = 0.15(1 - p_i / p_0)\frac{\sigma_{cm}}{p_0}^{-(3P_i/P_0+1)/(3.8P_i/P_0+0.54)} \quad (5)$$

3.3 Numerical Modeling

Numerical modeling was carried out using FLAC^{2D}. FLAC (Fast Lagrangian Analysis of Continua) 2D is a two-dimensional finite difference program in which time appears explicitly. A central explicit scheme (the implicit scheme, commonly used in finite element programs, is also available), which is conditionally stable and requires only the knowledge of the previous data for the current cycle, has been used by default. The stability condition of the explicit-solution procedure is that the speed of the "calculation front" must be greater than the maximum speed at which information propagates.

FLAC achieve the steady state in a numerically stable way with minimal computational effort (Itasca, 2001). In this study, numerical modeling was carried out to determine Nosoud tunnel strain which described in Aydan et al. and Hoek and Marinos methods. The developed model input parameters are shown in Table 1.

Figures 3 and 4 show the model geometry and displacement vectors respectively, around the tunnel profile, section 2. The result of maximum radial displacement obtained from numerical modeling in different sections is listed in Table 2. As it can be followed from Table 2, sections 1, 2 and 7 have more radial displacement than other sections.

3.4 Estimation of Ground Convergence and Squeezing Potential Along the Nosoud Tunnel

The Nosoud Tunnel strain, obtained from numerical modeling along the 11 sections, was applied to the Aydan et al. (1993) and Hoek and Marinos (2000) squeezing estimation methods. The analysis results for three sections, namely; 1, 2 and 7 are given in Table 3 and 4. These three sections are the critical ones from the squeezing point of view. In next part, TBM jamming potential in Nosoud tunnel is studied in these three sections.

Table 1. Parameters used in numerical modeling (Khademi, 2006)

Geo. Unit	Kga	J	J_K^K	Kga	Ki	Kg	Ki	Kg	Ki	Kg	Ep
Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Bulk modulus (GPa)	2.33	1.11	4	8.88	1	1.33	1.67	9.5	1.67	5.33	1.33
Shear modulus (GPa)	1.4	0.37	2.4	2.96	0.6	0.8	0.56	3.15	1	3.2	0.8
Cohesion (MPa)	1.39	0.2	2.3	1.75	0.376	0.608	0.607	0.69	0.32	0.49	0.2
Friction angle (°)	24	20	36	38.5	30	27	24	32	29.5	37.5	33.5
Tensile strength (MPa)	0.039	0.005	0.092	0.145	0.023	0.032	0.022	0.211	0.043	0.217	0.037
Dilation angel (°)	3	0	4.5	4.81	0	3.375	3	4	0	0	0
Bulk density	2400	2400	2600	2560	2560	2840	2560	2840	2560	2840	2500

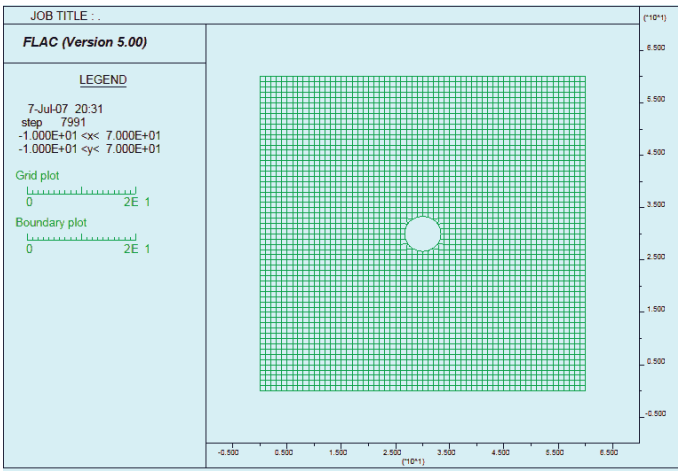


Figure 3. Model geometry and grid used for analysis

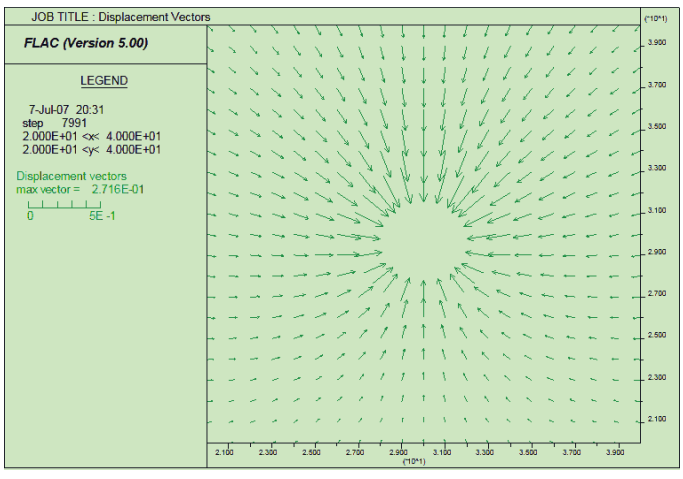


Figure 4. Displacement vectors around the tunnel profile, section 2

Table 2. Maximum radial displacement in different sections

Section No.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Max. Disp. Vectors (mm)	167	271	25	10	38	56	251	4	10	2	3

Table 3. Squeezing potential in Nosoud Tunnel according to Hoek & Marinos (2000)

Sec. No.	1	2	7
Depth (m)	995	200	416
Tunnel strain (%)	4.97	8.07	7.46
Range of ε_t	25<ε_t<5	5 < ε_t < 10	5 < ε_t < 10
Squ. Level	severe squeezing	very severe squeezing	very severe squeezing

Table 4. Squeezing potential in Nosoud Tunnel according to Aydan et al. (1993)

Sec. No.	1	2	7
ε_θ^a	4.97	8.07	7.46
ε_θ^e	1.0536	0.6750	1.4400
$\varepsilon_\theta^a / \varepsilon_\theta^e$	4.7173	11.9556	5.1806
η_p	1.0000	1.3522	1.1096
η_s	1.0825	1.6870	1.2613
η_f	1.3561	2.3932	1.6494
Squ. Level	very heavy squeezing	very heavy squeezing	very heavy squeezing

4 ASSESSMENT OF TUNNEL CONVERGENCE AND GROUND PRESSURE INDUCED TO TBM SHIELD

Ground pressure induced to TBM shield is determined by using convergence-confinement method. Then, TBM jamming potential is assessed by comparing the TBM required and available advancing thrusts.

4.1 Convergence-Confinement Method

The convergence-confinement method is a procedure that enables one to assess the load imposed on a support installed behind the face of a tunnel. When the support system is installed in the immediate vicinity of the tunnel face, it does not carry the full load to which it will be subjected eventually. The face itself carries a significant portion of the load, which is redistributed around the excavation. This so called ‘‘face effect’’ diminishes as the face advances and the support must carry a greater proportion of the load at a later stage. Once the face is advanced far away, the support system will be subjected to the full design load. The basic principles of the convergence-confinement method are illustrated in Figure 5 (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

The situation at the initial time t_0, when the lining is installed at section A–A' is represented in Figure 5a. At this instant, the section is located at a distance L from the face and the ground has converged radially by the amount u_r^0. It is assumed that, provided the face does not advance, the rock mass transmits no load to the support (i.e. $p_s^0 = 0$). At this stage p_s represents the support pressure. As the tunnel advances, the ground and the support (at section A–A') deform together and the support receives part of the load that the face had been carrying previously. Figure 5b shows the situation at time t when the section is located at a distance L_t from the face. At this stage, the ground has converged the amount $u_r^t > u_r^0$ and the rock mass transmits the pressure p_s^t to the support (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

Once the face of the tunnel has been moved ahead far enough (Fig. 5c), the ground-support system at section A–A' is in equilibrium and the support carries the final load p_s^D. At this time t_D, the effect of face has disappeared and the support system and ground have converged together by an amount u_r^D (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

Determination of the load transferred to the support requires an analysis of the interaction of the load-deformation characteristics of the advancing tunnel. The three basic components of the convergence-confinement method are: (i) The Longitudinal Deformation Profile (LDP); (ii) the Ground Reaction Curve (GRC); (iii) the Support Characteristic Curve (SCC) (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

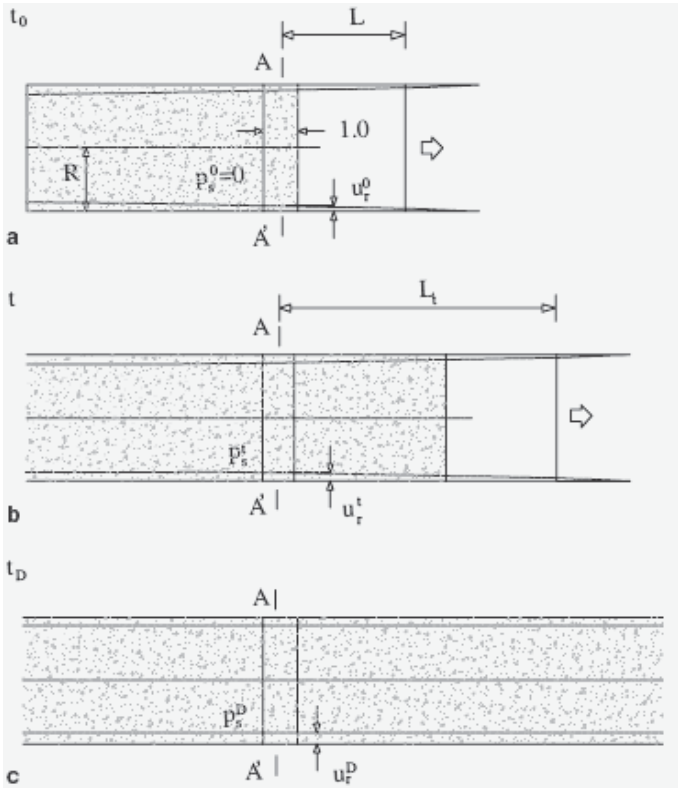


Figure 5. Loading of the support at section A-A' due to progressive advance of the tunnel face

The Longitudinal Deformation Profile (LDP) is a diagram, which demonstrates the radial displacement of the tunnel sections, behind and ahead of the tunnel face, along the axis of the tunnel.

Figure 6 represents a longitudinal cross-section of an unlined tunnel of radius R in the vicinity of the face. At a distance x from the face the radial displacement is u_r, when the distance x is large enough, the radial displacement reaches the maximum value u_r^M (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

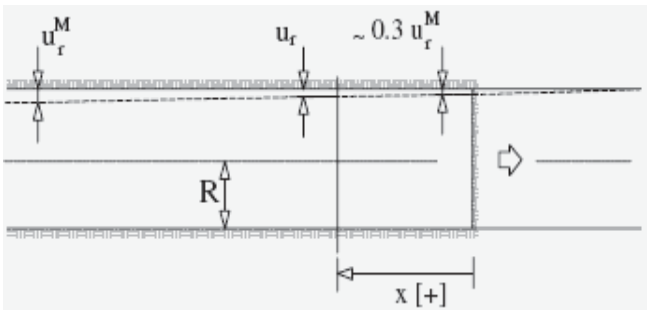


Figure 6. Radial displacement profile u_r, for an unlined tunnel in vicinity of tunnel face

The Ground Reaction Curve (GRC) is a diagram, which expresses the changes in ground radial displacement as a function of decrease in ground pressure. This diagram is related to rock properties and can be constructed from the elasto-plastic solutions of a circular opening subjected to uniform far-field stresses. The Support Characteristic Curve (SCC) is a diagram to represent the relation between applied stress p_s and the resulting closure u_r for a section of the support of unit length in the direction of the tunnel (Carranza-Torres and Fairhurst, 2000).

4.2 Assessment of Ground Pressure Induced to TBM Shield

The maximum load imposed on the tunnel support can be obtained by drawing the SCC and GRC in a diagram in the convergence-confinement method. This load is related to the situation that the distance between support and tunnel face is far enough and the tunnel face effects had disappeared. The ground stress condition in the vicinity of the tunnel face is neither plain stress nor plain strain (Farrokh et al., 2006).

In the vicinity of the tunnel face, ground does not converge fully, because of the tunnel face effect and also due to the natural supporting pressure that the tunnel face imposes on the tunnel perimeter. The supporting pressure offered by the face, causes a partial application of ground pressure to the support system.

Using the convergence-confinement method it is possible to simulate the natural supporting pressure by an internal fictitious pressure that is imposed to the tunnel perimeter.

If a ring of tunnel support is installed at a distance L_0 from the tunnel face (point B in Fig. 7), then the pressure that is obtained from the intersection of SCC curves and GRC will be the final pressure, which is acting on the installed support. Prior to installation of support, the tunnel face applies a significant pressure (equivalent to the ground load) to the tunnel perimeter. Hence, one can write:

$$p_{f(x=L_0)} = p_u \qquad (6)$$

Where p_f is the face pressure and p_u is the ground pressure.

It is assumed that the amount of radial convergence of tunnel perimeter at this moment (time of support installation) is equal to $u_r(x = L_0)$ (point R in Fig. 7). As the tunnel face advances (point C in Fig. 7 related to situation $x = L_1$) the amount of natural face supporting pressure decreases, $P_f(x = L_0) < P_f(x = L_1)$. If the tunnel is unsupported, upon face advance, the amount of radial convergence will increase. However, if the tunnel is supported with a very stiff support (e.g. TBM shield), the support pressure, P_i, acting on the ground will prevent the radial convergence. Therefore, the ground pressure at location in which ground contacts the installed support ring can be expressed by the following equation (Pan and Dong 1991):

$$p_u = p_f(x) + p_i(x) \quad (7)$$

As the tunnel face is advancing, the amount of natural supporting pressure is decreased gradually and it will tend toward zero at a distance far enough from the tunnel face:

$$p_f(x \to \infty) = 0 \quad (8)$$

$$p_u = p_i(x \to \infty) \quad (9)$$

Therefore, the amount of natural supporting pressure of the tunnel face at distance L_0 from the tunnel face is equal to the final pressure that is imposed to a very stiff support installed at a distance L_0 from the tunnel face (pressure RS in Fig. 7):

$$p_f(x = L_0) = p_u \quad (10)$$

The amount of $P_i(x)$, associated with distance x from the face, can be determined from Figure 7. As shown in this Figure, the amount of $P_i(x)$ is equal to the space between the horizontal lines passing through the P_u pressure level and the x distance on the GRC curve.

5 ASSESSMENT OF TBM JAMMING POTENTIAL IN NOSOUD TUNNEL

Based on the analysis results obtained from LDP and GRC diagram in Carranza-Torres and Fairhurst (2000) model, the amount of ground convergence will be 160, 254 and 222 mm at the distance of 12 m from the tunnel face (i.e. the end of 12 m long TBM shield) in sections 1, 2 and 7, respectively.

So, according to 50 mm annular gap between TBM shield and tunnel wall, TBM jamming in these sections is probable. The LDP of the sections is illustrated in Figure 8.

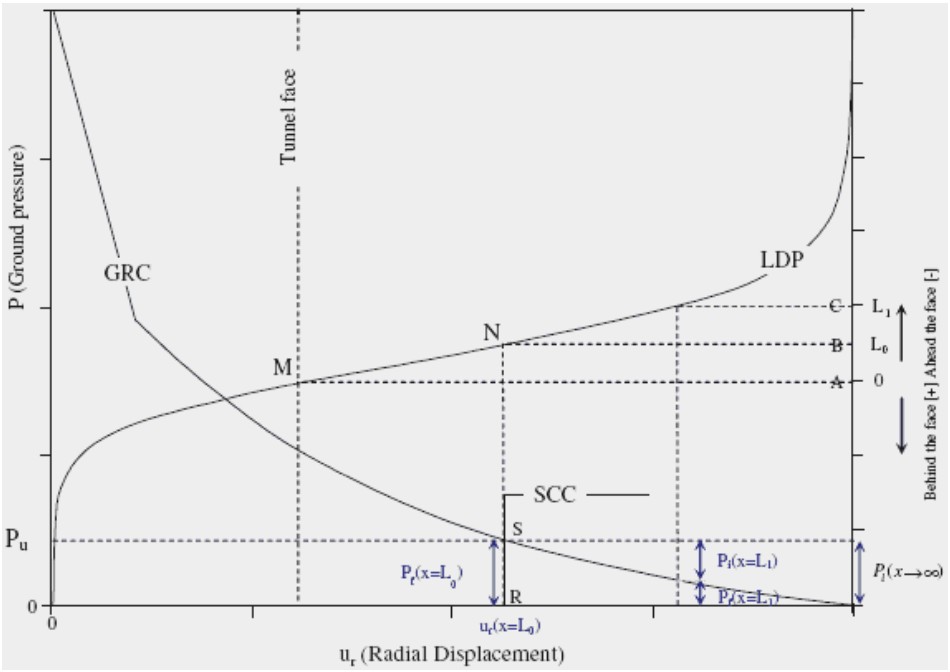
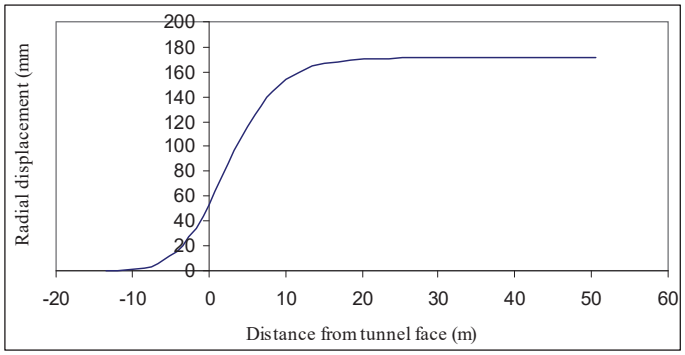
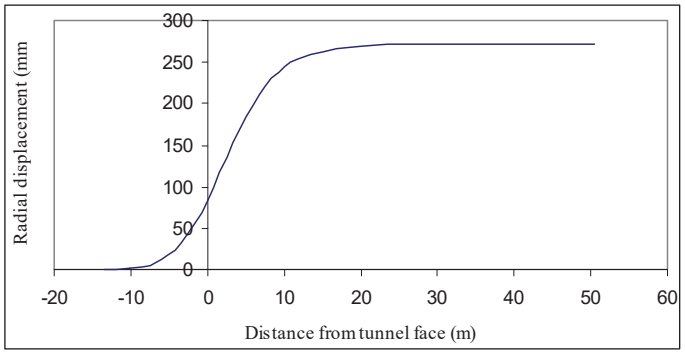


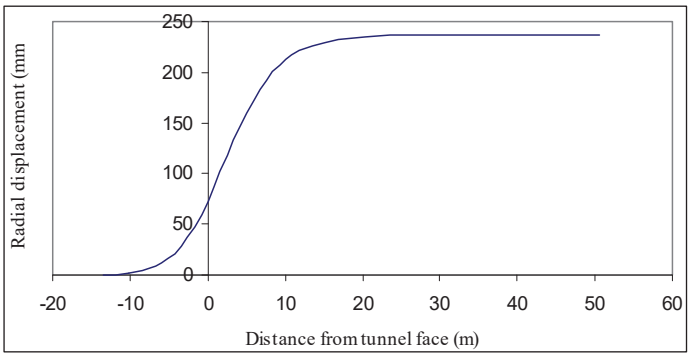
Figure 7. Graphical procedure to evaluate the ground pressure imposed on the support system in the vicinity of the tunnel face (Farrokh, 2006).



(a)



(b)



(c)

Figure 8. Longitudinal deformation profile, (a): section 1, (b): section 2, (c): section 3

Based on the previous mentioned part, the ground pressure induced to TBM shield in section 2 as the most critical one has been determined for three over cut values of 50, 75 and 100 mm (Fig. 9). In this Figure, three points S_1, S_2 and S_3 show the start points of TBM shield touching the tunnel wall for over cut values of 50, 75 and 100 mm. As it can be followed from the Figure 9, with the increase in over cut values, the ground pressure induced to TBM shield decreases. The integral of this diagram along the outer shield surface along with the TBM weight is used to calculate the amount of frictional force that is acting on the outer shield surface. A summary of obtained results from this analysis is illustrated in Table 5.

As it can be followed from Table 5, with the increase in over cut values, the safety factor will increase, subsequently the TBM jamming potential decrease. Considering unexpected ground conditions and TBM problems, a safety factor of 2 was considered. Maintaining this safety factor and the analysis results, it is predicted that the shield will be jammed in the section 2 if the amount of over cut is 50 or 75 mm.

6 CONCLUSIONS

In this study, ground squeezing and TBM jamming potential in Nosoud tunnel were assessed. Semi-empirical methods have been used for squeezing potential estimation in 11 sections along the tunnel alignment. Numerical modeling by using FLAC^{2D} software has been carried out to determine the maximum radial displacement which is applied to the tunnel strain calculation in squeezing potential estimation methods. Based on obtained results, weak rock conditions seem to be a factor making three sections, namely; 1, 2 and 7 more prone to the occurrence of squeezing behavior.

To assess the TBM jamming potential in above mentioned three sections, at first, convergence-confinement method was used to determine ground convergence and imposed pressure on the TBM shield. Secondly, the required TBM thrust to pass through these critical sections was calculated and compared with the available TBM thrust. The analysis results show that the amount of ground convergence in all three sections will exceed the existing amount of over cut (i.e. 50 mm). On the other hand, as the amount of over cut becomes more, less ground pressure will be imposed on the TBM shield and less TBM jamming potential predicted. For example, in section 2, considering the available TBM advancing thrust and the safety factor of 2, it will be predicted that TBM shield will be jammed when the amount of over cut is 50 and 75 mm.

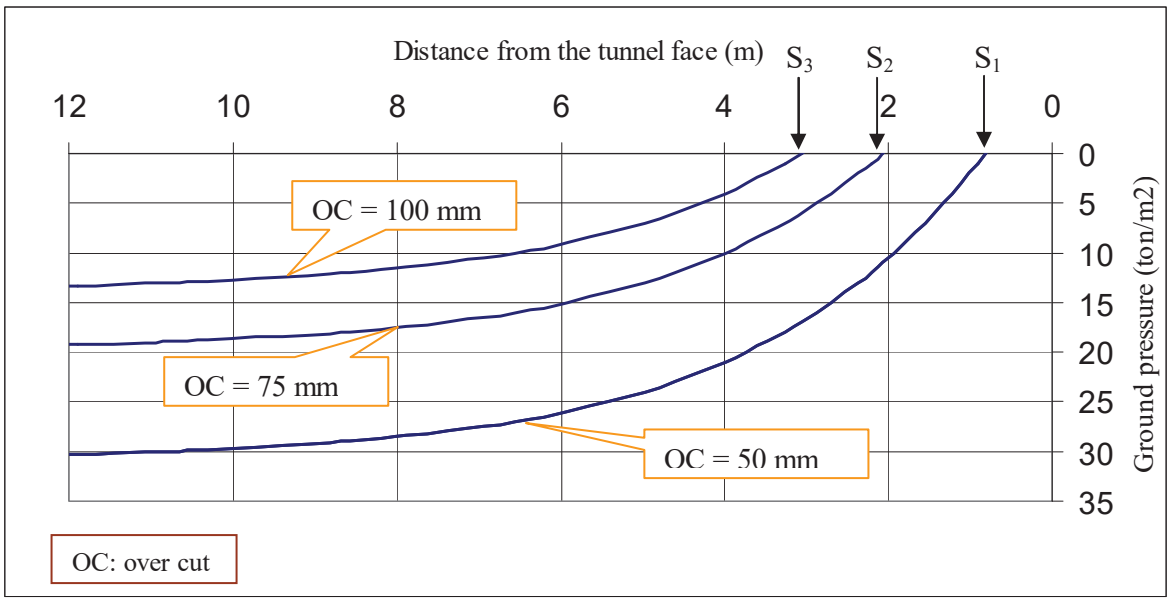


Figure 9. Ground pressure imposed on the TBM shield in the section 2 for over cut values of 50, 75 and 100 mm.

Table 5. Analysis results obtained for section 2

Parameters	value		
Over cut (mm)	50	75	100
Frictional force at shield-ground interface (ton)	2330	1382	924
Thrust resistance in disc cutters' edge(ton)	424	424	424
Required TBM thrust (ton)	2754	1806	1348
Available TBM thrust (ton)	2900	2900	2900

REFERENCES

Aydan, Ö, Akagi, T, Kawamoto, T, 1993. The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction, *Rock Mec. Rock Eng.*, 2, pp. l37-163.

Barla, G, 2001. Tunnelling under squeezing rock conditions, *Eurosummer-School in Tunnel mechanics*, Innsbruck.

Farrokh, E, Mortazavi, A, Shamsi, G, 2006. Evaluation of ground convergence and squeezing potential in the TBM driven Ghomroud tunnel project, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, pp. 504-510.

Goel, RK, Jethwa, JL, Paithakan, AG, 1995. Tunnelling through the young Himalayas– a case history of the Maneri-Uttarkashi power tunnel. *Eng. Geol.*, 39, pp. 31-44.

Hoek, E, Marinos, P, 2000. Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses, *Tunnels and Tunnelling International*, pp. 45-51: part one; pp. 33-36: part two.

Hoek, E, 2000. Big tunnels in bad rock, *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2000 Terzaghi Lecture*, Seattle.

Imensazan consulting Eng., 2004. *Nosoud Tunnel construction method*, In: Report No. 142-00.

Itasca Inc., 2001. FLAC. Fast Lagrangian Analysis of Continua, Ver. 4.00, *User's Manual*.

Jethwa, JL, Singh, B, Singh, B, 1984. Estimation of ultimate rock pressure for tunnel linings under squeezing rock conditions– a new approach. *Design and Performance of Underground Excavations, ISRM Symposium*, Cambridge, pp. 231-238.

Khademi, J, 2006. A Methodology for selection of rock TBM according to geotechnical conditions-with emphasis on Nosoud water transfer tunnel. *M.Sc. thesis*, Amirkabir University of Technology (Tehran Polytechnic), Iran.

Pan, WT, Dong, JJ, 1991. Time dependent tunnel convergence, *Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.*, 28, 469–472.

Singh, B, Jethwa, JL, Dube, AK, Singh, B, 1992. Correlation between observed support pressure and rock mass quality, *Tunnelling and Underground Space Technology*, 7, pp. 59-74.

Fuzzy Set Theory for Selection of Tunneling Technique Using Rock Mass Excavability (RME) Indicator

Jafar Khademi Hamidi, Kourosh Shahriar, Bahram Rezai
Department of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT One criterion to assess the compatibility of a selected tunneling technique with the geological and geotechnical conditions is the average rate of tunnel advance. Based on this idea, Rock Mass Excavability (RME) Indicator, which is a rating classification system, was proposed for tunnelling technique selection. Like other rock mass classification systems, the RME Indicator has some common deficiencies leading to uncertainties in its practical application. Fuzzy set theory is one of the effective tools to cope with such problems. This paper described the application of fuzzy set theory to the RME classification system by following the Mamdani fuzzy algorithm. To assess the reliability of the developed fuzzy model, the required geotechnical data of three water transfer tunnels were collected and applied to existing model. The right selection of double shield TBM for all three projects validated acceptable reliability of the model.

1 INTRODUCTION

Selection of an appropriate tunneling technique with the anticipated compatibility with the specific construction conditions is one of the main stages during the tunneling project. Many studies on tunneling technique selection issues have been reported. Among them, the efforts of Nord and Stille (1988) introducing effective parameters in tunneling techniques selection, Einstein (1992) introducing the decision aids in tunneling, AITES/ITA Working Group No. 14 (2000) introducing standards for tunneling machine selection, Khademi et al. (2006) and Shahriar et al. (2006) considering geotechnical hazards and risk when selecting rock tunneling machine, Balci and Bilgin (2007) applying mechanical excavator performance prediction to selection of mechanized excavation machines should be noted. However, the critical effective parameter in all these investigations is the ease of rock mass excavation or its excavability. In other words, it should be determined whether the rock can be economically excavated by mechanical tools using tunneling machines, or conventional tunneling using drilling and blasting is necessary. Due to the complexity of excavation process and abundant parameters involved, approaches made for the determination of ease of excavation are mainly empirical. There are a number of methods for assessing rock excavability and related equipment in mining and civil engineering fields. Franklin et al. (1971) presented a graphical method which allows assessment of excavation by using only two parameters, discontinuity spacing and rock strength. Goktan and Eskikaya (1991) proposed a "Rock Mass Rippability Index" applicable to sedimentary rocks of surface lignite mines. Weaver (1975) developed a rippability rating chart based on an assessment of seismic velocity, rock strength, joint strike and dip orientation, and weathering. Kirsten (1983) developed the "Excavability Index"

based on "Q" rock mass classification system originally for tunneling. The input parameters of the system are uniaxial compressive strength, number of joint sets, RQD, joint roughness, joint alteration, joint orientation, and joint spacing. The "Diggability Index" rating method devised by Scoble and Muftuoglu (1984) defines five rock classes based on four geotechnical parameters, namely; uniaxial compressive strength, bedding spacing, joint spacing and weathering. Karpuz (1990) proposed an excavation rating system utilizing five rock mass and rock material properties relevant to excavation method and excavator performance, namely; uniaxial compressive strength, rock hardness, discontinuity spacing, degree of weathering and seismic wave velocity. The proposed rating system helps in the selection of excavation equipment as well as drilling and blasting requirements. More recently, Bieniawski et al. (2006) developed a new rating system similar to RMR classification system in determination of "Rock Mass Excavability" (RME) indicator when selecting excavation technique. The RME index is based on five input parameters, namely; uniaxial compressive strength, abrasivity, discontinuity spacing, stand-up time, and the groundwater inflow.

Despite their widespread use, the currently used classification systems have some deficiencies in practical applications. The most common one is its subjective uncertainties resulting from low resolution, fixed weighting and sharp class boundaries.

During the last few years, an increase in application of soft computing techniques such as fuzzy models in the area of rock mechanics and engineering geology to cope with complexity of complex and ill-defined classification systems has been observed (e.g. Alvarez, Grima and Babuska, 1999; Finol et al., 2001; Gokceoglu, 2002; Sonmez et al., 2003; Aydin, 2004; Iphar and Goktan, 2006). Application of fuzzy set theory to "RMR", "Q" and "GSI" classification systems, and "Diggability Index" for surface mine equipment selection has previously proved its success in solving such problems.

In this paper, applicability of fuzzy set theory to the newly developed excavability index (RME) for tunneling technique selection has been studied.

2 THE ROCK MASS EXCAVABILITY (RME) INDEX RATING METHOD

Excavability is defined as the ease of excavation. Bieniawski et al. (2006) proposed a new rating system for RME concept to help decision makers when faced with a choice between TBM and drill-and-blast for constructing a tunnel. The RME classification system is based on gathered geotechnical data and field investigations for different excavation processes, mainly double shield TBM operating in both double and single modes. The basis for selecting a tunneling technique is the quantification of TBM performance including Average Rate of Advance (ARA). Therefore, the RME input parameters as listed in Table 1, are parameters with stronger influence in the average rate of advance which include uniaxial compressive strength of intact rock, abrasivity, discontinuities at excavation front, stand-up time and groundwater inflow. The final RME index which is derived by arithmetic summation of the rated values corresponding to these input parameters forms the basis for proposed Excavability Classification (Tab. 2).

A close examination of Table 1 reveals that there are some uncertainties on data that are close to the range boundaries of rock classes. Uncertainty is the lack of knowledge to make a decision (Iphar and Goktan, 2006). For example, it is not clear whether a rock having a compressive strength of 30 MPa will be rated with a score of 5 or 15, leading to subjective decision making. The same uncertainty is also valid for other parameter ratings.

Table 1. Input rating for the RME index (Bieniawski et al., 2006)

Uniaxial compressive strength of intact rock [0 – 15 points]										
σ_{cri} (Mpa)		< 5		5 - 30		30 - 90		90 - 180		> 180
Ratings		0 (*1)		5		15		10		0
Abrasivity – Drilling Rate Index [0 – 15 points]										
DRI		> 80		80 - 65		65 - 50		50 - 40		< 40
Ratings		15		10		7		3		0
Discontinuities at excavation front [0 – 40 points]										
Homogeneity			No. of joints per meter					Orientation w.r.t. tunnel axis		
Homogeneous		Mixed	0-4	4-8	8-15	15-30	> 30	Parallel	Oblique	Perpendicular
Ratings	10	0	20	15	10	5	0	10	5	0
Stand up Time [0 – 25 points]										
hours		< 5		5 - 24		24 - 96		96 - 192		> 192
Ratings		0		2		10		15		25
Groundwater inflow [0 – 10 points]										
liters/min		> 100		70 - 100		30 - 70		10 - 30		< 10
Ratings		0		1		2		4 (**0)		5

* For double shield and single shield. ** For argillaceous rocks.

Table 2. Excavability classification for double shield TBM (after Bieniawski et al., 2006)

RME	Machine performance	ARA	Ease of excavation
> 75	Very Good	> 16 m/day	Very Easy
50 - 75	Good	10 - 16 m/day	Easy
25 - 50	Fair	5 - 10 m/day	Moderately Difficult
< 25	Poor	< 5 m/day	Difficult

Another deficiency of such a classification scheme is the existence of sharp transitions between two adjacent classes. For example, in Table 2, the determining RME index value between Good and Fair machine performance is 50. Consequently, the project owner who selects a double shield TBM if Good machine performance anticipated, will accept this technique for RME value of 51 and reject it for RMR value of 49. Such a rating procedure employing sharp transitions between classes exhibits uncertainties in the assessment of excavation classes and related equipment, because the transitions between rock classes are not so sharp but gradational in the nature (Grima, 2000). In such cases, it is imperative that an engineering judgment be made for a final decision on tunneling technique selection.

3 FUZZY SET THEORY

In 1965, Dr. Lofti Zadeh introduced fuzzy set theory as a mathematical way to represent linguistic vagueness and solve fuzzy and uncertainty problems (Zadeh, 1965). Fuzzy systems are rule-based expert systems that predict output from specific input by inference methods based on fuzzy logic principles. Each input variable consists of fuzzy sets that represent linguistic categories, e.g. “poor”, “fair” and “good”. An element of the variable can be a member of the fuzzy set through a membership function that can take values in the range from 0 to 1, unlike crisp Aristotelian sets where this membership function is either 1 or 0 (Fig. 1). The membership function is a curve that defines how each point in the input space is mapped to a membership value (or degree of membership).

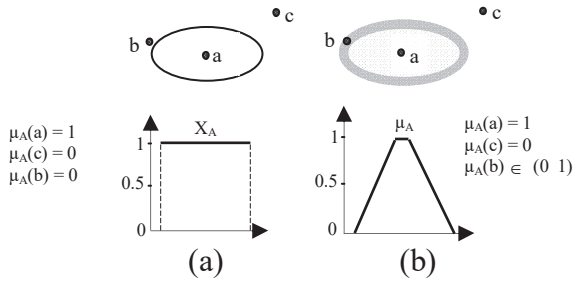


Figure 1. Crisp set (a) and fuzzy set (b)

3.1 Fuzzy Inference System (FIS)

Fuzzy inference is the process of formulating input fuzzy set map to output fuzzy set using fuzzy logic. The basis of fuzzy decision making is just this approach of mapping. Generally, the basic structure of a FIS consists of: 1- determining a fuzzy rule-based system based on if-then rules, 2- fuzzification of the rules' antecedent and consequence using fuzzy membership function, 3- combining different antecedents of rules, 4- aggregation of rules' consequence to derive the final output of system as a form of fuzzy set and 5- changing the system final output to a crisp value using defuzzification methods.

There are several FISs that have been employed in various applications such as Mamdani, Takagi–Sugeno–Kang (TSK), Tsukamoto and Singleton fuzzy models. Among different fuzzy inference systems, the Mamdani algorithm is perhaps the most appealing fuzzy method to employ in engineering geological problems. For example, geological processes or phenomena are described with simple vague predicates such as ''the weathering degree of the rock mass is high'' (Grima, 2000).

The general ''if–then'' rule structure of the Mamdani algorithm is given in the following equation:

If "x_1" is "A_{i1}" and "x_2" is "A_{i2}" and "x_r" is "A_{ir}" then "y" is B_i (for i = 1, 2, …, k) (1)

Where k is the number of rules, x_i is the input variable (antecedent variable), ''A_{ir}'' and ''B_i'' are linguistic terms or fuzzy sets which are defined by the membership functions ''$A_{ir}(x_r)$'' and ''B_i'' and y is the output variable (consequent variable).

4 CONSTRUCTION AND APPLICATION OF FUZZY SETS TO THE RME INDEX RATING METHOD

4.1 Construction of Input-Output Sets and Fuzzy Inference System

The main elements of a fuzzy algorithm are the input-output sets and "if-then" rules. In this study, the Mamdani fuzzy inference system was applied to RME index to select an appropriate tunneling technique. The model includes seven input variables (uniaxial compressive strength, drilling rate index, homogeneity of discontinuities, number of joints per meter, orientation of discontinuities, stand-up time and groundwater inflow) and one output variable (ease of excavation) (Fig. 2).

In the model, triangular and trapezoidal membership functions were developed for input variables because of their simplicity. Among input variables, the homogeneity of discontinuities was selected as a crisp set due to its qualitative nature and lack of sharp boundary for classification. The graphical illustrations of the membership function are given in Figure 3 for the input parameters and Figure 4 for the output parameter.

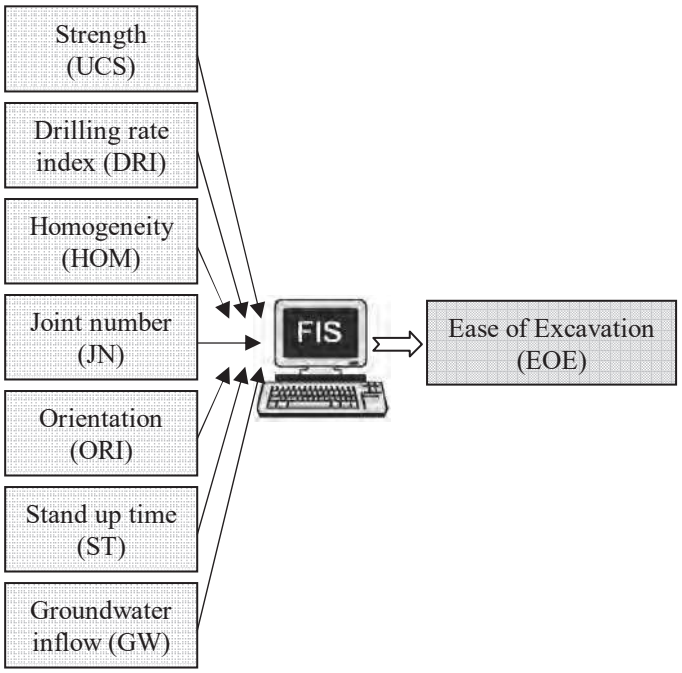
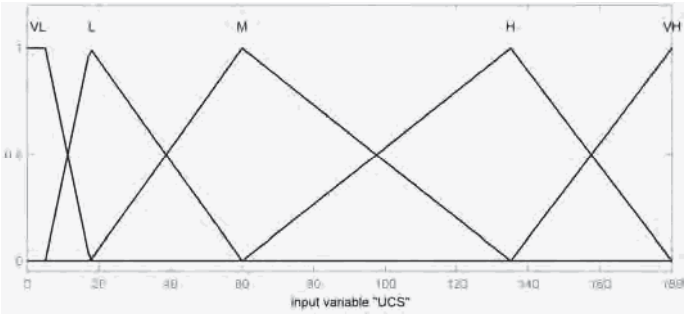
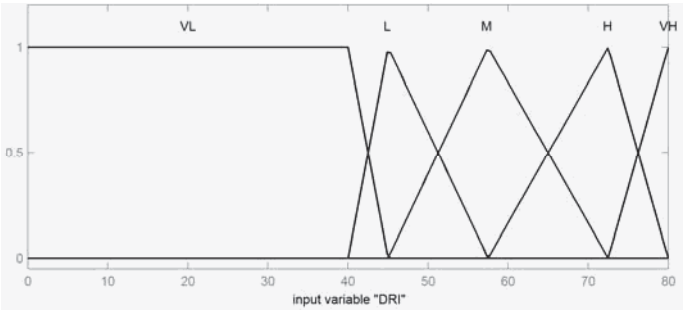
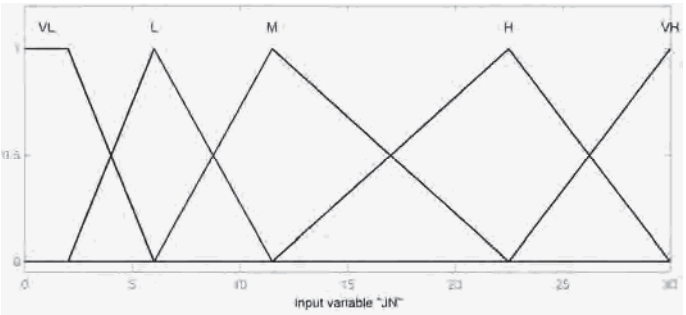
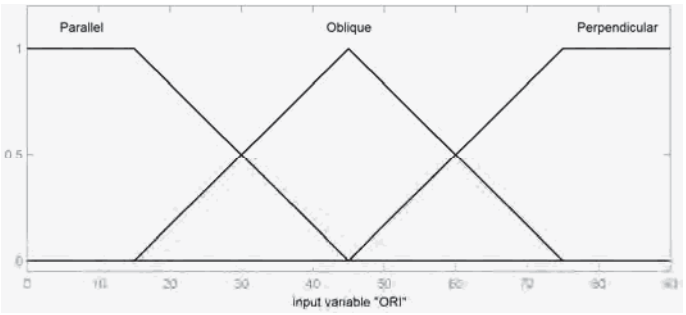


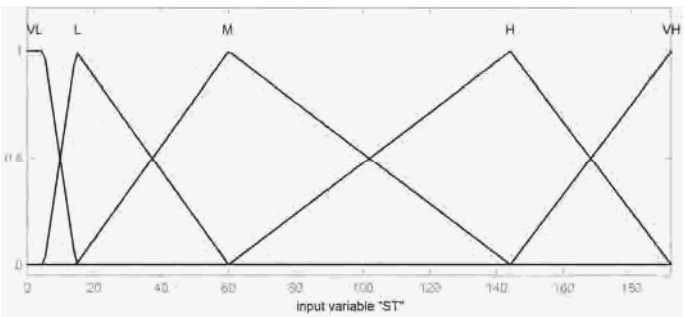
Figure 2. The schematic illustration of the fuzzy inference model











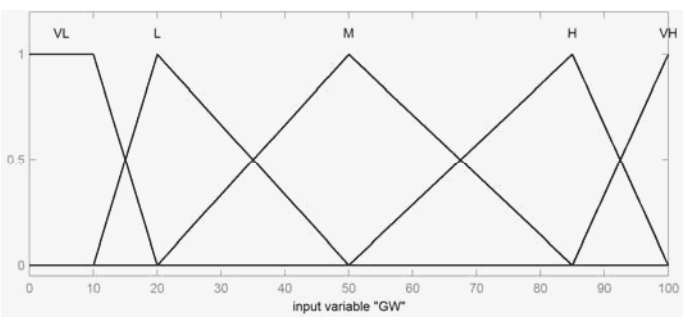


Figure 3. Membership functions of the input parameters

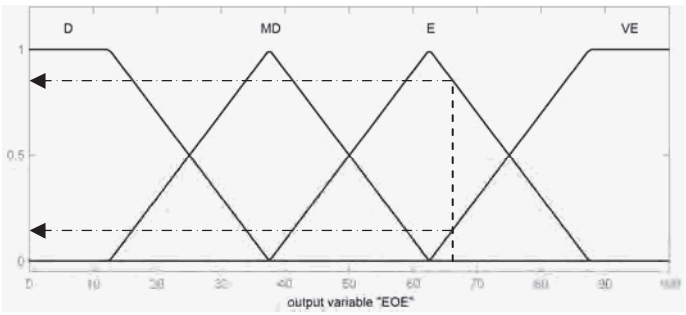


Figure 4. Membership function of the output parameter

The other stage of the fuzzy inference system is the construction of the "if-then" rules. As the RME rating system has five main parameters and the third parameter has three subclasses, the number of ''if–then'' rules is 18750. However; 9300 rules that are not likely to come true due to the nature of rock mass were eliminated from the model. For example, if the joint number per meter in rock is very high and groundwater inflow is high, it should not be expected that the stand-up time is medium, high or very high.

The last stage of the fuzzy inference system is to select the defuzzification method. Aggregation of two or more fuzzy output sets gives a new fuzzy set in the basic fuzzy algorithm. In most cases, the result in the form of a fuzzy set is converted into a crisp result by the defuzzification process. Although there are a number of defuzzification methods in the literature such as centroid of area (COA) or center of gravity, mean of maximum, smallest of maximum, etc., the most widely adopted defuzzification method is COA method (Grima 2000). In this study, therefore, the COA method is considered for defuzzification process due to the calculation simplicity. A typical example of the developed fuzzy model with 9 if-then rules for given input values is illustrated in Figure 5. The fuzzy set output was translated into a crisp numerical value by means of the COA defuzzification method, leading to a Final Index Rating of 67.3 in this case. Following the determination of the Final Index Rating, its membership degree is obtained by using the fuzzy sets which represent the output variable (Fig. 4).

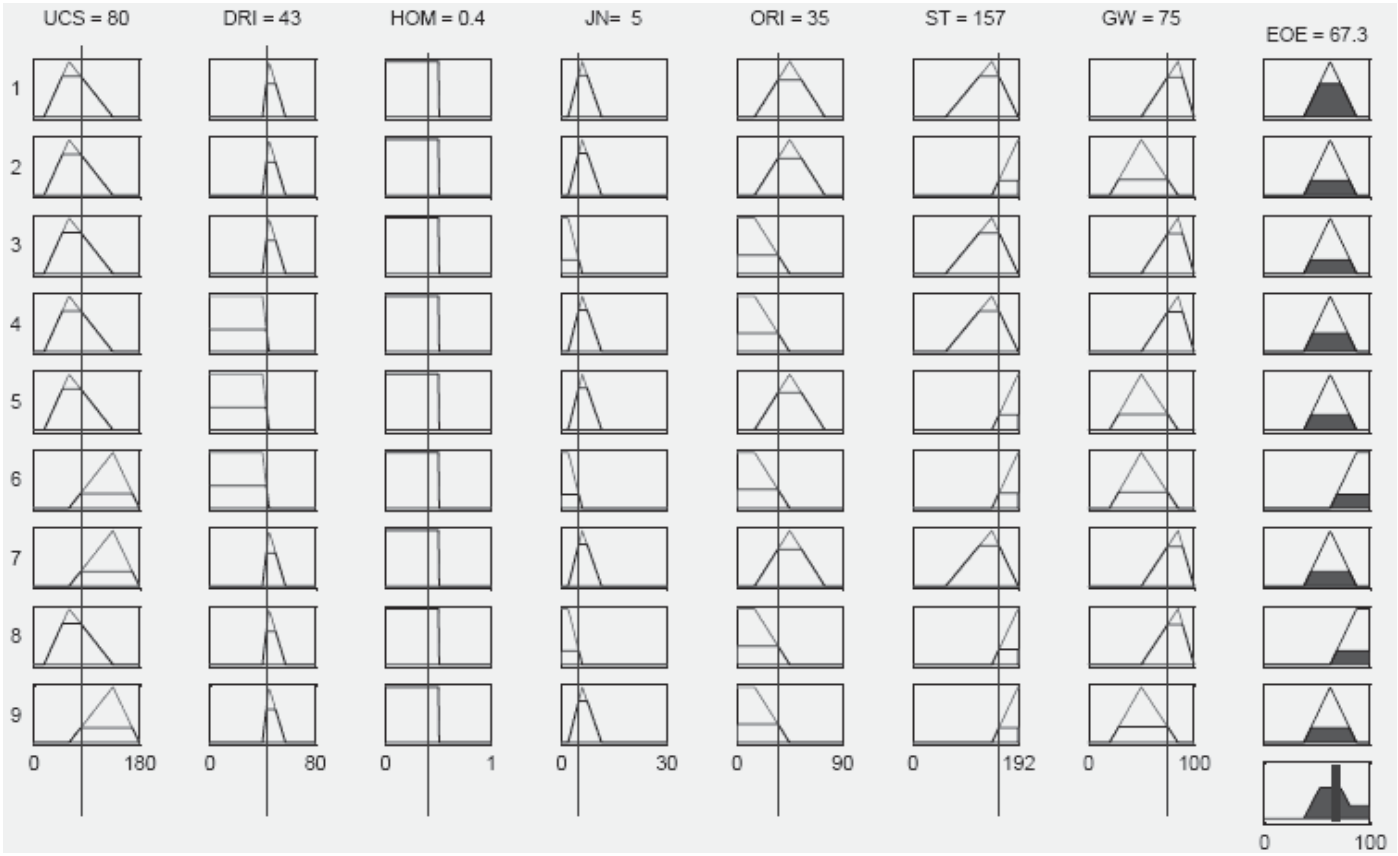


Figure 5. An example calculation for the fuzzy inference model

As can be followed from Figure 4, for a Final Index Rating of 67.3, the ease of excavation is determined as "Easy" with a membership degree of 0.83.

4.2 Practical Application of the Developed Fuzzy Model

To assess the practical application of the constructed fuzzy model for the rock mass excavability indicator method for tunneling technique selection, geotechnical field data were collected from three water transfer tunnels in Iran including Nosoud, Ghomroud (lots 3, 4) and Karaj-Tehran. These tunnels are now being excavated by using double shield TBM. Excavability assessment of each site was then made by introducing its relevant geotechnical data to the constructed fuzzy model as the input variables.

The rock mass excavation classes for each tunneling project, determined from both the RME rating method and the presently constructed fuzzy model, are given in Table 3. One advantage of the fuzzy model is to provide more detailed information about projects which have identical excavation classes. For example, in the RME method the excavation conditions for both Nosoud and Karaj-Tehran projects as can be found from Table 3, are "Easy" with a same final rating of 72. However, the fuzzy model indicates "Easy" and "Very Easy" excavation conditions for projects Nosoud and Karaj-Tehran with membership degrees of 0.75, 0.25 and 1, 0, respectively. Therefore, it can be concluded that the ease of excavation at Nosoud project should relatively be more convenient than that of Karaj-Tehran project. In practice, such additional information is important for the prediction of tunneling machine performance.

Table 3. The outputs of the RME rating method and fuzzy model

Project	RME		Fuzzy	
	Rating	EOE	Rating	EOE
Nosoud	72	Easy	70.2	Easy
Ghomroud	67	Easy	58.2	Easy
Karaj-Tehran	72	Easy	62.5	Easy

5 CONCLUSIONS

Practical application of RME classification system like other rock mass classification systems may involve some difficulties due to uncertainties in input variables and existence of sharp transitions between two adjacent excavation classes. To cope with such subjective uncertainties in different rock engineering problems, application of fuzzy set theory has proved successful. The results of this study show that fuzzy set theory provides an appropriate alternative for engineering judgment to select an appropriate tunneling technique by using the final rating of Rock Mass Excavability. To verify the constructed fuzzy model, TBM selection of three water transfer tunnels in Iran has been reviewed. Selection of the right TBM for all three tunnels shows the acceptable reliability of the fuzzy model developed for RME Indicator method.

REFERENCES

AITES-ITA Working Group NO.14, 2000. Recommendations and Guidelines for Tunnel Boring Machines (TBMs), In: *www.ita-aites.org*.

Aydin, A, 2004. Fuzzy set approaches to classification of rock masses, *Eng Geol*, vol. 74, pp.227–45.

Balci, C, Bilgin, N, 2007. Correlative study of linear small and full-scale rock cutting tests to select mechanized excavation machines, *Int J Rock Mech. Min. Sci.*, vol. 44, pp.468-76.

Bieniawski, ZT, Tamames, BC, Fernandez, JMG, Hernandez, MA, 2006. Rock Mass Excavability (RME) Indicator: New Way to Selecting the Optimum Tunnel Construction Method, *ITA-AITES World Tunnel Congress & 32nd ITA General Assembly*, Seoul, Korea.

Einstein, HH, Dudt, JP, Halabe, VB, Descoudres, F, 1992. Decision Aids in Tunneling - Principle and Practical Application, Monograph, In: *Swiss Federation Office of Transportation*.

Finol, J, Guo, YK, Jing, XD, 2001. A rule based fuzzy model for the prediction of petrophysical rock parameters, *Journal of Petroleum Science and Engineering*, vol. 29, pp. 97-113.

Franklin, JA, Broch, E, Walton, G, 1971. Logging the mechanical character of rock, *Inst Min Metall*, A1–A51.

Gokceoglu, C, 2002. A fuzzy triangular chart to predict the uniaxial compressive strength of the ankara agglomerates from their petrographic composition, *Eng Geol*, 66, pp. 39–51.

Goktan, RM, Eskikaya, S, 1991. Prediction of ripping machine performance in terms of rock mass properties, *Civil Eng S Africa*, 31, pp. 13–24.

Grima, MA, Babuska, R, 1999. Fuzzy model for the prediction of unconfined compressive strength of rock samples, *Rock Mech Min Sci*, 36, pp. 339–49.

Grima, MA, 2000. *Neuro-fuzzy modelling in engineering geology*, Rotterdam, A.A. Balkema, 244 p.

Iphar, M, Goktan, RM, 2006. An application of fuzzy sets to the Diggability Index Rating Method for surface mine equipment selection, *Int J Rock Mech. Min. Sci*., 43, pp. 253-266.

Karpuz, C, 1990. A classification system for excavation of surface coal measures, *Min Sci Technol*, 11, pp. 157–63.

Khademi, J, Shahriar, K, Sharifzadeh, M 2006. A methodology for rock TBM selection based on geotechnical hazards mitigation, *8th Regional Rock Mechanics Symposium*, Turkey.

Kirsten, HAD, 1983, Efficient use on construction of tractor mounted rippers, *Civil Eng S Afr*, pp. 247–64.

Nord, G, Stille, H, 1988. Bore and blast techniques in difficult types of rock: Sweden's experience, *Int J of Tunneling and Underground Space Technology*, 3, pp. 45-50.

Scoble, MJ, Muftuoglu, YV, 1984. Derivation of a diggability index for surface mine equipment selection, *Min Sci Technol*, 1, pp. 305–22.

Shahriar, K, Sharifzadeh, M, Khademi, J, Haddadi, MR, 2006. Selection of rock TBM based on geotechnical hazards mitigation, *7th Iranian tunneling conference*, Tehran, Iran, pp. 1059-70.

Sonmez, H, Gokceoglu, C, Ulusay, R, 2003. An application of fuzzy sets to the geological strength index (GSI) system used in rock engineering, *Eng Appl Artif Intell,*, 16, pp. 251–69.

Weaver, JM, 1975. Geological factors significant in the assessment of rippability, *Civil Eng S Afr*, 17, pp. 313–6.

Zadeh, LA, 1965. Fuzzy sets, *Inform Control*, vol 8, pp. 338–53.

Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı Mikrotünel Kazıları

Microtunnelling E cavations for Installation of Pipelines et een Baltalimanı and Sarıyer

Hanifi Çopur[a], Mücahit Engin[b], Nadir Omaç[b], Cemal Balcı[a], Deniz Tumaç[a]

[a] *İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, , Maslak-İstan ul-Türkiye*

[b] *elikler İnşaat A.Ş., İstan ul-Türkiye*

ÖZET Bu çalışma, 600 mm iç çapındaki beton boruların döşenmesinde Baltalimanı-Sarıyer arasında kullanılan 2 adet Mikrotünel makinesinin günlük kazı hızları ile ilgilidir. Proje sahibi İstanbul Büyükşehir Belediyesi – İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) ve yüklenici firma Çelikler İnşaat A.Ş.'dir. Boru hattının toplam uzunluğu 10359 m'dir ve güzergah İstanbul Boğazı sahil yolunu takip etmektedir. Ortalama kazı derinliği 3 ile 3,5 m arasında değişmekte olup, tünelin akar kotu -1 ile -2 m (ortalama -1,5 m) arasındadır. Öncelikle proje tanıtılacaktır. Daha sonra, güzergahta geçilen formasyonların jeolojisi, Herrenknecht AVN600 mikrotünel açma makineleri, borular ve kuyuların özelliklerinden söz edilecektir. Mikrotünel makinelerinin formasyon tipine göre performansları ve kazı sırasında karşılaşılan problemler özetlenecektir.

ABSTRACT Performances of two microtunnelling machines used for installation of concrete pipelines with 600 mm ID between Baltalimanı and Sarıyer are mentioned in this study. The project owner is Istanbul Water and Sewer Establishment (İSKİ) and the contractor is Çelikler Construction Co. Total length of the pipeline is 10359 m and the alignment follows the Coastal Roadway along the Bosphorus. The average depth of excavation is around 3 to 3.5 m and the level of microtunnel invert is between -1 and -2 m, averaging -1.5 m. First, the project is introduced. Then, geology of the formations along the alignment, Herrenknecht AVN600 microtunnelling machines, pipes and shafts are mentioned. Finally, the daily advance rates of microtunnelling machines and problems encountered during installation are summarized for different formations.

1 GİRİŞ

Nüfus ve refah düzeyindeki artış yerleşim alanlarındaki altyapı boru hatlarının inşası, değiştirilmesi ve bakım-onarım ihtiyaçlarını da arttırmaktadır. Yerleşim alanları çevresel olarak hassas bölgelerdir ve genellikle güzergah üzerinde kara yolları, demir yolları, hava alanları, nehirler, kanallar ve binalar gibi engeller vardır. Boru hatları döşenirken yeryüzündeki yapıları ve yeraltında var olan altyapı sistemlerini rahatsız etmemek için özel önlemler alınmalıdır.

Çeşitli amaçlar için kullanılan (telefon, elektrik, atık su, vs) yeraltı boru hatlarının döşenmesinde iki yöntem mevcuttur: açık kazı (aç-kapa, hendek / kanal kazısı) ve mikrotünel yöntemleri (boru itme-çekme, hendeksiz / kanalsız yöntem). Aç-kapa yönteminde geniş ve derin hendekler kazılarak tüm boru hattı boyunca çevre oldukça rahatsız edilir. Görüntü ve toz

kirliliğinin yanında trafiğin yön değiştirmesi, arazi deformasyonlarından dolayı çevredeki binaların hasar görmesi, işyerlerinin uzun süreler engellenmesi ve dolayısı ile vergi gelirlerindeki azalmalar önemli bir "sosyal maliyet" oluşturur. Günümüzde toplumsal bilinçlenmenin artması nedeniyle aç-kapa yöntemi özellikle nüfusun yoğun olduğu yerleşim alanlarında kabul edilebilir olmaktan çıkmaktadır, mikrotünel yöntemi çevreye minimum zarar verdiği için neredeyse zorunlu olmaktadır.

Mikrotünel açma yöntemleri genel olarak üç grupta sınıflandırılabilir: ayna kazısı yöntemi, zemin yer değiştirme yöntemi (kazısız) ve her ikisinin birleşimi olan kombine mikrotünel açma yöntemleri. Ayna kazısı yönteminde, kazılan pasanın bir şekilde yeryüzüne taşınması ve uzaklaştırılması söz konusudur. Zemin yer değiştirme esaslı yöntemde ise kazı yapılmadığı için her hangi bir pasa söz konusu değildir, zemin uygun bir mikrotünel kafası ile sağa-sola-aşağı-yukarı ve çapraz olarak her yönde ötelenerek / sıkıştırılarak borunun girebileceği bir açıklık oluşturulur.

Bu çalışmada, toplam uzunluğu 10359 m olan ve İstanbul Boğazı sahil yolunu takip eden güzergah üzerinde Çelikler İnşaat A.Ş.'nin yaptığı boru hattı inşası ile ilgili bilgiler verilecek, özellikle kullanılan mikrotünel açma makinelerinin günlük kazı performansı üzerinde durulacaktır.

2 PROJENİN TANITIMI

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) tarafından hazırlanan "Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil Kuşaklama Kollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı" isimli proje kapsamında Baltalimanı ve Sarıyer arasında İstanbul Boğazı sahil yolunu takip eden güzergah üzerinde (Şek. 1) Çelikler İnşaat A.Ş. tarafından yapılmakta olan iş grupları aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Toplam uzunluğu 10359 m olan 600 mm ID beton boruların mikrotünel yöntemiyle döşenmesi,
- 353 adet mikrotünel kuyusu açılması,
- Toplam uzunluğu 5000 m olan 200 mm ID boruların mikrotünel yöntemi ile döşenmesi,
- Toplam uzunluğu 350 m olan 300 ile 600 mm ID arasındaki boruların aç-kapa yöntemiyle döşenmesi.

Şekil 1. Baltalimanı-Sarıyer Arası Boru Hattı Güzergahı (Google Earth)

Projenin işyeri teslim tarihi 23 Ağustos 2005'dir. İşin bitim süresi 608 takvim günüdür ve istenen en geç bitiş tarihi 22 Nisan 2007'dir. İş zamanında bitirilemediği durumda, her takvim günü için sözleşme bedelinin % 0,05'i (on binde beş) oranında gecikme cezası öngörülmüştür.

Çelikler İnşaat tarafından mikrotünel kazıları için iki adet Herrenknecht AVN600 marka mikrotünel makinesi satın alınmıştır. Birinci mikrotünel makinesinin şantiyeye geliş tarihi 15 Ekim 2005 ve kazıya başlama tarihi 20 Ekim 2005'dir. İkinci mikrotünel makinesinin şantiyeye geliş tarihi 18 Şubat 2006 ve kazıya başlama tarihi 27 Şubat 2006'dır. Bu iş kapsamında ortalama kazı derinliği 3 ile 3,5 m arasında değişmekte olup, tünelin akar kotu -1 ile -2 m (ortalama -1,5 m) arasındadır.

Boğaz hattı boyunca trafiğin çok yoğun olması nedeniyle trafiği aksatmamak için yoğun saatlerde çalışmalara ara verilmesi ve güzergah boyunca makinelerin kazı kapasitesini aşan ve sondajlarda görülmeyen beklenmedik çok sert formasyonlara fazla miktarda rastlanması nedenleri ile projenin zamanında bitirilemeyeceği ortaya çıkmıştır (Çopur vd, 2006). Eylül 2007 itibarı ile güzergah üzerinde toplam 7000 m civarında

boru hattı döşenmiştir. Bu nedenle proje bitim süresi ile ilgili olarak İSKİ'den ek süre talep edilmiştir. 2007 sonunda projenin bitirilmesi planlanmaktadır.

Söz konusu boru hattı, Baltalimanı-Sarıyer arasındaki ana kollektör hattına bağlantı tünelleri ile bağlanır. Ana kolektör hattından gelen atık sular Baltalimanı Atık Su Temizleme Tesisi'nde toplanarak temizlenir ve sonra bir boru hattı ile İstanbul Boğazı'nın derinliklerine verilir.

3 GÜZERGAHIN GENEL JEOLOJİSİ

Mikrotünel güzergahı ile ilgili genel jeoloji bilgileri, ihale dokümanları içinde yer alan (STFA, 2000; STFA 1988) kaynaklarından alınmıştır. Güzergahın tamamı için toplam 40 adet sondaj verisi bulunmaktadır.

Baltalimanı - Rumelihisarı arasındaki tünel güzergahı Kocaeli Yarımadası Paleozoyik İstifi olarak adlandırılan birimlerden geçmektedir. Paleozoyik istifte alttan üste doğru Devoniyen yaşlı fosilli şeyl - kireçtaşı ardalanması ve yumrulu kireçtaşı bulunmaktadır. Paleozoyik istif üzerinde Baltalimanı civarında Kuvaterner - Güncel yaşlı alüvyon çökeller bulunmaktadır.

İstinye - Rumelikavağı arasındaki güzergah bölgesi, İstanbul Paleozoik arazisinin Devoniyen ve Karbonifer yaşlı formasyonlarından oluşmaktadır. Devoniyen arazisi alttan üste doğru, kalın tabakalı yoğun kireçtaşlarından (Alt Devoniyen) ve bunların üzerine normal - uyumlu olarak gelen kumtaşı - fosilli şeyl ve silttaşlarından (Orta Devoniyen) bunların üzerinde de yumrulu kireçtaşı (Üst Devoniyen) tabakalarından oluşmaktadır. Karbonifer Formasyonları ise, altta çörtlü ince taneli silisli şeyller ile üzerine gelen kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı, konglomera ve grovaklardan (Trakya Serisi) oluşur.

Devoniyen ve Karbonifer Formasyonları kıvrımlı, kırıklı, kaymalı ve çok çatlaklı olup, kayma yüzeyleri boyunca ezilmiş parçalanmışlardır. Paleozoik Formasyonları yer yer andezit ve diyabaz dayklarıyla kesilmişlerdir. Paleozoik Formasyonları üzerine yer yer Kuvaterner yaşlı genç çökeller (kum-çakıl-kil depoları) gelmektedir. Güzergahın İstinye – Yeniköy - Tarabya arasındaki kesiminde Devoniyen yaşlı Kireçtaşı – Kumtaşı - Şeyl tabakaları ardışıklı olarak yer almaktadır.

Güzergahın Tarabya - Kireçburnu arasındaki kesimlerinde, Alt - Orta Devoniyen yaşlı kireçtaşı, kumtaşı, şeyl ve grovaklar Tarabya civarında yüzeylenir. Kireçburnu kısmında ise Üst Devoniyen yaşlı yumrulu, bademli kireçtaşı ile Karbonifer'in alt seviyeleri, çört ve silisli şeyller yer almaktadır. Bu güzergahta yapılan bazı sondajlarda 6-9 m kalınlıkta kum, çakıl, kil yataklarına rastlanmıştır.

Kireçburnu - Kefeliköy güzergahında Trakya serisinin kumtaşı, silttaşı, şeyl, çamurtaşı tabakaları yer almaktadır. Kefeliköy Bakla Deresi'nde en az 16,5 m kalınlıkta gevşek çakıl, kum, kil çökelleri bulunmaktadır.

Kefeliköy - Büyükdere arasındaki bölgede tümüyle Trakya serisinin kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı, şeyl ve grovakları yer almaktadır. Büyükdere koyunda ise, kalınlığı 2 ile 5 m arasında olan alüvyon tabakası ile Pliyo - Kuvaterner yaşlı karasal tortullar (kil – kum - çakıl serisi) bulunmaktadır.

4 BORULAR VE KUYULAR

Borular donatılı beton olup, iç çapları 600 mm, dış çapları 780 mm ve uzunlukları 2 m'dir. Boru betonu B35 kalitesinde olup bir borunun ağırlığı 1100 kg civarındadır. Borular başka bir firmaya yaptırılmaktadır.

Boruların eksenel olarak alabilecekleri maksimum yük yaklaşık 250 ton civarındadır. Borular arasında sunta tamponlar kullanılarak, boru-boru temas yüzeylerinde yerel yük yoğunlaşması ve dolayısı ile boru kırılmaları azaltılmaktadır. Boruların bir tarafında diğer boruya bağlantıyı sağlayacak olan metal bilezik ve bunun içinde conta vardır. Şekil 2'de bir borunun itme kuyusuna indirilmesi görülmektedir.

Projede 10359 m uzunluğundaki güzergah boyunca toplam 353 adet kuyu imalatı yapılması öngörülmüştür. Bu durumda ortalama kuyular arası mesafe 30 m civarında olmaktadır. Ancak geçilen formasyonların, ev bağlantılarının ve yol kıvrımlarının durumuna göre bazı kuyuların imalatı iptal edilip kuyular

arası mesafe 70 m'ye kadar çıkarılmıştır. Kuyular yumuşak formasyonlarda bir kepçe (Şek. 3) ile sert formasyonlarda ise hidrolik kırıcı (Şek. 4) ile kazılmaktadır. (itme kuyusu 3,5x2,5 m iç; çıkış kuyusu 2,5x1,5 m; 30 cm et kalınlığı)

Kazısı yapılan kuyuya kalıplar yerleştirilerek donatılı beton itme kuyuları (Şek. 5) veya çıkış kuyuları (Şek. 6) yapılmaktadır. Zeminin uygun olduğu durumlarda çıkış kuyuları önceden imal edilerek kazı boşluğuna bir vinç ile yerleştirilir (Şek. 7). Kuyu inşası için herhangi bir zemin iyileştirme çalışmasına gerek duyulmamaktadır. Borusu döşenen kesimlerde kuyuların ağızları yine beton kapaklar ile kapatılmaktadır (Şek. 8).

125x2=250 ton kapasitesi olan itme silindirlerinin dayandığı kuyu duvarı üzerine beton bir dayanak duvarı yapılır (Şek. 5). Bu duvar itme sisteminden kuyuya herhangi bir hasar gelmesini önlemek içindir.

İtme ve çıkış kuyularının boru giriş ve çıkış yerlerine sızdırmazlık keçeleri içeren ringler yerleştirilir (Şek. 9). İtme kuyusu civarında kullanılan donanımların yerleşim düzeni "şerit tipi" denilen ve kara yoluna paralel olan bir düzendedir (Şek. 10). Böyle bir yerleşim düzeninde kaldırım ve yol şeritlerinden bir tanesi kullanıldığından trafik minimum düzeyde etkilenmektedir.

Şekil 2. Borunun İtme Kuyusuna Alınması

Şekil 3. Kepçe ile Kuyu Kazısı

Şekil 4. Hidrolik Kırıcı ile Kuyu Kazısı

5 MİKROTÜNEL MAKİNELERİ

Projede kullanılan mikrotünel makineleri Alman Herrenknecht firmasından satın alınmıştır. Her iki makinenin markası AVN 600'dür ve kazı aynasının bentonit+su karışımı bir çamurun (slurry) basıncı ile desteklenmesi ve kazılan malzemenin bu çamurla kuyu başına taşınması esasına göre çalışır. AVN 600 makinesinin teknik özellikleri Çizelge 1'de özetlenmiştir. AVN 600 tipi mikrotünel makineleri 4 adet kabaralı disk ve 14 adet kama uçlu keskilerle donatılmıştır (Şek. 11). Bu tür uçlarla donatılan mikrotünel makineleri sert ve yumuşak formasyonların, diğer bir değişle

Şekil 5. İtme Kuyusu

Şekil 6. Çıkış Kuyusu

Şekil 7. Prekast Kuyu

Şekil 8. Kuyu Kapakları

Şekil 9. Sızdırmazlık Keçesi ve Ring

Şekil 10. Şerit Tipi Kuyu Başı Düzeni

karışık formasyonların, kazısında kullanılmaktadır. Makine kalkan çapı küçük olduğundan, kesici kafa motoru küçük olmakta ve 50 MPa basınç dayanımının üstündeki formasyonların kazısı oldukça zor olmaktadır. Lazer sistemi ile yönlendirme kontrolü yapılır.

Çizelge 1. Herrenknecht AVN 600 Mikrotünel Makinesinin Teknik Özellikleri (Herrenknecht)

Makine tipi	Çamur Basınçlı (Slurry)	
Uygulanabilir formasyon	Karışık (kaya + zemin)	
Beton boru iç / dış çapı	600 / 780	mm
Kazı çapı	820	mm
Toplam makine uzunluğu	2091	mm
Toplam Güç	75	kW
Toplam itme kuvveti (ileri/geri)	2540 / 1040	kN
Tork	34000	Nm
Kesici kafa devri	0-13	RPM
İtme silindir sayısı	2	adet
İtme silindir çapı (piston/piston kolu)	180 / 140	mm
İtme silindir uzunluğu	2310	mm
Yönlendirme silindir sayısı	3	adet
Yönlendirme silindir çapı (piston/piston kolu)	90/60	mm
Yönlendirme silindir stroğu	25	mm
Yönlendirme silindirlerinin 500 bar'da (itme / çekme) kapasitesi	318 / 177	kN
Yönlendirme açısı sola / sağa, aşağı / yukarı, çapraz	3,4; 3; 3,4	derece

Makineler ayna stabilitesinin iyi olmadığı zeminlerde yaklaşık 0,3 bar ayna basıncı ile çalışmaktadırlar. Formasyonun içeriğine bağlı olarak kazılan malzemeyi taşımak ve ayna basıncı vermek amacıyla kullanılan su içerisine ağırlıkça % 4-5 oranında bentonit ilave edilmektedir. Hazırlanan çamur veya duruma göre sadece su 10 cm çapındaki metal borular içerisinden bir pompa ile aynaya basılır.

Çamur ile karışmış olan pasa çapı 10 cm olan borular içerisinden bir çamur pompası yardımıyla çamur tankına taşınır (Şek. 12). Katı – sıvı karışımı halindeki malzeme öncelikle üç katlı bir elek setinde elenerek, iri malzeme elek üstünden alınarak kamyonlara yüklenir ve oradan da döküm sahasına götürülür. Elek altı malzeme bir pompa vasıtası ile 2 adet hidrosiklona beslenir. Hidrosiklonlarda ince boyutlu katı ve sıvı ayrımı yapılarak kalan sıvı tekrar kullanılmak üzere yedek tanka aktarılır. Eğer gerekiyorsa bu su yeniden şartlandırılır.

Şekil 11. Herrenknecht AVN 600 Mikrotünel Makinesi Kesici Kafası

Şekil 12. Çamur Tankı ve Katı-Sıvı Ayrımı

6 KAZI PERFORMANSINI ETKİLEYEN PARAMETRELER

Bir kazı makinesinin performansını (net kazı hızı, günlük ilerleme hızı, keski tüketimi) etkileyen parametreler jeolojik-jeoteknik, makine ve işletme parametreleri olarak üç gruba ayrılabilir. Jeolojik parametreler formasyon tipleri, çatlaklılık durumu gibi kütlesel özellikler ile basınç dayanımı, çekme dayanımı, elastisite, aşındırıcılık, kazılabilirlik gibi malzeme özelliklerini içerir. Makine parametreleri güç, tork, baskı kuvveti, keski tipi, kesici kafa tasarımı gibi parametreleri içerir. İşletme parametreleri ise iş organizasyonu, malzeme ve işçiliğin bulunabilirliği gibi parametreleri içerir.

Makine seçimi güzergah boyunca bulunan jeolojik yapıya uygun olarak ve performansı maksimumda tutacak şekilde yapılmalıdır. Makine seçimi yapıldıktan sonra, makinenin

net kazı hızını (duraklamalar hariç sadece kazı yapılan süre içinde makinenin kazı hızını) jeolojik-jeoteknik parametreler belirler. İşletme parametreleri ise kazı sisteminin genel performansını (duraklamalar dahil, tüm çalışma süresi içindeki makine günlük ilerlemesini) belirler. Makinenin net kazı hızı ne olursa olsun, işletme faktörlerinden kaynaklanan duraklamalar, makine kullanım oranını düşürecektir, dolayısı ile genel performansı, diğer bir değişle günlük ilerlemeyi düşürecektir. Bir makinenin performansı incelenirken bu parametrelerin tümü beraberce düşünülmelidir.

7 MİKROTÜNEL MAKİNELERİNİN PERFORMANSI

Günlük raporlar ve makine kayıtları incelendiğinde Rumelihisarı, Baltalimanı ve Emirgan için günlük ilerleme hızları sırasıyla Çizelge 2'de ve Şekil 13 - 15'de özetlenmiştir. Çizelge 2'de görüldüğü gibi, Rumelihisarı'nda (toplam 418 m kazı) bir Mikrotünel makinesinin ortalama ilerleme hızı 4,9 m/gün, Baltalimanı'nda (toplam 145 m kazı) ortalama makine ilerleme hızı 4,1 m/gün ve Emirgan'da (toplam 196 m kazı) 5,0 m/gün olmuştur. Bir mikrotünel makinesi için ortalama genel ilerleme hızı ise 4,8 m/gün olmuştur. Bu bölgelerde, maksimum günlük ilerleme hızı 20 m/gün ile Emirgan bölgesinde yumuşak zeminde gerçekleşmiştir.

Kazılan formasyonlar "kaya", "yumuşak zemin" ve "karışık zemin (kaya+yumuşak zemin)" olarak sınıflandırıldığında, bir makine ile kayada 2,2 m/gün, karışık zeminde 4,4 m/gün ve yumuşak zeminde 10,0 m/gün ilerleme hızı elde edilmektedir.

Yumuşak zeminde kazı hızlarının daha yüksek olması olağandır, ancak güzergah boyunca ağaç parçaları ve iri kaya bloklarıyla karşılaşılması kazı esnasında problemler oluşturmuş ve kazı hızını yumuşak zeminde de yavaşlatmıştır.

Kayadaki ilerlemeler çok düşüktür. Hatta kaya bulunan bazı yerlerde, örneğin Rumelihisarı'nda RH-B07 ile RH-B05 kuyuları arasında, 124 MPa basınç dayanımı olan kireçtaşı kazılamayıp, mikrotünel kazısı terk edilerek hidrolik kırıcı kullanılarak aç-kapa yöntemi ile kazı yapılmıştır (Şek. 16).

Verilen günlük ilerleme değerleri, günde 10 saatlik iki vardiya, haftada 7 gün çalışma düzeninde elde edilmiştir. Her tünel kazı projesinde olduğu gibi, bu projede de bir "alışma evresi" olmuştur ve bu evre Rumelihisarı, Baltalimanı ve Emirgan güzergahında geçirilmiştir. Ayrıca güzergahın bu kesiminde basınç dayanımı çok yüksek olan ve sondajlarda görülmeyen çok sert formasyonlara da rastlanmıştır. Bunun yanında, ağaç parçaları, iri dolgu blokları, bina temelleri gibi engeller ile de karşılaşılmıştır. Bu durumların kazı hızını oldukça düşüreceği bilinmektedir. Ancak, daha sonraları yumuşak formasyonlarda 35 m/gün maksimum değerlerine erişilmiştir.

İtme kuvvetleri kayada ve karışık zeminlerde 30 m itme mesafeleri için 100 tona (~45 m itme mesafesi için 150 ton) ve dolgu-yumuşak zeminde 30 m itme mesafesi için 40 tona ulaşmıştır (Şek. 17 ve 18).

Bir keski yatağının yük kapasitesi bu günkü teknoloji ile maksimum 25 – 30 ton civarında olabilmektedir; keski çapı azaldıkça bu değer daha da düşmektedir. Söz konusu mikrotünel makinelerinin keski yataklarının iyimser olarak 25 ton yük alabileceği kabul edilirse, 4 adet keski yatağı için kayada 100 ton civarında bir itme kuvveti gerekir; bu kuvvet keskilerin kayaya nüfuz edebilmesi için gereklidir. Ayrıca, boru hattı ile zemin arasındaki sürtünmeler için de ilave kuvvet gereklidir. Kayada sürtünme kuvvetleri yumuşak zemine kıyasla oldukça düşüktür, ancak kayayı kesmek için gereken kuvvetler çok daha fazladır.

8 SONUÇLAR

İstanbul Boğazı gibi nüfus ve trafiğin yoğun olduğu, dünyanın gözleri önünde olan ve yoğun iş, eğlence ve dinlence mekanlarının bulunduğu bir çevrede boru hattı döşemek oldukça iddialı bir iştir. Bunun yanında, Boğaz boyunca anroşman, ağaç parçaları, bina temelleri, iri bloklu zeminler ve bazen deniz içerisinde boşluklarla karşılaşma olasılığının bilindiği zor zemin şartlarında böyle bir işi yapmak riski bir kat daha

Çizelge 2. Rumelihisarı, Baltalimanı ve Emirgan'da Günlük İlerleme Hızları

LOKASYON: RUMELİHİSARI				KARŞILAŞILAN	FORMASYON
KUYU	m	gün	m/gün	FORMASYON	SINIFLAMASI
RH-A05 / RH-A03	69.3	12	5.78	Kum-çakıl-blok-kaya-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-A01 / RH-A03	49.5	10	4.95	Kum-çakıl-blok-kaya-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-A07 / RH-A08	29.8	4	7.45	İskele kazıkları, dolgu zemin	Yumuşak Zemin
RH-A08 / RH-B12	46.0	13	3.54	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-B10 / RH-B12	43.0	18	2.39	Kaya	Kaya
RH-B07 / RH-B08	10.0	4	2.50	Kaya	Kaya
RH-B07 / RH-B08	25.0	4	6.25	Toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
RH-B10 / RH-B09	47.0	13	3.62	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
RH-B07 / RH-B05	63.0	4	15.75	Toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
RH-B08 / RH-B09	35.0	3	11.67	Toprak-dolgu zemin-kaya	Yumuşak Zemin
			ORTALAMA		
TOPLAM	417.6	85	4.91		

LOKASYON: BALTALİMANI				KARŞILAŞILAN	FORMASYON
KUYU	m	gün	m/gün	FORMASYON	SINIFLAMASI
BLT-A09 / BLT-A10	42.0	6	7.00	Toprak-dolgu-blok kayalar-ahşap iskele	Karışık Zemin
BLT-A08 / BLT-A09	22.0	2	11.00	Toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
BLT-A08 / BLT-A07	27.0	7	3.86	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
BLT-A11 / BLT-A10	27.0	7	3.86	Kaya-toprak-dolgu zemin	Karışık Zemin
BLT-A11 / BLT-A12	27.0	13	2.08	Kaya-toprak (4 m) - kaya	Kaya
			ORTALAMA		
TOPLAM	145.0	35	4.14		

LOKASYON: EMİRGAN				KARŞILAŞILAN	FORMASYON
KUYU	m	gün	m/gün	FORMASYON	SINIFLAMASI
EM-B02 / EM-B01	27.0	2	13.50	Kum-çakıl-toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
EM-B02 / EM-B03	28.0	3	9.33	Kum-çakıl-toprak-dolgu zemin	Yumuşak Zemin
EM-B06 / EM-B05	30.0	14	2.14	Anroşman-kaya blokları	Kaya
EM-B06 / EM-B08	52.0	13	4.00	Anroşman-kaya blokları (kum-çakıl dolgu)	Karışık Zemin
EM-B04 / EM-B05	59.0	7	8.43	Kumlu-çakıllı toprak dolgu	Yumuşak Zemin
			ORTALAMA		
TOPLAM	196.0	39	5.03		

arttırmaktadır. Böyle zor koşullarda yapılan mikrotünel işlerinin, gelecekte İstanbul'da yapılacak olan mikrotünel ve tünel kazılarına olumlu yönde bilgi ve katkılar sağlayacağı düşünülmektedir.

Baltalimanı – Rumelihisarı - Emirgan hattında günlük kazı ilerlemeleri incelendiğinde; bir adet mikrotünel makinesi ile kayada (kireçtaşı, kumtaşı, vs.) 2,2 m/gün, karışık zeminde (kaya + yumuşak zemin) 4,4 m/gün ve yumuşak zeminde 10,0 m/gün ortalamalar elde edildiği görülmüştür. Ulaşılan maksimum günlük ilerleme değeri 20 m^3/gün olmuştur. Çok sert ve masif kaya koşullarında (80-125 MPa basınç dayanımı) mikrotünel makineleri ile kazı terk edilerek hidrolik kırıcı ile kazı yapılmaktadır.

TEŞEKKÜRLER

Yazarlar, bu tebliğin hazırlanmasına olan katkıları ve izinleri nedeniyle Çelikler İnşaat A.Ş. yöneticilerine teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Çopur, H., Balcı, C., Tumaç, D., 2006. *Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil uşaklama ollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı Mikrotünel azıları İ in Durum Tespiti ve neriler.* Çelikler İnşaat Anonim Şirketi'ne sunulan Proje Raporu.

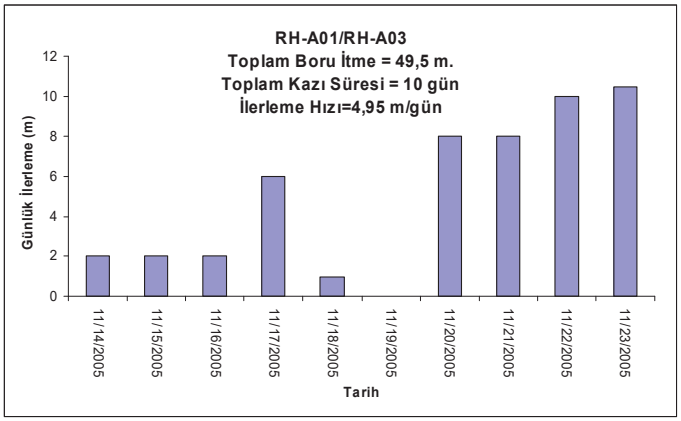
Google Earth, 2007.

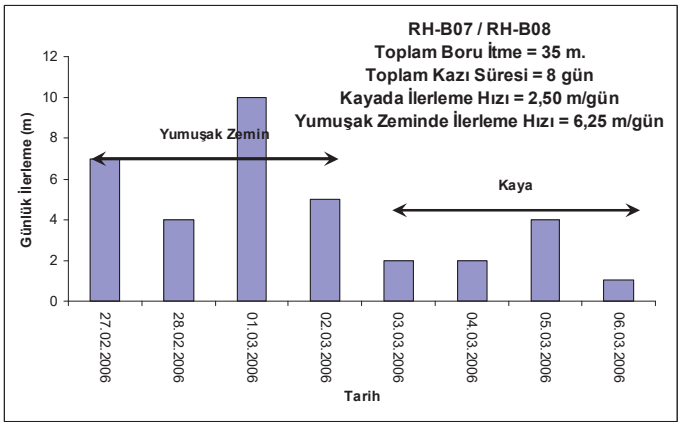
Herrenknecht AG, 2006. *AVN perating Manuel.*

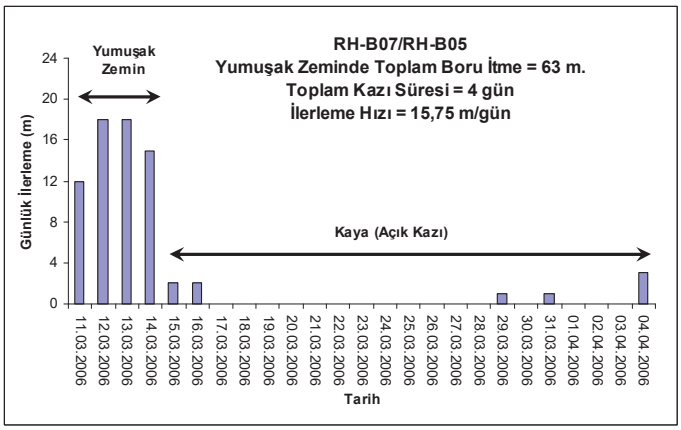
İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ), 2006. *Baltalimanı-Sarıyer Arası Sahil uşaklama ollektörleri ve Bağlantıları İnşaatı.* Proje Dokümanları.

STFA Temel Araştırma Sondaj Ltd. Şti., 1988. *İS İ enel Müdürlüğü Evsel Atık Su Arıtma alışmaları İstinye-Sarıyer üzergahı emin Etüt aporu.*

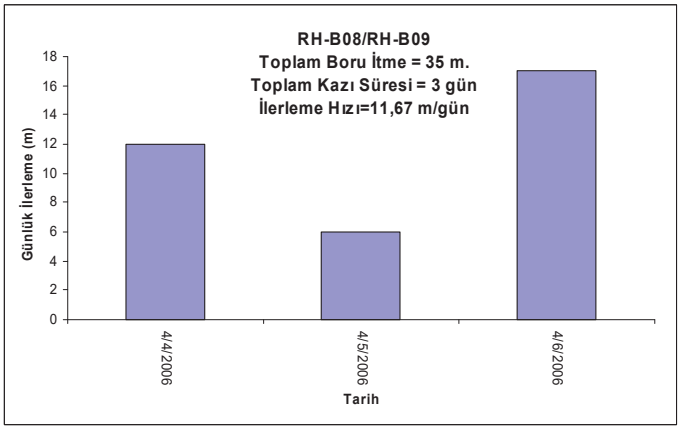
STFA Temel Araştırma Sondaj Ltd. Şti., 2000. *umeli Hisarı Branşman Tüneli eoteknik aporu.*



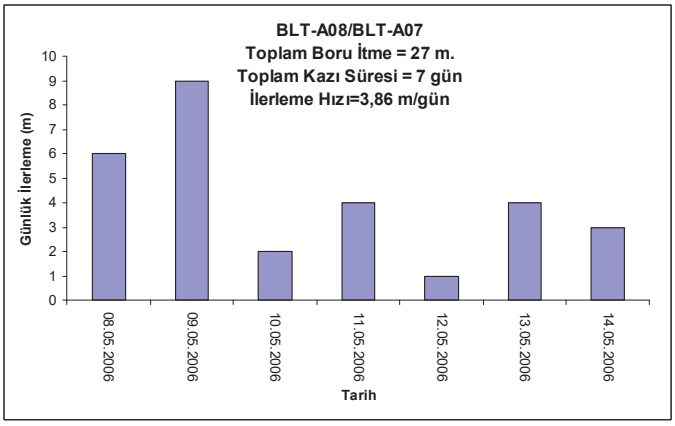


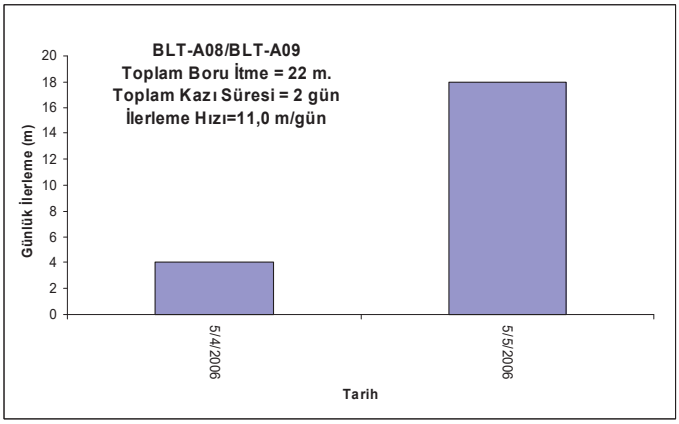


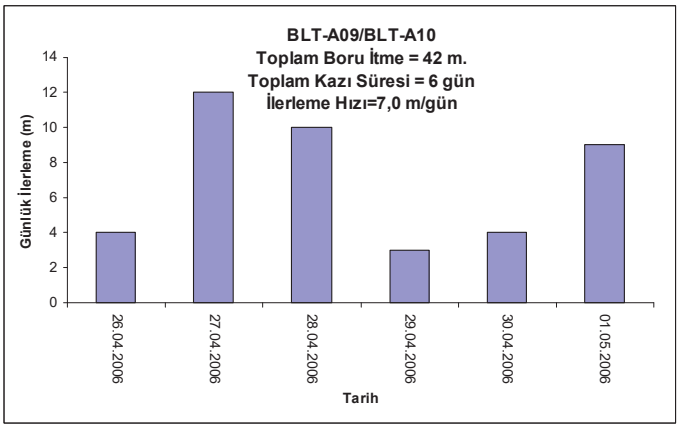
(Makine kayaya giriyor ve boru kılıyor. Açık kazıya geçiliyor. Kırıcı arızası, trafik vs. duraklamalar söz konusu.)

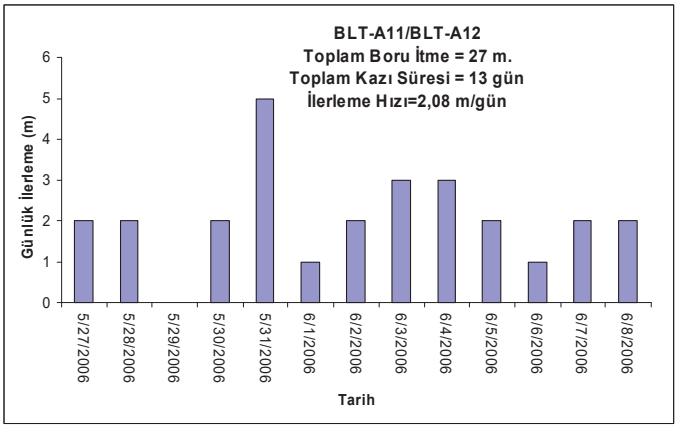


Şekil 13. Rumelihisarı Günlük İlerlemeler

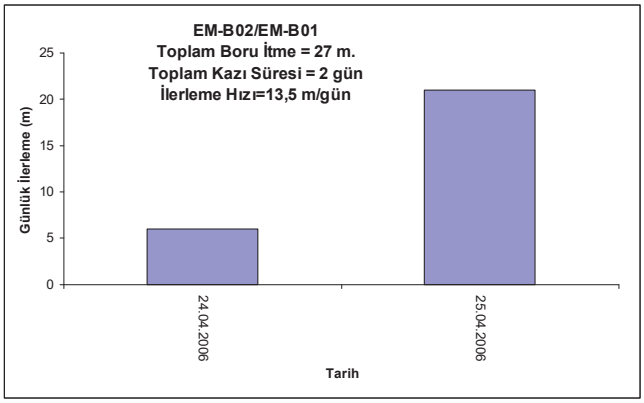


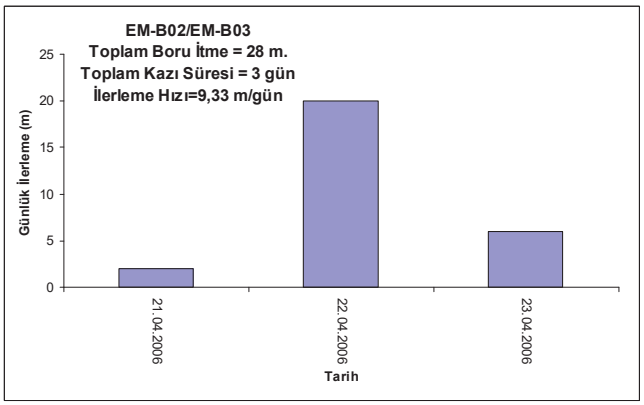


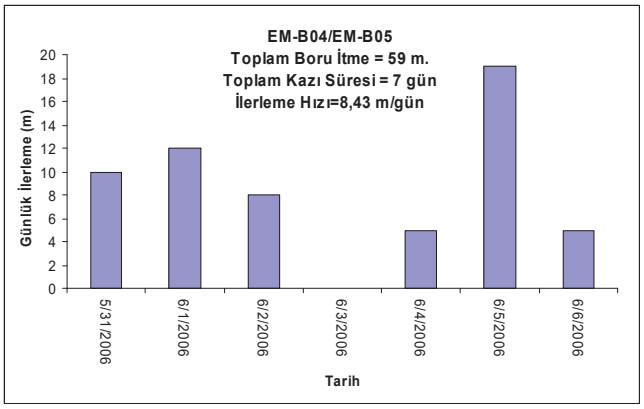




Şekil 14. Baltalimanı Günlük İlerlemeler

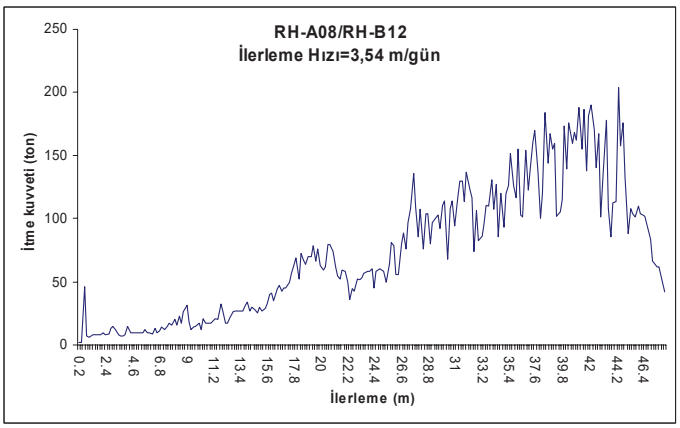




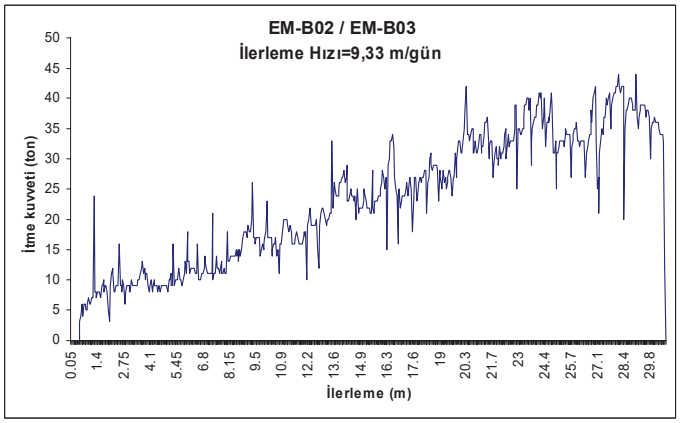


Şekil 15. Emirgan Günlük İlerlemeler

Şekil 16. RH-B07 ile RH-B05 kuyuları arasında mikrotünel kazısı terk edilerek aç-kapa yöntemi ile kazı yapılması



Şekil 17. Rumelihisarı RHA08 ve RH-B12 Kuyuları Arası İtme Kuvveti Grafiği (Kaya Ağırlıklı Karışık Zemin)



Şekil 18. Emirgan EM-B02 ve EM-B03 Kuyuları Arası İtme Kuvveti Grafiği (Yumuşak Zemin Ağırlıklı Karışık Zemin)

Mikrotünel Açma Maliyet Analizleri

Analyses of Microtunnelling Costs

Hanifi Çopur[a], A. Barış Akkaya[b], A. Tuncer Aktan[c], Hakan Erciyes[c]

[a] *İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, , Maslak-İstan ul-Türkiye*

[b] *Ereğli Demir elik Fa rikaları, , dz Ereğli- onguldak-Türkiye*

[c] *CET İnşaat A.Ş., . azeteciler Sit. B 5/ , event, 8 , İstan ul-Türkiye*

ÖZET Altyapı projelerinde maliyet hesaplamaları, ihale bedelinin ve bütçenin belirlenmesi bakımından projenin ekonomik geleceğini oldukça önemli oranda etkilemektedir. Maliyet hesap sonuçları genellikle belirsiz ve dalgalanmalıdır. Bunun başlıca sebebi, herkesçe kabul edilmiş belirli bir hesap yönteminin ve kaliteli bir maliyet veri tabanının bulunmamasıdır. Bu çalışmada, mikrotünel açma yöntemiyle boru hattı döşenmesi projelerinde maliyet türleri, maliyet türlerinin sınıflaması ve maliyet hesap yöntemleri ile ilgili uygulamadaki genel yaklaşımlar özetlenmektedir. Ayrıca, örnek bir proje için doğrudan maliyetlerle ilgili bir analiz yer almaktadır. Çalışmanın karar vericilere, planlayıcılara ve mühendislere konu hakkında genel bir bilgi vereceği düşünülmektedir.

ABSTRACT Cost estimations of infrastructure projects affect seriously the economical future of the project since the bid prices and budgets are determined based on these estimations. The results of cost estimations are usually indefinite and fluctuating. The basic reason for this is that there is no widely accepted estimation method and sound cost database. In this study, cost types, classification of cost types and the general approaches used in practice to estimate costs for projects of pipeline installation by microtunnelling method are summarized. In addition, an analysis of direct costs is included for a hypothetical microtunnelling project. It is considered that this study would give general information to decision makers, designers and engineers.

1 GİRİŞ

Mikrotünel projeleri, metro ve diğer tünel projelerine kıyasla daha düşük birim maliyetlere sahip olmasına rağmen, ülke bazında düşünüldüğünde toplamda çok büyük bir pazar oluşturmaktadır. Bu gün sadece İstanbul'da 11000 km'den fazla doğal gaz hattı bulunduğu düşünülürse, temiz su, atık su, drenaj, elektrik, telefon vs gibi diğer boru hattı ihtiyacının ülke çapındaki boyutunun ne kadar büyük olduğu görülmektedir. Nüfus artışı, eski boru hatlarındaki arızalar bozulmalar, yeni boru hatlarına duyulan ihtiyaç gibi sebeplerle yakın bir gelecekte altyapı ihtiyaçları bugünkünden çok daha fazla artış hızı gösterecektir. Bir atık su veya temiz su borusunun patlaması veya drenaj hatlarının yetersizliğinden kaynaklanan sel basmaları sonucu halkın gösterdiği tepkileri televizyon kanallarından görmekteyiz. Bu haberler altyapı yetersizliğini, toplumun buna karşı bilinçlendiğini ve dolayısı ile artan altyapı ihtiyacını göstermektedir.

Çeşitli amaçlar için kullanılan yeraltı boru hatlarının döşenmesinde iki yöntem

mevcuttur: açık kazı (aç-kapa, hendek / kanal kazısı) ve mikrotünel yöntemleri (boru itme-çekme, hendeksiz / kanalsız yöntem).

Aç-kapa yönteminde geniş ve derin hendekler kazılarak tüm boru hattı boyunca çevre oldukça rahatsız edilir. Görüntü ve toz kirliliğinin yanında trafiğin yön değiştirmesi, arazi deformasyonlarından dolayı çevredeki binaların hasar görmesi, işyerlerinin uzun süreler engellenmesi ve vergi gelirlerindeki azalmalar önemli bir "sosyal maliyet" oluşturur. Günümüzde toplumsal bilincin artması nedeniyle aç-kapa yöntemi özellikle yerleşim alanlarında kabul edilebilir olmaktan çıkmaktadır, mikrotünel yöntemi çevreye minimum zarar verdiği için neredeyse zorunlu olmaktadır.

Mikrotünel açma yöntemleri ayna kazısı yöntemi, zemin yer değiştirme yöntemi (kazısız) ve her ikisinin birleşimi olan kombine mikrotünel açma yöntemleri olarak üç grupta sınıflandırılabilir. Ayna kazısı yöntemlerinde, kazılan pasanın yeryüzüne taşınması ve uzaklaştırılması söz konusudur. Zemin yer değiştirme yöntemlerinde kazı yapılmadığı için her hangi bir pasa söz konusu değildir, zemin uygun bir mikrotünel kafası ile her yönde ötelenerek / sıkıştırılarak borunun girebileceği bir açıklık oluşturulur.

Mikrotünel açma yöntemleri ayrıca yönlendirilebilir ve yönlendirilemez veya tünel içine insan girebilir ve giremez yöntemler olarak sınıflandırılabilir. Uygulanan mikrotünel açma yöntemi ne olursa olsun, çok daha az kazı yapılmakta ve çevreye çok daha az zarar verilmektedir.

Maliyet analizlerinin temel hedefi bir işi yapmak için önerilen birden fazla alternatifin ekonomik olarak kıyaslanmasıdır. Örneğin, bir boru hattı inşa projesi için mikrotünel yöntemi ile aç-kapa kazı yönteminin kıyaslanması veya çeşitli mikrotünel açma alternatiflerinin kıyaslanması gibi. Ancak, özellikle yeraltı yapıları projeleri için belirlenen maliyetler bazen gerçekleşen maliyetler ile uyuşmamaktadır, maliyetler genellikle beklenin üzerinde çıkmaktadır. Geniş çaplı ve karmaşık tünel projelerinde bu fark çok daha büyük olabilmektedir (Reilly, 2005; Tarkoy, 1999). Dolayısı ile ihale bedelleri ile gerçekleşen maliyetler arasında farklar çıkmaktadır.

Bir yeraltı inşa projesinin nihai maliyeti birçok parametreye, yapılan kabullere ve koşullara bağlıdır ve parametrelerin tümü kontrol edilebilir değildir. Bunun yanında, maliyet hesap yöntemleri tam olarak kullanılmamaktadır ve bazen risk maliyetleri de göz önüne alınmamaktadır.

2 MALİYET TÜRLERİ VE SINIFLAMA

Bir altyapı projesinde maliyetleri etkileyen çok sayıda parametre vardır ve bu parametreler projeden projeye, aynı proje içersinde, ülkeden ülkeye ve hatta şehirden şehre değişkenlik gösterebilmektedir. Ayrıca, arazi incelemesi yapılsa dahi yeraltındaki jeolojik ve jeoteknik koşulların tam anlamıyla bilinememesi, yeraltında ağaç parçaları - bina temelleri - iri bloklar gibi engellerle karşılaşılması, mikrotünel makinesi gibi önemli bazı donanımların birden bire bozulması gibi nedenlerle işlerin durmasına veya yavaşlamasına neden olan ve maliyet oluşturan riskler söz konusudur.

Ekonomik bir değerlendirme yapabilmek için bir altyapı projesinde oluşan çeşitli maliyet türlerini iyi anlamak gerekmektedir. Harbuck (2000) maliyet türlerini genel olarak birincil, ikincil ve risk maliyetleri şeklinde üç gruba ayırmaktadır. Farklı kaynaklarda birincil maliyetler "doğrudan inşa maliyetleri (direct costs)" ve ikincil maliyetler "dolaylı inşa veya sosyal maliyetler (indirect costs, social costs)" olarak da adlandırılmaktadır (Bottero and Peila, 2005; Boyce and Bried, 1994). Bottero ve Peila (2005) risk maliyetlerini göz önüne almadan maliyetleri genel olarak dört gruba ayırmışlardır: doğrudan inşa, dolaylı inşa, sosyal ve çevresel (ekolojik) maliyetler. Craig (1999), tünel projelerinde maliyetleri sabit ve zamana bağlı değişken olarak iki gruba ayırmıştır. Çizelge 1'de maliyet türlerinin genel bir sınıflaması yer almaktadır.

Çizelge 1. Maliyet Türlerinin Genel Bir Sınıflaması (Harbuck, 2000'den değiştirilerek)

Maliyet Türü	Maliyet Detayları	Açıklamalar
Birincil (Doğrudan)	Planlama, mühendislik ve yönetim maliyetleri	Bu maliyetler, mikrotünel projelerinde toplam inşa maliyetlerinin %15-20'si civarındadır. Aç-kapa yönteminde biraz daha düşük (% 5-15) olabilir.
	Kalıcı ve geçici geçiş hakları maliyetleri	Bu maliyetler, inşa esnasında geçici veya kalıcı olarak temin edilmesi gereken özel arazilerin satın alınmasını kapsar.
	Boru hattı inşası için kalıcı ve geçici işlerin inşa ve işletme maliyetleri	İnşa maliyetleri, tüm geçici ve kalıcı iş gruplarının donanım, işçilik ve malzeme maliyetlerini kapsar. Projenin temel maliyetlerini oluşturur.
	Servis süresince oluşan maliyetler (işveren isterse)	Bu maliyetler genellikle işveren idare istemedikçe hesaplara ilave edilmez. Genellikle farklı inşa malzemelerinin kıyaslanmasında kullanılır. İlk yatırım maliyetleri, faydalı ömür ve bakım-onarım maliyetleri göz önüne alınır.
İkincil (Dolaylı, Sosyal)	Geçiş hakkının olmadığı yerlerde özel araziye veya mülke zarar verilmesi durumunda ödenen tazminatlar	Bu maliyetler bazen geçiş hakları maliyeti olarak hesaba katılır, fakat ayrıca hesap edilmesinde fayda vardır. Arazi veya mülke zarar konusuna kısa ve uzun vadede bakılmalıdır. Kısa vadede bahçe duvarlarının onarımı, yol onarımı ve bahçe onarımı gibi maliyetler söz konusudur. Uzun vadede yeryüzü oturmaları sonucu oluşan bina hasarlarının maliyeti söz konusudur.
	Gelir kayıplarına karşılık işyerlerine ödemeler / tazminat	Gelir kayıplarına karşılık işyerlerine ödemeler ve tazminatlar, özellikle aç-kapa yönteminin uygulandığı yerlerde giderek artmaktadır.
	Gürültü, toz, titreşim veya trafik nedeniyle işyeri ve evlere verilen zararları ve emniyet maliyetleri	Birçok belediye günümüzde gürültü seviyesini ve zamanını, inşaat esnasında oluşan toz ve trafik engellemelerini kısıtlayıcı kararlar almışlardır. Dolayısı ile bu sınırlar aşıldığında bir maliyet söz konusudur.
	Ekolojik olarak hassas olan yerlerde oluşan problemlerin maliyeti	Giderek artan önem arz eden bir konudur. Su havzaları, doğal yaşam alanları, tarihi veya arkeolojik alanlarla ilgili maliyetler bu sınıfa girmektedir. Bu maliyetler genel olarak, inşa işinin potansiyel etkilerini yok etmek veya üstesinden gelmek için işveren idarelerin yaptığı harcamaları kapsamaktadır.
Risk	Beklenmeyen yeraltı koşullarından dolayı oluşan maliyetler (jeoteknik)	İnşa esnasında, tasarım aşamasında yapılan arazi incelemeleri ve laboratuar çalışmaları sonucu belirlenen arazi koşullarından farklı koşullarla karşılaşılabilir. (Farklı formasyon ve/veya dayanımı daha yüksek formasyon).
	Beklenmeyen teknik engellerin maliyetleri (engeller)	Ağaç parçaları, bina temelleri, iri ve sık bloklar, eski altyapılar ve karstik boşluklar gibi öngörülemeyen engellerden dolayı oluşan maliyetler.
	Kirlenmiş zemin veya yeraltı suyunun atılması / temizlenmesi maliyetleri (ekolojik)	Kirlenmiş zemin veya yeraltı suyunun atılması ve/veya temizlenmesinden kaynaklanan maliyetlerin önemi gün geçtikçe artmaktadır.
	İşletme riskleri	Beklenmeyen makine arızaları, lojistik destek problemleri vs
	Politik ve idari riskler	Politik iradenin değişmesi sonucu ortaya çıkan maliyetler.

Doğrudan maliyetler, bir projenin temel maliyetlerini oluşturur. Diğer bir değişle, her şey yolunda gittiğinde projenin inşa maliyeti yaklaşık olarak doğrudan maliyetler ile işletme-yönetim maliyetleri ve kar oranlarının toplamına yakın olmaktadır.

Dolaylı maliyetleri hesaplamak daha zor ve karmaşıktır (Boyce and Bried, 1994; Gilchrist and Allouche, 2005). Buna rağmen ekonomik değerlendirmelerde göz önüne alınmalıdır ve gün geçtikçe bu maliyet daha fazla önem arz etmektedir. Trafik yolunun yön değiştirmesi sonucu seyahat süresi, yakıt tüketimi, taşıt yıpranması, sürücülerin zaman kayıpları, trafik yoğunluğu, kazalar ve yaya zaman kayıpları artmaktadır. İşyerlerinin engellenmesi sonucu satış ve vergi gelirleri azalmakta ve müşteri kayıpları olmaktadır. Gürültü nedeniyle verim düşüşü olmaktadır. Toz kirliliği nedeniyle temizlik giderleri artmaktadır. Yeniden yol yapımı maliyetleri arttırmaktadır. Bu maliyetler, sosyal veya dolaylı maliyetleri oluşturur. Günümüzde sosyal maliyetlerin yüksek olduğu aç-kapa kazıları ile boru hattı inşa işleri bir alternatif olmaktan çıkmakta, sosyal maliyetlerin uzun vadede minimum olduğu mikrotünel yöntemi tercih edilmektedir.

Mikrotünel projelerinde sosyal maliyetler, aç-kapa yöntemine kıyasla ihmal edilebilecek düzeyde düşüktür. Örneğin, Boyce ve Bried (1994) Ohio'da aynı güzergah üzerinde 228 cm çaplı sele karşı drenaj boru hattı inşası kapsamında aç-kapa ve mikrotünel projeleri için sosyal maliyetleri hesaplamışlardır ve hesap sonuçları Çizelge 2'de verilmektedir. Buna göre, mikrotünel yönteminde sosyal maliyetlerin aç-kapa yöntemine göre oldukça düşük olduğu görülmektedir (%10'undan daha az). Eğer sosyal maliyetlerin hesaplanmasında insanların zaman kayıplarına karşılık gelen 8,40 $/saat değeri 9,60 $/saat değerine yükseltilirse, mikrotünel yönteminin daha ekonomik olduğu hesaplanmaktadır. Dolayısı ile bu hesaplamalar, sosyal maliyetlerin hesaplanmasındaki kabullere karşı çok hassastır. Ayrıca bazı hesaplamaları yapabilecek verileri bulmak oldukça zordur (Gilchrist and Allouche, 2005).

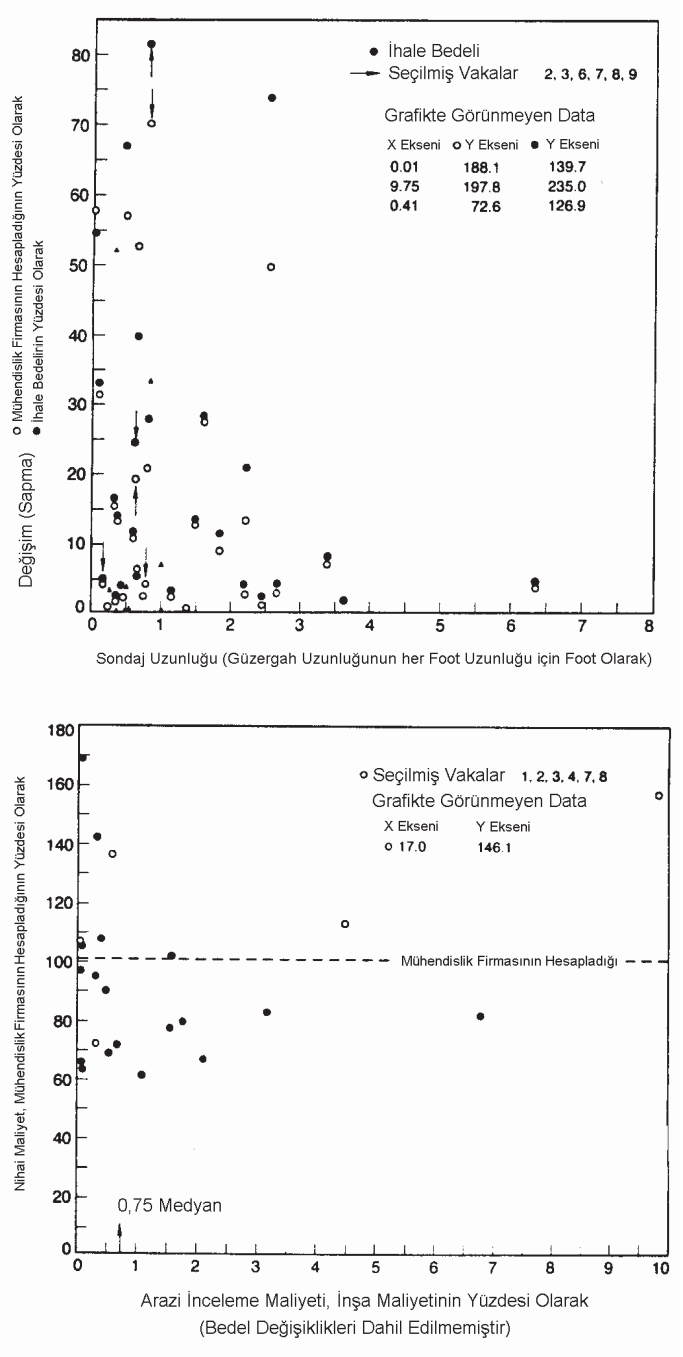
Çizelge 2. Mikrotünel ve Aç-kapa Yöntemlerinde Sosyal Maliyet Hesaplamaları (Boyce and Bried, 1994)

Maliyet Türü	Aç-Kapa Yöntemi ($)	Mikrotünel Yöntemi ($)
DOĞRUDAN	1.073.00	1.665.000
DOLAYLI		
İşçi Yaralanmaları	52.934	37.936
Taşıt Engellenmesi	404.162	0
Yaya Engellenmesi	24.696	0
İşyeri Engellenmesi	+?	0
Gürültü(Verim Kaybı)	+?	0
Toz ve Kir Kontrolü	5.460	0
Yol Yapımı	110.760	11.076
ARA TOPLAM	598.012	49.012
TOPLAM	1.671.012	1.714.012

Ekonomik değerlendirmelerde genellikle risk maliyetleri göz önüne alınmamaktadır veya bazen riskler eksik olarak göz önüne alınmaktadır. Bu nedenle bazen proje maliyetleri beklenenden yüksek olmaktadır ve proje ekonomikliğini kaybedebilmektedir (Tarkoy, 1999; Reilly, 2005).

Tasarım/planlama, ihale ve inşa aşamalarında çeşitli riskler söz konusudur (Eskesen et al., 2004). Risk maliyetlerinin belirlenmesinde tecrübe, pratik ve teorik bilgi gerekmektedir. Tasarım aşamasında yapılan arazi incelemeleri sonucu belirlenen arazi koşullarından çok farklı koşullarla karşılaşılması, beklenenden daha dayanımlı veya belirlenemeyen yeni formasyonlarla karşılaşılması, iri ve sık bloklar - ağaç parçaları - bina temelleri - karstik boşluklar ile karşılaşılması inşa esnasında karşılaşılabilecek risklere örnektir.

Bir tünel projesi öncesinde yapılan arazi inceleme maliyetlerinin / seviyesinin proje maliyetlerine etkisi Şekil 1'de verilmektedir. Şekilde görüldüğü gibi, projelendirme aşamasında mühendislik firmasının daha doğru maliyet hesabı yapabilmesi için proje maliyetinin en az % 3'ü kadar arazi incelemelerine harcama yapılmalıdır. Arazi incelemelerinin yetersiz olması durumunda, proje maliyetleri %70'e kadar hatta bunun üzerinde artabilmektedir.



Şekil 1. Arazi İnceleme Seviyesinin Proje Maliyetlerine Etkisi (Bickel et al, 1996)

3 MALİYET HESAP YÖNTEMLERİ

Mikrotünel projelerinde toplam maliyeti hesaplamak için çeşitli yöntemler mevcuttur. Bu yöntemler genel olarak deterministik veya probabilistik olarak iki gruba ayrılabilir. Deterministik yöntemlerde maliyetler tek bir rakam olarak göz önüne alınırken, probabilistik yöntemlerde maliyet ve zaman parametrelerinin değişkenliği nedeniyle olasılık eğrisi olarak göz önünde bulundurulur (Isaksson and Stille, 2005; O'Reilly and Stovin, 1996).

Harbuck (2000), genel olarak doğrudan maliyetlerin (donanım, malzeme, işçilik, vs) hesaplanmasını ve buna belirli oranlarda işletme giderleri ve kar ilave edilmesini önermektedir. Tasarım aşaması için beklenmeyen giderler de duruma göre ilave edilebilir. Ortalama bir risk durumu için maliyet hesaplanır. Bu deterministik bir yaklaşımdır. Doğrudan maliyetlerin belirlenmesi için mikrotünel işlerini Çizelge 3'deki gibi dört ana gruba ayırmıştır. Böylece doğrudan maliyetlerin hesabı ve işin kapsamını görebilmek için bir şablon oluşturmuştur. Böyle bir şablonun kapsamı ve detayı arttırılabilir.

Çizelge 3. Mikrotünel Projeleri İçin Genel Kontrol Listesi (Harbuck, 2000)

Makine	Zemin tipi, makine tipi, boyutlar, itme sistemi, pasa atımı, pasa işleme, yönlendirme sistemi, ilerleme hızı, beklenmeyen engeller
Boru Hattı	Boru boyutu, malzemesi, bağlantı şekli, itme kuvveti, hat uzunluğu, ara istasyonlar, yardımcı donanımlar
Kuyular	Kuyu yerleri, boyutları, zemin iyileştirme gereksinimi, itme kapasitesi, inşa sonrası kullanım durumu
Yeryüzü	Giriş, yerleşim düzeni, depolama, malzeme temini, emniyet, trafik kontrol

O'Reilly ve Stovin (1996) mikrotünel projeleri için basit bir probabilistik yöntem önermiştir. Bu yöntemde maliyetler türlerine göre ana gruplara ayrılır. Her ana grup için maliyet aralıkları (alt ve üst limitler) belirlenir ve maliyet grubunun her bir aralıkta olma olasılığı belirlenir. Bu olasılıklar, hesaplama yapanların tecrübelerine bağlı olarak belirlenir. Bir maliyet türünün çeşitli maliyet aralıklarında olma olasılıklarının toplamı 1 olmaktadır. Mikrotünel (auger boring) ve aç-kapa yöntemlerini kıyaslamak için yapılan (hipotetik bir proje) böyle bir hesaplamanın verileri Çizelge 4'de verilmektedir.

Çizelge 4. Mikrotünel ve Aç-Kapa İçin Hesaplanan Maliyet Aralıkları ve Olasılıklar Tablosu (O'Reilly and Stovin, 1996)

a) Mikrotünel (Auger Boring)

Maliyet Aralığı ($x10^3$ Sterlin)	Maliyet Türleri				
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0-10	0.510	0.000	0.535	0.379	0.585
10-20	0.376	0.000	0.211	0.286	0.158
20-30	0.069	0.000	0.144	0.195	0.146
30-40	0.044	0.659	0.033	0.084	0.085
40-50	0.001	0.332	0.043	0.055	0.020
50-60	0.000	0.009	0.021	0.001	0.004
60-70	0.000	0.000	0.012	0.000	0.001
70-80	0.000	0.000	0.001	0.000	0.001

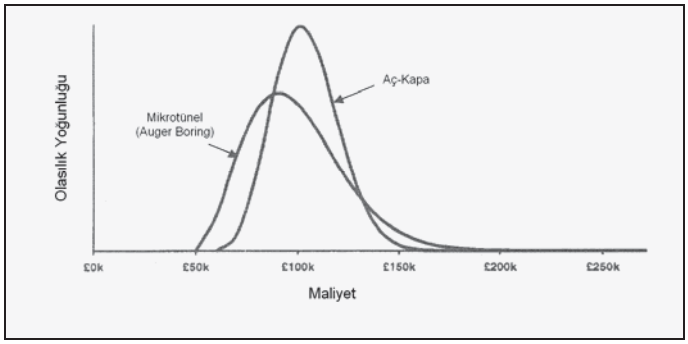
(1) Planlama, Arazi İncelemeleri vs.
(2) Doğrudan Maliyetler
(3) Sosyal Maliyetler
(4) Risk maliyetleri
(5) Susuzlandırma için İlave Maliyetler

b) Aç-Kapa

Maliyet Aralığı ($x10^3$ Sterlin)	Maliyet Türleri				
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0-10	0.800	0.000	0.000	0.300	0.300
10-20	0.200	0.000	0.000	0.500	0.500
20-30	0.000	0.500	0.500	0.150	0.150
30-40	0.000	0.400	0.300	0.050	0.050
40-50	0.000	0.100	0.200	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(1) Planlama, Arazi İncelemeleri vs.
(2) Doğrudan Maliyetler
(3) Sosyal Maliyetler
(4) Risk maliyetleri
(5) Susuzlandırma için İlave Maliyetler

Proje alternatiflerinin beklenen parasal değeri, her bir maliyet türünün her bir maliyet aralığındaki olasılığı ile o maliyet aralığının orta değeri (örneğin 0 ile 10000 Sterlin aralığında ise 5000 Sterlin) çarpılarak ve bu çarpımlar toplanarak hesap edilmektedir. Buna göre Mikrotünel alternatifi için beklenen parasal değer 94250 Sterlin ve aç-kapa için 99000 Sterlin olmaktadır. Ancak bunun yanında, bu maliyetin olasılık dağılımı da önemlidir. Maliyet aralığının orta değeri alınarak hesaplanan olası maksimum ve minimum değerler dağılımın sınırlarını göstermek bakımından önemlidir. Mikrotünel alternatifi için olasılığı olan minimum ve maksimum değerler 55000 ve 305000 Sterlin olmaktadır. Aç-kapa alternatifi için olasılığı olan minimum ve maksimum değerler 65000 ve 175000 Sterlin olmaktadır. Ancak bu uç durumların olasılıkları oldukça düşüktür. Örneğin, mikrotünel projesinin maliyetinin 305000 Sterlin olma olasılığı $\%1x10^{-14}$ ve 55000 Sterlin olma olasılığı %4 olmaktadır. Uç değerler arasında bir maliyet oluşması için her bir maliyet grubunun her bir maliyet aralığı için (I^v) kombinasyonu söz konusudur. Burada I maliyet aralığı sayısı (8) ve v maliyet türü sayısıdır (5). Bu kombinasyonların tamamının hesabı ancak bir bilgisayarlar yardımıyla mümkündür. Bilgisayar ile hesaplanan olasılık dağılım eğrileri Şekil 2'de verilmektedir.



Şekil 2. Mikrotünel ve Aç-Kapa Maliyet Olasılık Dağılımı-Çizelge 4'deki verilere göre-(O'Reilly and Stovin, 1996)

Şekil 2'de görüldüğü gibi, dağılımların her ikisi de düşük maliyet değerlerine doğru eğilimlidir. Bu bir anlamda yüksek maliyet olasılığının daha zayıf olduğunu göstermektedir. Aç-kapa dağılım eğrisinde maliyet aralığı daha dardır. Bu beklenmeyen olayların / risklerin aç-kapa yönteminde daha kolay üstesinden gelinebileceğini ifade etmektedir. Ancak, aç-kapa yönteminde beklenen ortalama maliyet daha yüksek olmaktadır. Bu iki yöntemden birinin seçimi karar vericinin risk olayına bakış açısına göre değişebilir.

Bazı durumlarda maliyet bileşenleri arasında bir bağımlılık söz konusudur. Diğer bir değişle, bir maliyetin yükselmesi diğer bazı maliyetleri de yükseltebilir. Böyle durumlarda olasılık ağaçları (probability trees) ve maliyet olasılık tabloları birlikte kullanılabilir (O'Reilly and Stovin, 1996; Sleziak, 1995).

International Tunnelling Association (ITA) üye ülkelere gönderdiği anketlere göre bir maliyet veri tabanı oluşturmuştur (Eisenstein, 1999). Bu veri tabanı, çapı 2 m'den büyük (1989-1999) yılları arasında kaya içinde açılmış tünelleri içermektedir. Eisenstein (1999) çalışmasında toplam maliyet hesabı için genel kabul gören bir analitik model belirtmiştir. Buna göre maliyet Eşitlik 1'deki gibi hesaplanabilir.

$$C = a + bL + cT \quad (1)$$

Burada,

C = tünelin toplam maliyeti,
a = kazı başlamadan oluşan başlangıç maliyeti (initial cost), (bu maliyetler makine ve şantiye sahası maliyetleridir)
b = birim uzunluk için kazı ve tahkimat (kaplama) maliyeti,
L = tünelin toplam uzunluğu,
c = birim zaman için tünelcilik faaliyetleri maliyeti, (bu maliyetler maaşlar, pompa, kiralama bedelleri vb maliyetlerdir)
T = tünelin kazılması için gereken toplam zaman,

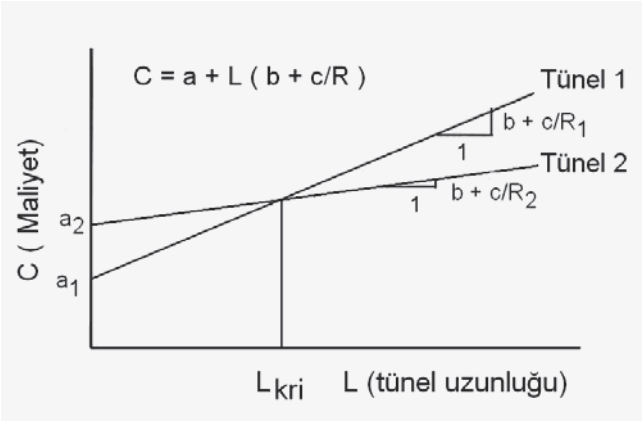
olarak tarif edilir. Ortalama ilerleme hızı (R) Eşitlik 2'deki gibi verilebilir:

$$R = L / T \quad (2)$$

Bu durumda, Eşitlik 1 yeniden düzenlenirse Eşitlik 3 elde edilir:

$$C = a + L (b + c / R) \quad (3)$$

Bu da doğrusal bir ilişkinin modelidir (Şek. 3). Birim maliyet (b) tünel çapına bağlıdır. Ortalama ilerleme hızı (R) ise uygulanan tünel inşa yöntemine bağlıdır. Şekil 3'de görülen Tünel 2'nin ilk yatırım maliyetleri yüksek olmasına rağmen ortalama ilerleme hızının yüksek oluşu bu tünel açma alternatifinin diğerine göre kritik bir uzunluktan sonra daha düşük maliyetli olduğunu göstermektedir. Tünel ilerleme (kazı) hızının güvenilir doğrulukta tahmini projenin ekonomik analizleri açısından çok önemlidir.



Şekil 3. Tünel Maliyetleri (Eisenstein, 1999)

Büyük tünel projelerinde olduğu gibi, maliyet aralık sayısının ve maliyet türlerinin fazla olduğu durumlarda simulasyon yöntemleri de toplam maliyet hesabı için kullanılabilir (Ioannou and Martinez, 1995; Nido et al, 1999; Isaksson and Stille, 2005). Simulasyon yöntemlerinde maliyetler genellikle deterministik ve probabilistik maliyetlerin karışımı olarak hesaplanır. Irshad (1999) ve Bottero ve Peila (2005), altyapı projelerinde maliyet hesabı için analitik hiyerarşi metodunu önermişlerdir.

4 DOĞRUDAN MALİYET HESABI

Doğrudan maliyetlerin hesabı için bir örnek oluşturabilmek amacıyla, öncelikle Çizelge 3'deki gibi maliyet türleri ana gruplara ayrılmıştır: Mikrotünel makinesi ile kazı, beton boru ve kuyu maliyetleri. Bu üç grup için birim maliyetler deterministik olarak hesaplanacaktır. 2000 mm iç çapındaki boru imalat maliyeti, 2496 mm kazı çapındaki slurry tip bir mikrotünel makinesi ile 1 m kazı maliyeti ve dikdörtgen kuyu maliyeti belirlenecektir. İhale bedeli ise, bu maliyetlerin toplamına beklemeyen giderler (risk), kar ve genel işletme giderleri için belirli oranlar eklenerek bulunabilir. Hesaplamalar için gereken birim fiyatlar İller Bankası (2004) web sitesinden temin edilmiştir.

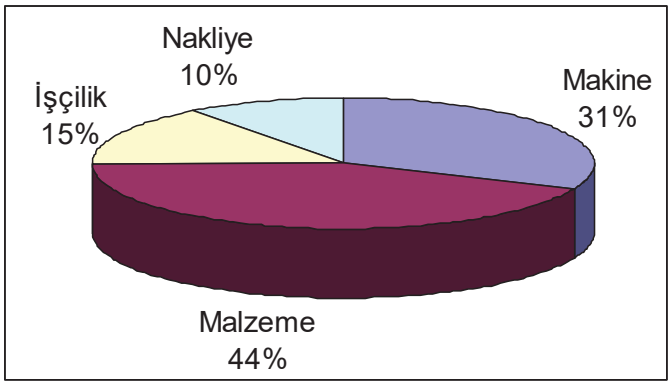
4.1 Beton Boru Birim (1 m) Maliyeti

2000 mm iç çapında ve et kalınlığı 210 mm olan donatılı beton boru maliyeti hesaplanırken, kullanılma miktarlarına göre

çakıl, kum, çimento, su ve donatı gibi malzemeler ve bunların nakliyesi, ayrıca elektrik enerjisi, işçilik (operatör, formen, düz işçi, usta işçi) ve nakliyeler temel alınmıştır (Çiz. 5, Şek. 4). Buna göre, 2004 yılı fiyatlarıyla 1 m borunun üretim maliyeti 517,91 YTL'dir. Maliyet içinde makine oranı %31, malzeme oranı %44, işçilik oranı %15 ve nakliye oranı %10 civarındadır.

Çizelge 5. 1 Metre Beton Boru Maliyeti

YAPILAN İŞİN CİNSİ	MİKTARI	BİRİMİ	BİRİM FİYATI (YTL)	TUTARI (YTL)
MAKİNE				
Φ1800-Φ2000 mm Boru Fabrikası	0.750	saat	216.290	162.22
			TOPLAM	**162.22**
MALZEME				
Granülometrik Çakıl	1.035	m^3	14.083	14.58
Granülometrik Kum	0.729	m^3	12.230	8.92
Çimento	0.875	ton	79.000	69.13
Su	1.050	ton	2.500	2.63
Mazot	12.480	kg	1.351	16.86
Kalıp Yağı	2.645	kg	3.380	8.94
Elektrik Enerjisi	13.000	kW/saat	0.155	2.02
Sızdırmazlık Contası	2.314	kg	4.290	9.93
Donatı (Çelik Hasır)	0.109	ton	600.000	65.40
Saç Halka 10 MM	43.766	kg	0.523	22.89
Saç Halka Boyanması (Malzeme)	1.014	kg	3.221	3.27
33.00% * 9.760 YTL/m^2			**TOPLAM**	**224.57**
İŞÇİLİK				
Makinist	0.730	saat	2.831	2.07
Operatör	0.730	saat	3.222	2.35
Formen	0.365	saat	4.061	1.48
Düz işçi	1.314	saat	1.853	2.43
Erbab işçi	1.314	saat	2.004	2.63
Birinci sınıf usta	0.584	saat	2.831	1.65
Birinci sınıf usta yardımcısı	0.584	saat	2.004	1.17
İkinci sınıf usta	0.438	saat	2.666	1.17
İkinci sınıf usta yardımcısı	0.438	saat	2.004	0.88
Düz işçi (saç halka yapımı)	11.817	saat	1.853	21.90
0.27 * saç halka ağ.				
Demirci ustası (saç halka yapımı)	11.817	saat	2.831	33.45
0.27 * saç halka ağ.				
Saç halka boyanması (İşçilik)	1.014	kg	6.539	6.63
67.00% * 9.760 YTL/m^2				
			TOPLAM	**77.81**
NAKLİYELER				
Kum-Çakıl Nakli	3.175	ton	12.909	40.99
Saç Nakli	0.048	ton	40.676	1.95
Hasır Çelik Nakli	0.117	ton	8.528	1.00
Çimento Nakli	0.875	ton	10.713	9.37
			TOPLAM	**53.31**
	1 METRE BORU MALİYETİ			**517.91**



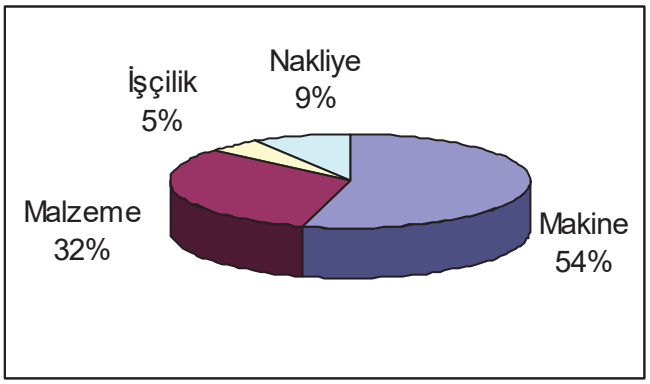
Şekil 4. 1 Metre Beton Boru Maliyetine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı

4.2 Mikrotünel Makinesi ile Birim (1 m) Kazı / Boru İtme Maliyeti

Bu bölümde, 2000 mm iç çapındaki boruları döşeyebilecek slurry (çamur basınçlı) tip bir mikrotünel makinesi ile 1 metre kazı / boru itme işinin maliyeti hesaplanır. Kullanılan makinelerin (mikrotünel makinesi, jeneratör, vinç, kompresör, motopomp, enjeksiyon pompası ve binek otosu) birim fiyatları, makinenin satış fiyatı üzerinden amortisman, yedek parça, tamir-bakım, sigorta, nakil, montaj ve demontaj maliyetleri göz önüne alınarak yıllık 2000 saat çalışma ve amortisman süresi 6 yıl kabulü ile belirlenir. Ayrıca, malzeme, işçilik ve nakliye maliyetleri de hesaplanmıştır. Buna göre, mikrotünel makinesi ile 1 m kazı / boru itme maliyeti 1894,03 YTL olmaktadır (Çiz. 6, Şek. 5). Maliyet içinde makine oranı %54, malzeme oranı %32, işçilik oranı %5 ve nakliye oranı %9 civarındadır.

Çizelge 6. Mikrotünel Makinesi ile 1 m Kazı Maliyeti (Boru Üretim Maliyeti Hariç)

İŞİN CİNSİ		MİKTAR	BİRİMİ	BİRİM FİYATI (YTL)	TUTARI (YTL)
MAKİNE					
Φ 2000 (MTBM) Mikrotünel Makinesi		1.750	saat	527.980	923.97
Jeneratör (600 KW)	1.20 *MTBM	2.100	saat	11.260	23.65
Vinç (476HP, 80ton)	0.50 *MTBM	0.875	saat	84.520	73.96
Motopomp	0.20 *MTBM	0.350	saat	0.800	0.28
Kompresör (Vantilasyon	0.10 *MTBM	0.175	saat	3.370	0.59
Enjeksiyon Pompası	0.50 *MTBM	0.875	saat	2.680	2.35
				TOPLAM	**1 024.80**
MALZEME					
Bentonit	(%5*Su)	0.391	ton	120.000	46.92
Su	(5*kazı ağırlığı/3kez kullanılıyor)	15.333	ton	2.500	38.33
Mazot	(0.18*T(HP)/saat)	389.165	kg	1.351	525.76
03.573-3	Jeneratör (600 KW=816HP) : 308.448				
03.593-İB	Vinç (476HP, 80ton) 74.970				
03.5335	Motopomp (6.156 kg/saat) : 2.155				
03.0171	Kompresör (3.42Kg/saat) : 0.599				
03.0172	Enjeksiyon Pom. (3.42Kg/saat): 2.993				
	T = 389.165				
				TOPLAM	**611.01**
İŞÇİLİK					
Mikrotünel Operatörü	(1.5*MTBM saati)	2.625	saat	3.539	9.29
Mikrotünel Op. Yard.	(1.5*MTBM saati)	2.625	saat	3.440	9.03
Mikrotünel Operatörü (yabancı)	20%	0.350	saat	0.000	0.00
Makine İşçileri	8 kişi*1.5*MTBM saati)	21.000	saat	2.004	42.08
Operatör Makinist (Vinç)	(0.06Ay*Vinç saati)	0.053	ay	0.000	0.00
Yağcı (Vinç)	(1 Sa*Vinç saati)	0.875	saat	2.090	1.83
Makinist (Motopomp)	(1.44 Sa*Komp. saati)	0.504	saat	2.831	1.43
Ateşleme ustası (kompresör)	(1 Sa*Komp. saati)	0.175	saat	2.831	0.50
Makinist (Kompresör)	(2.4 Sa*Komp. saati)	0.420	saat	2.831	1.19
Erbab işçi (Kompresör)	(4 Sa*Komp. saati)	0.700	saat	2.004	1.40
Makinist (Enjeksiyon Makinesi)	(2.4 Sa*Enj.pomp. saati)	2.100	saat	2.831	5.95
Erbab işçi (Enjeksiyon Makinesi)	(4 Sa*Enj.pomp. saati)	3.500	saat	2.004	7.01
Formen (tüm makineler için)	(1.0*MTBM saati)	1.750	saat	4.061	7.11
Topoğraf	(0.5*MTBM saati)	0.875	saat	3.034	2.65
				TOPLAM	**89.47**
NAKLİYE					
Toprak Nakli		9.200	ton	6.983	64.24
Betonarme Boru Nakli		2.916	ton	35.841	104.51
				TOPLAM	**168.75**
				1 METRE KAZI / BORU İTME MALİYETİ	**1 894.03**



Şekil 5. Mikrotünel Makinesi ile 1 m Kazı / Boru İtme Maliyetine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılım (Boru Maliyeti Hariç)

Mikrotünel projeleri ihaleleri genellikle "boru sürme" ve "kuyu" olarak iki farklı birim fiyat üzerinden yapılmaktadır. Bir metre kazı / boru sürme maliyetine 1 metre boru üretim maliyeti (517,91 YTL) ilave edilirse, 1 metre boru sürme işinin toplam maliyeti (kazı + boru) 2411,94 YTL olmaktadır.

4.3 Kuyu (Menhol) Maliyeti

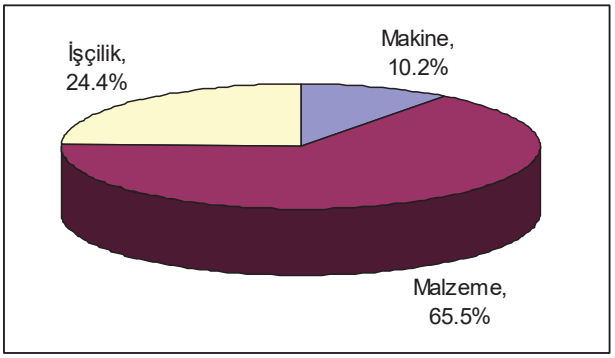
Bu bölümde, 2000 mm iç çapındaki boruların döşenmesi esnasında kullanılan 4,5 m eninde, 6 m boyunda ve 11 m kazı yüksekliğinde (net inşaat yüksekliği 8,5 m) bir dikdörtgen kuyu (menhol) inşa maliyetleri hesaplanır. Kısa duvar kalınlığı 80 cm, uzun duvar kalınlığı 50 cm ve taban döşeme kalınlığı 50 cm'dir. Kuyu çift kapaklıdır. Analizde asfaltın kesilmesi, kazı yapılması, kazı malzeme nakli, demir ihtivası, kaplama gibi faktörler ile makine, malzeme ile işçilik göz önünde bulunmuştur. Buna göre, dikdörtgen kuyu maliyeti 55674,62 YTL olmaktadır (Çiz. 7, Şek. 6). Maliyet içinde makine oranı %10, işçilik oranı %24 ve malzeme oranı %66 civarındadır.

4.4 Toplam Maliyet (Boru+Kazı+Kuyu)

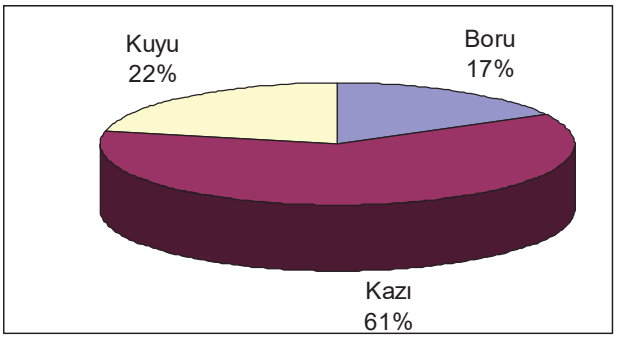
Boru üretim, makineli kazı ve kuyu maliyetleri ortalama 500 m'lik hipotetik bir boru itme projesi için, 100 m kuyular arası mesafe (toplam 6 kuyu) kabulü ile toplam maliyet $1{,}54 \times 10^6$ YTL olmaktadır. Bu maliyet içinde boru maliyetinin oranı %17, boru itme maliyeti %61 ve kuyu maliyeti %22 civarındadır (Şek. 7). Bu temel maliyet üzerine risk, işletme giderleri ve kar oranları da eklenerek boru sürme ile ilgili ihale birim fiyatı belirlenebilir.

Çizelge 7. Dikdörtgen Kuyu Maliyetleri

YAPILAN İŞİN CİNSİ	MİKTARI	BİRİMİ	BİRİM FİYATI (YTL)	TUTARI (YTL)
MENHOL YAPILMASI				
Menhol Kazısı yapılması (Geri Dolgulu kazı)	632.502	m^3	7.249	4 585.01
Menhol Kazısı yapılması (nakliyeli kazı)	461.890	m^3	6.964	3 216.60
Kazı Malzemesi Nakli	923.780	ton	6.983	6 450.76
Düz yüzeyli rendeli betonarme kalıbı	416.660	m^2	13.010	5 420.75
Eğri yüzeyli betonarme kalıbı	30.159	m^2	18.271	551.04
C 25 Betonu	162.860	m^3	76.474	12 454.56
Grobeton (yalak betonu)	45.986	m^3	70.229	3 229.55
Grobeton (mesnet betonu)	27.300	m^3	70.229	1 917.25
Nervürlü demir	13.029	ton	989.413	12 891.06
Nervürlü demir nakliyesi	13.680	ton	79.907	1 093.13
Pik Kapak	420.000	kg	1.382	580.44
Merdiven ve korkuluk imalatı	169.000	kg	2.789	471.34
Muhtelif demir nakliyesi	0.186	ton	53.538	9.96
Galvaniz kaplama	161.000	kg	2.507	403.63
Trafik ve Güvenlik işaretleri	0.500	km	135.150	67.58
Beton yüzeylerin bitümlenmesi	172.567	m^2	1.291	222.78
ÜSTYAPI TAMİRİ				
Asfalt kesilmesi	32.440	mt	3.457	112.15
Mevcut Stab. ile geri dolgu(=üst kazı alanı*0,30)	42.654	m^3	0.000	0.00
Mevcut K.taş ile geri dolgu(=üst kazı alanı*0,20)	28.436	m^3	0.000	0.00
Asfalt altı betonu (=üst kazı alanı*0,15)	28.436	m^3	70.229	1 997.03
			TOPLAM TUTARI	**55 674.62**



Şekil 6. Dikdörtgen Kuyu Maliyetine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı



Şekil 7. 500 m'lik Bir Boru Sürme İşinin Toplam Maliyetlerine Etki Eden Faktörlerin Oransal Dağılımı (6 Kuyu; 2000 mm ID)

5 SONUÇLAR

Mikrotünel yönteminde maliyet türleri olarak genelde doğrudan ve risk maliyetleri söz konusudur. Oysa aç-kapa kazı yönteminde doğrudan, sosyal ve risk maliyetlerinin hepsi söz konusudur. Toplumun artan hassasiyeti yerleşim alanlarındaki altyapı projelerinde mikrotünel yöntemini zorunlu hale getirmektedir.

Altyapı projelerinde doğru kararlar verilmesi ekonomik değerlendirmelerin doğru yapılmasına bağlıdır. Bu nedenle, öncelikle altyapı inşa yöntemlerini iyi bilinmesi ve yöntem seçiminin maliyetlere etkisinin iyi anlaşılması gerekmektedir. Doğru kararlar alınması ve doğru yöntemler seçilmesi tüm ülke bazındaki altyapı maliyetlerini olumlu yönde etkileyecek ve milli gelire katkısı olacaktır.

Bir boru hattı inşa projesi planlanırken donanım, malzeme ve işçilik maliyetlerinden oluşan doğrudan inşa maliyetleri, diğer ekonomik birimlerin pazar hareketlerini etkileyen dolaylı ve sosyal maliyetler ve risk maliyetleri göz önüne alınmalıdır. Birçok konuda olduğu gibi maliyet konusunda da tecrübe önemli bir parametre olarak karşımıza gelmektedir.

TEŞEKKÜRLER

Bu çalışma Ahmet Barış Akkaya'nın doktora tezinin bir parçasıdır.

KAYNAKLAR

Bickel, J.O., Kuesel, T.R., King, E.H., 1996. Tunnel Engineering Handbook. 2nd Edition. Chapman& Hall, ISBN 0-412-99291-4, 544 pages.

Bottero, M., Peila, D., 2005. The use of the analytical hierarchy process fort he comparison between microtunnelling and trench excavation. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, pp. 501-513.

Boyce, G.M., Bried, E.M., 1994. Benefit-cost analysis of microtunnelling in an urban area. Proc. No-Dig 94, Dallas, 23 pages.

Craig, R., 1999. Cost modeling for long tunnels and consideration of risk. 3rd UN/ITA Workshop: Costing of TBM-Built Tunnels. 24 pages.

Eisenstein, Z.D., 1999. Survey and analysis of cost database. 3rd UN/ITA Workshop: Costing of TBM-Built Tunnels. 26 pages.

Harbuck, R.H., 2000. Economic evaluation of trenchless technology. AACE International Transactions. pp. 12.1-12.7

Eskesen, S.D., et al., 2004. Guidelines for tunnelling risk management: International Tunnelling Association, Working group No. 2. Tunnelling and Underground Space Technology, 19, pp. 217-237.

Gilchrist, A., Allouche, E.N., 2005. Quantification of social costs associated with construction projects: state-of-the-art review. Tunnelling and Underground Space Technology, 20, pp. 89-104.

İller Bankası, 2004. http://www.birimfiyat.net/

Irshad, M., 1999. A hierarchal approach for developing a cost model fort he Gibraltar Strait Rail Tunnel crossing. 3rd UN/ITA Workshop: Costing of TBM-Built Tunnels. 11 pages.

Ioannou, P.G., Martinez, J.C., 1995. Evaluation of alternative construction processes using simulation. Proc. Construction Congress 95, ASCE, San Diego, California, Oct. 22-26, pp. 440-447.

Isaksson, T., Stille, H., 2005. Model for estimation of cost for tunnel projects based on risk evaluation. Rock Mech. Rock Engng. 38 (5) 373-398

Nido, A.A., Knies, C.J., Abraham, D.M., 1999. Role of operation simulation in the analysis and improvement of microtunnelling projects. Trenchless Technology Research, Vol. 14, No. 1, pp. 1-19.111111

O'Reilly, M., Stovin, V., 1996. Trenchless construction: risk assessment and management. Trenchless Technol. Res., Vol.11, No.1, pp.25-35.

Reilly, J.J., 2005. Cost estimating and risk – management for underground projects. World Tunnel Congress and 31st ITA General Assembly, ITA-AITES 2005: Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future. Editors: Erdem and Solak, Istanbul, May 7-11, Publisher: Taylor and Francis Group-London, ISBN: 04 1537 452 9, pp. 533-538

Sleziak, G., 1995. Rational management of risk. Proc. 6th Underground Operators' Conference, Kalgoorlie, WA. The Australian IMM. Eds. Golosinski, T.S. pp. 99-108.

Tarkoy, P.J., 1999. Microtunneling in spite of inherent risks. Tunnel Business Magazine, Dec., pp. 23-24.

Alternatif Bir Kazısız Teknoloji Yöntemi Olarak Boru İtme Yöntemi ve İstanbul'da Bazı Uygulamalar

Pipe-Jacking Method as an Alternative Method of Trenchless Technology and Some Applications in İstanbul

Mücahit Namlı, Doğan Çetin

İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi, Atıksu İnşaat Daire Başkanlığı, İstanbul

ÖZET İstanbul Su ve Kanalizasyon İdaresi (İSKİ) İstanbul Büyükşehir Belediyesine bağlı, içme suyunun temini, atık suların uygun şekilde uzaklaştırılmasından sorumlu bir kurumdur. İstanbul'da 1994 yılından 2007'ye kadar İSKİ tarafından yürütülen altyapı çalışmaları kapsamında 36 km atık su kolektörü boru itme yöntemi ile yapılmıştır.

Boru itme (pipe-jacking) yöntemi küçük çaplı tünellerin yapımı için kullanılan boruların bir itme odasından başlanarak pistonlarla çıkış odasına kadar itilmesi yöntemidir. Bu yöntemde kazı, eskiden konvansiyonel yöntemle yapılırken artık slurry sistemle çalışan makinelerle yapılmakta ve böylece yeraltı su seviyesinin değişmesi gibi çevrede hasara sebep olabilecek durumlar önlenmektedir. Bu yöntem sayesinde alt yapının ve trafiğin çok yoğun olduğu şehir merkezlerinde trafik akışını kesintiye uğratmadan çalışmalar yapılabilmektedir. Bu bildiride, bu yöntemin kullanıldığı uygulamaların birkaç tanesinden örnek olarak bahsedilecektir. Ayrıca, şehir merkezlerinde alternatif bir kazısız teknoloji yöntemi olarak boru itme yönteminin avantajları ve dezavantajları özetlenmektedir.

ABSTRACT Istanbul Water and Sewerage Administration (İSKİ), which is an association included in Istanbul Metropolitan Municipality, is responsible for providing a drinking water and removing wastewater appropriately. 36 km of wastewater collector have been installed with pipe jacking method for extension of the infrastructure system by İSKİ since 1994.

Pipe jacking is a technique used to form small diameter tunnels by pushing prefabricated pipes through the ground from a starting shaft to an exit shaft. In this method, excavation, which was performed with conventional techniques in the past, is performed by using slurry type machines, so that the environmental damages such as lowering of the underground water level are prevented. In highly populated cities having intensive infrastructure and heavy traffic flow, construction works can be carried out by this method without disruption. In this paper, several pipe jacking applications in Istanbul are mentioned as examples. Advantages and disadvantages of pipe jacking method as an alternative method of trenchless technology for urbanized areas are summarized, as well.

1 BORU İTME YÖNTEMİ

Boru itme (pipe-jacking) yöntemi bir itme odasından aynadaki kazıya eş zamanlı olarak boruların pistonlarla itilerek çıkış bacasına kadar sürülmesi yöntemidir. Bu yöntemde kazı, eskiden konvansiyonel yöntemle yapılırken artık slurry sistemle çalışan makinelerle yapılmakta ve böylece yeraltı su seviyesinin değişmesi gibi çevrede hasara sebep olabilecek değişiklikler önlenmektedir.

Bu yöntem sayesinde alt yapının ve trafiğinin çok yoğun olduğu şehir merkezlerinde trafik akışı kesintiye uğratılmadan çalışmalar yapılabilmektedir (Najafi and Gokhale, 2005).

1.1 Boru İtme Yönteminin Avantajları

1. Geniş bir zemin ve yer altı su seviyesi aralığında çalışma yapmaya imkan sağlar.
2. Kazı derinliğinin artmasına paralel, boru itme yöntemi açık kazı yöntemine göre maliyet açısından daha avantajlı bir hale gelmektedir. Özellikle kazı derinliğinin 4 metreyi geçtiği ve emniyetli bir kazı için paplanj ile iksa yapılmasının zorunlu olduğu zemin koşullarında boru itme yöntemi açık kazı yöntemine göre daha ekonomik, güvenli ve hızlı bir çözüm haline gelmektedir.
3. Boru itme yönteminde; kazı fazlasının (overcut) segmentli yönteme göre daha az olması ve kazı ile eş zamanlı olarak borunun sürülmesi esnasında, boru etrafının bentonit enjeksiyonu ile doldurulabilmesi sebebiyle zemindeki oturmalar minimuma inmektedir.
4. Sosyal hayatı ve trafiği, açık kazıdaki gibi kesintiye uğratmamaktadır.
5. Bu yöntemde sadece boru kesiti kadar kazı yapıldığından açık kazı yöntemindeki kazı malzemesine oranla çok az kazı malzemesi nakledilmektedir.
6. Uzaktan kumanda ve görüntüleme ile imalat yapıldığından iş ve işçi güvenliği açısından açık kazı yöntemine göre çok daha güvenli bir yöntemdir.
7. Konvansiyonel veya segmentli tünel açma yöntemlerinde kazı sonrasında işletme açısından ikinci bir kaplamaya ihtiyaç duyulduğu halde bu yöntemde ikinci kaplamaya ihtiyaç olmadığından daha kısa zamanda imalat tamamlanmış olmaktadır.
8. Boru itme yönteminde itme basıncına dayanabilmesi için itme boruları çapa bağlı olarak 3000 ton yüke dayanabilecek şekilde üretildiğinden açık kazı yönteminde döşenen borulara göre daha dayanıklı ve uzun ömürlü olmakta ve sızdırmazlık da daha iyi sağlamaktadır.

1.2 Boru İtme Yönteminin Dezavantajları

1. Bu yöntemle itme güzergahında ani değişiklikler yapılamamaktadır. Segmentli sisteme göre çok kısıtlı kurp yapma olanağı bulunmaktadır.
2. Yüksek plastisiteli kil zeminlerde uzun süreli beklemelerde oluşan yüksek çevre sürtünmesinden dolayı sistem bloke olabilmektedir.
3. 90 cm altındaki çaplarda (mikrotünel) boru itme mesafesi, itme borusunun basınç dayanımına bağlı olarak kısıtlanmaktadır

2 İSTANBUL'DA BORU İTME UYGULAMALARI

1980'li yıllarda Avrupa'da özellikle Oxford Üniversitesi bünyesinde yapılan bilimsel araştırmalar ve makine teknolojisinde sağlanan gelişmelere paralel olarak yaygınca kullanılmaya başlanan boru itme teknolojisi ülkemizde de 1990 yıllarının başlarından itibaren uygulama alanı bulmuştur.

Bu teknolojinin kullanılmaya başlanması ile geçmişte çözülemeyen pek çok altyapı problemi çözülmeye başlanmıştır. Bu teknoloji ile geçmişte fiziki imkansızlıklar nedeniyle yapılamayan karayolu, otoyolu, dere vb geçişler artık çok kolay şekilde geçilerek geçmişten günümüze taşınan pek çok problem çözülerek yerleşim yerleri ve sanayi tesisleri sağlıklı bir altyapıya kavuşmuş ve kavuşturulmaktadır.

Aşağıda son dönemde İstanbul Anadolu Yakasında tamamlanan ve devam eden belli başlı projeler hakkında bilgi verilmiştir.

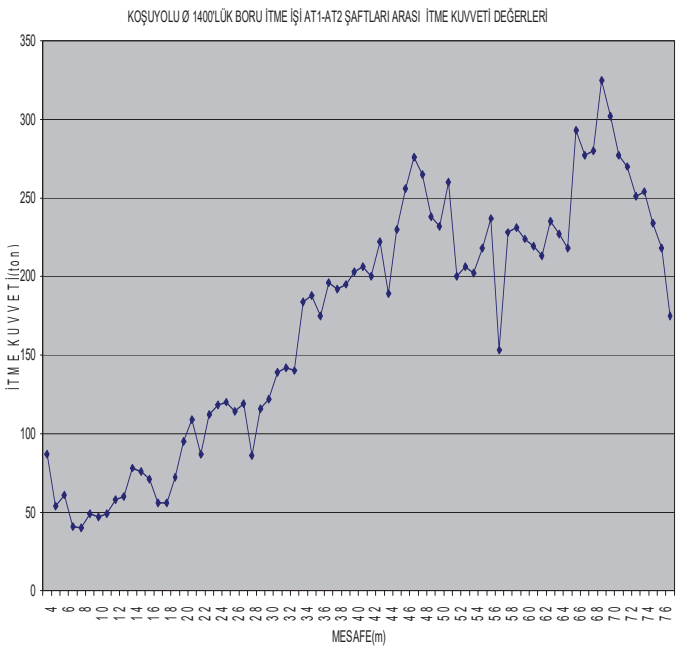
2.1 Seyitahmet Deresi projesi

Seyitahmet Deresi Kadıköy Et Balık Kurumu yanından (Haydarpaşa İstasyonu yanı) denize açılan bir dere olup Koşuyolu kavşağından iki kola ayrılmaktadır. Bunlardan Dinlenç kolu Validebağ Sitesi önüne kadar Ø2200 mm boru ile getirilmiş ancak devamı park alanlarından geçiş zorluğu ve derin açık kazı yapılması zorunluluğu nedeniyle açık kazı olarak tamamlanamamıştır. Havzanın en düşük kotu korunun içinden, Marmara Üniversitesi Hastanesi önünden geçerek Bilfen Kolejine kadar çıkmaktadır. Bu koldan

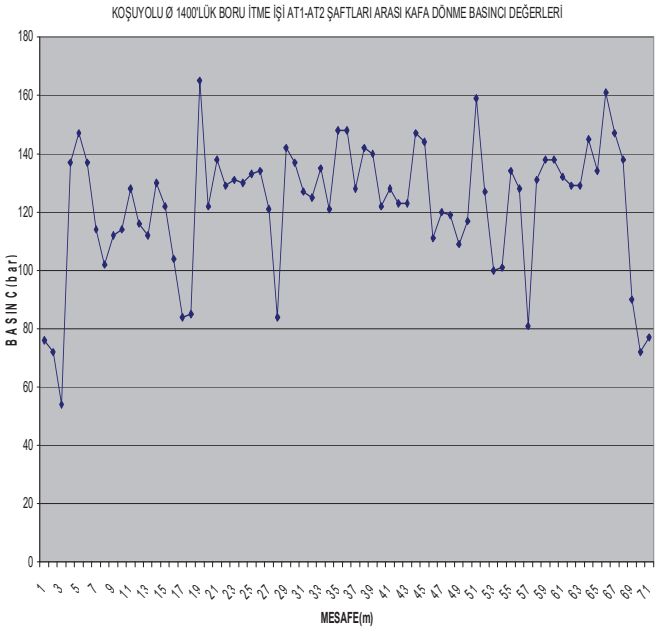
gelen atık sular Ø1000 mm çapında yapılmış olan gayrifenni kanal ile karışık sistem olarak yukarıda bahsi geçen Ø2200 mm dere kesitine ve sonucunda Marmara Denizi'ne ulaşarak kirliliğe neden olmaktadır. Bu projeyle derin açık kazı yerine boru itme yöntemi kullanılarak 600 m'lik hat 4 aşamada tamamlanarak sistem karışık halden ayrık sisteme geçirilmiş olacaktır. Böylece Marmara Denizi'ne akmakta olan atık sular kesilmiş olacaktır.

2.1.1 Çalışılan bölgenin zemin durumu

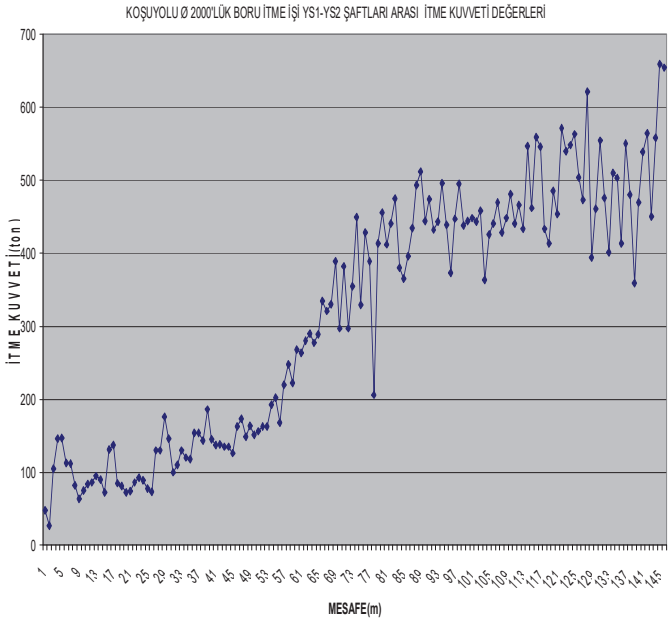
Alınan zemin örneği üzerinde yapılan elek analizi ile zeminin %17 kil, %4,5 çakıl içeriğine sahip kum zemin olduğu tespit edilmiştir. Bölgedeki zemin koşullarının güzergah boyunca homojen olmaması nedeniyle Grafik 1-4'de görüldüğü gibi geçilen zeminin sert veya yumuşak olmasına göre itme kuvvetleri ve özellikle kafa dönme basınçları değerlerinde aşırı düzeyde dalgalanmalar gözlenebilmektedir. Zeminin bu durumu itme işlemini zorlaştırıcı bir etken olarak karşımıza çıkmaktadır.



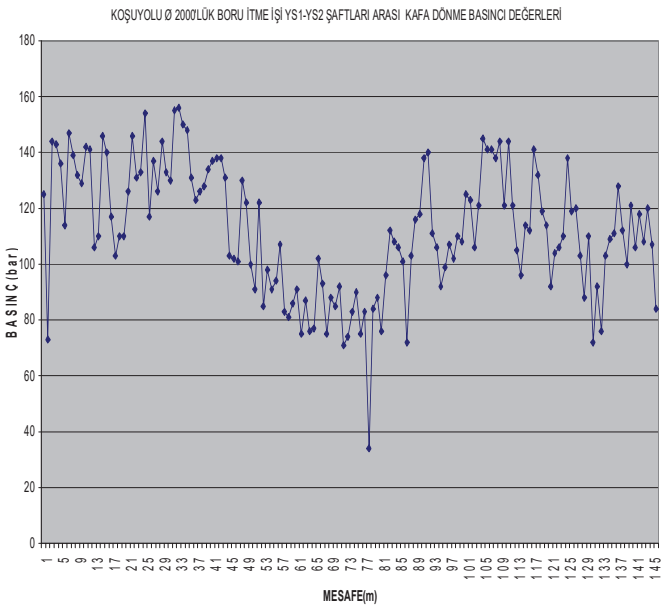
Grafik 1. Koşuyolu (∅1400 mm) AT1-AT2 Arası İtme Kuvveti Değerleri Değişimi



Grafik 2. Koşuyolu (∅1400 mm) AT1-AT2 Arası Kafa Basıncı Değerleri Değişimi



Grafik 3. Koşuyolu (∅2000 mm) YS1-YS2 Arası İtme Kuvveti Değerleri Değişimi



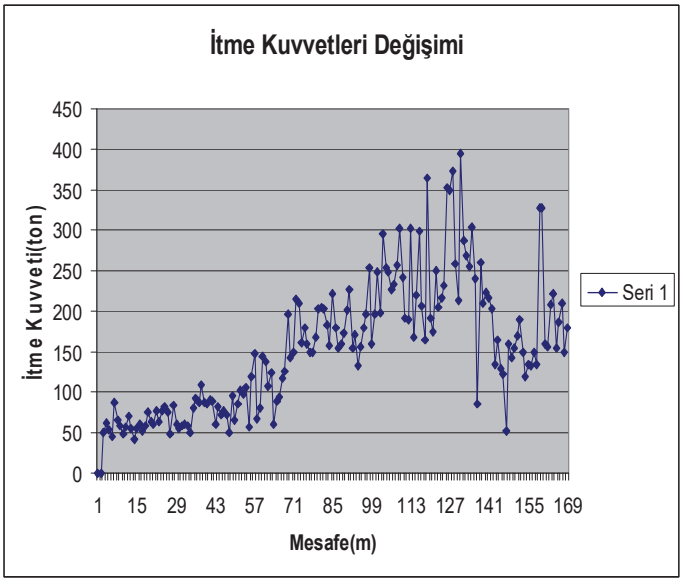
Grafik 4. Koşuyolu (∅2000 mm) YS1-YS2 Arası Kafa Basıncı Değerleri Değişimi

2.2 Bostancı Tan Sok-Minibüs Yolu Projesi

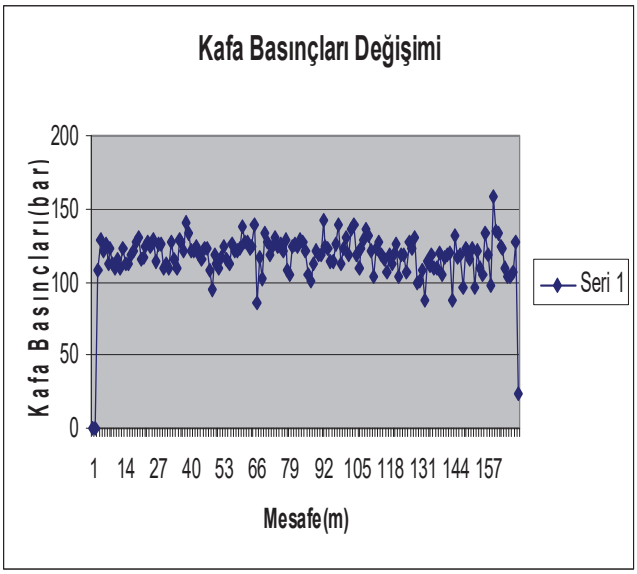
Kadıköy Şemsettin Günaltay Caddesi'nde İSKİ 2006 yatırımları kapsamında, mevcut karışık sistem çalışmakta olan kanalizasyon sisteminin ayrık sisteme dönüştürülmesi amacıyla yapılması kararlaştırılan atık su kollektörlerinin yapım çalışmalarına eğitim döneminin tamamlanmasını müteakip başlanmıştır. Yenileme çalışmaları için sağlıklı mansap teşkil edilmesi amacıyla Bostancı sahil kollektöründen başlanarak Tan Sokak boyunca 730 m uzunluktaki mesafe Ø1400 mm çapında boru-itme yapılarak Şemsettin Günaltay Caddesi'ne ulaşılmıştır. 4 m boru üstü örtü kalınlığına sahip atık su kanalı, söz konusu sokakta hiçbir açık kazı yapılmadan ve mevcut altyapı tesislerine zarar verilmeden 4 ay gibi bir sürede tamamlanmıştır. Bu çalışmalar sayesinde, Şemsettin Günaltay Caddesindeki mevcut atık su kanallarından turşucu deresine akmakta olan atık su, boru itme yöntemiyle yapılan atık su kollektörü vasıtasıyla toplanarak Kadıköy Arıtma Tesisi'ne aktarılmıştır.

2.2.1 Çalışılan bölgenin zemin durumu

Bölgede hakim zemin olarak monoblok grovak olduğu çalışılan makinenin kesici kafası tarafından örselenen ve dışarıya alınan zemin parçalarından anlaşılmaktadır. Bu örselenmiş zemin parçaları üzerinde yapılan dayanım testinde mevcut kaya dayananımın 80 MPa düzeyinde olduğu tespit edilmiştir. Bu değer oldukça sert kayaç dayanımına işaret etmektedir. Bu zemin durumu göz önünde bulundurularak eğer çalışmalar boru itme ile değil geleneksel açık kazı ile yapılsaydı diğer altyapı tesislerinin güvenliği, trafik akışı konularında sıkıntı yaşanacağı aşikardır. Ayrıca zemin koşulları dikkate alındığında yukarıda belirtilen sürede işin bitirilemeyeceği de hesaba katılmalıdır. Şemsettin Günaltay Caddesinde geleneksel yöntemle sürdürülen çalışmalarda yer yer Tan Sokak'taki zemin koşullarına yakın şartlarda çalışılmış ve günlük 1-2 m'lik çok düşük ilerlemeler sağlandığı zamanlar olmuştur. Boru itme yöntemiyle günlük ortalama 6 m ilerleme sağlanmıştır. Bu değerler karşılaştırıldığında boru itme yönteminin çalışma süresi yönünden avantajı ortaya çıkmaktadır. İtme kuvvetleri ve kafa basıncı değişimleri Grafik 5 ve 6'da verilmektedir.



Grafik 5. Bostancı Tan Sokak (∅1400) mm 80-81 nolu Bacalar Arası İtme Kuvvetleri Değişimi



Grafik 6. Bostancı Tan Sokak (∅1400 mm) 80-81 nolu Bacalar Arası Kafa Basınçları Değişimi

Grafik 6' de verilen kafa basınçları incelendiğinde kafa basınçlarının itme işlemi süresince yakın değerler aldığı görülmektedir. Kafa basınçları itme süresince değişmezken, Grafik 5' de 70 ile 130m arasındaki itme kuvvetlerindeki artmanın kayaç formasyonun dayanımının artmasından kaynaklandığı söylenebilir. Lokal olarak kayaç formasyonundaki bu tip değişimler günlük ilerleme hızlarının düşmesine dolayısıyla itme işleminin güçleşmesine neden olmaktadır.

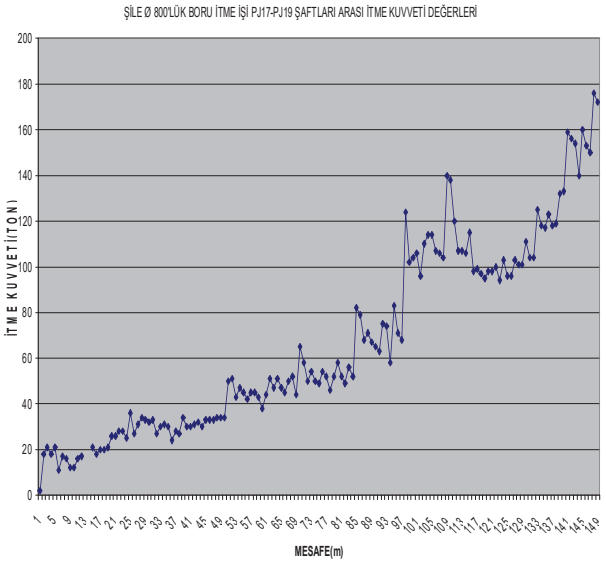
2.3 Şile Projesi

Şile İlçesi'nin Büyükşehir Belediye Kanununda yapılan değişiklik sonrasında Büyükşehir Belediyesi sınırlarına dahil edilmesinden sonra İSKİ tarafından altyapı çalışmalarına süratle başlanmıştır.

Bu çalışmalar kapsamında 12 adet karayolu geçişi; Ø1400 mm çapında Yeniköy Deresi sağ sahilinde 1700 m uzunluğunda, bölge genelinde Ø800 mm çapında ve 7000 m uzunluğunda kollektör görevi görecek atık su hattının yapımı planlanmaktadır. Bu kollektör ve geçişler boru itmeyi müteakip başlayan ve başlayacak olan şehir içi kanalizasyon hatlarına mansap teşkil edecektir.

2.3.1 Çalışılan bölgenin zemin durumu

Çalışma bölgesinden alınan zemin örnekleri üzerinde yapılan atterberg limitleri deneyleri ile zeminin Likit Limit (LL) = 40,00, Plastik Limit (PL) = 20,08 ve Plastisite İndeksi (PI) = 19,92 olan düşük plastisiteli kil olduğu belirlenmiştir. Bu kil sebebiyle zamanla kilin kesici kafaya yapışmaması için yüksek basınç pompası kullanılmıştır. Ayrıca, çalışmalara ara verilmek zorunda kalındığında zeminin boruları sarması nedeniyle sürtünme kuvvetlerinde aşırı artışlar olmaktadır. Bu durumda sürtünme kuvvetlerini itme işlemini kesintiye uğratmayacak düzeyde tutmak için bentonit enjeksiyonu ile yağlama (lubrication) yapılmıştır. Kullanılan bentonit boru ile zemin arasına girerek sürtünme kuvvetlerinin makul düzeylere indirilmesine olanak sağlamaktadır. İtme kuvvetleri değişimi Grafik 7'de verilmektedir.



Grafik 7. Şile Pj17-Pj19 nolu (∅800) mm Bacalar Arası İtme Kuvvetleri Değişimi

Zeminin homojen yapısı nedeniyle, sürme boyu arttıkça itme kuvvetlerinde doğrusala yakın artışlar olduğu Grafik 7'de görülmektedir. 95 m civarında meydana gelen arıza sonucu durma meydana gelmiş yaklaşık bir günlük ara sonrasında çalışılmaya başlanmıştır. Çalışmaya başlama sonrasında itme kuvvetlerinin aşırı artışı nedeniyle bentonit enjeksiyonu uygulaması başlatılmış ve sonuçta itme kuvvetleri değerleri 120 m civarında durma öncesi değerlere düşürülmüştür.

3 SONUÇLAR:

1. Boru itme yönteminde, tünel güzergahı boyunca açık kazı yöntemine göre kazı miktarında %70'e varan azalmalar sağlanmaktadır. Bu sayede bir proje için en önemli kalemlerden olan kazı nakliyesi kaleminde kazı miktarındaki azalmaya paralel büyük tasarruf sağlanmaktadır.

2. Geleneksel tünel yöntemlerinde pek çok durumda kazı aynası ve tünel çeperlerinde kazı neticesinde meydana gelen rahatlama sebebiyle efektif gerilmelerde artış ve bunun sonucunda da tünel güzergahında ve çevresinde oturma karşımıza çıkan en önemli problemdir. Bu oturmalar çevre binalarda azımsanmayacak zararlara neden olabilmektedir. Ancak, boru itme yönteminde yeraltı su seviyesinin değiştirilmemesi ve kazıya eş zamanlı olarak borunun sürülmesi sebebiyle yapılan uygulamalarda ciddi bir oturma problemiyle karşılaşılmamıştır.

3. Boru itme yöntemi özellikle, açık kazı yapılamayan, konvansiyonel tünel açma yöntemleriyle yapımı yüksek risk arz eden ve segmentli tünel makineleriyle yapımının efektif olmayacağı, 200–300 m uzunluğa kadar farklı bölgelerde yapılması gereken karayolu, demiryolu, dere vb geçişlerin yapılmasında efektif sonuçlar veren alternatif bir kazısız teknoloji yöntemi olarak ön plana çıkmaktadır.

4. Boru itme yöntemi, açık kazı yöntemiyle geçilmesi hemen hemen imkansız olan trafik yoğunluğu fazla karayolları, otoyollar ile dereler vb engellerin aşılmasına olanak sağlaması, her türlü zemin koşullarında doğru, hızlı ve ekonomik çözümler sunması sebebiyle İstanbul'un çözüm bekleyen pek çok altyapı problemine ciddi bir çözüm alternatifi olmuştur.

5. Slurry tip makinelerin performansı, ilerleme hızı açısından homojen zeminlerde kayaçlar ve heterojen zeminlere göre daha iyi sonuçlar verdiği yürütülen projelerde gözlemlenmiştir.

KAYNAKLAR

Najafi, M, Gokhale, S, 2005. *Trencless Technology*, Mc Graw-Hill Profesional, Newyork, 489 s.

Consideration of Punch Penetration Index to Account for Rock Toughness in the CSM Performance Predictor Model for Hard Rock TBMs

Mehmet Cigla, Levent Ozdemir
Department of Mining Engineering, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, USA

ABSTRACT The current performance prediction models for hard rock tunnel boring machines are still prone to producing inaccurate performance estimates when rock exhibits unusual cuttability behavior which cannot be detected through standard physical property tests, such as Uniaxial Compressive Strength (UCS) and Brazilian Tensile Strength (BTS). The Punch Penetration Test, which involves pushing an indentor into the rock and causing it to chip, has been shown to provide a reliable measure of rock toughness that is the resistance to effective chip formation. The application of Punch Penetration Test in the existing CSM performance predictor model for TBMs has been qualitative rather than quantitative. In other words, model results were qualitatively adjusted to account for rock toughness based correlations with field TBM performance data. A research program has been completed at the Colorado School of Mines (CSM) in an attempt to address this problem by considering the Punch Penetration Index as a quantitative variable in order to improve the prediction accuracy of the CSM model. This paper presents and discusses the steps followed in incorporating the Punch Penetration Index into the CSM model and the correlation of the new model results with case histories of TBM performance in hard rock.

1 INTRODUCTION

In a tunneling project, the rate of penetration of the tunnel boring machine has a significant impact on project completion, schedule and costs. Together with utilization, the machine penetration rate determines the tunnel advance which the project accomplishes on a daily basis. Obviously, faster penetration rates mean lower project costs and faster completion times. Because of its importance in governing project schedule and costs, an accurate estimate of attainable penetration rates is of crucial importance to successful implementation of a TBM project.

There are many cases where inaccurate TBM penetration rate estimates in either the project design or the bidding phase have resulted in significant project delays and cost overruns. Either the contractor simply overestimated the rate of penetration based on the data given in the geotechnical information available pre-bid or estimate of penetration was not realistic due to rock exhibiting unusual boreability characteristics in terms of toughness, commonly not detected by standard strength measurements. This unusual behavior of the tunnel rock may not be described in the contract geotechnical reports. Even if some rock toughness data, such as the Punch Penetration index is provided in the geotechnical data base, today's performance prediction models are capable of considering such information only

in qualitative manner in developing estimates of the attainable penetration rates for hard rock TBMs.

Improper machine operation can also cause reduced penetration rate. The TBM pre-bid performance estimates are developed based on a given level of cutter loading. If the machine is operated at reduced thrust capacity, then lower penetration than predicted will occur. Once the machine specifications are established in terms of thrust, torque, rpm, number of cutters, cutter layout, the cutter size and the edge profile, estimates are made of attainable penetration rates by assuming a certain load on the cutters. This load is usually that recommended by the manufacturer for the particular type of cutter to be used on the machine. The key point to emphasize is that the estimated rate of penetration is dependent on the cutter load value used. In fact, the performance of a TBM is very sensitive to the loading imposed on the cutters. The cutter load versus penetration rate relationship is exponential, meaning that the penetration rate can increase or decrease dramatically even with small changes in cutter loading. Also to be considered in determining the cutter loading is the machine drag. If this drag force is not compensated, penetration loss will be encountered due to reduced effective load on the cutters. Normally, the TBM design has built-in extra thrust to overcome drag. However, the TBM operators sometime do not recognize the extent of the drag force, or the machine may not have sufficient total thrust to overcome drag and apply optimum cutterload at the same time. The drag force can result from:

(1) Friction on cutterhead stabilizers and shields;

(2) Ground friction from the weight of the TBM;

(3) Build-up of fines or ground squeezing between the shield(s) and the rock;

(4) Towing of back-up if not isolated by a tow cylinder.

(5) Improper steering of the machine

Cutter wear affects the TBM performance in two ways, including loss of production time due to cutter change/repair and reduction of penetration rate due to worn cutters. Cutter change time is part of the machine downtime, which causes a reduction in machine utilization. As the cutters wear develops, the foot print on the cutting surface increases. This means at the same machine thrust, the penetration rate will decrease as cutter penetration into the rock will be lower due to large contact area with the rock surface. It is thus crucial to ensure that the pre-bid penetration rate estimates also take into account average cutter wear during mining.

The rate of penetration changes more or less linearly with the RPM of the cutterhead while under constant cutterload, assuming a stiff cutting system. When maintaining a constant cutter load, as the RPM increases, the horsepower demand increases in a linear relationship to the RPM. Therefore, the TBM must have sufficient horsepower to operate at the maximum RPM capability of the system.

2 BACKGROUND OF TBM PERFORMANCE PREDICTION MODELS

Over the years, several performance prediction models have been developed by various academic and research institutions around the world for estimating the performance of hard rock TBMs. These models generally consider the machine parameters (cutterhead thrust, torque and power) and geological conditions (rock strength, abrasivity, fractures, joints, bedding/foliation, etc) to develop an estimate of TBM penetration rate. The models developed to date can be categorized under two major groups: Fully empirical models and semi-empirical models.

Fully empirical performance prediction methods are based on analysis and evaluation of the historical machine performance data in certain rock types. Typically, these models involve a set of empirical graphs and equations obtained from the regression analysis performed between rock properties, ground conditions, machine parameters, and the rates of penetration achieved. The main significance of these methods is the fact that

they naturally incorporate the effects of the ground and the excavation system as a whole in their entire structure. Since these methods rely heavily on the past TBM data, their estimation capabilities are somewhat limited by the differences in the capabilities of the old and the new TBM systems. In other words, with the rapid progression of machine and cutter technology, the predictive ability and accuracy of these models is somewhat restricted. These models also need to be updated continually as new field data becomes available.

The basic philosophy behind semi-empirical methods is to start from an estimation of the individual cutter forces to achieve a given penetration rate and then determine the overall thrust, torque and power requirements of the entire cutterhead. The estimate of the cutting forces is based on a set of semi-empirical equations developed from theoretical analysis and laboratory cutting data. The calculated machine parameters are then compared to the installed or available machine thrust, torque and power. This iterative procedure is repeated until one or more machine operational parameters is reached. This approach also informs the user as to which machine parameter controls the attainable rate of penetration.

The semi-empirical methods are designed to provide more flexibility for the user as it allows for machine design modifications such as optimizing the cutterhead layout, calculating machine specifications, and checking the cutterhead balancing. These capabilities make the semi-empirical prediction methods more useful for performance estimation while taking into account the constantly improving TBM and cutter technologies than fully empirical models.

The existing TBM performance prediction models generally experience limited success in providing a reasonable estimate of penetration rate when rock is found to exhibit some unusual boreability characteristics because of its toughness. Rock toughness can be defined as the resistance to chipping by mechanical tools, such as disc cutters. Uniaxial Compressive Strength (UCS) and Brazilian Tensile Strength (BTS) tests are the most commonly measured and used intact rock properties to analyze the performance of a hard rock TBM in a given geology. These intact rock properties may fail to provide a reliable measure of rock toughness in terms of the resistance to chipping. Failure to properly account for rock toughness can lead to an over or under estimation of attainable penetration rates with an end effect of potential penetration loss claims and increased project costs.

The CSM performance predictor model (Cigla and Ozdemir 2000), has over the years demonstrated good success in accurately predicting TBM penetration rates in a wide variety of rock formations. However, there have also been cases where the model failed to estimate field TBM performance within a level of accuracy considered acceptable. In such cases, the CSM model was generally found to produce performance estimates that were different than actually achieved in the field. Analysis of such conditions led to conclusion that some rock formations exhibited cuttability characteristics which were not solely explained by the rock compressive and tensile strengths. This finding implied that there was some additional rock property which influenced its cuttability by disc cutters. This property was referred to as the toughness, meaning some rocks required either more or less cutting effort than would be predicted based on their strength values alone. In some cases, rock was found to resist efficient chipping with more than usual crushing occurring beneath the cutter tip. In others, rock chipping occurred with less effort than anticipated. To address this toughness issue, the punch penetration test was originally considered in the CSM model to provide a qualitative assessment of rock toughness. In the Punch Penetration test, a standard indentor is pressed into a rock sample that has been cast in a confining ring (Figure 1). The load and displacement of the indentor are recorded with a computer system. The slope of the force-penetration curve is calculated to provide an indication of rock toughness.

Based on extensive field TBM performance data analysis and evaluation, CSM model results were qualitatively adjusted to account for rock toughness when the punch penetrations tests indicated the existence of "unusual" rock toughness. This original index was referred to as the Penetration Slope Index, as shown in Figure 2, which was determined by dividing the maximum load by the corresponding penetration depth of the indentor.

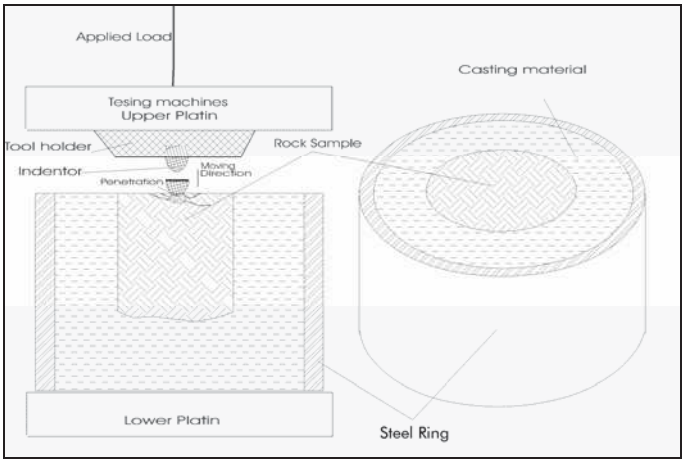


Figure 1. Punch Penetration Test set-up

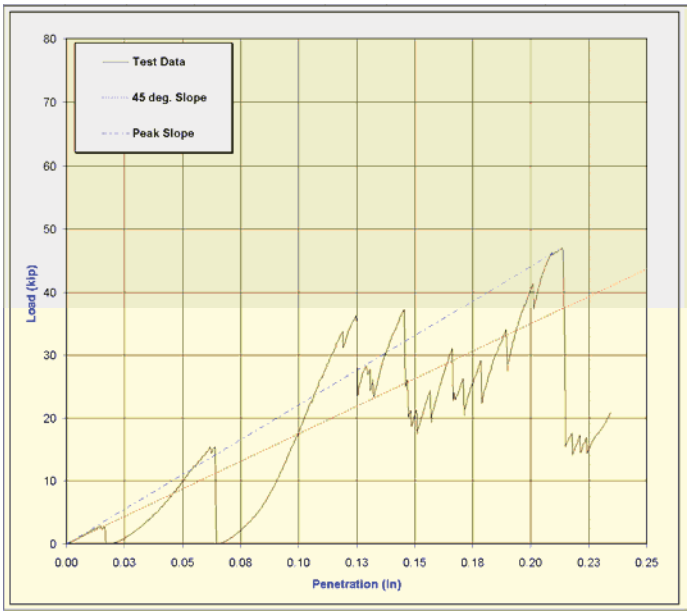


Figure 2. An output from Punch Penetration Test (1 in = 25.4 mm, 1 kip = 4.44 kN)

To further investigate rock toughness and incorporate the Punch index as a quantitative variable in the CSM model, a research program was carried out, involving laboratory testing and field data analysis. Laboratory Linear Cutting tests (LCM) were performed to analyze the effect of rock toughness on chip formation and the cutting forces. In addition, rock strength tests were performed on cores retrieved from the LCM test samples to define the basic strength parameters of the samples tested. In addition, a series of Punch Penetration tests were carried out and the resultant data analyzed to derive two additional indices to represent rock toughness, the Penetration Index (PI), and the Energy Index for Chipping (EIC).

The first index developed was called the Penetration Index (PI), which is defined as the weighted average slope of the load graph segments where chipping occurs, as delineated in Figure 3. As the indentation tool is forced to penetrate the rock surface, the load increases and the rock underneath the tip of the tool is crushed. When the amount of load exceeds the critical energy required to create rock failure, a chip is formed and the load drops. This cycle of crushing and chipping is repeated as the indentor is pushed farther into the rock. Calculation of the slope index for each chipping occurrence simply corresponds to the slope of the load-penetration curve. In Figure 3, one of the load graph segments where chipping has occurred is marked with dashed lines. The slope of this segment can be calculated as follows:

$$Slope(PI) = \frac{L_2 - L_1}{P_2 - P_1} \qquad (1)$$

Where,
PI = Penetration Index (kN/mm)
L_1 = load at the beginning of chipping (kN)
L_2 = load at the end of chipping (kN)
P_1 = penetration in the beginning of chipping (mm)
P_2 = penetration at the end of chipping (mm)

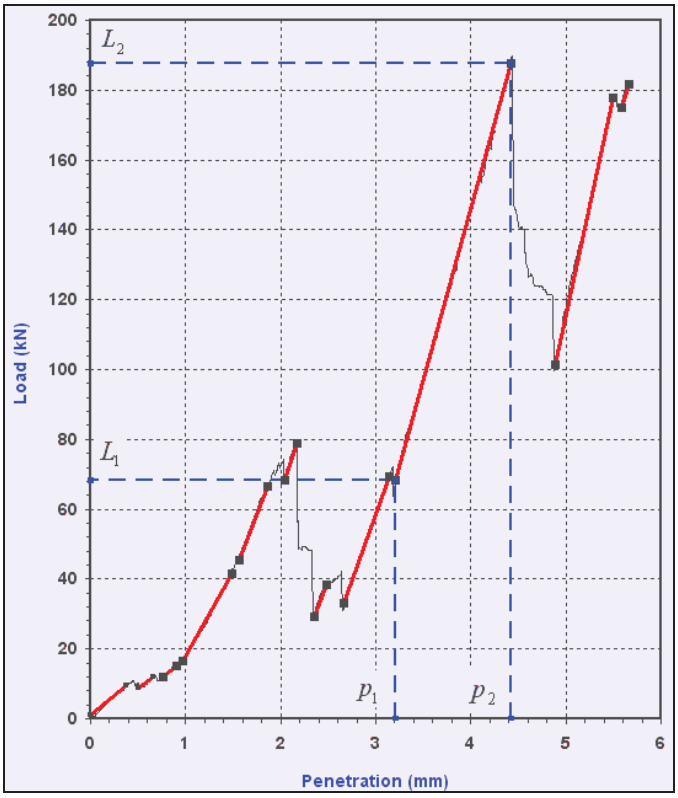


Figure 3. Calculation of Penetration Index (PI)

As shown in Figure 3, there may be several chipping cycles which occur during the punch indentation test. An Excel macro program was written to analyze the entire curve to designate all possible chipping segments. The criterion used by the program to identify a possible chipping segment was to look for increment points in load variation during penetration. In other words, if the load was higher than the previous data point, it was considered part of a chipping segment. If there was a drop in the load, the program concluded that chipping occurred and then calculated the slope of this segment by using the above equation. This procedure was then repeated until the maximum test penetration was reached. The calculation of the average PI value for each test was accomplish by taking into account depth of penetration as the weighing item for each chipping segment.

$$PI = \sum_{i=1}^{n} \frac{Slope(PI_i).p_i}{p} \qquad (2)$$

Where,
PI_i = penetration Index for chip i (kN/mm)
p_i = penetration for chip i (mm)
p = penetration at the end of the test (mm)
n = Number of chips

The second index developed was the *Energy Index for Chipping (EIC)*, defined as the area under the curve where chipping occurs (Fig. 4). This index considers the energy requirements to chip the rock. The same criterion as before was used by the program to determine a possible chipping segment. If the load was higher than the previous data point, it was considered part of a chipping curve. If there was a drop in the load, the program concluded that a chipping has occurred. Calculation of the area under the curve, where a chip was formed, was accomplished by using the following equation.

$$EIC_A = \frac{1}{2}(p_2 - p_1) * (L_2 - L_1) \qquad (3)$$

Where,
EIC_A = Energy index for a chip (kN.mm)
L_1 = load at the beginning of chipping (kN)
L_2 = load at the end of chipping (kN)
P_1 = penetration at the beginning of chipping (mm)
P_2 = penetration at the end of chipping (mm)

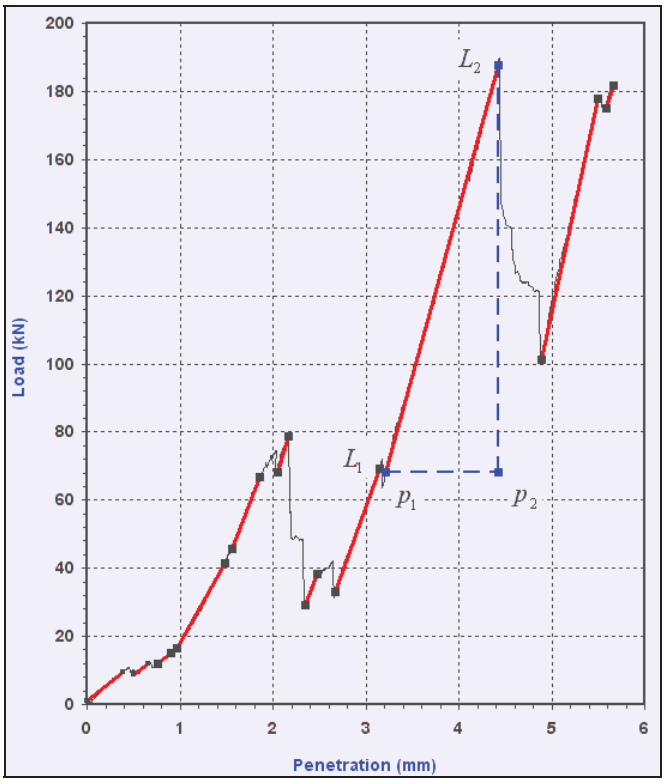


Figure 4. Calculation of Energy Index for Chipping (EIC)

If several chipping cycles occurred during a test, as is commonly the case, the Energy Index for the test was then determined as the average of the areas under all chipping curves. Similar to Penetration Index (PI), the calculation of average EIC value for each test was performed by taking into account depth of penetration as a weighing factor.

$$EIC_A = \sum_{i=1}^{n} \frac{EIC_{Ai} \cdot p_i}{p} \quad (4)$$

Where,
EIC_{Ai} = Energy index for chip i (kN.mm)
p_i = Penetration for chip i (mm)
p = Penetration at the end of the test (mm)
n = Number of chips

Regression analysis was performed between the LCM measured disc cutting forces, rock strength parameters and the three separate Punch Penetration indices defined above. Highest correlation coefficients were obtained when the Penetration Index (PI) was used in the CSM model. Based on this new cutter force equation, the existing CSM computer model was modified. To check the validity and accuracy of the new computer model, field penetration rate data were collected and analyzed from two hard rock tunneling projects and compared with predicted values from the new model.

3 MAIN STRUCTURE OF THE NEW CSM COMPUTER MODEL

The code language for the new computer program was selected as the Microsoft Excel Macro with Visual Basic Editor. VBA (Visual Basic for Applications) is a powerful development technology that enables software, such as EXCEL, to add any type of customization and automation. The program version that was used in this study was Microsoft Visual Basic 6.3. Figure 5 shows the flow chart of the new program. As depicted in this flow chart, the program can be used for two different scenarios, including:

1. The performance prediction for an existing machine – If the predictions are to be developed for an existing machine, the model then asks for all relevant information about the machine, including cutter type, layout, type of machine and the machine specifications in terms of thrust, torque, power, rpm, etc.

2. The performance prediction for a new machine – If a new machine is to be designed and purchased for the project, the model can then be used to develop the required TBM specifications for achieving optimal performance in the particular rock and geologic conditions to be encountered. This encompasses the selection of the best cutter geometry, cutter layout, cutterhead profile, as well as required machine specifications in terms of thrust, torque, power and cutterhead rotational speed. After these parameters are specified by the model, estimates of attainable penetration rates and expected cutter costs are developed.

Figure 6 shows the main menu in the program. The spreadsheet format in this Figure also shows the summary information about the current performance simulation. This helps the user differentiate between runs for the same tunnel project before the final summary is saved to present the results. The user is not allowed to make changes in this sheet since the program uses these parameters to run a complete simulation based on a project file, as described in the next section.

4 MODEL SIMULATION FOR AN EXISTING AND A NEW MACHINE

As shown in Figure 6, the computer program includes different modules to allow simulation and calculation of different components associated with a complete performance prediction effort for hard rock TBMs. The following is a brief description of some of these modules in the program for an existing and a new machine. A detailed description of these modules which were built into the program can be found in the reference by Cigla (2006).

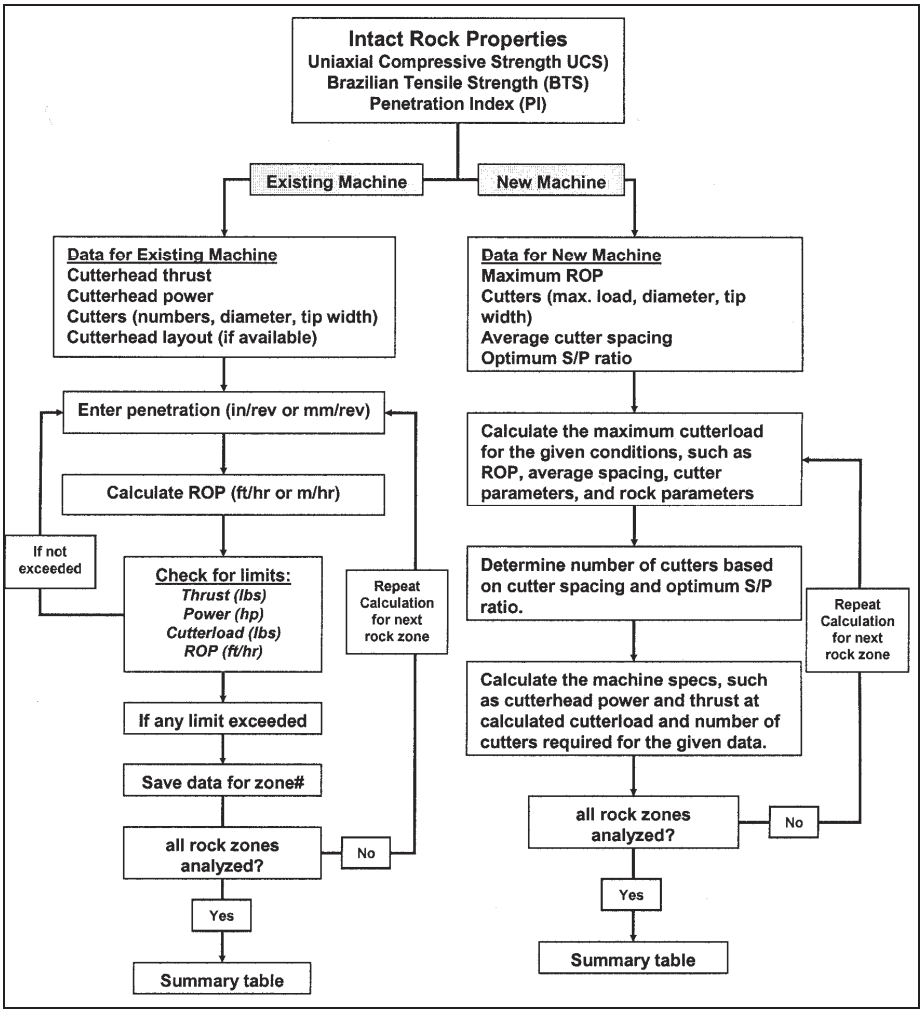


Figure 5. Flow chart of the Program

EARTH MECHANICS INSTITUTE
COLORADO SCHOOL OF MINES
TBM PERFORMANCE PREDICTION (V 4.0)

Main Menu

MENU BAR

Unit System? :	1	*1 - US*	Current Program Name :	HRTBM_V40_4.xls	
		2 - SI			
PROJECT AND TUNNEL INFORMATION					
Project Name :	Queens Tunnel		Total Length :	25,000	ft
Location :	New York city		Tunnel Diameter :	23.18	ft
Owner :	New York city		Area :	422	ft2
Contractor :	GPS				
MACHINE INFORMATION					
Machine Manufacturer :	Robbins		Total Installed Thrus t:	3,500,000	lbs
Machine Type :	Open Beam		Thrust Efficiency :	90%	
Machine Model :	Model 235-282		Net Cutterhead Thrust :	3,150,000	lbs
Machine Condition :	1		Installed Cutterhead Torque :	2,670,294	ft-lb
Cutterhead Diameter :	23.18	ft	Drive Efficiency :	90%	
Cutterhead Radius :	11.59	ft	Net Cutterhead Torque :	2,403,265	ft-lb
Cutterhead RPM :	8.3		Total Installed Power :	4,220	hp
No. of Cutters :	50		Net Cutterhead Power :	3,798	hp
			ROP Limit :	25.00	ft/hr
CUTTER INFORMATION					
Cutter Type :	DISC		Price for Ring:	300	$
Cutter Diameter :	19	in	Price for Hub:	1,500	$
Cutter Tip Width :	0.75	in			
Maximum Cutter Load :	70,000	lbs			
Max. Linear Speed :	500	ft/min			
CUTTERHEAD INFORMATION					
Cutterhead Profile?	1	*1 - YES*	Simulation Type :	1	*1: existing machine*
		2 - NO			*2: new machine*
Average Face Cutter Spacing :	3.4	in	Calculation Option :	1	

Introduction
Program Info
Unit System
HELP
Simulation Type
Existing Machine
New Machine
Calculations
Force
Basic ROP
Save Summary
Special Features
Machine Capacity
D. Lithology
Mixed Face
CH. Balance

Figure 6. Main Menu of the Program

In order to run a complete simulation for an existing machine, the program requires a project file that contains the necessary information regarding the project where a TBM use is planned. Figure 7 shows the summary of the required project information from this project file. This input window is activated every time the user opens a project file that is compatible with this program.

A project file (Fig. 8) consisting of general project information, rock data, machine information, and cutterhead profile needs to be prepared for a complete simulation. Since the program can be used both in US and SI unit systems, the project file also needs to be prepared for both unit systems.

Section for "*Project information*" is used to distinguish between projects. This information does not effect the calculations. The next set of data ("*Rock Information*"), which the program requires, include the rock strength information, the Penetration Index and the Cerchar Abrasivity Index. This information needs to be entered for the geologic reaches expected to be encountered during tunnel excavation. Some other relevant information, including cutter ring to hub ratio also needs to be input into the program at this stage for cutter consumption estimations. "*Field Data*" section is used to calculate the penetration rates achievable at different cutterloads. "*Machine Information*" section includes information related to machine specifications such as cutterhead diameter, cutterhead thrust, cutterhead power, cutterhead RPM, and the number of cutters. "*Cutter Information*" is used to input the data for cutter diameter, cutter tip width, and maximum allowable cutter load.

Finally, the "*Cutterhead Profile*" section includes information related to the cutter layout on the cutterhead. This allows the program to calculate the loads imposed on individual cutters during mining. An example layout of a cutterhead is given in Figure 9.

The project file for a new machine simulation differs in some aspects from the existing machine simulation. The project file for a new machine simulation does not include the cutterhead profile information. This means that calculations are based on the average face cutter spacing. Also, the cutterhead thrust and cutterhead power are not given as they are determined by the program. The rest of the project file for a new machine simulation is practically the same as the project file described earlier.

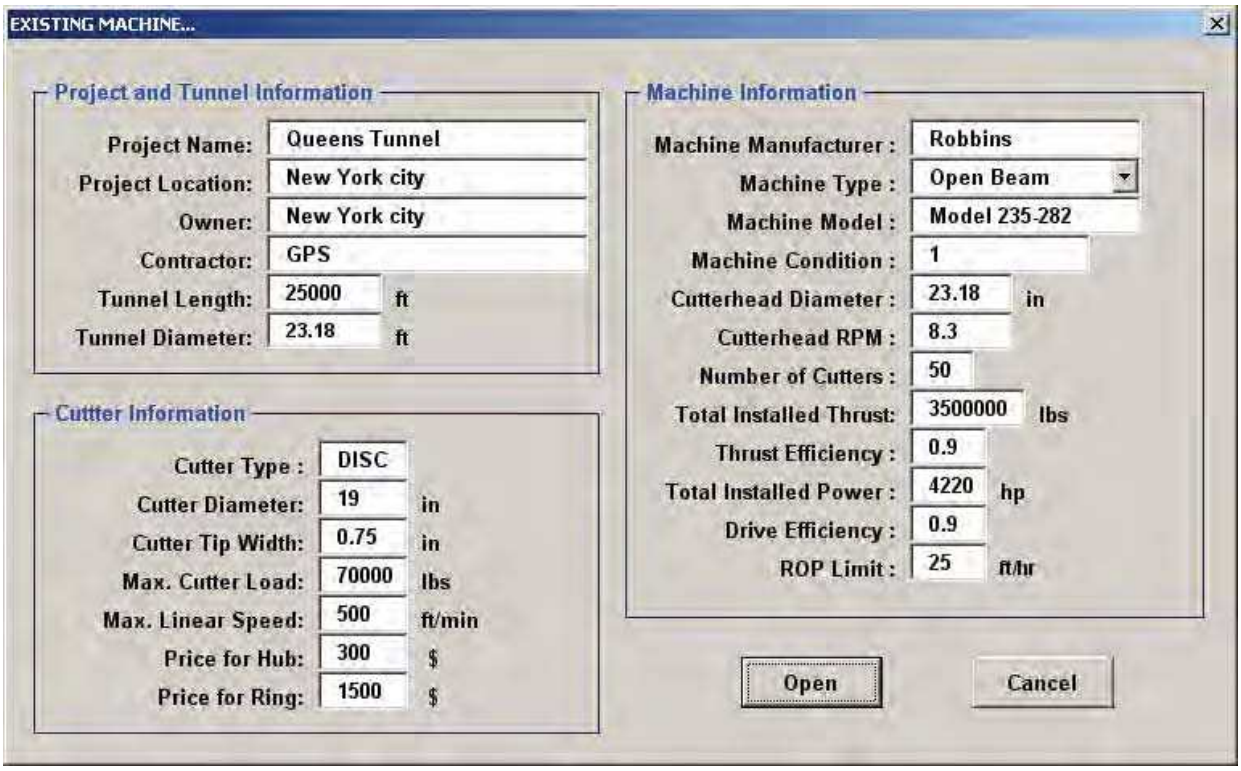


Figure 7. Summary of input data for TBM program

Unit system?:	1	*1: English Units 2: Metric Units*			ProjectFile	Return to Main Menu				
PROJECT INFORMATION										
Project Name:	Queens Tunnel									
Location:	New York city									
Owner :	New York city									
Contractor :	GPS									
Total Length:	25,000	ft	7620	m						
Tunnel Diameter:	23.18	ft	7.07	m						
Area:	422	ft2	39.21	m2						
ROCK INFORMATION										
Number of Geologic Zones :	1									
Geological Zone # :	1									
Geological Zone Length :	25000									
Rock Name :	A									
Rock Type :	Igneous									
UCS (psi) :	23764									
BTS (psi) :	1498									
PI :	493									
CAI :	3.5									
Ring/Hub Ratio :	5									
Geological Zone # :	**1**									
Geological Zone Length :	**7620**									
Rock Name :	**A**									
Rock Type :	**Igneous**									
UCS (Mpa) :	**164**									
BTS (Mpa) :	**10**									
PI :	**493**									
RP2 :	**1**									
RP3 :	**1**									
RP4 :	**1**									
CAI :	**3.5**									
Ring/Hub Ratio :	**5**									
FIELD DATA										
Multiple Cutterloads ?	yes									
Cutterload (lbs) :	71417									
ROP (ft/hr) :	6.50									
Cutterload (kN) :	**318**									
ROP (m/hr) :	**1.98**									
MACHINE INFORMATION										
Manufacturer :	Robbins									
Type :	Open Beam									
Model :	Model 235-282									
Machine Condition :	1	*1: existing 2: new*								
Cutterhead Diameter :	23.18	ft	7.07	m						
Cutterhead RPM :	8.3									
Number of Cutters :	50									
Total Installed Thrust :	3,500,000	lbs	15,569	kN						
Thrust Efficiency :	90%									
Drive Efficiency :	90%									
Total Installed Power :	4,220	hp	3,148	kW						
ROP Limit :	25	ft/hr	7.62	m/hr						
CUTTER INFORMATION										
Cutter Type :	DISC		DISC							
Cutter Diameter :	19	in	482.6	mm						
Cutter Tip Width :	0.75	in	19.05	mm						
Maximum Cutter Load :	70,000	lbs	311.4	kN						
Max. Linear Speed :	500	ft/min	152.4	m/ft						
Price for Ring :	300	$								
Price for Hub :	1500	$								
CUTTERHEAD PROFILE										
Average Face Spacing :	3.4	in	86.4	mm						
Cutterhead Profile :	1	*1: yes 2: no*								
SF for Center Cutters :	15									
SF for Face Cutters :	1									
SF for Gage Cutters :	1.5									

Cutter #	Cutter Group	SF	Center Distance (in)	Z (in)	Angle α (deg.)	Azimuth β deg.	Cutter Diameter (in)	Cutter Tip Width (in)	Cutter Load (lbs)
1	center	15.00	2.50	13.2	0.0	0	19	0.750	70,000
2	center	15.00	6.50	13.2	0.0	180	19	0.750	70,000
3	center	15.00	10.50	13.2	0.0	0	19	0.750	70,000
4	center	15.00	14.50	13.2	0.0	180	19	0.750	70,000
5	face	1.00	18.50	13.2	0.0	270	19	0.750	70,000
6	face	1.00	22.49	13.2	0.0	90	19	0.750	70,000
7	face	1.00	26.45	13.2	0.0	180	19	0.750	70,000
8	face	1.00	30.36	13.2	0.0	326	19	0.750	70,000
9	face	1.00	34.20	13.2	0.0	201	19	0.750	70,000
10	face	1.00	37.95	13.2	0.0	21	19	0.750	70,000

Figure 8. Project file for existing machine (for both US and SI units)

Figure 9. Cutterhead layout for a TBM

5 CALCULATION OF PENETRATION RATE

In case of an existing machine, the required machine parameters are first calculated and then evaluated to determine if the machine is able to sustain the estimated rate of penetration. Figure 10 illustrates the input window for ROP calculation options of an existing machine. The purpose of "*Number of Zones*" is to inform the user as to the number of the ROP calculations which will be performed if the project data includes multiple geological zones along the tunnel alignment.

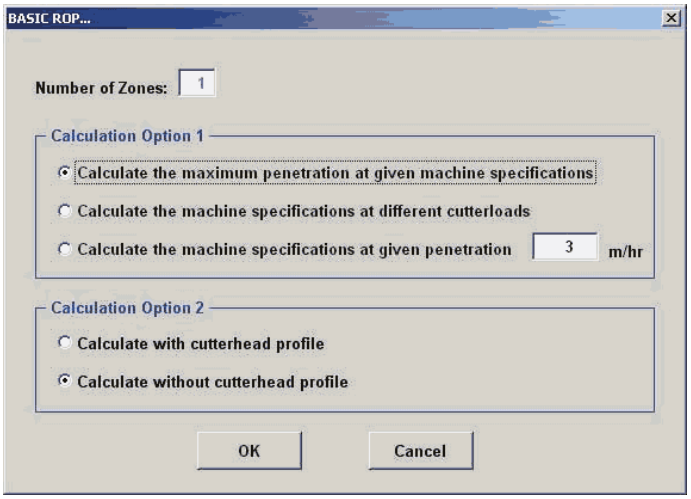


Figure 10. Options to calculate ROP for an existing machine

"*Calculation Option 1*" is for determining what type of penetration rate calculations will be performed. The first option "*Calculate the maximum penetration at given machine specifications*" is to calculate the maximum achievable penetration rate without exceeding any of the machine limits, such as cutterhead thrust and power. The option "*Calculate the machine specifications at different cutterloads*" is used to develop a complete cutterload vs. penetration rate curve for the machine. This option is also utilized when the machine thrust is varied depending on different geologic reaches in the tunnel. "*Calculate the machine specifications at given penetration*" allows the user to determine required machine specifications to maintain a given penetration rate.

The program can be used to calculate penetration values for given rock conditions with or without the cutterhead profile. If the specific cutterhead profile data is not available, then average cutter spacing must be used to calculate the average cutting forces and then the required machine thrust and power based on the calculated cutting forces. If the actual cutterhead layout is available, then the estimates are developed using the actual layout and cutter spacings. These two approaches in general give close answers. The only difference is that by using the actual head layout, the model can also determine individual cutter loads, which vary as transition begins to occur from center to face cutters and then to gage cutters.

The model accomplishes the required calculations using an iterative approach. It starts from a low ROP and gradually increases it until one or more cutter or machine limits are reached (Fig. 11). It then records the corresponding penetration rate as the maximum achievable penetration rate for the rock and geologic conditions anticipated. It follows the same procedure for all other rock types to be encountered in the tunnel if the project file is set up for multiple runs.

Basic Penetration and ROP		
Basic Penetration :	4.90	mm/rev
Basic ROP :	1.94	m/hr
Required Machine Spacifications for Basic Penetration		
Required CH Thrust :	14,019	kN
Required CH Torque :	9,850	kN.m
Required CH Power :	2,609	kW
Max. Required Cutterload :	280	kN
Machine Performance Evaluation for Basic Penetration		
Machine Thrust Usage :	100.0%	*Limited*
Machine Torque Usage :	92%	*OK*
Machine Power Usage :	92%	*OK*
Cutter Load Capacity Usage :	90.0%	*OK*
ROP Limit :	25.5%	*OK*
Limited by :	Machine Thrust	

Figure 11. Calculation of ROP for existing machine

6 COMPARISON OF THE NEW COMPUTER MODEL RESULS WITH THE FIELD DATA

TBM field performance data from two field case histories were analyzed and evaluated to check and confirm the validity of the new CSM model incorporating the Punch Penetration index as a new parameter. The first hard rock TBM project selected for analysis experienced a field TBM penetration rate lower than what was anticipated pre-bid. In this case, both the contractor and the existing CSM model overestimated the actual penetration rate by a considerable margin. This penetration loss was attributed to rock toughness which was not detected by standard rock property tests. In the second field case history study, the actual TBM penetration rate obtained in the field was very close to that predicted pre-bid. In this case, the existing CSM model was successful in accurately estimating the attainable penetration rates based on the geologic and the rock strength information available pre-bid. The new CSM model was also applied to the case history to ensure that incorporating the Punch Penetration index as a new quantitative variable in the model still allowed it to predict TBM performance accurately in rocks which do not exhibit "unusual" toughness.

The case study where the rock was found to exhibit high toughness was the Queens Tunnel in New York. The Queens Tunnel, which is a part of the New York City Water Tunnel #3 project, was constructed underneath the borough of Queens by a JV of Grow-Perini-Skanska using a high-performance tunnel boring machine. The job entailed boring some 7.9 km of tunnel at 7.06 m diameter through very hard and jointed formations of varying rock types of the igneous Brooklyn injection gneiss formation, including biotite-hornblende gneiss intermixed with granitic gneiss, amphibolite, pegmatite, and biotite schist. After completion, it was lined with unreinforced concrete to a finished diameter of 6.1 m. The TBM's 7.06 m diameter cutterhead was fitted with 50 wedge lock cutters, each 483 mm in diameter and load rated at 312 kN. Power from 3147 kW motors rotated the cutterhead at 8.3 rpm. Figure 12 shows the Queens Tunnel TBM after assembly in the manufacturer's plant.

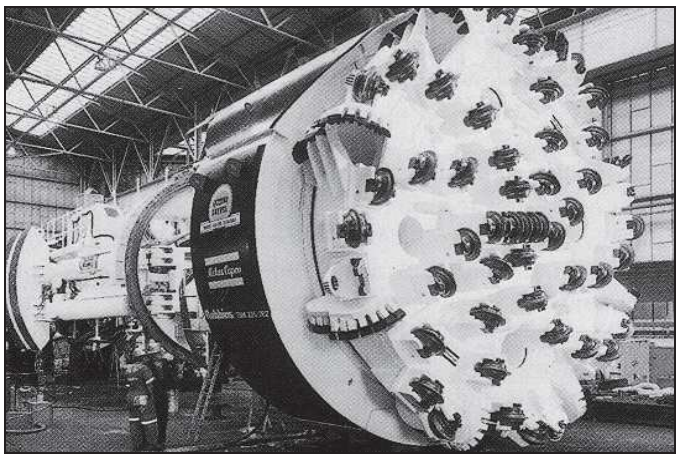


Figure 12. TBM of Queens Water Tunnel #3, Stage #2

The second project selected for this study was the two Chattahoochie tunnels recently excavated by two hard rock TBMs in Atlanta, Georgia. This project is owned by the Cobb County Water System (CCWS) in Atlanta, GA, which provides for the collection and treatment of wastewater for most of Cobb County. The Chattahoochee Tunnel was designed to provide sewerage conveyance for flows from eastern Cobb County, an area that is currently being served by existing sewers that are near capacity. The TBM excavated portion of the Chattahoochee Tunnel was

14.7 km in length and 5.5 m in diameter. The tunnel was excavated using two TBM drives of 6.8 km and 7.9 km. The rock types encountered along the tunnel were approximately 65% quartz-feldspar gneiss and 20% quarts-mica-schist. The rest was quartzite, granite, amphibolite, and other types. Two hard rock TBMs (Fig. 13) were used for this project, which were nearly identical with only a few minor exceptions. The North Drive TBM was originally used in Hong Kong and then was refurbished for use in the Chattahoochee tunnel project. The South Drive TBM was a new machine.

Figure 13. A Picture of one of the Chattahoochee TBMs

The TBMs used in both the Queens and the Chattahoochee tunnel projects were equipped with automated data logging systems designed to record all machine operational parameters during excavation. The TBM data recorded from both projects were acquired and analyzed in detail to determine average cutter loads and the penetration rates achieved throughout the entire tunnel drives. In addition, cores were taken along the tunnels and laboratory tests performed to determine the Uniaxial compressive and the Brazilian tensile strengths, as well as the Punch Penetration Index and the Cerchar abrasivity index.

The overall results of the field data from the two tunneling projects are summarized in Table 1. Shown in this table are the average rock strength values (UCS and BTS), the Punch Penetration Index, the average cutterload and the average field penetration rate for each project.

Table 1. Average rock properties and TBM performance for the Queens and the Chattahoochie tunnels

Project Name	Average UCS MPa	Average BTS MPa	Average PI kN/mm	Average Field Cutterload kN	Average Field ROP m/hr
Queens Tunnel	164	10	86	318	1.98
Chattahoochie Tunnel, South Drive	125	13	54	288	3.55
Chattahoochie Tunnel, North Drive	140	11	60	294	3.93

Table 2 presents the comparison of field ROP with those predicted by using the existing CSM model. As shown in this Table, a close correlation exists between the predicted and the measured ROP for the two Chattahoochee Tunnels. In particular, for the South Drive of the Chattahoochee project, the agreement between the predicted and the measured TBM performance is excellent. For the Queens tunnel, however, the existing CSM model fails to provide an accurate estimate of field ROP. As shown in Table 2, the actual TBM penetration rate attained in the field was significantly lower than that estimated by the existing CSM model. The CSM model estimated an attainable penetration rate of 2.65 m/hr. for the entire tunnel while the TBM was able to achieve an average penetration rate of only 1.98 m/hr. The contractor's pre-bid estimate for the tunnel was around 2.74 m/hr. Obviously, a significantly lower penetration rate than anticipated resulted in major claims on this project. Post-construction testing of rock on cores taken from tunnel walls did show high rock toughness which could not be detected from the geotechnical information available pre-bid.

Table 2. Comparison of field data and the predicted ROP based on the existing CSM model

Project Name	Average Field ROP m/hr	Predicted ROP m/hr
Queens Tunnel	1.98	2.65
Chattahoochie Tunnel, South Drive	3.55	3.49
Chattahoochie Tunnel, North Drive	3.93	3.41

The comparison of the predicted performance and the field penetration rate using the new CSM model for the two tunneling projects investigated is shown in Table 3. For the Queens tunnel, the new CSM model with the Punch Penetration index gives a predicted penetration rate of 1.94 m/hr, which compares favorably with the field achieved penetration rate of 1.98 m/hr. This means the Punch penetration index included in the new CSM model successfully accounted for the expected penetration loss due to high rock toughness. Table 3 also displays the predicted penetration rates for the Chattahoochee tunnels using the new CSM model. As discussed earlier, the penetration rate predictions provided by the existing CSM model were very close to those achieved in these two tunnel drives since no unusual toughness characteristics were observed in the rock formations encountered in these tunnels. The new CSM model is also successful in predicting the Chattahoochie Tunnel field penetration rates with good accuracy, as can be seen in Table 3.

Table 3. Comparison of field and the predicted ROP based on the new CSM model

Project Name	Average Field ROP m/hr	Predicted ROP m/hr
Queens Tunnel	1.98	1.94
Chattahoochie Tunnel, South Drive	3.55	3.48
Chattahoochie Tunnel, North Drive	3.93	4.23

7 CONCLUSIONS

The CSM model for predicting the performance of hard rock TBMs has been modified by including the Punch penetration index as a new variable. The purpose of this effort was to account for rock toughness in a quantitative manner in the model. The new model was then applied to a field TBM project in hard rock where the actual machine penetration rate was significantly lower than what the existing CSM model and the contractor estimated. The new model with the Punch Penetration Index gave remarkably close results to what was obtained in the field, confirming that it was able to address the rock toughness impact on the penetration rate by considering the Punch penetration index.

To ensure that the new model was still capable of accurately predicting the TBM penetration rate in rocks which do not exhibit any unusual toughness characteristics, its results were also compared with field data from another hard rock project where the pre-bid ROP estimates were very close to what was actually achieved in the field. Again, the new model results agreed well with field data. Work is currently underway to analyze additional field TBM performance data from tunneling projects where reduced penetration has occurred and apply the new CSM model to predict the ROPs for these tunnels.

RERERENCES

Cigla M. and Ozdemir L., Feb 2000, "*Computer Modeling For Improved Production of Mechanical Excavators*", Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME) Annual Meeting, Salt Lake City, UT

Cigla M. and Ozdemir L., 2001, "*Application of Tunnel Boring Machines in Underground Mine Development*", International Mining Congress, Ankara, Turkey

Cigla M., 2006 "*Prediction and Modeling of Disc cutting Forces for Hard Rock Excavation Base on Assessment of Punch Oenetration Index For Quantfying Rock Tooughness and Resistance to Chipping*", Ph.D. Thesis, Colorado School of Mines, Golden Co, USA

Tünel Açma Makinalarının Performans Analizinde Kullanılan Delme Oranı İndeksinin (DRI) Tahmini

Prediction of Drilling ate Inde (D I) sing Performance Analysis f Tunnel Boring Machines

Olgay Yaralı

onguldak araelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölüm, onguldak

Eren Soyer

Hema Madencilik A.Ş., Amasra-Bartın

ÖZET Bu çalışmada, önce delinebilirliğin mekanik kazı makinalarının performans tahmin yöntemlerindeki etkisinden bahsedilmiştir. Daha sonra delme oranı indeks (DRI) deneyi kısaca anlatılmıştır. Son olarak da, farklı bölgelerden alınan 16 adet kayaç örneğinin Shore sertlik indeksi, nokta yükü dayanım indeksi ve delme oranı indeks deney sonuçları verilmiştir. Kayaçların delme oranı indeksleri, Shore sertlik indeksleri ve nokta yükü dayanımı indeksleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır. Sonuç olarak, kayaçların yüzey sertliğinin delinebilirliğe etkisinin çok az olduğu, dayanımının ise daha fazla olduğu saptanmıştır.

ABSTRACT In this study firstly, the effect of drillability on performance prediction methods of mechanical excavation machines is discussed. Then, drilling rate index (DRI) is briefly explained. Finally, test results of Shore hardness value, point load strength and drilling rate index of rocks which are collected from 16 different areas are given. The relationships between drilling rate index and Shore hardness, point load strength are investigated. As a result, it is determined that the effect of face hardness of the rocks is lower than the effect of strength of the rocks on drillability.

1 GİRİŞ

Ülkemizde son yıllarda, kazı makinaları yeraltında tünel açma işlerinde gerek madencilik gerekse inşaat alanında yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Kazı yapılacak kayaca/zemine ve kazı amacına uygun makine seçimi oldukça önemlidir. Yanlış makine seçilmesi durumunda proje istenen sürede bitmeyecek ve maliyetlerde de çok fazla artışlar görülecektir. Uygulama koşularına göre seçilecek makine için önceden performans tahminlerinin yapılması gerekmektedir.

James S. Robbins, 1954 yılında kendi tünel açma makinasını (TBM) inşa ettikten itibaren tünel açma makinalarının tasarımları konusunda önemli gelişme kaydedilmiştir. Günümüzde, değişenken kayaç koşullarında dahi yüksek ilerleme oranları söz konusudur (Sapigni vd., 2002). TBM'lerle uygun kaya koşullarında 1000 m/ay ilerleme sağlanırken çok kötü jeolojik koşullara sahip kayaçlarda 50 m/ay'dan daha az ilerleme yapıldığı literatürde yer almaktadır (Wallis, 1999: Sapigni vd.'den, 2002).

Tünel açma makinalarının performanslarının önceden tahmin eden modeller birçok araştırmacı tarafından son 25

yıl içinde geliştirilmiştir (Nelson, 1993). Bu modellerin bazıları uygulamada kabul görmüş (Tarkoy, 1973; Roxborough ve Phillips, 1975; Graham, 1976; McFeat-Smith ve Tarkoy, 1979; McFeat-Smith ve Fowel, 1977; Özdemir vd., 1978; Farmer ve Glossop, 1980; Bamford, 1984; Roxborough, 1985; Hughes, 1986; Bruland vd., 1988; Innaurato vd., 1991; Sundin ve Wastedt, 1994; Grima vd., 2000; Kahraman vd., 2000; Blindheim vd., 2002) bazıları ise sadece literatürde yer almış bilgi olarak kalmıştır.

Kazı makinaları için geliştirilen performans tahmin modellerini yaklaşımlarına göre iki kısma ayırmak mümkündür. Birincisi, her bir keskinin üzerindeki kesme kuvvetlerinin hareketine bağlı olan modeller, diğeri ise arazide makine performansına bağlı olarak geliştirilmiş modellerdir. Her bir model yaklaşımının kendisine ait avantaj ve dezavantajları bulunmaktadır (Rostami vd., 1996). Genel olarak, performans tahmin modelleri aşağıda sıralanan başlıca etkenlerden bir veya daha fazlasına bağlı olarak yapılır. Bu etkenler (Nilsen ve Özdemir, 1993):

1) Arazinin haritalanması (jeolojik açıdan) ve /veya arazide yerinde yapılan deneyler
2) Küçük ölçekli laboratuar deneyleri (indeks deneyleri)
3) Büyük ölçekli laboratuar deneyleri
4) Sayısal modeller
5) Teorik modeller

Kazı makinalarının performans tahminleri için bir çok araştırmacı model ve yöntem geliştirmiş olmasına rağmen literatürde ve uygulamada en çok kabul görmüş iki performans tahmin modeli gösterilmektedir. Bunlar, Colorado Madencilik Okulu (Colorado School of Mines, CSM) ve Norveç Bilim ve Teknoloji Üniversitesi (Norwegian University of Science and Technology, NTNU) modelleridir. Bu iki modelde kullanılan ve laboratuarda yapılan deneylere ilişkin liste Çizelge 1'de gösterilmiştir.

Bu çalışma kapsamında farklı bölgelerden alınan 16 adet kayaç örneği üzerinde laboratuvarda Shore sertlik indeksi (SH), nokta yükü dayanım indeksi ve delme oranı indeks deneyleri yapılmıştır. Kırılganlık ve Sievers minyatür delme deneyine göre delme oranı indeks değerleri (DRI) bulunmuştur. Deneylerden elde edilen veriler kullanılarak, kayaçların delme oranı indeksleri, Shore sertlik indeksleri ve nokta yükü dayanım indeksleri arasındaki ilişkiler araştırılmıştır.

Çizelge 1. CSM ve NTNU modellerinin karşılaştırılması (Özdemir ve Nilsen, 1999).

CSM Modeli	NTNU Modeli
• Tek eksenli basınç dayanımı (deformasyon deneyi dahil) • Brazilian (dolaylı) çekme deneyi • Yoğunluk • Punch deneyi • Cerchar aşınma indeksi • Petrografik analizler ➢ Sert minerallerin tipi ve içeriği ➢ Tanelerin konumu ve yönleme özellikleri ➢ Taneler arasındaki bağ ➢ Mikroçatlaklar ve boşluklar ➢ Diğer mikroskopik özellikler	• Sievers minyatür delme deneyi (SJ) • Kırılganlık deneyi (S_{20}) • Aşınma miktarı deneyi (AV) • Petrografik analizler ➢ Sert minerallerin tipi ve içeriği ➢ Tanelerin konumu ve yönleme özellikleri ➢ Taneler arasındaki bağ ➢ Mikroçatlaklar ve boşluklar ➢ Diğer mikroskopik özellikler

2 KAYAÇLARDA DELİNEBİLİRLİK TANIMI

Kayacın delinebilirliği bir delme matkabının kayaç içinde ilerleme yapabilme oranı olarak tanımlanmaktadır (Tamrock, 1987). Dönmeli ve darbeli delik delme ekipmanları kayaç kazısında oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. Özellikle mekanik kazı makinalarının (tam cephe galeri açma ve kollu galeri açma makinaları gibi) yeraltı yapılarında yaygın şekilde kullanılmaya başlamasıyla bu konu önem kazanmıştır. Bu makinalarla yapılacak kayaç kazı projelerinin planlanması ve maliyetlerin tahmin edilmesinde önceden performans tahminine ilişkin bilgilere sahip olunması çok önemlidir (Kahraman, 2002).

Galeri veya tünel açmada, geçilecek formasyonda delme hızının ve makine performansının önceden tahmini, araştırmacıları uzun süredir meşgul etmektedir. Bu gün bu konuda herkesin kabul ettiği bir delinebilirlik tayin yöntemi yoktur. Uluslararası Kaya Mekaniği Derneği'nin kayaçların kazılabilirlikleri ve delinebilirlikleri konusunda kurduğu komisyon 1987'de Montreal' de toplanmış, tüm yöntemleri inceleyerek bir başlık altında sıralanan deney yöntemleri üzerinde çalışmayı prensip olarak kabul etmiştir. Delinebilirlik tayininde en az birkaç yöntemin bir arada yorumlanması tavsiye edilmektedir (Bamford vd., 1987).

Delinebilirlik test yöntemlerinin, kayaç delinebilirliğinin saptanmasında kullanılması için belirli özelliklere sahip olması gerekir. Deney yönteminin basitliği, ucuzluğu, sonuçların kısa zamanda elde edilmesi bunlar arasında sayılabilir. En önemlisi, deneyde elde edilen değerlerin kayacın delinebilirliği konusunda doğru sonuçlar üretmesi ve yöntemin standart olarak uygulanabilir olmasıdır (Baş, 1993).

Kayaçların dayanım özellikleri, dünyanın her yerinde standart olarak yapılabilir olduklarından uzun zamandır delinebilirlik ölçütlerinin belirlenmesinde kullanılmışlardır. Ancak, tek eksenli basınç dayanımı tek başına , kayacın aşındırıcılık, kırılganlık, süreksizlik gibi özellikleri hakkında yeterli derecede fikir vermemektedir. Son yıllarda yapılan araştırmalar bu değerin tek başına kullanılmasının yanıltıcı olacağını göstermiştir (Shariar, 1988).

Zonguldak Havzasında yapılan bir çalışmada, kayaçların jeomekanik özellikleri ile burgu hızlarının değişimi istatistiksel olarak irdelenmiş ve en iyi sonuçlar sırasıyla, Shore skeleroskobu sertliği, konik delici değeri, tek eksenli çekme dayanımı, tek eksenli basınç dayanımı, elastisite modülü ve nokta yükü dayanımı değerlerinden elde edilmiştir. Schmidt çekici değerleri ile burgu hızları arasında hiçbir ilişkinin olmadığı gözlenmiştir. Schmidt çekici ile yapılan ölçmelerde elde edilen verilerin arının kırıklı ve çatlaklı oluşu nedeniyle gerçek sertlik değerlerini yansıtmadığı belirlenmiştir (Bilgin, 1982).

Kayaçlar kendi aralarında sınıflandırıldığında, örneğin volkanik kayaçlar için darbe dayanım değeri ile basınç dayanımı arasında istatistiksel olarak anlamlı bir bağıntı ortaya çıkmaktadır (Bilgin, 1989).

Rus araştırmacı Protodyakanov tarafından geliştirilen darbe dayanım deneyini, bazı araştırmacılar değişik boyutlarda deney aletleri kullanarak kayaçların delinebilirliklerinin tayini için uygulamışlardır. Kayaçlar kendi aralarında sınıflandırıldığında, örneğin volkanik kayaçlar için darbe dayanım değeri ile tek eksenli basınç dayanımı arasında istatistiksel olarak anlamlı bir bağıntı ortaya çıkmamıştır (Tandanand ve Unger, 1975).

Delinebilirliğin güvenilir olarak saptanması ancak çeşitli deney yöntemlerinin birlikte uygulanması ile gerçekleşir. Ancak bu yol genellikle pahalı olmaktadır. En güvenilir ve başarılı sonuçlar, laboratuar spesifik enerji ve aşındırıcılık deneyi gibi özel olarak tasarlanan ve delinebilirliğe etki eden çeşitli özellikleri birlikte irdeleyen deney yöntemleri vermektedir.

Kazıcı makinelerin delme hızlarının, keski aşınmalarının ve keski seçiminin tespit edilmesinde iyi sonuçlar veren özel olarak tasarlanan, delinebilirliğe etki eden çeşitli özellikler bir arada irdeleyen delinebilirlik indeksleri geliştirilmiştir. Bunlar;

- Kayaç dayanım katsayısı indeks (KDK) deneyi
- Delme oranı indeks (DRI) deneyi
- Uç aşınma indeks (BWI) deneyi

Kazı makinalarının performans tahmini için geliştirilmiş modellerde delme oranı indeksi (DRI) kullanılmaktadır. Bu indeks Norveç Teknoloji Enstitüsü (Norwegian Institu of Technology) SINTEF'de 1960'lı yıllardan itibaren kayaçların delinebilirlik için yapılan laboratuar ve arazi çalışmalarının derlenmesi sonucu geliştirilmiştir. Ancak 1988 yılında itibaren özellikle İskandinav ülkelerinde delinebilirlik konusunda standart bir deney haline gelmiştir. Bu indeks deneyi, kayaçların gevreklilik değeri (S_{20}) ve Siewers minyatür delme deneyin verilerine bağlıdır.

Önemli sayıda Avrupalı ve Amerikalı araştırmacı ve üretici firma, delme oranı indeks deneyini 1990 yılından itibaren kollu galeri açma, tam cephe galeri açma ve hidrolik kırıcılar için geliştirilen tahmin modellerinde önemli bir girdi olarak kullanmaktadırlar.

3 DELME ORANI İNDEKSİ (DRI)

Delme oranı indeksi (DRI) 1943 yılında İsviçre'de N. von Matern ve A. Hjelmer tarafından geliştirilmiştir. Bu deney yöntemi birkaç değişiklikten sonra standart hale gelmiş ve 1950'li yılların sonundan itibaren kayaçların delinebilirliklerinin belirlenmesinde kullanılmaya başlanmıştır.

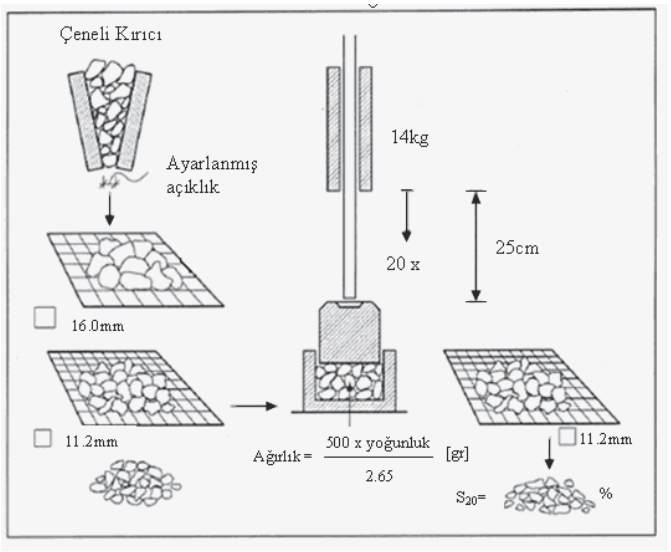
Bu deney yöntemindeki deney aletlerinin orjinali Norveç Bilim ve Teknoloji Üniversitesi SINTEF Kayaç ve Zemin Mekaniği Laboratuvarında (Norwegian University of Science and Technology (NTNU) SINTEF Rock and Soil Mechanics) bulunmaktadır. Bu deney yöntemi özellikle sert kayaç kazısında kullanılan tam cephe galeri açma makinalarının (hard rock TBM) ve kayaçların darbeli delme yöntemlerinin performans tahmin modellerinde kullanılmaktadır (Nilsen, 2003).

DRI iki temel laboratuvar deneyine bağlı olarak bulunmaktadır. Birincisi; kırılganlık deneyi (brittleness test) S_{20}, ve diğeri ise Sievers minyatür delme değeri deneyi (Sievers miniature drill-test value), SJ'dir. Delme oranı indeksi kayaç yüzey sertliği için düzeltilmiş kırılganlık değeri olarak da tanımlanabilir (Dahl, 2003).

3.1 Kırılganlık Deneyi

Kırılganlık deneyi (S_{20}), tekrarlanan darbe sonucu kayacın kırılmaya karşı gösterdiği direnci dolaylı olarak ölçen bir deney yöntemidir. Şekil 1'de kırılganlık değeri deneyine ait temel şekil verilmiştir. Şekil 2'de ise Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Maden Mühendisliği Maden Mekanizasyonu Araştırma Laboratuvarı'nda bulunan kırılganlık deney aletinin resmi gösterilmiştir.

Bu deneyde, kayaç örneği önce çeneli kırıcıdan geçirilerek malzeme kırılır. +16 mm boyutundaki malzeme yoğunluk değerinin belirlenmesinde kullanılır. -16 mm/ +11.2 mm elek aralığındaki malzemeden 2.65 gr/cm^3 yoğunluktaki malzeme için 500 gr 'a karşılık gelen örnek hacmi bir havan içine konulur.



Şekil 1. Kırılganlık deney düzeneği (Dahl, 2003).

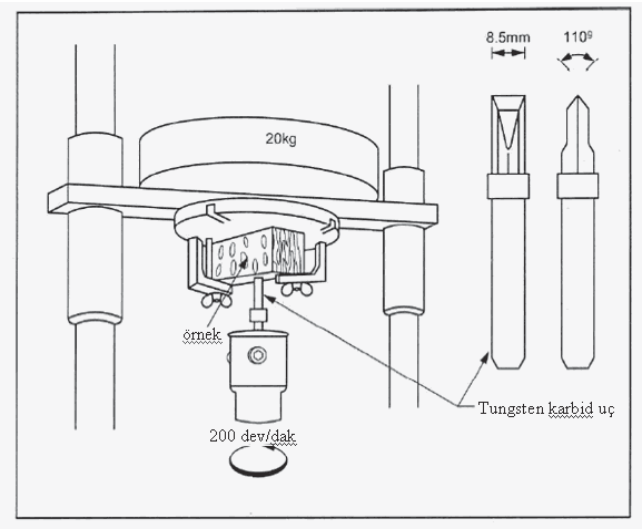
Şekil 2. Kırılganlık deney aleti.

Ortalama 25 cm yükseklikten 14 kg ağırlığındaki çekiç havan içindeki malzemeye 20 defa düşürülür. 20 kez tekrarlanan darbeyle kırılan havan içindeki malzeme 11.2 mm'lik elekten elenir. – 11.2 mm'lik malzeme miktarı deneyin başında havan içine konulan malzemeye ağırlıkça oranlanır. Yüzde olarak bulunan değer kayacın kırılganlık değerine eşittir. Bir kayacın

kırılganlık deneyi, aynı koşularda 3-5 kez tekrar sonucu elde edilen değerlerin ortalaması olarak bulunur (Dahl, 2003).

3.2 Sievers Minyatür Delme Deneyi

Bu deney kayacın yüzey sertliğinin veya delmeye karşı direncin bir ölçüsünü verir. Bu deney yöntemi 1950'li yıllarda H. Sievers tarafından geliştirilmiştir. Şekil 3'de bu deney yönteminin genel hatları gösterilmektedir. Şekil 4'de Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Maden Mühendisliği Maden Mekanizasyonu Araştırma Laboratuvarında bulunan kırılganlık deney aletinin resmi verilmiştir.



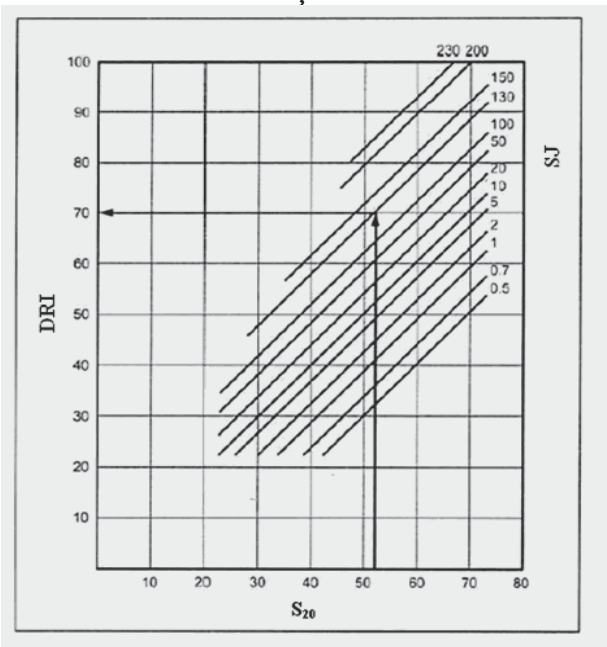
Şekil 3. Sievers minyatür delme deneyi düzeneği (Dahl, 2003).

Siever minyatür delme deneyi (SJ), minyatür delme ucunun 1 dakika boyunca 200 devirde döndükten sonra kayaç içinde açılan delik boyunun mm cinsinden ölçülmesidir. Kayaç örneği 20 kg'lık ağırlık altına sıkılanır ve matkabın ucuna deyinceye kadar dikkatli bir şekilde indirilir. Matkabın ucunun kayacın yüzeyine paralel olmasına dikkat edilmelidir. Matkabın dönme işine başlanır ve delme işi 200 devir tamamlanıncaya kadar deney yapılır. Deney bittiği zaman ağırlık ve örnek yukarı kaldırılır. Örnek gevşetilerek yaklaşık 5-7 mm aralıklı işaretlenmiş delme yeri delinir. Bu işlem her örnek için 4 ile 8 kez tekrarlanmalıdır. Delik boyları bir elektronik mikrometre veya kumpas ile ölçülerek elde edilen değerlerin ortalaması hesaplanır. Ortalama delik boyları 10 ile çarpılarak Sievers minyatür delme deney sonucu bulunur (Dahl 2003).

Şekil 4. Sievers minyatür delme deney aleti.

3.3 Delme Oranı İndeksinin Değerlendirilmesi

Delme oranı indeksi Şekil 5'de verilen diyagram kullanılarak bulunur. Diyagram üzerinde kırılganlık (S_{20}) deneyinden elde edilen değer ve Sievers minyatür delme (SJ) deneyinden elde edilen değerle kesiştirilerek DRI değeri tespit edilir. Çizelge 2'de DRI'ya ait sınıflama verilmiştir.



Şekil 5. DRI belirleme diyagramı (Dahl, 2003).

Çizelge 2. DRI'nın sınıflaması (Dahl, 2003).

Sınıf	DRI
Oldukça düşük	≤25
Çok düşük	26-32
Düşük	33-42
Orta	43-57
Yüksek	58-69
Çok yüksek	70-82
Oldukça yüksek	≥83

4 LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Bu çalışmada 16 farklı kayaç türü üzerinde deneyler yapılmıştır. Araziden alınan kayaç örneklerinin sağlam, çatlaksız ve süreksizlik içermemesine dikkat edilmiştir. Çizelge 3'de örnek alım yerleri ile alınan örneklerin isimleri gösterilmiştir. Çizelge 4'de de deney sonuçları verilmiştir.

Nokta yükü dayanım indeks deneyleri hem eksenel hem de çapsal olarak ISRM 1985'e göre yapılmıştır. Eksenel deneyler 5 ile 8 kez, çapsal deneyler ise 3 ile 6 kez tekrarlanabilmiştir. Çapsal nokta yükü dayanım indeks deneyinde örneklerinin H/D oranı 1'den büyük seçilmiştir.

Shore sertlik indeks deneyinde 54 mm çaplı, 25-30 mm kalınlığındaki örnekler kullanılmış ve ISRM 1977'e göre yapılmıştır. Yapılan deneylerde kayaç örneklerindeki minerallerin sertliklerini belirlemek için örnek üzerine düşen elmas uçlu çekicin geri sıçrama değerleri en az 5 mm aralıkla okunmuştur. Yapılan 22 okumadaki en düşük ve en yüksek değerler atılmıştır. Bu okumaların ortalaması, Shore sertlik değeri olarak bulunmuştur.

Çizelge 4 incelendiğinde kayaçların delinebilirliklerinin genelde orta ile çok yüksek arasında değiştiği görülmektedir. Sadece diyabaz ve alkali granit örneklerinde bu değer düşük çıkmıştır.

Çizelge 3. Deneylerde kullanılan kayaçların tanımı.

No	Örnek Adı	Alındığı Yer
1	Kuvarsit	Norveç-Trondheim
2	Kireçtaşı	Norveç-Trondheim
3	Diyabaz (açık gri)	Dorukan Tüneli
4	Diyabaz (koyu gri)	Dorukan Tüneli
5	Su alkalen granit	Dorukan Tüneli
6	Kumtaşı	TTK Kozlu Müessesesi döküm sahası
7	Kiltaşı	TTK Kozlu Müessesesi döküm sahası
8	Kireçtaşı	ZKÜ yeni kapı girişi inşaat alanı
9	Siyenit	Devrek-Yenice
10	Dolomit	Devrek
11	Porfirik bazaltik andezit (Koyu Renk)	Zonguldak – Kdz. Ereğli 34. km
12	Porfirik bazaltik andezit (Açık Renk)	Zonguldak – Kdz. Ereğli 35. km
13	Bazaltik andezit (Açık Renk)	Zonguldak – Kdz. Ereğli 42. km
14	Diyabaz	Devrek-Yenice
15	Alkali granit	Devrek-Yenice
16	Bazalt	Hasan Dağı etekleri

Çizelge 4. Deney sonuçları

No	SJ	S_{20}	DRI	SINIFI*	SH	$Is_{\perp}$	$Is_{(50)\perp}$	$Is_{//}$	$Is_{(50)//}$	$I_{a(50)}$
1	2.42	2.42 ± 0.16	45	Orta	77.65 ± 5.62	-	-	-	-	-
2	60.80	60.80 ± 4.75	58	Yüksek	46.55 ± 2.04	-	-	-	-	-
3	50.43	50.43 ± 6.85	45	Orta	55.10 ± 5.64	-	-	-	-	-
4	87.72	87.72 ± 1.61	61	Yüksek	35.90 ± 5.73	4.79	4.41	-	-	-
5	13.20	13.20 ± 1.50	66	Yüksek	68.80 ± 6.89	3.4	3.29	3.21	3.31	0.996
6	96.90	96.90 ± 1.29	69	Yüksek	36.45 ± 5,08	3.33	3.23	2.5	2.59	1.248
7	133.39	133.39 ± 7.27	65	Yüksek	41.8 ± 4.32	4.53	4.35	2.15	2.22	1.956
8	67.84	67.84 ± 1.05	68	Yüksek	52.20 ± 2.35	3.25	2.97	3.08	3.17	0.937
9	56.91	56.91 ± 1.39	51	Orta	64.20 ± 4.86	7.54	6.92	7.12	7.37	0.938
10	89.73	89.73 ± 1.30	80	Çok yüksek	36.70 ± 2.08	3.49	3.26	2.84	2.94	1.112
11	102.52	102.57 ± 0.57	55	Orta	49.85 ± 6.15	5.56	5.19	4.85	5.02	1.033
12	103.68	103.68 ± 0.42	65	Yüksek	46.90 ± 5.41	4.28	3.99	2.97	3.07	1.298
13	80.46	80.46 ± 0.36	52	Orta	62.75 ± 5.27	5.75	5.36	5.46	5.65	0.94
14	55.72	55.72 ± 2.12	35	Düşük	65.70 ± 4.84	-	-	-	-	-
15	3.10	3.10 ± 0.26	39	Düşük	78.25 ± 3.08	6.93	6.4	7.25	7.51	0.852
16	36.98	36.98 ± 4.70	46	Orta	45.65 ± 17.99	-	-	6.21	6.43	-

SJ : Sievers minyatür delme indeksi, S_{20} Kırılganlık deneyi, DRI : Delme oranı indeksi, SH : Ortalama Shore sertlik değeri, $Is_{\perp}$: Eksenel nokta yükü, $Is_{//}$:Çapsal nokta yükü, $Is_{(50)\perp}$: Düzeltilmiş nokta yükü (eksenel), $Is_{(50)//}$: Düzeltilmiş nokta yükü (çapsal), $I_{a(50)}$: Dayanım anizotropisi indeksi.

* Çizelge 2'ye göre

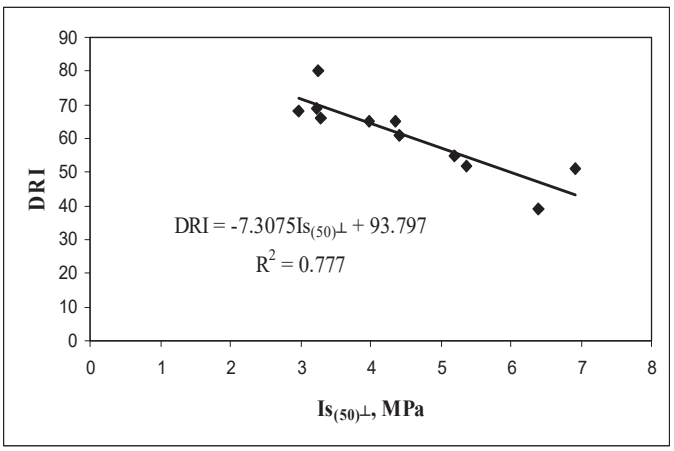
4.1 Nokta Yükü Dayanım İndeks Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Nokta yükü dayanım indeks deney sonuçları incelendiğinde düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeks deney verilerinin 2.92 ile 6.92 MPa; düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeks deney verilerinin ise 2.22 ile 7.51 MPa arasında değiştiği görülmüştür. Bieniawski (1974)'e göre kayaçların nokta yükü dayanım indeks deney verileri dayanımlarına göre tanımlandıklarında; 5,6,8,10 ve 12 nolu örneklerin orta diğerlerinin ise yüksek dayanım sınıfında oldukları saptanmıştır.

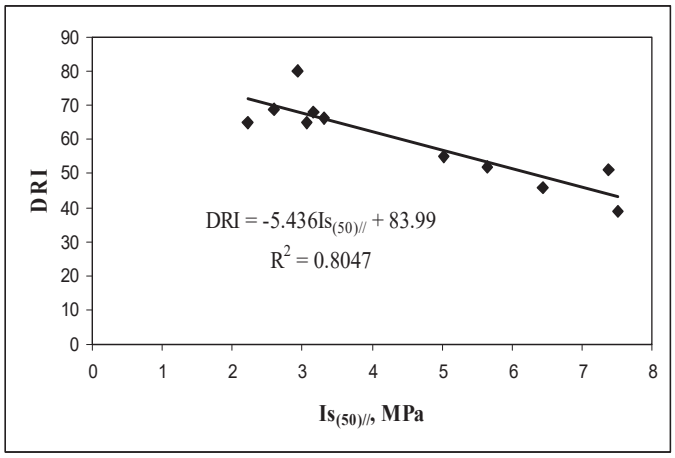
Nokta yükü dayanım anizotropi indeksinin tanımlaması yapıldığında (ISRM 1985); 6,7,8,10,11 ve 12 nolu örneklerin birden büyük oldukları için anizotropik diğerlerinin ise yarı anizotropik oldukları belirlenmiştir.

Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile delme oranı indeksi arasında Şekil 6 ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile delme oranı indeksi (DRI) arasında da Şekil 7'deki gibi ilişkiler elde edilmiştir. Her iki durumda da iki büyüklük arasında doğrusal bir ilişki görülmektedir. İlişki katsayıları sırasıyla R^2=0.78 ve R^2 = 0.81' dir.

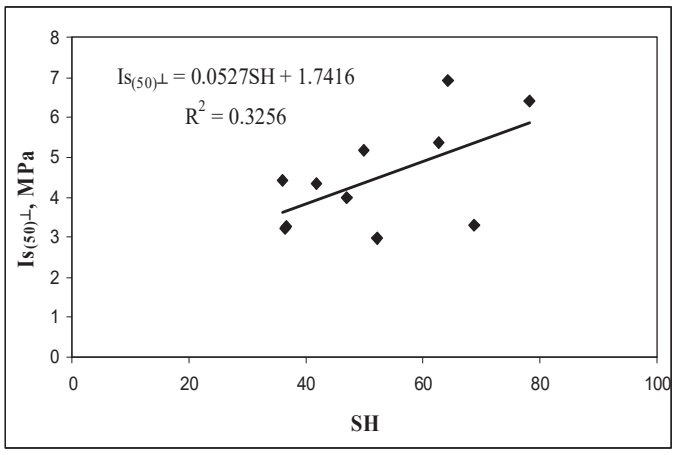
Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile Shore sertlik indeksi (SH) arasında Şekil 8 ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile Shore sertlik indeksi arasında Şekil 9'daki gibi anlamlı bir ilişki elde edilememiştir.



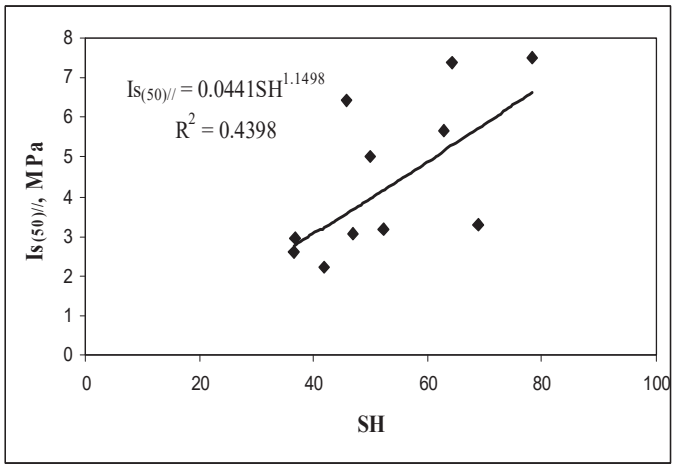
Şekil 6. Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ($Is_{(50)\perp}$) ile DRI arasındaki ilişki.



Şekil 7. Düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksi ($Is_{(50)//}$) ile DRI arasındaki ilişki.



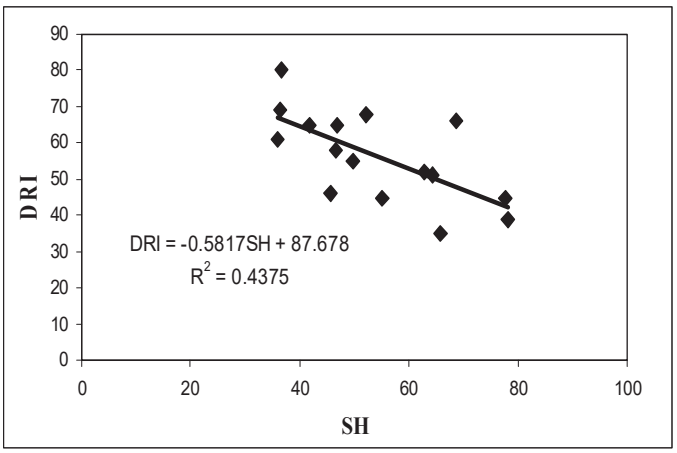
Şekil 8. Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ($Is_{(50)\perp}$) ile SH arasındaki ilişki.



Şekil 9. Düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksi ($Is_{(50)//}$) ile SH arasındaki ilişki.

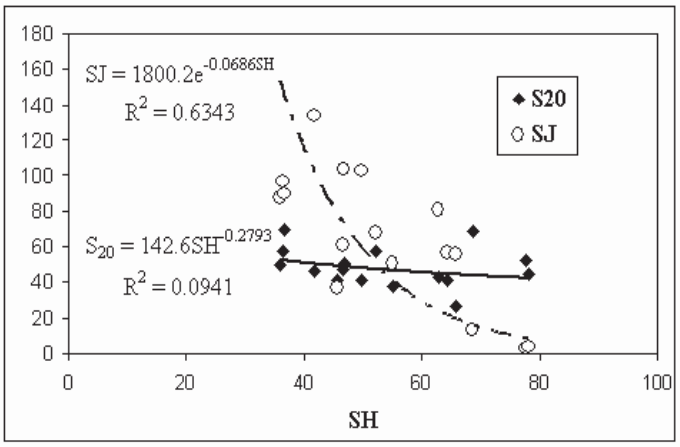
4.2 Shore Sertlik İndeks Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Kayaçların Shore sertlik indeks değerleri ile delme oranı indeksi arasında Şekil 10'daki gibi bir ilişki bulunmuştur. İlişki katsayısı değeri oldukça düşüktür. Buna göre kayaç örneğinin yüzey sertliğinin kayacın delinebilirliğine etkisinin çok az olduğu söylenebilir.



Şekil 10. SH ile DRI arasındaki ilişki.

Sievers minyatür delme (SJ)deney verileri ve kırılganlık deney verileri (S_{20}) ile Shore sertlik indeks (SH) değerleri arasında Şekil 11'deki gibi bir ilişki bulunmuştur. Buna göre; kırılganlık ile sertlik arasında hiçbir ilişki yok iken Sievers minyatür delme deneyi ile sertlik değerleri arsında az da olsa bir ilişki görülmektedir.



Şekil 11. SH ile S_{20} ve SJ arasındaki ilişki.

5 SONUÇLAR

NTNU performans tahmin modeli hem uygulamada hem de literatürde kabul görmüş bir yöntemdir. Bu tahmin modelinde kayacın delinebilirliği baz alınmakta ve dolayısıyla laboratuarda delme oranı indeks deneyi yapılması gerekmektedir. Bu çalışmada 16 farklı kayacın delme oranı indeks değerleri ile bazı indeks (Shore sertlik ve nokta yükü dayanım indeksi) deneyleriyle karşılaştırılmıştır. Elde edilen deneysel verilere göre aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır:

1- İncelenen kayaçların Shore sertlik indeksi değerlerinin 35.9 ile 78.25 arasında değiştiği gözlenmiştir.
2- Kaya örneklerinin nokta yükü dayanım indeks deney sonuçlarının; düzeltilmiş eksenellerde 2.92 MPa ile 6.92 MPa düzeltilmiş çapsallarda ise 2.22 MPa ile 7.51 MPa arasında değiştiği görülmektedir.
3- 16 adet kayaç örneği üzerinde yapılan kırılganlık deneyi ve Sievers minyatür delme deneyinden elde edilen sonuçlardan diyagram yardımıyla kayaçların delme oranı indeks (DRI) değerleri bulunmuştur. Kayaçların delinebilirliklerinin genelde orta ile çok yüksek arasında değiştiği görülmektedir. Sadece, kuvarsit ve alkali granit örneklerinde bu değer çok düşük çıkmıştır.
4- Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile delme oranı indeksi arasında R^2 = 0.777 ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile delme oranı indeksi (DRI) arasında R^2 = 0.8047 gibi doğrusal ilişkiler elde edilmiştir. Buna göre kayacın delinebilirliği ile kayacın dayanımı arasında doğrusal bir ilişkiden söz edilebilinir.
5- Düzeltilmiş eksenel nokta yükü dayanım indeksi ile Shore sertlik indeksi (SH) arasında ve düzeltilmiş çapsal nokta yükü dayanım indeksleri ile Shore sertlik indeksi arasında anlamlı bir ilişki elde edilememiştir.
6- Kayaçların Shore sertlik indeks değerleri ile delme oranı indeksi arasındaki ilişki katsayı değeri oldukça düşüktür. Buna göre kayaç örneğinin yüzey sertliğinin

kayacın delinebilirliğine etkisinin çok az olduğu söylenebilmektedir.

7- Sievers minyatür delme (SJ) deney verileri ile Shore sertlik indeks değerleri arasında az da olsa bir ilişki görülmektedir. Kırılganlık deney verileri (S_{20}) ile Shore sertlik indeks değerleri arasında ise hiçbir ilişki bulunamamıştır.

TEŞEKKÜR

Bu bildiri, TÜBİTAK tarafından desteklenen "Mekanik Kazıda Kayaçların Petrografik Özellikleri İle Delinebilirlik ve Aşındırıcılık Özellikleri Arasındaki İlişkilerin İncelenmesi" başlıklı araştırma projesi (proje no: 104M437) kapsamında hazırlanmıştır. Yazar, bu bildirinin hazırlanmasında her türlü imkanı sağlayan TÜBİTAK'a, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Rektörlüğü'ne ve Prof. Dr. Bjorn NİLSEN'e (NTNU) ve Filip Dahl'a (SINTEF-Norveç) teşekkürü bir borç bilir

KAYNAKLAR

Bamford, W.E., 1984. Rock test indices are being successfully correlated with tunel boring machine performance, *In Proceedings, Fifth Australian Tunneling Conference*, pp. 218-221, Sydney.

Bamford, vd., 1987. Notes of the workshop held at Montreal on rock boreability, cuttability and drillability, *International Society for ock Mechanics.*

Baş, N, 1993. Elektro hidrolik delicilerin delme performansının incelenmesi, *üksek Mühendislik Tezi,* HÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Zonguldak Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak, 141 s.

Bieniawski, Z.T., 1974. Estimating the strength of rock materials. *. S. Africa Inst. Mining and Metallurgy*, Vol. 74, pp. 312-320.

Bilgin, N, 1982. Zonguldak kömür havzasındaki formasyonların jeomekanik özelliklerinin burgu davranışlarına etkisi. *Türkiye . ömür ongresi Bildiriler ita ı,* TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, s.95-111, Zonguldak. .

Bilgin, N, 1989. *İnşaat ve maden mühendisleri i in uygulamali kazi mekaniği*, Birsen Yayınevi İstanbul, 192 s.

Blindheim, O.T., Grov, E. and Nilsen, B., 2002. The effect of mixed face conditions (MFC) on hard rock TBM performance, *AITES-ITA ord Tunnel Congress*, pp. 24-32, Sydney.

Dahl, F, 2003. *D I, B I, C I Standards*, NTNU, Angleggsdrift, Trondheim, 21 p.

Farmer, I.W. and Glossop, N.H., 1980. Mechanics of disc cutter penetration, *Tunnel and Tunneling*, 12, 6, pp.22-25.

Graham, P.C., 1976. Rock exploration for machine manufactures, *In Proceedings, Symposium on E ploration For ock Engineering,* pp.173-180, Johannesburg, Rotterdam, Balkema.

Grima, M.A., Bruines, P.A. and Verhoef, P.N.W., 2000. Modeling tunnel boring machine performance by neuron-fuzzy methods, *Tunneling and nderground Space Technology*, Vol. 15, Number 3, pp. 259-269.

Innaurato,N., Mancini, R., Rondena, E. and Zaninetti, A., 1991. Forecasting and effective TBM performances in rapid excavation of a tunnel in Italy, *In th Int. Congress u er Felsmecanik,* pp. 985-990, Aachen, Deutschland.

ISRM**,** 1977. Suggested method for determining hardness and abrasivness of rock, *Int. . ock Mech. Min. Sci. & eomech. A str.* , Vol. 15, pp. 89-97.

ISRM, 1985. Suggested method for determining point load strength, I*nt. . ock Mech. Min. Sci. & eomech. A str.* , Vol. 22, No. 2, pp. 51-60.

Kahraman, S. Balcı, C. Yazıcı, S. and bilgin, N., 2000. Prediction of the penetration rate of rotary blast hole drills using a new drillability index, *Int. ournal of ock Mechanics and Mining Sciences*, 37, pp. 729-743.

Kahraman, S., 2002. Correlation of TBM and drilling machine performances with rock brittleness, *Engineering eology,* 65, pp. 269-283.

McFeat-Smith, I. and Fowell, R.J., 1977. Correlation of rock properties and the cutting performance of tunneling machines, *In Proceedings of a Conference on ock Engineering*, pp. 581-602, Newcastle upon Tyne.

McFeat-Smith, I. and Tarkoy, P.J., 1979. Assessment of tunnel boring performance, *Tunnels and Tunneling*, pp. 33-37.

Nelson, P.P., 1993. TBM performance analysis with reference to rock properties, *In Comprehensive ock Engineering, E cavation, Support and Monitoring*, (J.A. Hudson, ed.), Vol. 4, Pergamon Press, Oxford, 849 p.

Nilsen, B. and Özdemir, L., 1993. Hard rock tunnel boring prediction and field performance, Chapter 52, *ETC Conference Proceedings,* June 13-17, pp. 833-852, Boston MA.

Nilsen, B, 2003. Investigation and testing for Norwegian hard rock TBM performance prediction, *Türkiye eraltı aynaklarının Bugünü ve eleceği, İTÜ Maden Fakültesi 5 . ıl Sempozyumu ita* ı, pp. 89-96, İstanbul.

Özdemir, L., Miller, R. And Wang, F.D., 1978. Mechanical tunnel boring prediction and machine design, *Final Pro ect report to NSF AP - -A .*, Golden, Co., 252 p.,Colorado School of Mines, USA.

Özdemir, L. and Nilsen, B., 1999. Recommended laboratory rock testing for TBM projects, *A A Ne s 2*, pp 21-35.

Rostami, J. Özdemir, L. and Nilsen, B., 1996. Comparison between CSM and NTH hard rock TBM performance prediction models, *In Proc. th Int. ISDT Symposium,* pp. 1-11., Las Vegas, USA.

Roxborough, F.F. and Phillips, H.R., 1975. Rock excavation by disc cutter, *Int. . ock Mech. Min. Sci. and eomech. A str.,* 12,12, pp. 361-366.

Roxborough, F.F., 1985. Research in mechanical rock excavation: progress and prospects, *In Proc. apid E cavation and Tunneling Conference*, Vol. 1, pp. 225-244, New York, USA.

Shahriar, K, 1988. *aya ların kazıla ilirlik ve eoteknik özelliklerinin kollu galeri a ma makinalarının kazı hızları üzerindeki etkilerinin incelenmesi,* Doktora Tezi, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 241 s.

Sapigni, M., Berti, M., Bethaz, E., Busillo, A. And Cardone, G., 2002. TBM performance estimation using rock mass classifications, *Int. . ock Mech. Mining Sciences*, 39, pp. 771-788.

Sundin, N. And Wanstedt S., 1994. A boreability model for TBM's, *In Proc. First North American ock Mechanics Symposium*, Austin, TX (Nelson, P:P. And Laubach, S.E., ed.), pp. 311-318, Rotterdam, Balkema.

Tamrock, 1987. *Hand ook of underground drilling*, Tamrock Drills SF-33310 Tampere, Finland, 327 p.

Tahdanand, S. and Unger, H. F., 1975. *Drilla ility Determination, A Drilla ility Inde for Percussive Drills.* U. S. B. M., R. I. 8073, 20p.

Tarkoy, P.J., 1973. Predicting TBM penetration rates in selected rock types, *In Poc. Ninth Canadian ock Mechanics Symposium*, pp. 116-132, Montreal.

Elektriksel Anizotropi: Jeofizik Modellemesi ve Arazi Ölçümleri ile Araştırılması, Kayaç Kazılabilirliği için İpuçları

Electrical Anisotropy eophysical Modeling and Investigation y Field Measurements, Indications for Cutta ility of ock

İlyas Çağlar[1], Vladimir Shevnin[2], Ümit Avşar[1]

[1]*İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Fakültesi, eofizik Mühendisliği Bölümü, Maslak ,İstan ul. Email caglari itu.edu.tr*

[2] *IMP, E e Central Norte zaro C rdenas 52, Col. San Bartolo Atepehuacan C.P. , M ico D.F*

ÖZET Kayaç sağlamlığı, dayanım, kırıklık ve anizotropi özelliği parametreleri kayaçlarda kazılabilirliği etkileyen unsurlardır. Kayaç tanecikleri uzanımlarındaki yönlenmeler kayacın sağlamlık, anizotropi ve dilimlenme parametrelerinde önemli farklılıklar oluşturur. Kayaçdaki çatlaklık, basınç, metamofizma özelliklerinin ortaya koyduğu anizotropiyi arazi ölçümleriyle belirlemek amacıyla jeofizik Elektrik Özdirenç Tekniği (DES) kullanılır. Arazi ölçümlerinin karşılaştırılması amacıyla farklı anizotropi değerleri ve dizilimler için bilgisayar kuramsal modellemeleri yapılarak bu çalışmada yapay veriler hesaplanmıştır. Modellemelerde azimutal sondajın (ABMN-Az) elektrik anizotropiyi daha belirleyici olduğu görüldü. Bunun nedenini araştırmak ve kayacın kolay kazılabilirlik yönünü araştırmak için İstanbul Kozyatağı taşocakları civarındaki karstik kireçtaşları üzerinde azimutal dizilim (ABMN-Az) kullanılarak elektrik özdirenç sondajı yapıldı. Azimutal diagramlara göre derine doğru (>15 metre) kireçtaşı içerisindeki özdirencin belirgin şekilde azaldığı ~120° azimut yönünün kolay kazılabilirlik için en uygun uzanım olduğu yorumu getirildi.

ABSTRACT The rock hardness, strength, fracturing and anisotropy property parameters are the main factors controlling cuttability of the rocks. The orientations of elongated grains cause considerable variations in hardness, anisotropy and layering parameters of the rocks. The geophysical electrical resistivity technique (DES) is used to determine anisotropy resulted by the rock's fracturing, pressure and metamorphism properties by field measurements. In this study, synthetic data are calculated by computer theoretical modelling using various anisotropy values and electrode arrays for comparing with field measurements. In the modelling studies it is seen that azimuthal sounding (ABMN-Az) array sounding was most determined electrical anisotrophy. To understand the reason of this effect and to estimate suitable direction for easily cuttability of the rock, we made resistivity sounding using azimuthal dipole array (ABMN-Az) on karstified limestones around Kozyatağı quarry, Istanbul. Based on the azimuthal diagrams, the direction ~120° where apparent resistivit considerably decreased to lower values towards deep levels (>15m) within limestone is interpreted as more suitable extension for easy cuttability.

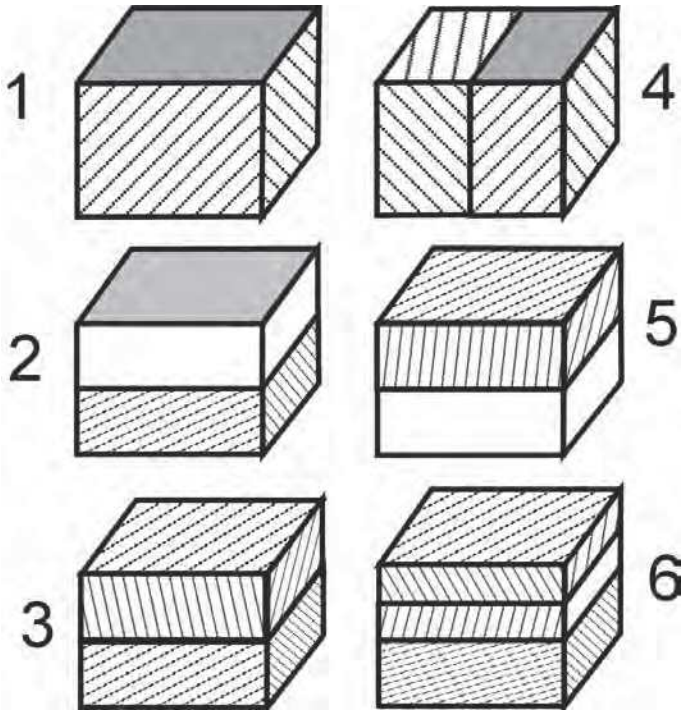
1 GİRİŞ

Azimutal elektrik özdirenç ölçümleri çatlaklı kırıklı kayaçlarının tanımlanması ve karekterizasyonu için artan şekilde kullanılmaktadır. Bu araştırmalar sırasında sabit bir merkezi nokta civarında sistematik şekilde değiştirilip arttırılan azimut açısı (kuzeyden sapma) ile belirlenen doğrultularda elektrik özdirenç ölçümleri yapılır. Kayacın eğimli yapısı ve formasyondaki diğer yanal süreksizliklerden etkilenen azimutal özdirenç değişimleri ile şekillenen rotasyonel sondaj verisinin yorumu gerçekte karmaşıktır. Farklı anizotropi, eğimli katman ve yanal etkilerin açıklanıp yorumlanmasında seçenek olabilecek arazi ölçüm ve veri yorumlama teknikleri geliştirilmiştir (Leonard-Mayer, 1984; Taylor ve Fleming, 1988; Ritzi ve Andolsek, 1992; Skjernaa ve Jørgensen, 1993; Hagrey, 1994; Kathryn ve diğ., 1999).

Bu çalışmalarda geliştirilen azimutal özdirenç ölçüm yöntemi elektriksel anizotropi başlıca yönünün ve hidrolik iletimin belirlenmesi amacına yönelik olarak Ohm ve Darcy yasaları arasında eşdeğerliliği gözönüne alır. Tipik olarak azimut (kuzeyden olan sapma açısı) değişimlerine bağlı olarak görünür özdirençde ortaya çıkan farklılıklar anizotropinin (genel olarak kırıklık anizotropisi) göstergesi olarak yorumlanır. Görünür özdirençteki azimutal değişimler: (1) eğimli dilimlenme varlığı, (2) özdirençde dereceli bir yanal değişim, (3) bunların herhangi bir beraberliği ile üretilebilir.

2 KAYAÇ ELEKTRİKSEL ANİZOTROPİSİ VE ÖZDİRENÇ

Kayaçlarda gelişen anizotropi türleri Şekil 1 de gösterilmiştir.

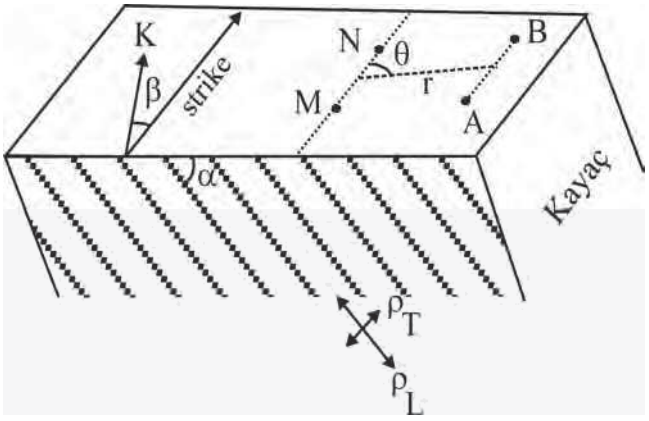


Şekil 1. Kayaçlarda anizotropi türleri: 1- Yarısonsuz ortam; 4- Düşey arayüzey; 2- Tekdüze katman ile örtülü anizotropik yarısonsuz ortam; 5- Üstte anizotropik ortam bulunan iki katmanlı yapı; 3- Herbir ortamın gelişigüzel anizotrop olduğu iki katmanlı yapı; 6- Kendi içinde farklı anizotropi özelliğini gösteren bir örtü katmanı bulunduran anizotropik yarısonsuzlu iki katman yapı modeli.

Burada basit olarak verilen anizotropi gelişmesi kayaç içerisinde daha karmaşık şekilde ortaya çıkabilir. Tabakalanmış yada çatlayıp kırılmış kayaçlar tipik olarak iki boyutlu bir anizotropiyi ortaya koyarlar. Bu durum için elektrik özdirenç tanımı iki değişken parametre ile yapılır. Bunlar: (1) dilimlenme yada kırıklanma düzlemlerine paralel ortam özdirencini karekterize eden ρ Boyuna Direnç; (2) dilimlenme düzlemine dik olarak gelişen ortamın özdirencini temsil eden ρ_T Enine Direnç olarak verilir. ρ ve ρ_T dirençlerini kullanarak anizotropik yani yön bağımlı kayaçları tanımlayıcı parametreler aşağıdaki iki bağıntı ile verilir.

$$\rho_M = \sqrt{\rho_T \rho} \qquad \lambda = \sqrt{\frac{\rho_T}{\rho}} \qquad (1)$$

Burada λ anizotropi ve ρ_M ise rms direnci simgelemektedir. Homojen izotropik yani yön bağımsız bir kayaç ortamı için λ parametresi 1 değerine eşittir. Homojen fakat anizotropik (yön bağımsız) bir kayaç ortamı için ρ_T parametresi ρ den büyük olduğundan λ nın değeri genellikle 1 ile 2 arasında değişir. Şekil 2 ise kayaç içerisinde gelişen anizotropiyi elektrik özdirenç parametresi cinsinden açıklamaktadır.



Şekil 2. Kayaç içerisinde gelişen anizotropiyi işaret eden özdirenç bileşenleri ρ_T ve ρ . Burada K : Kuzeyi, α anizotropi açısını, β dilimlenme uzanım (strike) açısını gösterir. MN gerilim ve AB ise akım dipolünü simgeler. θ açısı ise elektrod diziliminin döndürme açısıdır.

Azimutal özdirenç ölçümleri düşey çatlaklı-kırıklı yada dilimlenmeli formasyon içeren bir jeolojik yapı üzerinde yapıldığında, dizilim formasyonun uzanım (strike) doğrultusuna paralel şekilde döndürülmüş ise ölçülen özdirenç formasyonun ortalama özdirencine eşit olur ve aşağıdaki (2) bağıntısı ile verilir.

$$\rho_a = \rho_M = \lambda\rho \qquad (2)$$

Dizilim formasyonun uzanım (strike) yönüne dik olarak açıldıysa bu kez ölçülen özdirenç yalnızca ρ_T enine direnç değil ρ boyuna dirence eşit olur. Bu durumda (3) bağıntısı geçerlidir.

$$\rho_a = \frac{\rho_M}{\lambda} = \rho \qquad (3)$$

Bundan dolayı enine özdirenç ρ_{aT} görünür boyuna özdirenç ρ_a den daha azdır. Tersine bir ilişki gerçek dirençler arasında $\rho_T > \rho$ ilişkisi ile ortaya çıkar (Şekil 2). Sonuç olarak düşey bir anizotropi durumunda yeryüzeyindeki eşgerilimler formasyon istiflenmesine paralel olarak uzanan elips şekline benzer. Elipsin kısa ve uzun eksen oranları λ değerini verir. Eğimli anizotropi gibi ara durum için eşgerilim çizgileri yine elips şeklinde olup daha az uzanırlar. Bu durumda anizotropi tam olarak karekterize edilmeyecektir (Kunetz, 1966).

Azimutal elektrod dizilimi ve kayaçda gelişen anizotropik özdirenç bileşenleri Şekil 2 de gösterilmiştir. Doğrusal olmayan dipol azimutal diziliminin kullanılması anizotropi için aranan bulguları ortaya koyar. Bu dizilimde θ döndürme açısı küçük değerlerden başlayarak büyük değerlere doğru artacak şekilde çalışmalar yapılır. Oluşan yeni elektrod dizilimi geometrisinde ölçüler alınır.

2.1 Anizotropi Görüntülenmesinde Elektrik Özdirenç Modellemeleri

2.1.1 Dipol elektrod dizilimleri

Elektrik prospeksiyonda akım ve gerilim elektrod çiftlerinin birbirlerine göre çok farklı ve rastgele konumlanmalarına olanak veren dipol dizilimler vardır. Bu dizilim türlerinde akım ve gerilim elektrod çiftleri birer dipol oluşturur. Dipol Elektrod dizilimleri Şekil 3 de verilmiştir. Polar Koordinatlar kullanarak V elektriksel gerilimi genel dipol elektrod dizilimi için

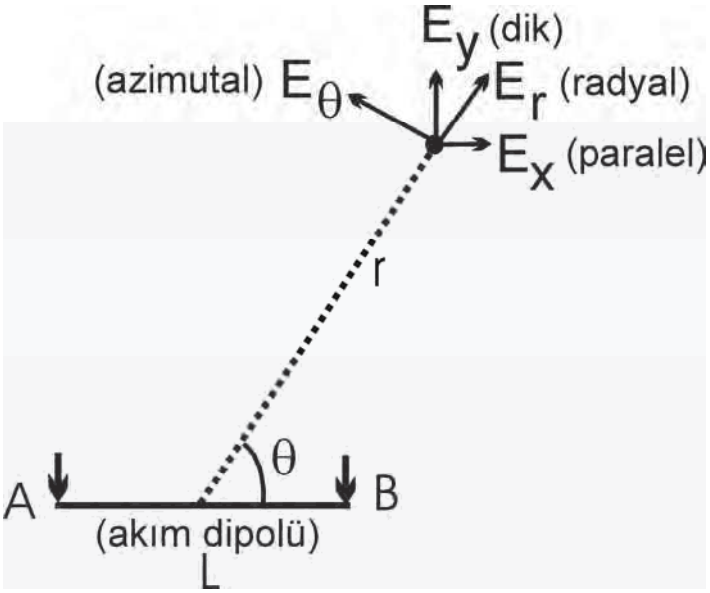
$$V = \frac{\rho I}{2\pi r^2} \cdot \cos\theta \qquad (4)$$

ile gösterilir. Elektriksel anizotropinin ölçülmesinde en doğru yaklaşımı veren ve buradaki çalışmamızın konusunu oluşturan Dipol Azimutal dizilimi için Bunlardan için E-elektrik alanı

$$E_\theta = -\frac{1}{r}\frac{\partial V}{\partial \theta}$$
$$= -\frac{I\rho}{2\pi r^3} \cdot \frac{d}{d\theta}(\cos\theta) \qquad (5)$$
$$= \frac{I\rho}{2\pi r^3}\sin\theta$$

bağıntısı ile yazılır.

Elektrod diziliminde gerilim M ve N elektrodları aracılığı ile ΔV farkı olarak ölçülür. Bu gerilim farkı ile E-elektrik alan arasındaki ilişki ise izlenen bağıntı ile gösterilir.



Şekil 3. Dipol Elektrod dizilim türleri. A-B akım elektrodlarına göre M-N gerilim elektrodlarının (heriki çift de birer dipoldür) konumları dizilim türlerinin oluşmasını sağlar.

$$E_\theta = \frac{\Delta V}{\quad} \qquad (6)$$

ve buradan da

$$\Delta V = \quad \cdot E_\theta \qquad (7)$$

olur.

Genel olarak akım dipolünden verilen akım ve yer içinde oluşan gerilim ölçülmesi ile geçerli elektrod dizilim katsayısı kullanılarak görünür özdirenç

$$\rho_a = \quad \theta \cdot \frac{\Delta V}{I} \qquad (8)$$

bağıntısından hesaplanır. Böylece dipol azimutal (DA) dizilim için katsayı

$$\theta = \frac{2\pi \cdot r^3}{^2 \cdot \sin\theta} \qquad (9)$$

olarak bulunur. Yukarıda verilen ΔV (gerilim farkı) ve I (akım-miliamper olarak) parametreleri arazi çalışması sırasında ölçülen büyüklüklerdir.

2.1.2 Anizotropide dizilimlerin etkisi

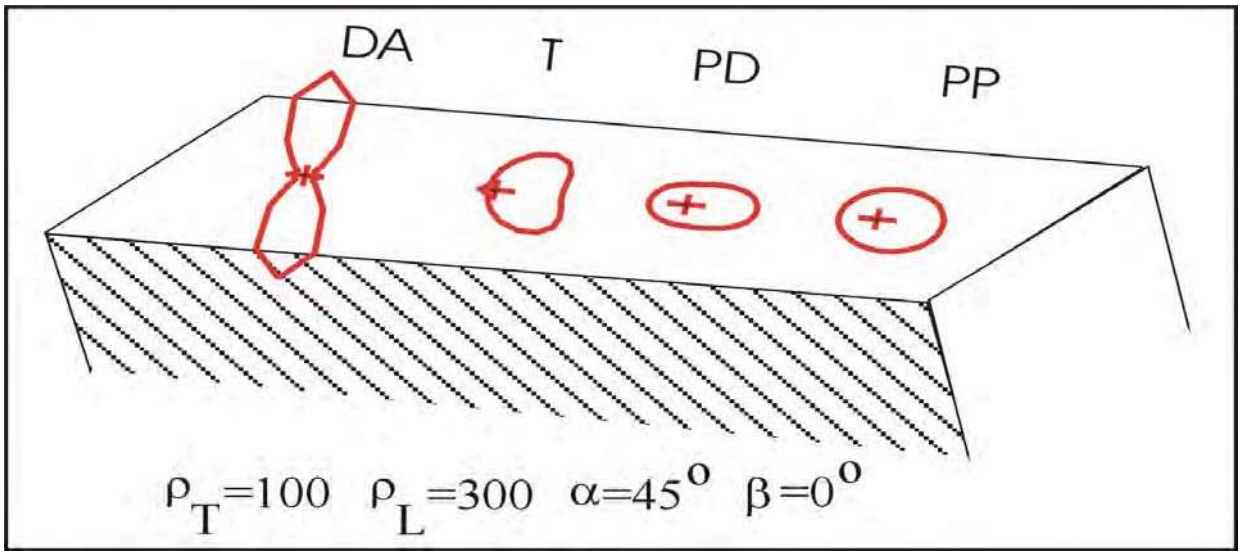
Elektrik Anizotropi görüntülemesi için yapılan modellemelerde anizotropik yarısonsuz bir model, iki izotropik yada anizotropik kayacı birbirinden ayıran düşey arayüzey, izotropik bir katman tarafından örtülü anizotropik yarısonsuz kayaç ortamları ele alınmıştır. Anizotropik yarısonsuz bir kayaç modeli üzerinde Dipol Azimutal (DA), T-dizilimi, pol-dipol (PD) ve dipol-dipol (DD) dizilimleri için polar diagramlar Anis_Pack yazılımı ile (Bolshakov ve diğ., 1997) hesaplanmıştır.

Burada anizotropi parametreleri olan α, β, ρ_T ve ρ büyüklükleri yani kayaç model değerleri herbir dizilim durumu için aynı alınmıştır. Yapılan hesaplamalarda elde edilen diagramlar ile sözü edilen parametre değerleri Şekil 4 de gösterilmiştir.

Bu şekilden de izlendiği gibi Dipol Azimutal dizilimi hesaplanan polar diagram diğer dizilimlere göre daha belirgin tipik bir görünüm verir. Dipol azimutal diziliminin kullanılması anizotropinin değişimine ilişkin karekteristik farklılıklar vermektedir. Bu dizilimde θ döndürme açısı küçük değerlerden başlayarak büyük değerlere doğru artacak şekilde çalışmalar yapılır. Oluşan yeni elektrod dizilimi geometrisinde ölçüler alınır.

2.1.3 Anizotropik tek tabakalı ortam

En yüksek duyarlılığı gösterdiği için Dipol Azimutal (DA) elektrod dizilimi bundan sonraki modellemelerde kullanılarak bu kez α anizotropi açısının değişimine göre hesaplamalar yapılmıştır. Modellerde α nın



Şekil 4. Farklı dizilimler kullanılarak Anizotropik bir kayaç ortamının jeofizik modellenmesinden elde edilen polar diagramlar. ρ_T=100 ve ρ =300.

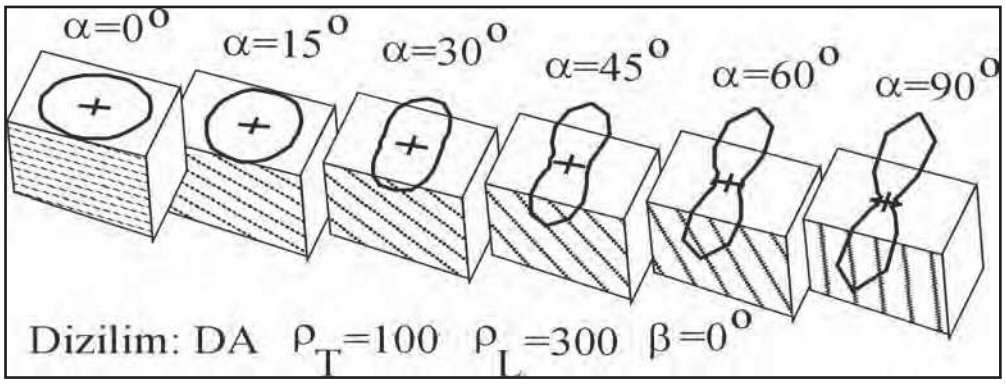
farklı değerleri ile simgelenen anizotropi özelliği DA dizilimi için değişim görünümlerdeki polar diagramları vermektedir.

Anizotropi parametresi olan α değerinin artışına bağlı olarak polar diagram çemberden elipse ve daha ileri aşamada ise uzayan bir elips görüntüsünü sergilemektedir (Şekil 5).

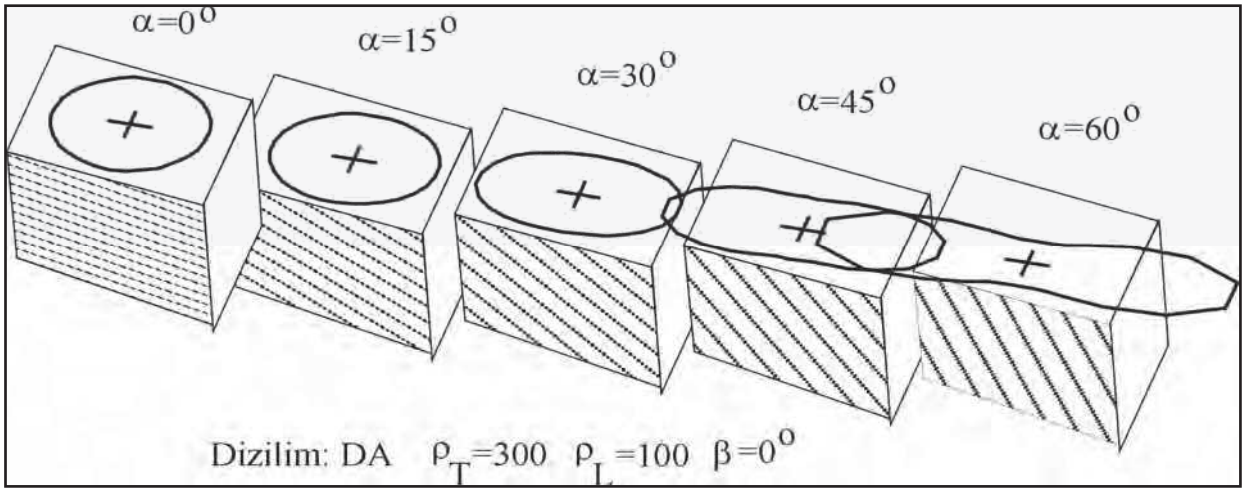
Yeni bir hesaplama için bu kez ρ_T=300 ve ρ_L=100 olarak alınmış α yine artan şekilde değiştirilmiştir. Modelleme görüntüleri Şekil 6 de verilmiştir.

Küçük α değerleri daha düşük bir anizotropiyi yansıtır. Bu durumda çembere daha yakın olan görünüm, artan α değerleri için elips şekline dönüşmektedir.

Tüm durumlarda polar elipslerin uzun eksenleri akım akışının daha egemen olduğu yönde uzanım göstermiştir. Elipslerin kısa eksenleri düşük akım akış yönü ile ilgilidir. İyi derecedeki iletkenlik bir bakıma kayacın daha etkili şekilde kırıklı ve çatlaklı yani dayanımsızlığı işaret eder.



Şekil 5. Dipol Azimutal (DA) dizilimi kullanılarak anizotropik bir kayaç ortamının jeofizik modellenmesinden elde edilen farklı α değerleri için polar diagramlar. ρ_T=100 ve ρ_L=300.



Şekil 6. Dipol Azimutal (DA) dizilimi kullanılarak anizotropik bir kayaç ortamının jeofizik modellenmesinden elde edilen farklı α değerleri için polar diagramlar. ρ_T=300 ve ρ_L=100.

Şekil 5 ve Şekil 6 da verilen modelleme sonuçları kayacın dayanımsız özellik gösterdiği doğrultunun polar elipslerin eksenleri ile tanımlandığını ortaya koyar. Her iki şekildeki hesaplamalarda β=0 olarak ele alınmıştır.

2.1.4 Alttaki katmani anizotropik iki tabakali model

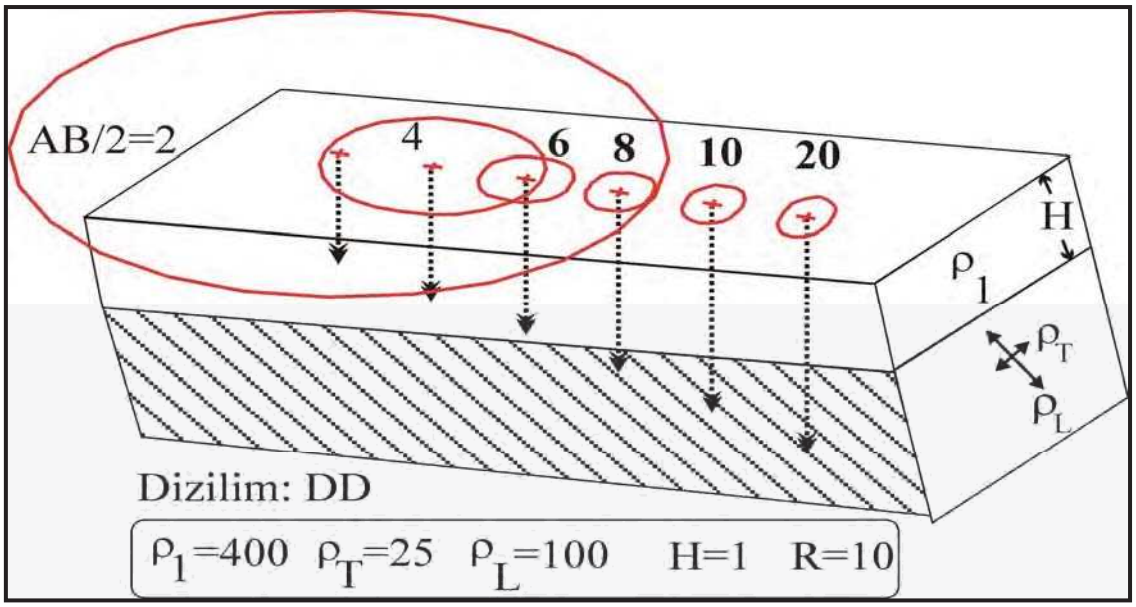
İki tabakalı bir yer modeli ele elınarak dipol dipol (DD) ve azimutal dipol (DA) dizilimler için modellemeler yeniden yapılmıştır. İki tabakalı yer modelinde ilk tabaka (örtü tabakası) homojen ve izotrop olarak varsayılmış ρ_1 özdirenci 100 ohm-m ve kalınlığı H=1 şeklinde hesaplarda kullanılmıştır. R=AB/MN=10 değeri sabit Kabul edilerek AB/2 değeri 2-20 m arasında modellemelerde değiştirilmiştir.

Dipol dipol (DD) için yapılan hesaplamarda polar diagramlar artan AB/2 aralığı için çok belirgin değişimleri ortaya koymamıştır (Şekil 7).

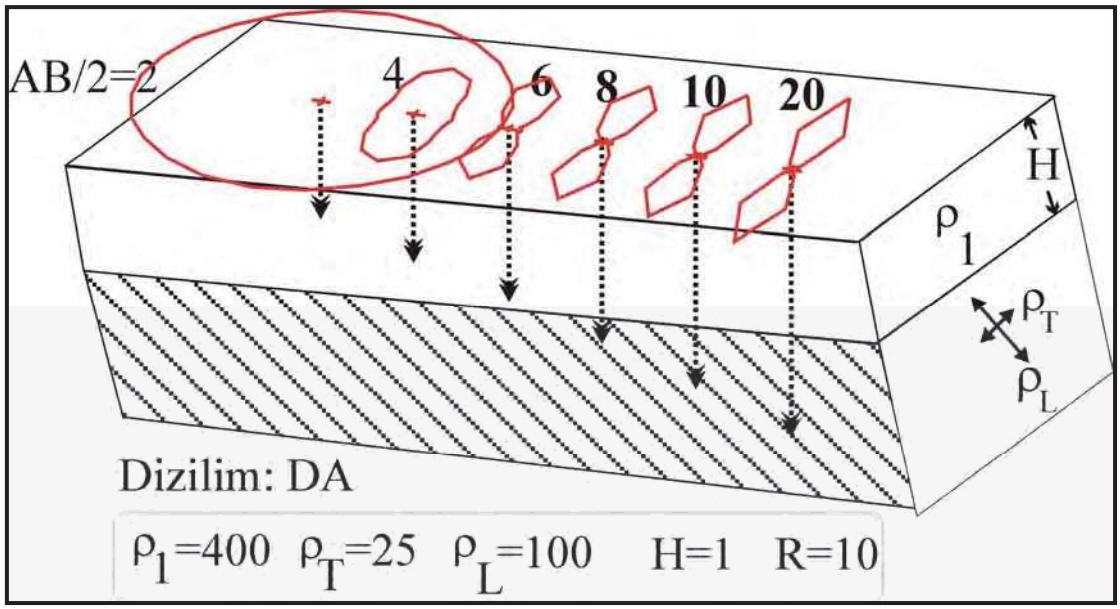
Artan AB/2 aralıkları için araştırma derinliği Şekil 7 de ok işaretleri ile verilmiştir. Buradaki ok ucu AB/2 aralığı için gerilimin ölçüldüğü derinliği göreceli olarak vermektedir.

Düşük AB/2 aralıkları için homojen katmandan bilgi alındığından polar diagram çembersel bir görünüm içermektedir. Artan AB/2 aralığı için giderek anizotropik ortamın etkisi ölçümlerde etkin olacağı bilinmektedir. Büyük AB/2 değerlerinde polarizasyon elipsinin uzun ekseni özdirencin düşük olduğu doğrultuya yönelim göstermektedir.

Elektriksel anizotropiyi tanımlayan ρ_T ve ρ_L özdirenç değerleri şekil içerisinde altta gösterilmiştir. Bu yer modeli ve parametreleri aynı kalacak şekilde yeni modelleme bu kez Dipol Azimutal (DA) dizilimi için gerçekleştirilmiştir. Elde edilen polar diagramlar Şekil 8 de gösterilmiştir. Şekil 7 da ele alınan AB/2 aralıkları bu modellemede aynen kullanılmıştır.



Şekil 7. İzotrop ve homojen örtü tabakası altında anizotrop kayaç ortamı ile tanımlanmış iki tabakalı model üzerindeki Dipol Dipol (DD) dizilimi için hesaplanan polar diagramları. $\alpha=45^0$ olarak alınmıştır.



Şekil 8. Homojen ve izotrop örtü tabakası altında anizotrop kayaç ortamı ile tanımlanmış iki tabakalı model üzerindeki Dipol Azimutal (DA) dizilimi için hesaplanan polar diagramları. $\alpha=45^0$ olarak alınmıştır.

Şekil 8 nin incelenmesine göre küçük araştırma derinliklerinde çembersel bir görünüm veren polar diagramlar elektriksel akımın anizotropik kayaç ortamında akışına bağlı olarak belirgin şekilde elips biçimine dönüşüp iletkenlik yönünü dipol dipol dizilimine göre daha iyi işaret etmektedir.

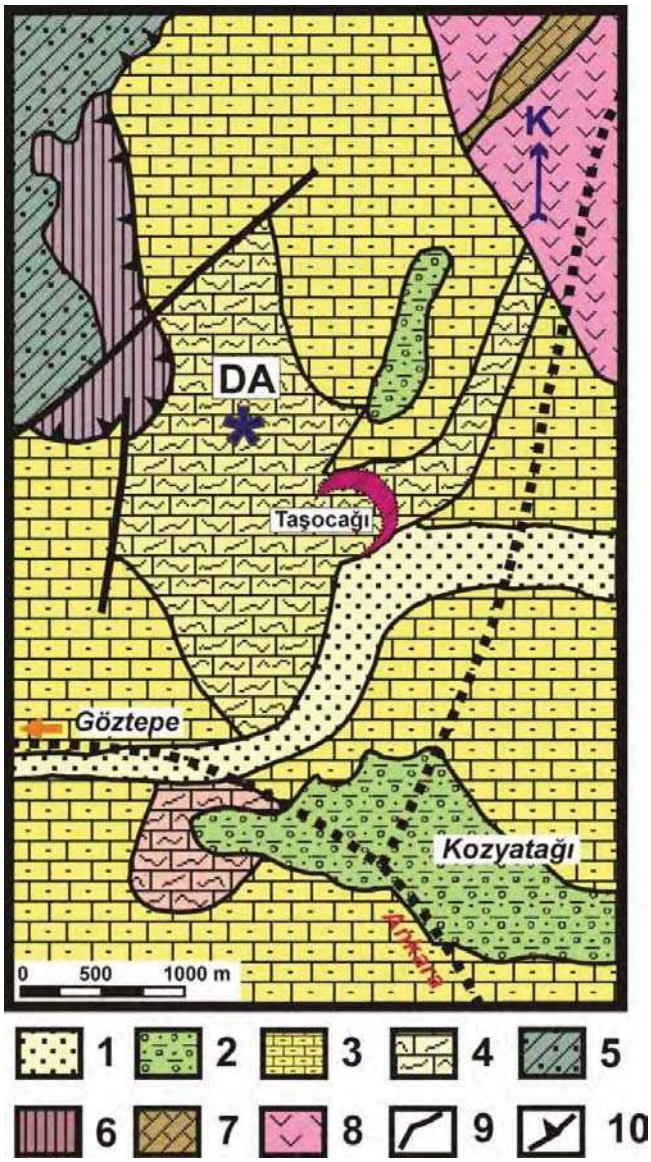
Modellemelerde doğrusal elektrod dizilimleri anizotropik bir ortam için görüntülenen elipsin eksen uzunluk oranları λ değerine eşit olurken dipol azimutal (DA) dizilimi için yapılan modellemede elipsin eksen oranları λ^5 büyüklüğünü ortaya koyarak anizotropiyi daha belirgin olarak görüntülemektedir.

3 KOZYATAĞI ARAZİ UYGULAMASI

Azimutal özdirenç ölçüm sonuçlarının polar diagramlar olarak görüntülenmesi yapılarak anizotropinin geliştiği doğrultular incelendiği bilinmektedir (Matias, 2002). Polar diagramlar bir elips görünümünü ortaya koyarsa düzenli bir anziotropinin varlığından söz edilir.

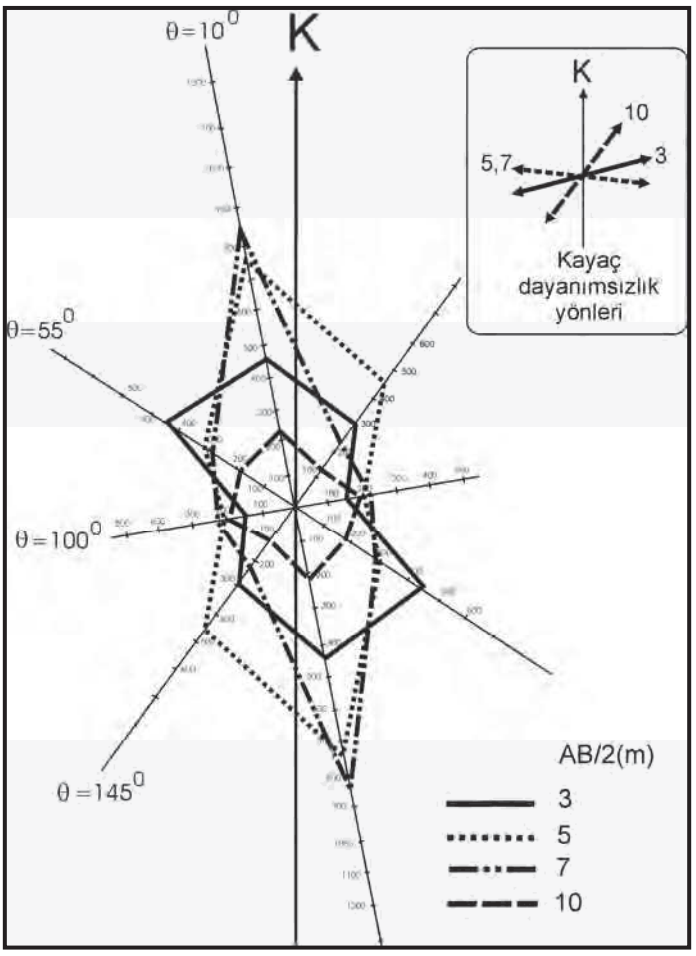
İstanbul Kozyatağı civarındaki bir taş ocağı yakınında dipol azimutal dizilimi kullanılarak elektrik özdirenç sondajları yapılmıştır. Kireçtaşlarının egemen olduğu ve yüzeylenme yaptığı çalışma sahasında (Şekil 9) karstik ortam içerisinde bulunan ocağa ek olarak yeni bir taş ocağının açılması planlanmıştı. Ocağın açılması ile ilgili olarak en iyi kazma ve hafriyat işlemlerinin hazırlıklarına katkı sağlamak amacıyla kayaç anizotropisinin araştırılmasında jeofizik çalışmalar gerçekleştirildi.

Arazi çalışmalarının ilk aşamalarında Kuzey doğrultusundan başlayarak 10^0, 55^0, 100^0 ve 145^0 azimutal yöndeki profiller öncelikle hazırlanmıştır. Bu dizilimde θ döndürme açısı küçük değerlerden başlayarak büyük değerlere doğru artacak şekilde çalışmalar yapılır. Oluşan yeni elektrod dizilimi geometrisinde ölçüler alınmıştır. Böylece AB/2=3-30 metre arasında belirlenen sistematik aralıklar ve r-açıklıkları (Şekil 1) kullanılarak bu 4 profilde ayrı ayrı düşey elektrik sondaj (DES) ölçümleri DA dizilimi ile yapılmıştır.

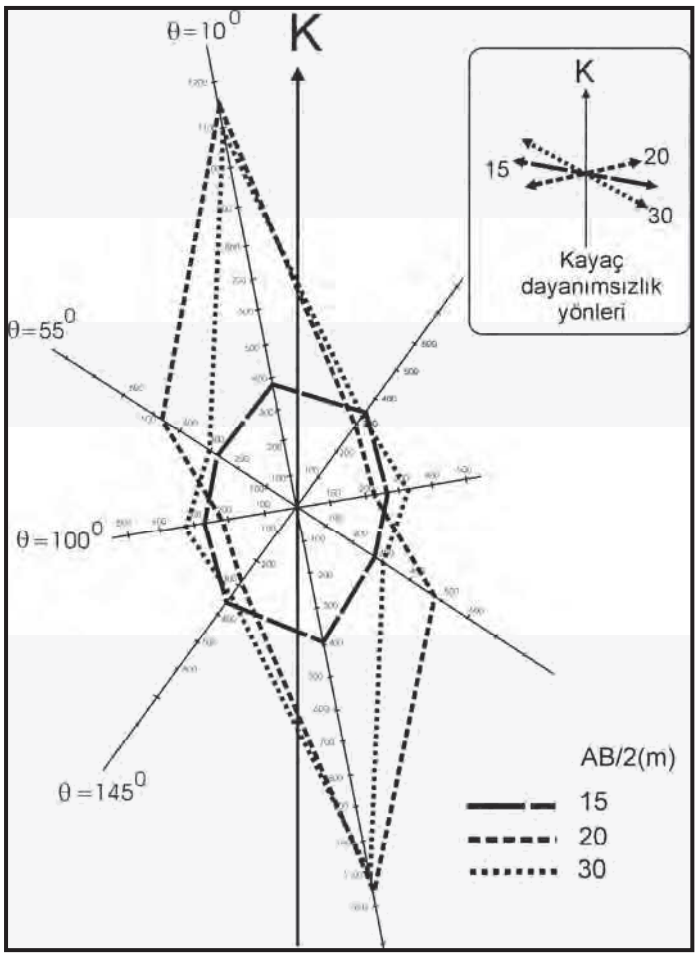


Şekil 9. Kozyatağı çalışma sahası ve jeolojisi. 1=Güncel alüvyon, 2=Çakıl-kum-silt, 3=Şeylli kireçtaşı, 4=Karstik kireçtaşı, 5=Kumtaşı, 6=Kuvarsit, 7=Y. Kireçtaşı, 8=Arkozlu birim, 9=Fay, 10=Bindirme, DA=Dipol Azimutal özdirenç ölçüm merkezi.

Yüksek akım yoğunluğu ile yapılan bu ölçümlerde derinlere doğru devam eden kalın karstik kireçtaşı içerisinde egemen olan karstifikasyon elektrik anizotropi parametreleri cinsinden araştırılmıştır.



Şekil 10. Kozyatağı sahasında AB/2= 3, 5, 7 ve 10 metre aralıkları için elde edilen dipol azimutal özdirenç polar diagramları ve karstik kireçtaşı dayanımsız (aşırı karstifikasyon) uzanım yönleri.



Şekil 11. Kozyatağı sahasında AB/2= 15, 20 ve 30 metre aralıkları için elde edilen dipol azimutal özdirenç polar diagramları ve karstik kireçtaşı dayanımsız (aşırı karstifikasyon) uzanım yönleri.

Yapılan ölçümlerden AB/2=3, 5, 7 ve 10 metre açılımları için çizilmiş polar diagramlar ve yorumlanan kayaç dayanımsızlık uzanımları Şekil 10 da görüntülenmiştir. Şekil 11 ise AB/2= 15, 20 ve 30 metre açıklıkları için elde edilen polar diagramları vermektedir. Her iki şekilden de izlendiği üzere Kozyatağı sahasındaki karstik kireçtaşındaki dayanımsız yani kazmaya ve daha elverişli uzanımlar yaklaşık doğu batı yönünde gelişmektedir.

4 SONUÇ

Kayaçlarda karstifikasyon, alterasyon ve bozuşma gibi oluşumların meydana getirdiği anizotropinin yeryüzünden yapılan jeofizik ölçümler ile araştırılıp ortaya konulması dipol azimutal özdirenç tekniği ile olası görülmektedir. Gerek modelleme çalışmaları ve gerekse arazi çalışmaları ile verilen sonuçlardan sözü edilen anizotropi bulguları belirgin olarak tanımlanabilmiştir. Bu alanda dipol azimutal dizilim gözardı edilemeyen bir üstünlüğe sahiptir.

KAYNAKLAR

Bolshakov, D.K., Modin, I.N., Pervago, E.V., Shevnin, V.A., 1997. The new approach to the analysis of the azimuthal resistivity data over anisotropic media. EAGE 59th Conference, Geneva, P139.

Hagrey, S. A. al, 1994. Electric study of fracture anisotropy at Falkenberg, Germany: Geophysics, 59, 881–888.

Kathryn A. Watson, Barker, R.D., 1999. Differentiating anisotropy and lateral effects using azimuthal resistivity offset Wenner soundings, Geophysics 64, 739–745.

Kunetz, G., 1966. Principles of direct current resistivity prospecting: Geopublication Associates.

Leonard-Mayer, P., 1984. A surface resistivity method for measuring hydrologic characteristics of jointed formations,U.S. Bur. Mines Report of Investigations 8901.

Matias, S. M. J., 2002. Square array anisotropy measurements and resistivity sounding interpretation, Journal of Applied Geophysics 49, 185– 194.

Ritzi, R.W., Andolsek, R. H., 1992. Relation between anisotropic transmissivity and azimuthal resistivity surveys in shallow fractured, carbonate flow systems: GroundWater 30, 774–780.

Taylor,R.W., Fleming,A. H., 1988. Characterising jointed systems by azimuthal resistivity surveys: GroundWater 26, 464–474.

Mont Cenis Tunnel Modification Project – Lowering of Tunnel Invert with SANDVIK Tunnel Miner MT620

Uwe Restner, Josef Pichler
SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H., Zeltweg, Austria

ABSTRACT The Mont Cenis Tunnel was the first trans-Alpine tunnel and had its breakthrough on 26 December 1870. The excavation of the 12,233.5m long railway tunnel took 13 years and presents a part of history in tunnelling. Now, nearly 150 years later since the beginning of the tunnel excavation the tunnel has to be adapted to the requirements of the European Union on today's railway traffic. The tunnel height is too small for the new European standard concerning clearance of railway tunnels. Thus, the profile has to be enlarged by lowering the invert of the tunnel to a deeper level.

The old tunnel lining reacts very sensitive to any vibrations, so blasting and the use of hydraulic hammers bear high risk damaging the existing lining. This was the point when SANDVIK Mining and Construction presented the possibility to use a roadheader for mechanical excavation of the tunnel invert in 2001.

1 INTRODUCTION

1.1 History

The Mont Cenis Tunnel was the first trans-Alpine tunnel and had its breakthrough at 17.20 on 26 December 1870. The excavation of the 12,233.5 m long railway tunnel took 13 years of almost non-stop work and presents a part of history in tunnelling. The official opening of the tunnel to traffic took place on 17 September 1871. The conception of the tunnel already started in 1838 and it took quite a long period to realisation in 1857, when the work on site started on 18 August at the northern portal in the presence of King Victor Emmanuel II and Prince Napoleon. At the southern portal tunnelling began on 4 November.

The Mont Cenis Tunnel underpasses the Alps and connects from north to south Modane in France with Bardonecchia in Italy. The tunnel was promoted as a symbol of Italian nationality and financed by the Sardinian government controlling the whole region at this ancient time.

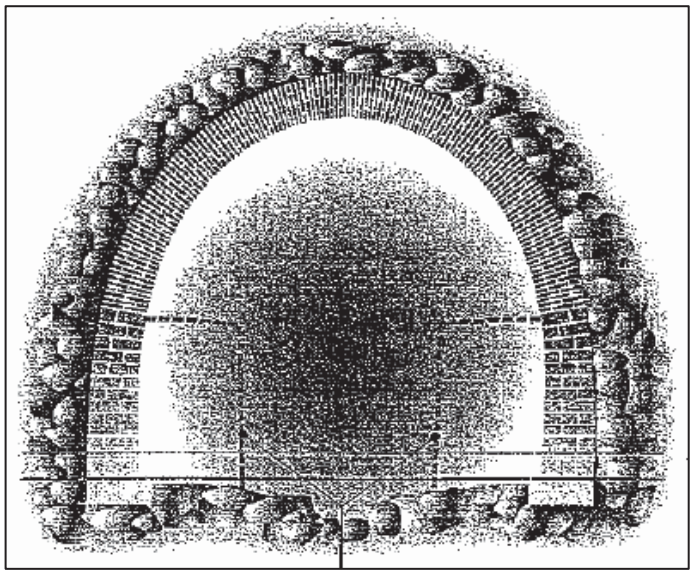


Figure 1. Sketch of old tunnel profile and lining.

Now, nearly 150 years later since the beginning of the tunnel excavation the tunnel has to be adapted to the requirements of the

European Union on today's railway traffic. The tunnel height is too small for the new European standard concerning clearance of railway tunnels.

Thus, either the profile had to be enlarged in the top section of the tunnel or the invert of the tunnel had to be lowered to a deeper level. Finally, the decision was made for the second option. But now the discussions started how to do it. The old tunnel lining (see Figure 1), made of masonry and bricks, reacts very sensitive to any vibrations, so blasting and the use of hydraulic hammers bear high risk damaging the existing lining. Additionally, it was not allowed to touch the sensitive lining by any uncontrolled actions of excavation.

1.2 Project Approach

In 2001 SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H., Zeltweg (former VOEST-ALPINE Bergtechnik Ges.m.b.H.) got into contact with the project and presented the possibility to use a roadheader for mechanical excavation of the tunnel invert. This was a major step in the project comparable with the introduction of pneumatic drills in 1861 at the Bardonecchia portal and in 1863 at the Modane portal of the Mont Cenis tunnel, if we go back in history. With this former revolutionary improvement it was possible to speed up tunnel excavation significantly. In 1870 the progress using pneumatic drills was 3.6 times the best year (1858) using manual drills. Until 1861, an average advance of 0.56 m/day was achieved by using manual drills. By using a roadheader for mechanical excavation of the tunnel invert (see Figure 2) also much higher advance rates can be expected than by applying the drill & blast method or by using hydraulic hammers.

The first step into the project was to collect as much geological and geotechnical information as possible to make a feasibility study for roadheader application. But already at this stage of the project some serious problems occurred. On one hand the historic information of the old tunnel excavation was missing and on the other hand it was very difficult to get some representative rock samples from the tunnel invert, because it was very difficult to identify sampling points due to the lining of the tunnel and the thick dust layers on the tunnel walls and the tunnel also had to be kept open for traffic.

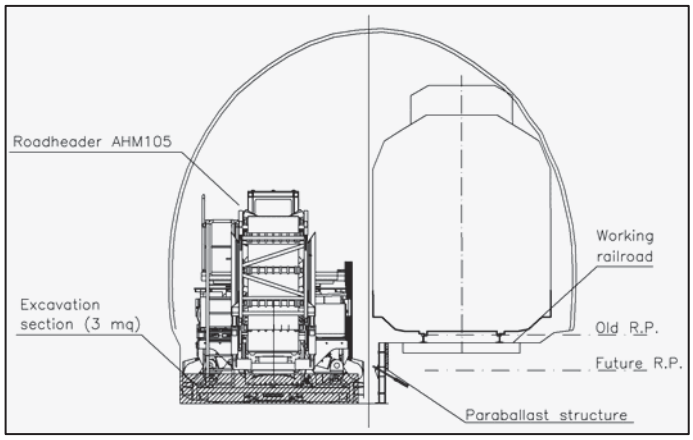


Figure 2. Sketch of tunnel modification.

2 ROCK SAMPLING AND DATA EVALUATION

First of all a sampling program had to be developed. The program started with a drive through the tunnel and based on a rough idea about the different geological sections the sampling points on the tunnel invert were identified and fixed. The project itself started on the Italian side of the tunnel, so this paper especially focuses on the data of this part of the Mont Cenis Tunnel.

The rock mass on the Italian side was described as follows: The geology consists of a sequence of metamorphic schists and partly of talcum-bearing crystalline limestones. The rocks are of fine-schistose structure, with graphite on the schistosity planes. The rock mass structure in the cutting area should be highly fractured due to the blasting during the former tunnel excavation. As usual in crystalline schists a frequent occurrence of quartz lenses has to be expected. The Italian side of the tunnel makes about 6 km.

Just for complementation, the geology on the French side of the tunnel is continued by the same geology like on the Italian side for 3 km, then there appear around 0.5 km of compact limestone and dolomite with some gypsum interlayers, followed by about 0.5 km

of quartzite and the rest of the tunnel length (~2 km) consists of a sequence of rocks of Carbon age, formed by sandstone with anthracite seams.

2.1 Rock Testing

After the drill core samples arrived at the SANDVIK Mining and Construction's rock testing laboratory in Zeltweg/Austria, they were visually inspected and subjected to specimen preparation. The target of specimen preparation was to get a representative number of test specimens (5 specimens per rock sample and test) for uniaxial (unconfined) compressive strength (UCS), Brazilian (uniaxial) tensile strength (BTS) and CERCHAR abrasivity index (CAI) testing. For specimen preparation, the drill cores were cut using a petroleum-cooled cutting machine to obtain cylindrical specimens with a suitable length for UCS and BTS testing. Finally, the specimens for the UCS tests were grinded using a petroleum-cooled grinding machine to obtain cylindrical specimens with absolutely parallel planes. The reason for the application of petroleum as cooling medium is to avoid any kind of sample alteration due to the affect of water flow. Specimens with a height to diameter ratio of 1 (see Figure 3) were prepared for UCS testing and specimens with a height to diameter ratio of 0.5 for BTS testing.

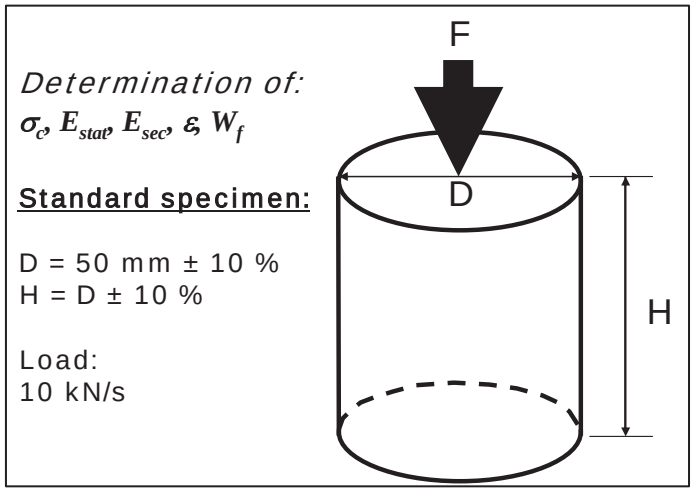


Figure 3. Standard specimen for UCS testing with regard to cuttability assessment.

The loading rate for the UCS and BTS tests was 10 kN/s. The CAI tests were performed on surfaces of natural roughness, commonly on the freshly broken surfaces of the BTS test specimens, using an original CERCHAR testing apparatus and test pick with a Rockwell hardness of HRC=54-56. Further mechanical rock parameters as Young's modulus, Secant modulus, linear strain and fracture energy were derived from the load-deformation-graph of the UCS tests and even used to characterize rock mechanical behaviour with regard to the cutting process. The ratio of UCS to BTS is used as a measure for the evaluation of rock toughness and generally applied for all rock types with a specific fracture energy below 0.25 Nm/MPa or rock types with brittle fracturing behaviour. The specific fracture energy – the ration of W_f to UCS – is used as an additional factor for the evaluation of rock cutting behaviour and is also compared with the ratio of UCS to BTS to identify any irregularities in rock fracturing characteristics. W_f is represented by the area under the load-deformation-curve of the UCS test, limited by the point of fracture or maximum load. A check of the load-deformation-graph of the UCS test also gives a quick survey of the general mechanical behaviour of a rock sample.

Additionally, there were also given some rock parameters in the tender documents provided by GEODATA (Societa' di Geoingeneria spa, Torino/Italy). These data were used to identify the expected UCS ranges of the different rock types and geological formations of the Mont Cenis Tunnel. The UCS data of GEODATA came from H:D=2:1 samples and were also of a different diameter compared to the rock samples tested at SANDVIK Mining and Construction. So, the test results were not absolutely comparable.

2.1.1 Influence of specimen geometry

The main reason for the use of specimens with H/D≥2 is that a pure uniaxial compressive stress field within the specimen demands a minimum H/D ratio of 2. At lower

ratios there will remain an influence of contact pressure between the specimen's surface and the plates of the testing machine. Thus, there may be some three axial state of stress in this zone. Consequently, H/D≥2 is claimed to bring the only correct results from a scientific point of view. Nevertheless, actual rock testing standards and recommendations in certain countries (ÖNorm B 3124, Part 1 or DIN EN 1926) admit the use of specimens with H/D=1 in certain cases (mainly for practical reasons, because at a defined volume of sample a larger number of specimens can be prepared).

With regard to rock cutting it could be found that there always remains a certain influence of non uniaxial stress under the pick and consequently UCS results from specimens with H/D=1 describe the real cutting behaviour of rocks much better than specimens with a H/D≥2. But there also exists another significant influence of specimen geometry on UCS test results. This influence must be deemed even more important in practical rock testing. With an increasing H/D ratio or generally with an increasing size of the specimen the probability of "defects" inherent in the specimen is higher. These defects must not be visible on the outer diameter of the specimen, but they can reduce the maximum force at the point of failure significantly. Obviously, this effect results in lower UCS values. Such defects may be micro fissures, larger pores, inclusions of larger grains, etc. Mainly in sedimentary rocks the effect of softer interbeddings (even if they are very thin) can result in a significant reduction of UCS with increasing H/D ratio. With regard to the cutting process and to cuttability assessment there is another important fact concerning specimen defects, which has to be mentioned. Most of the above mentioned defects get activated only at lower loading rates like they are used in rock testing machines, but not at the high loading rates under a cutting tool. So, with reduced H/D ratio the influence of these defects cannot be totally avoided, but certainly reduced.

2.1.2 Loading rate

The second difference to common standards is the loading rate of 10 kN/s used at SANDVIK Mining and Construction's rock testing laboratory, which is a little bit higher than the loading rate proposed by the common standards. This is more or less due to practical reasons. If very weak and ductile materials like rock salt or other evaporates are tested, a lower loading rate does not result in a significant failure of the specimen and thus the UCS of such a material can hardly be measured. To be comparable to any other rock materials, the loading rate is always kept the same. If we also have a look at the loading rate in the cutting process, there occur much higher loading rates than applied in a standard UCS test. Tests at SANDVIK Mining and Construction's cutting test rig showed that the loading rate under a pick is usually in a range of 800 to 1200 MPa/s. So, using the higher loading rate of 10 kN/s (according to the specimen geometry about 5 MPa/s) in the UCS test should not make any difficulties in rock cuttability assessment.

2.2 Rock Test Results

The rock test results, especially the UCS and CAI values, measured at SANDVIK Mining and Construction rock testing laboratory showed some significant variation (see Table 1). For the assessment of expected net cutting rate and specific pick consumption it was necessary to come to representative average UCS and CAI values for the calcareous schist formation on the Italian side of the Mont Cenis tunnel. So, the UCS and CAI values coming from GEODATA were used for statistic analysis. The UCS and CAI range for each section of the tunnel was identified and the average UCS and CAI values for each tunnel section were calculated. These values describe the expected range of UCS and CAI within each tunnel section. Then the average UCS and CAI values measured at SANDVIK Mining and Construction's rock testing laboratory were corrected by these average values of GEODATA. So, finally the average UCS was defined at 65 MPa and the average CAI at 1.6. By this way the variation was

minimized and also some operational risk referring to operation conditions was considered.

Table 1. Summary of rock test results.

Rock Type	UCS [MPa]		UCS:BTS	CAI [ ]	
	GEO	SAN		GEO	SAN
Calcareous schist	72,50	93,19	11	1,80	0,93
Calcareous schist with quartz and calcite layers, slightly graphitic	72,50	41,17	10	1,80	2,32
Calcareous schist, highly graphitic	72,50	50,82	10	1,80	1,22
Calcareous schist, highly graphitic	72,50	71,62	25	1,80	1,42
Calcareous schist, highly graphitic	72,50	31,88	5	1,80	1,14
GEO ….. Values from GEODATA					
SAN ….. Values from SANDVIK Mining and Construction					

3 OPERATING DATA ASSESSMENT

Based on the corrected rock test results the net cutting rate (NCR), the specific pick consumption (SPC) and also the feasible advance rate had to be assessed.

3.1 Assessment of Net Cutting Rate

The net cutting rate was assessed by using a model considering the UCS and the fracturing behaviour of the intact rock and a second model considering the influence of the rock mass structure on the net cutting rate.

3.1.1 Theoretical net cutting rate

The theoretical NCR is calculated by a regression model (see Figure 4) showing the relation of UCS to NCR for rocks of different fracturing behaviour. The fracturing behaviour is considered by the ratio of UCS to BTS.

Based on the UCS of 65 MPa and on the UCS:BTS ratio of 12, characterizing a rock with normal fracturing behaviour, a theoretical NCR of 30 solid cubic meters per net cutting hour was assessed.

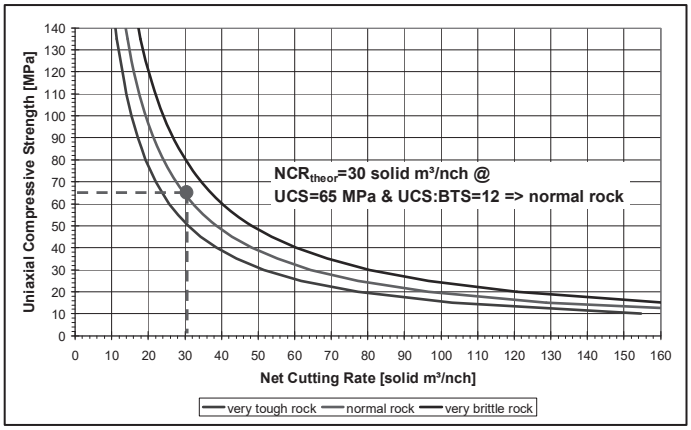


Figure 4. NCR for MT620 with cutter head 105-G 57+ and 22 mm TC diameter picks in cross sections < 35 m².

3.1.2 Effective net cutting rate

To come from the theoretical NCR to the effective NCR the influence of the rock mass structure on the cutting process also had to be rated. This was done by using a rating system considering the UCS of the intact rock, the block size formed by the discontinuities which can be activated in the cutting process, the condition of the discontinuities representing the mechanical effectiveness of the discontinuity system and the orientation of the discontinuities. This system was also used for previous feasibility studies for roadheader application and had already proven its worth. The system is named RMCR, which stands for Rock Mass Cuttability Rating, and was created and published by SANDVIK Mining and Construction G.m.b.H., Zeltweg/Austria.

In the Mont Cenis Tunnel it was very difficult to evaluate the rock mass structure, because there were only some places without rock mass support installations showing clearly the existing rock mass features. It was also a big surprise that the previous tunnel excavation done by drill & blast did not really affect the rock mass to such a high extent as expected. Finally, the rock mass structure was rated with an average RMCR value of 32, which caused an increase of the theoretical NCR of 50%, resulting in an effective NCR of 45 solid cubic meters per net cutting hour. The influence of the RMCR value on the theoretical NCR is calculated by using a regression model (see Figure 5),

relating the RMCR value to the ratio of the effective NCR to the theoretical NCR. This model exists for low (1.4m/s) and high (~3m/s) cutting speed. The low cutting speed is only applied on roadheaders of the heavy weight class (>100t), having enough weight and stability resisting the high reaction forces coming from the low speed cutting process.

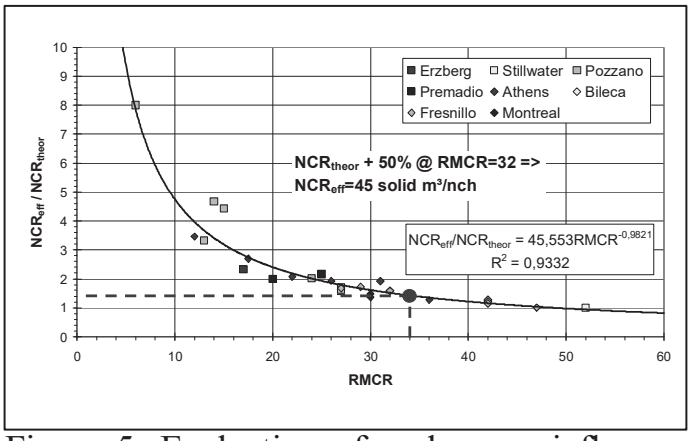


Figure 5. Evaluation of rock mass influence rated by RMCR value on NCR for low cutting speed (~1.4 m/s).

3.2 Assessment of Specific Pick Consumption

Based on the rock test results a pick with a tungsten carbide insert diameter of 22 mm was selected. The calculation of the pick consumption was done by using a model considering the specific pick consumption as a function of UCS and CAI (see Figure 6). At an average UCS of 65 MPa and an average CAI of 1.6 the SPC should make 0.07 picks per solid cubic meter of cut material. But due to the very small cross section of 4 m width and 0.5 m height and the frequent occurrence of quartz layers also a certain risk in SPC had to be considered. Former roadheader operations had shown that there is an increase in SPC by cutting cross sections smaller than 35 m². This increase is caused by the higher percentage of pick contacts with the side walls of the tunnel related to the total cutting profile. Additionally, the frequent occurrence of quartz layers also had to be considered. So, the theoretical SPC of 0.07 picks per solid cubic meter was increased by 30%, resulting in an effective SPC of 0.09 picks per solid cubic meter.

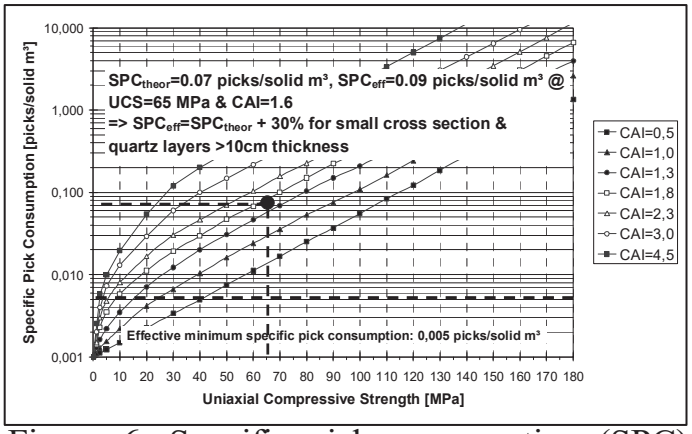


Figure 6. Specific pick consumption (SPC) for low speed cutting with transverse cutter head and 22 mm TC diameter picks of high quality.

3.3 Assessment of Advance Rate

Based on the calculated effective NCR, also the feasible advance rate per day can be assessed. For this assessment some operational figures had to be defined. The system availability was set to 90% and the percentage of net cutting time related to the operating time of the machine to 50%, which means that 1 machine operating hour contains a net cutting time of 30 minutes. This difference in time is caused by non-productive activities of the cutter head like loading and profiling. Consequently, the production or cutting rate (CR) of the machine should be around 22.5 solid cubic meters per machine operating hour. This means that the machine can make about 11m of advance in 1 operating hour. So, if we consider 20 machine operating hours in a day, which should be the maximum, an optimum advance of 220 m per day should be possible. But considering a realistic operating time of the machine of about 10 hours per day due to the difficult excavation conditions, an average advance rate of 110 m/d should be feasible.

4 OPERATING RESULTS

In December 2005 the MT620 roadheader machine started the excavation of the first rail on the Italian side of the Mont Cenis Tunnel. Of course at the beginning of the excavation there were some organisational and infrastructure problems, but after passing the

learning period of about 2 to 3 months, the machine showed quite impressive performance data. The excavation of the first rail showed following performance figures (see Figure 7):

- Average CR: 28.51 solid m³/h
- Average SPC: 0.095 picks/solid m³
- Average advance rate: 92 m/d

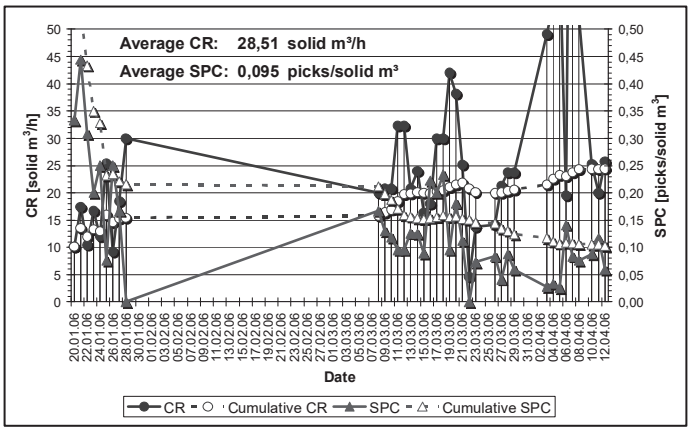


Figure 7. Cutting rate (CR) and specific pick consumption (SPC) of MT620 at the first rail of the Mont Cenis Tunnel/Italy.

The excavation of the first rail took about 3 months with a break during the time of the Olympic Winter Games in 2006. The average advance rate was 9.5 m/h and on the best day the machine made 200 m. The excavation of the second rail started in October 2006 and the following performance figures were achieved (see Figure 8):

- Average CR: 33.15 solid m³/h
- Average SPC: 0.075 picks/solid m³
- Average advance rate: 93 m/d

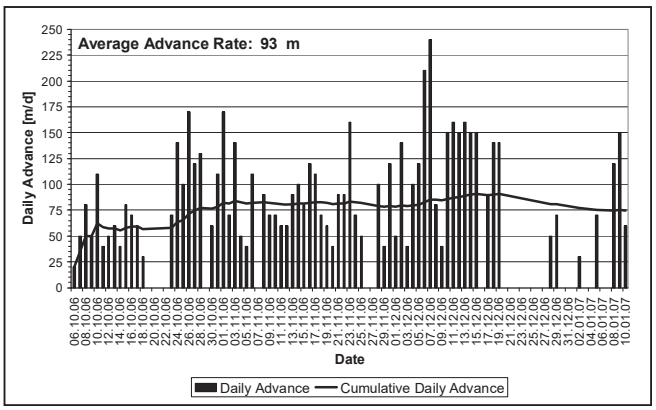


Figure 8. Advance rate of MT620 at the second rail of the Mont Cenis Tunnel/Italy.

Until November 15, 2006 the average advance rate was at 11.05 m/h – there are no detailed machine hours after this data available. But the maximum daily advance rate achieved during the complete excavation period was 240 m/d.

5 CONCLUSION

Due to the great success of the MT620 in the Italian part of the Mont Cenis Tunnel, there was also another machine bought for the excavation of the tunnel invert in the French part of the tunnel. The controlled handling of the machine in combination with a laser guiding system made the difficult excavation very easy and the nearly vibration free mode of operation protected the sensitive tunnel lining from any damage and possible collapsing absolutely successfully. Due to the experience made in the last years, also the assessed operating data were according to the achieved operating figures.

Finally, we thank the J.V. Frejus Soc. Cons. A R.L., Bologna/Italy and GEODATA, Societa' di Geoingeneria spa, Torino/Italy for the confidence they had in using this type of excavation system and for providing us with the excavation data.

REFERENCES

Restner, U., Gehring, K., 2002. *TUR 2002 – II International Conference Mining Techniques, Proceedings*, Kraków – Krynica, Wrezesién, pp.53-68.

Mont Cenis – the first trans-Alpine tunnel, *Tunnels & Tunnelling International* (March 2002), pp.24-27.

Kadıköy-Kartal Metro Tünellerinde Kullanılan Roadheader'ın Kazı Performansı ve Keski Tüketiminin Araştırılması

Investigation into oadheader E cavation Performance and Pick Consumption used in adköy- artal Metro Tunnels

İbrahim Ocak*, Yalçın Eyigün**, Muammer Çınar***, Turgay Nahya****

İBB, İETT enel Müdürlüğü, aylı Taşıma Daire Başkanlığı, araköy- İSTANB

İBB, laşım Daire Başkanlığı, aylı Sistem Müdürlüğü, Merter- İSTANB

Anadoluray rtak irişimi, Üsküdar- İSTANB

İTÜ, Maden Fakültesi, Maden Müh. Böl. ğrencisi, Maslak- İSTANB

ÖZET Bu bildiride Kadıköy -Kartal metro projesi, hattın jeolojisi, kazı sırasında karşılaşılan formasyonlar, bunların jeoteknik özellikleri ve kazı yöntemleri özetlenmiştir. Kozyatağı şaftındaki istasyon tünellerinin kazılarında kullanılan WAV 178 tipi roadheader'ın yerindeki performansı irdelenmiştir. Makinenin m^3/h olarak anlık ilerleme hızı ve keski/m^3 olarak keski sarfiyat hızı ile formasyonun basınç dayanımı arasındaki ilişki araştırılmıştır. Yerinde yapılan gözlemlerde kazılan formasyonun basınç dayanımı değerinin 40-145 MPa arasında ve anlık ilerleme hızının 10-187 m^3/h arasında değiştiği görülmüştür. Keski sarfiyatı ise 0.04-0.18 keski/m^3 arasında değişmiştir. Kazılan formasyonun Cerchar aşındırıcılık indeksi 1-1.5 arasında değişmektedir. Literatürdeki veriler değerlendirildiğinde bu aşındırıcılığa sahip kayaç formasyonunda keski sarfiyatının 0.05 ile 0.15 keski/m^3 (kazılan malzeme) arasında değiştiği görülmektedir. Kesilen formasyonun basınç dayanım değeri belirli bir değerin üzerine çıktığında keskiler kırılmakta, keski sarfiyatı öngörülenin ötesinde artmaktadır. Bu durumda keski sarfiyatının artmasının yanında titreşimlerden ve aşırı yüklerden dolayı makine arızaları artmaktadır. Yerinde yapılan gözlemler bu hususu doğrulamaktadır. Keski sarfiyatı 0.15 keski/m^3 değerini aştığında makine arızalarının arttığı görülmüş ve bu değer kriter alınmıştır. Keski sarfiyatı bu değerin üzerine çıktığında makine durdurulmuş ve kazıya delme patlatma yöntemi ile devam edilmiştir.

ABSTRACT General information of Kadıköy-Kartal Metro Project, geology of this line, geotechnical properties of the formations and excavation methods are summarized in this study. The performance of "WAW 178 model roadheader" which is used for excavation of station tunnels in Kozyatağı shaft is examined. The relationship between instantaneous cutting rates (m^3/h), pick cutter consumption rate (pick/m^3) of the machine and unconfined compressive strengths of the formations are analyzed. The unconfined compressive strengths of the excavated formations vary between 40 and 145 MPa. Instantaneous cutting rates vary between 10 and 187 m^3/h. Pick consumption rate vary between 0.04 and 0.18 pick/m^3. Cerchar abrasivity indices of excavated formations vary between 1 and 1.5. This value varies between 0.05 and 0.15 pick/m^3 for according to the literature. The picks are broken and consumption rate increases unexpectedly when the comprehensive strength of the formation reaches at a certain limit. In this case, machine breakdowns increase due to vibrations and over loads in addition to increasing of pick (cutter) consumption. Site observations confirm these relations. Machine is stopped when the pick consumption rate is over 0.15 pick/m^3, which is accepted as a critical value and excavation is continued with drilling and blasting method.

1 GİRİŞ

Özellikle son yıllarda madencilik ve inşaat mühendisliği sahalarında roadheader kullanımı ciddi bir şekilde artmıştır.

Kazı hızının ve keski tüketiminin doğru bir şekilde tahmini roadheader uygulamalarında kritik aşamadır. Çünkü her iki değerin de doğru olarak kestirilememesi durumunda roadheader kullanımının avantajları ortadan kalkmaktadır. Bu nedenle hem kazı hızının kestirimi hem de keski tüketiminin tahminine yönelik olarak çok sayıda araştırma yapılmıştır.

Kazı performansı daha çok kayacın serbest basınç dayanımı, elastisitesi, anizotropisi, eklemliliği ve su durumu gibi makroskopik özelliklere bağlı iken (Thuro vd. (1996a,b), Gehring (1997), Verhoef (1997)), keski tüketimi daha çok kayacın kuvars içeriği ve kuvars tane boyutu gibi mikroskopik kayaç özelliklerine bağlıdır (Deketh (1995)).

Kazı performansı tahminine yönelik araştırmaların bir kısmında (Uehigashi vd. (1987), Schneider (1988), Gehring (1989, 1997), Dun vd. (1997), Thuro vd. (1998, 1999a), Tumac vd. (2006)) performans kestirimi için serbest basınç dayanımı kullanılmıştır. Bu ilişki Tumac vd. (2006) tarafından;

$$NCR = 109.25UCS^{-0.7233} \quad (1)$$

olarak ifade edilmiştir. Burada;
NCR, Net anlık kesme hızı (m^3/saat),
UCS, Serbest basınç dayanımı (MPa).

Bazı araştırmacılar ise (Copur vd. 1997, 1998) serbest basınç dayanımına ilaveten makine ağırlığı ve kesme gücünü de kullanmışlardır. Bu modeller;

$$ICR = 27.111 \times e^{0.0023 \times RPI} \quad (2)$$
$$RPI = P \times W / UCS \quad (3)$$
$$BCR = 897.06 (RCI)^2 + 6.18 (RCI) \quad (4)$$
$$RCI = UCS / (P \times W \times CHD) \quad (5)$$

Burada;
ICR, Anlık kazı hızı (m^3/saat),
e, Doğal logaritma sabiti,
RPI , Roadheader kazı indeksi,
P, Kesme gücü (kW),
W, Makine ağırlığı (t),
UCS, Serbest basınç dayanımı (MPa),
BCR, Keski tüketim oranı (keski/m^3),
RCI, Roadheader keski tüketim indeksi,
CHD, Kesici kafa çapı (m).

Günümüzde performans tahmini ve keski tüketiminin kestirimi için birim hacim kayacı kazmak için harcanan enerji olarak tarif edilen spesifik enerjiden yararlanılması yaygındır (McFeat vd. (1977, 1979), Fowell vd. (1982), Farmer vd. (1987), Poole (1987), Fowell vd. (1994), Copur vd. (2001), Balci vd. (2004)). Spesifik enerji aşağıdaki formülden bulunabilmektedir (Hughes (1972), Mellor (1979), Farmer vd. (1987), Poole (1987), Rostami vd. (1994), Çopur vd. (2001));

$$SE = \frac{\sigma_c^2}{2E} \quad (6)$$

Burada;
SE, Spesifik enerji (kWh/m^3)
σ_c , Serbest basınç dayanımı (MPa)
E, Kayaç elastisite modülü (MPa)

Ayrıca daha basit şekilde spesifik enerji;

$$SE_{opt} = 0.0826UCS + 1.424 \quad (7)$$

eşitliği ile de bulunabilmektedir (Bilgin vd. 2006). Burada;
SE_{opt}, Optimum spesifik enerji (kWh/m^3),
UCS, Serbest basınç dayanımı (MPa).

Spesifik enerjiyi bazı araştırmacılar karot kesme deneylerinden elde ederken bazıları da tam boyutlu laboratuar kesme deneylerinden elde etmektedir. Bilgin vd. (1988, 1990, 1996, 1997, 2004) karot kesme deneylerinden elde edilen performans tahminlerinin kayaç süreksizliklerini yansıtmadığını belirterek aşağıda verilen

modelde görüldüğü gibi serbest basınç dayanımı ile birlikte RQD'yi kullanmışlardır:

$$ICR = 0.28 \times P \times (0.974)^{RMCI} \quad (8)$$

$$RMCI = \sigma_c \times \left(\frac{RQD}{100}\right)^{2/3} \quad (9)$$

Burada;
ICR, Anlık kesme hızı (m^3/saat)
P, Makine gücü (HP)
RMCI, Kayaç kütlesi kesilebilirlik indeksi
σ_c, Serbest basınç dayanımı (MPa)
RQD, Kayaç kalite derecesi (%).

Oldukça yaygın kabul gören ve her tür kesici makine için kullanılabilen bir yöntem Rostami vd. (1994, 1996) tarafından önerilmiştir.

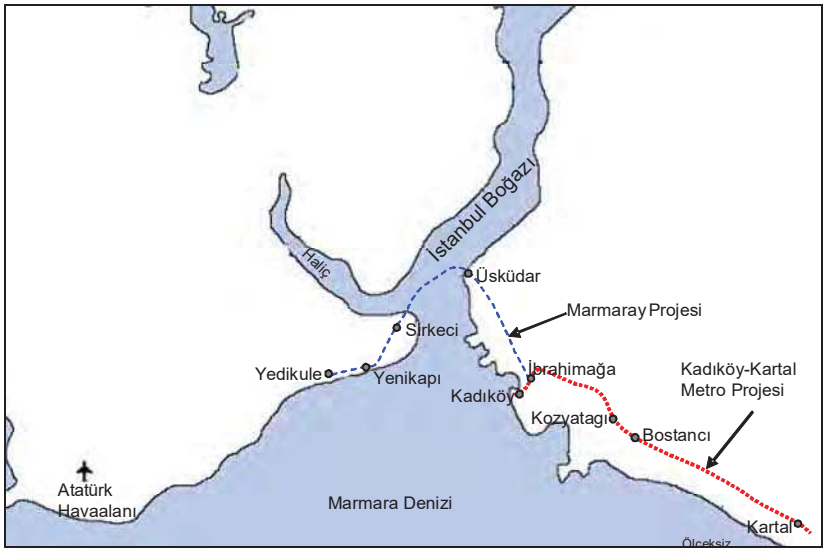
$$ICR = k\frac{P}{SE_{opt}} \quad (10)$$

Burada;
ICR, Anlık kesme hızı (m^3/saat)
k, Enerji transfer katsayısı (roadheader için 0.45-0.55 ve TBM için 0.85-0.90)
P, Kesme gücü (kW)
SE_{opt}, Optimum spesifik enerji (kWh/m^3).

2 KADIKÖY - KARTAL METRO PROJESİNİN TANITIMI

Kadıköy – Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi Kadıköy ilçesinden başlayıp, Üsküdar, Maltepe ve Kartal ilçelerinden geçmektedir. Hattın tamamı 21,6 km uzunluğunda olup, 16 adet istasyon bulunmaktadır. Kadıköy–Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi, İbrahimağa İstasyonu'nda, İstanbul'un Avrupa ve Asya yakalarını boğazın altından batırma tünel ile birleştirecek olan Marmaray Tüpgeçit Projesi ile entegre olmaktadır. Böylece sistem ile hem doğu-batı yönündeki yolcu taşımacılığı sağlanacak, hem de Marmaray Projesi ile yapılan entegrasyon ile İstanbul'un Avrupa yakası ile irtibat sağlanacaktır (Şek. 1).

Metro sistemi iç çapı 5.70 m, dış çapı 6.30 m olan çift hat tünelden oluşmaktadır. Tüneller yüzeyden ortalama 30 m derinlikte olup iki tünel arası mesafe merkezden merkeze yaklaşık 32 metredir. Hat tamamlandığında bir yönde 60000 yolcu taşınabilecektir. Ana hat tünelleri 2 adet tünel açma makinesi (TBM) ve 2 adet arazi basıncını kazılan pasa ile dengeleyen tünel açma makinesi (EPBM) ile kazılacaktır. İstasyon platform tünelleri, yaklaşım tünelleri, şaftlar, makas tünelleri ve bağlantı tünelleri ise Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) metodu ile kazılmaktadır.



Şekil 1. Kadıköy-Kartal Metrosunun İstanbul'daki konumu (Ocak, 2007).

3 KAZI VE DESTEKLEME METODU

Çalışmanın gerçekleştirildiği Platform (P1) tünelleri Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) ile kazılmıştır. Kazı genişliği 10.44 m, yüksekliği ise 8.48 m olup kazı alanı 74.00 m^2 dir. Kazı revize edilmiş bir roadheader tarafından yapılmış olup (Şekil 2) kullanılan makinenin özellikleri Çizelge 1'de verilmiştir. Kazılar, "A" hattı olarak ifade edilen teorik kazı hattına olabildiğince yakın olacak şekilde yapılmaktadır (İBB, 2002).

Şekil 2. Alpine WAV 178 roadheader.

Çizelge 1. Kullanılan roadheader özellikleri.

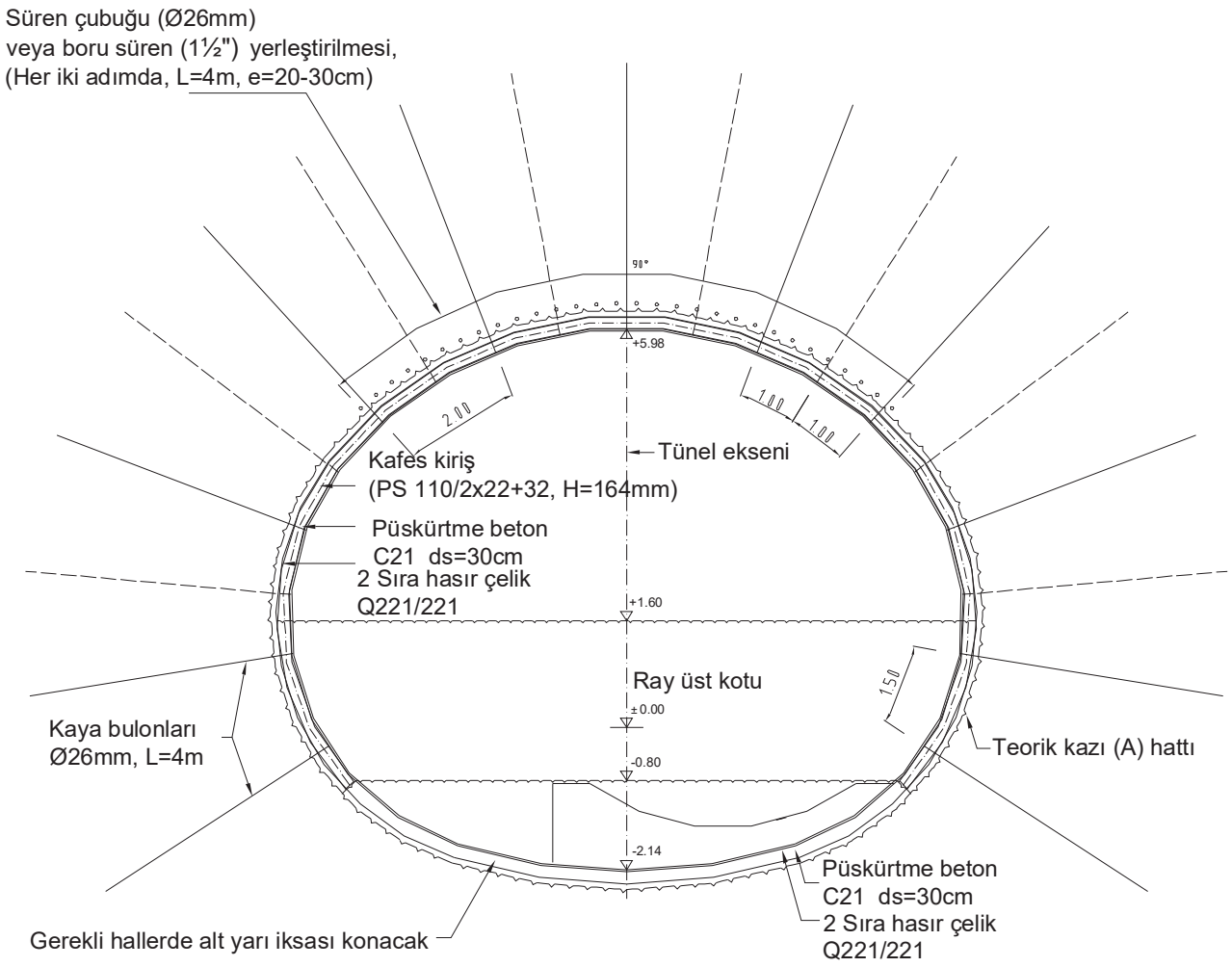
Üretici	Alpine Westfalia
Model	WAV 178
Kazı alanı	61 m²
Kesme gücü	300 kW (402 HP)
Ağırlık	74 ton
Kesici kafa çapı	88.8 cm
Keski tipi	Konik keski
Keski sayısı	82 x 2 = 164 adet

Belirlenmiş ilerlemeden sonra, tünele kalıcı bir duraylılık kazandırmak için uygulanan birinci işlem çelik hasır montajıdır. Kullanılan çelik hasır Q221/221 sınıfında çekme mukavemeti yüksek (TS 4559 IV BS 50/55) çelikten oluşan bir yapıdır. Çelik hasır montajını takiben çelik iksa montajı yapılır. Kadıköy-Kartal Metrosu P1 tünellerinde kullanılan çelik iksalar kafes-kiriş şeklinde olup, PS 110 (2× ϕ22 + 1× ϕ32) H=164 mm olan üç çubuklu kirişlerdir. Çelik hasır ve iksa montajının hemen ardından püskürtme beton (shotcrete) işlemine geçilmektedir. Kazı adımına göre her 4-5 adımda bir sürgü çubuğu (süren) uygulanmaktadır. Sürgü çubukları, kazıdan önce, kazı hattının dışında koruyucu bir katman oluşturacak şekilde sıra ile çakılan 32 mm çapında ve 4 m uzunluğunda çelik çubuklar veya 1.5 inç çapında 4 m uzunluğunda 3.25 mm et kalınlığında borulardır. Sürgü çubukları, çelik iksa üzerinden, yatayla maksimum 5^0-10^0 açı yapacak biçimde önceden delinmiş olan yuvalarına çakılmaktadırlar. Çakılacak olan sürgü çubuklarının adetleri kazı destek türüne göre değişmektedir. Tahkimatın en kesiti Şekil 3'de verilmiştir.

Belirli bir mesafe ilerlendikten sonra bulonlar yapılmaktadır. Metro tünellerinde en yaygın olarak EKB (Enjeksiyonlu kaya bulonları) kullanılmaktadır. Bulonlama, bir delici makine tarafından delinen 41 mm lik deliğe enjeksiyon çimentosu doldurulduktan sonra, bulonun elle itilerek yerleştirilmesi yoluyla yapılır. Bulonlar 3 ile 4 metre boyunda, 26 mm lik nervürlü çelikten özel olarak imal edilir. Bulonun bir ucu 10 cm dişli olup taşıma plakaları 200/200/10 mm boyutlarındadır. Enjeksiyon karışımının su/çimento oranı 0.35'dir.

4 JEOLOJİ

Çalışma bölgesi Kartal formasyonu içerisinde yer almaktadır. Formasyon, sarımsı kahve-gri renkli, iyi yapraklanmalı, fosilli, seyrek silttaşı ile kumtaşı ara tabakalı şeyllerden ve kireçtaşı seviyelerinden oluşmuştur. Kartal Formasyonu'nun Alt-Orta Devoniyen yaşında olduğu saptanmıştır. Kartal formasyonunun ortalama serbest basınç dayanımı 33 MPa, elastisite modülü



Şekil 3. Tünelin enine kesiti (İBB, 2006).

7.4 MPa, kohezyonu 18.6 MPa ve içsel sürtünme açısı 43.1 derecedir (İBB, 2005).

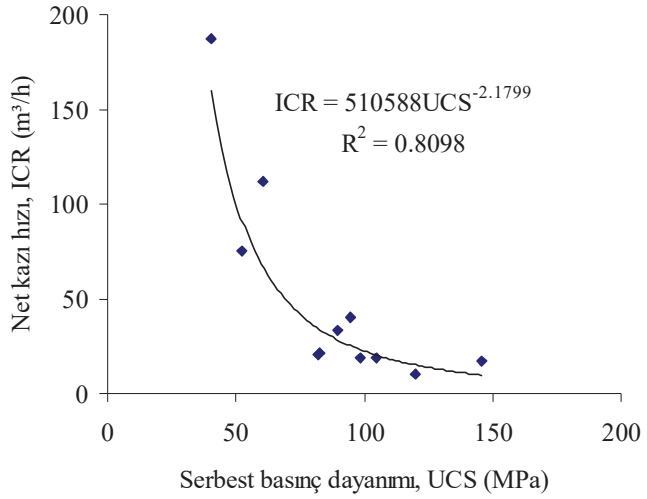
Kartal Formasyonu tektonik etkiler sonucu çok kıvrımlı ve kırıklı bir yapı kazanmıştır. Bu tektonik deformasyonun meydana getirdiği süreksizliklerin de etkisi ile birim yüzeyde kalınlığı 1-2 m arasında olan bir zon boyunca ayrışmış olarak görülür. Birimin makaslı, kırık ve ezik kesimleri kolay kazılır niteliktedir (İBB, 2005).

5 SERBEST BASINÇ DAYANIMI İLE ANLIK KAZI HIZI ARASINDAKİ İLİŞKİ

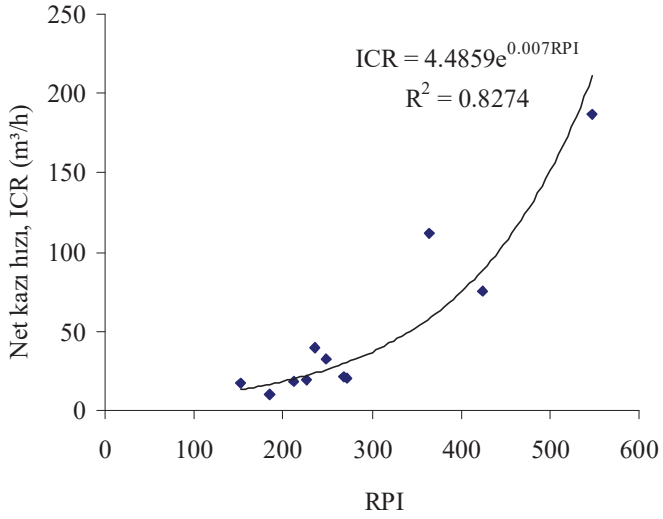
Roadheader performansının kestirilebilmesi için, günlük olarak arından kayaç örnekleri alınmış ve bu örneklerin laboratuarda serbest basınç dayanımları (UCS) bulunmuştur. Bulunan UCS değerleri ile net kazı hızı (ICR) arasında Şekil 4'de görüldüğü gibi kuvvetli bir ilişki bulunmuştur.

Şekil 4 incelendiğinde düşük UCS değerlerinde makine oldukça yüksek bir performans gösterirken, UCS'nin 100 MPa'ı geçmesi durumunda makine performansının oldukça düştüğü görülmektedir ki bu da literatür ile (Thuro, 1998) uyum göstermektedir.

Ayrıca literatürde önerilen (Copur, 1998) roadheader işleme indeksi (RPI) ile net kazı hızı arasındaki ilişki de araştırılmıştır. Buradan bulunan ilişki UCS ile ICR arasındaki ilişkiden biraz daha anlamlı çıkmıştır (Şek. 5).



Şekil 4. Serbest basınç dayanımı ile anlık net kazı hızı arasındaki ilişki.



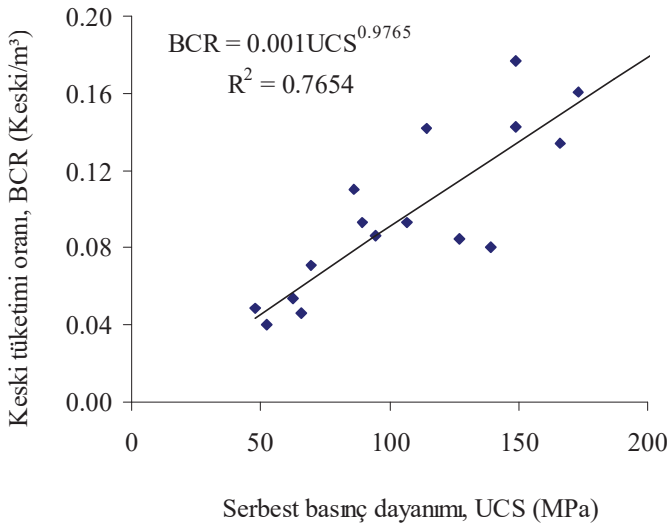
Şekil 5. RPI ile anlık net kazı hızı arasındaki ilişki.

6 SERBEST BASINÇ DAYANIMI İLE KESKİ TÜKETİMİ ARASINDAKİ İLİŞKİ

Roadheader kullanımını belirleyen en önemli faktörlerden biri de birim hacimdeki kayacı kesmek için tüketilen keski sayısıdır. Eğer keski sayısı belirli bir değeri aşarsa bu durumda kazıya roadheader ile devam etmek ekonomik olmaktan çıkmaktadır.

Kazılan formasyonun Cerchar aşındırıcılık indeksi 1-1.5 arasında değişmektedir. Literatürdeki veriler değerlendirildiğinde (Johson and Fowell, 1984-1986; Fowell and Johson, 1982; McFeat-Smith and Fowell, 1979) bu aşındırıcılığa sahip kayaç formasyonunda keski sarfiyatının 0.05 ile 0.15 keski/m^3 arasında değiştiği görülmektedir. Keski sarfiyatı 0.15 keski/m^3 değerini aştığında makine arızalarının arttığı görülmüş ve bu değer kriter alınmıştır. Keski sarfiyatı bu değerin üzerine çıktığında makine durdurulmuş ve kazıya delme patlatma yöntemi ile devam edilmiştir.

Kesilen formasyonun serbest basınç dayanım değeri belirli bir değerin üzerine çıktığında keskiler kırılmakta, keski sarfiyatı öngörülenin ötesinde artmaktadır. Bu durumda keski sarfiyatının artmasının yanında titreşimlerden ve aşırı yüklerden dolayı makine arızaları artmaktadır. Yerinde yapılan gözlemler bu hususu doğrulamaktadır ve literatür ile de (Thuro, 1999b) uyum göstermektedir (Şek. 6).



Şekil 6. Serbest basınç dayanımı ile keski tüketimi arasındaki ilişki.

7 SONUÇLAR

Çalışma sonucunda serbest basınç dayanımı ile roadheader net kazı hızı arasında korelasyon katsayısı yüksek bir ilişki

bulunmuştur. Makine gücü ve ağırlığının kullanılması ile bu ilişki daha da kuvvetlenmektedir. Serbest basınç dayanımının 100 MPa'ı geçtiği durumlarda kazı performansı oldukça düşmekte ve kazı verimsiz hale gelmektedir.

Keski tüketimi ile serbest basınç dayanımı arasında da kuvvetli bir ilişki söz konusudur. Yapılan çalışmada keski tüketiminin 0.15 keski/m^3 değerini geçmesi durumunda roadheader ile kazı terk edilip delme ve patlatma ile kazı yapılmasının daha uygun olduğu görülmüştür.

KAYNAKLAR

Balci, C., Demircin in M. A., Copur, H., Tuncdemir, H., 2004, Estimation of specific energy based on rock properties for assessment of roadheader performance. *. S. Afr. Instit. Mini. Metallurg.,* 11, 633–643.

Bilgin, N., Seyrek, T., Shahriar, K., 1988, Roadheader performance in Istanbul, Golden Horn clean-up contributes valuable data. *Tunnels and Tunnelling,* June, 41–44.

Bilgin, N., Seyrek, T., Erdinc, E., Shahriar, K., 1990, Roadheaders glean valuable tips for Istanbul Metro. *Tunnels and Tunnelling*, October, 29–32.

Bilgin, N., Yazıcı, S., Eskikaya, S., 1996, A model to predict the performance of roadheaders and iMPact hammers in tunnel drivages. In: Proceedings, *Eurock ' , Balkema,* pp. 715–720.

Bilgin, N., Kuzu, C., Eskikaya, S., 1997, Cutting performance of rock hammers and roadheaders in Istanbul Metro drivages. In: Proceedings, *ord Tunnel Congress' , Tunnels for People*, Balkema, pp. 455–460.

Bilgin, N., Dincer, T., Copur, H., Erdogan, M., 2004, Some geological and geotechnical factors affecting the performance of a roadheader in an inclined tunnel. *Tunnelling and nderground Space Technology*, 19, 629–636

Bilgin, N., Demircin, M. A., Copur, H., Balci, C., Tuncdemir, H., Akcin, N., 2006, Dominant rock properties affecting the performance of conical picks and the coMParison of some experimental and theoretical results. *International ournal of ock Mechanics Mining Sciences,*. 43, 139–156.

Copur, H., Rostami, J., Ozdemir, L., Bilgin, N., 1997, Studies on performance prediction of roadheaders. *Proceedings of the th International Symposium on Mine Mechanization and Automation,* Brisbane, Qld., Australia, pp. A4-1–A4-7.

Çopur, H., Özdemir, L., Rostami, J., 1998, Roadheader applications in mining and tunneling. *Mining Engineering*, 50 (3), 38–42.

Çopur, H., Tunçdemir, H., Bilgin, N., Dinçer, T., 2001, Specific energy as a criterion for the use of rapid excavation systems in Turkish mines. *Institution of Mining and Metallurgy, Transactions A, Mining Technol.* 110(A), 149–157.

Deketh H.J.R., Alvarez Grima, M., Hergarden, I. M., Giezen, M., Verhoef P. N. W., 1998, Towards the prediction of rock excavation performance. *Bull. Eng. eol. Env.,* 57, 3-15.

Dun, P.G., Howarth, D.F., Schmidt, S.P.J., Bryan, I.J., 1997, A review of non-explosive excavation projects for the Australian metalliferrous mining industry. *th International Symposium on Mine Mechanization and Automation*, Brisbane, Qld., pp. A5-2–A5-13.

Farmer, I.W., Garritty, P., 1987, Prediction of Roadheader cutting performance from fracture toughness considerations. *th Int. Congr. ock Mechanics,* 621–624.

Fowell R.J., Richardson G, Gollick MJ., 1994, Prediction of boom tunnelling machine excavation rates. In: Nelson PP, Laubach editors. *Proceedings of The Symposium on ock Mechanics Models and Measurements Challenges From Industry*, 243–251.

Fowell, R.J., Johson, S. T., 1982, Rock classification and assessment of rapid excavation. *Symposium on Strata Mechanics,* Newcastle Upon Tyne, 239–242.

Gehring, K.H., 1989, A cutting coMParison. *Tunnels and Tunnelling,* November, 27–30.

Gehring, K., 1997, Classification of drillability, cuttibility, borability and abrassivity in tunneling. *Fels au,* 15, 183-191.

Hughes H., 1972, Some aspects of rock machining. *International ournal of ock Mechanics Mining Sciences,* 9:205–11.

İBB, 2002, *İstan ul adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi İnşaat İşleri Teknik Şartnam*esi

İBB, 2005, *İstan ul adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi - Mühendislik eolo isi aporu*, İstanbul.

İBB, 2006, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, *İETT enel Müdürlüğü, adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi, adıköy P Tüneli Pro esi.*

Johson ST, Fowell RJ., 1984, A rational approach to practical performance assessment for rapid excavation using boom-type tunneling machines, *Proceedings of the 25th S Symposium on ock Mechanics*, Illinois, p. 759–766.

Johson ST, Fowell RJ., 1986, Compressive strength is not enough. *Proceedings of the 2 th S rock Mechanics Symposium*, p. 840–5.

McFeat-Smith, I., Fowell, R. J., 1977, Correlation of rock properties and cutting performance of tunneling machines. *Conference on ock Engineering,* University of Newcastle Upon Tyne, 582–602.

McFeat-Smith, I., Fowell, R. J., 1979, The selection and application of roadheaders for rock tunnelling. In: Maevis, A. C., Hustrulid,W. A. (eds.) Proc., *apid E cavation and Tunnelling Conference*, AIME, Atlanta, 261–279.

Mellor M., 1979, Normalization of specific energy values. *International ournal of ock Mechanics Mining Sciences,* 9:661-3

Ocak, İ., 2007, Kayaçların Basınç Direnci ile Elastisite Modülü Arasındaki İlişkinin Araştırılması. *2 . luslararası Madencilik ongresi ve Sergisi,* 6-8 Haziran 2007, Ankara

Poole, D., 1987, The effectiveness of tunnelling machines. *Tunnel and Tunnelling,* January, 66–67.

Rostami, J., Ozdemir, L., 1994, Roadheader performance optimization for mining and civil construction. *th Annual Technical Conference, Institute of Shaft Drilling Technology*, 1–17.

Rostami, J., Ozdemir, L., 1996, Modeling for design and performance analysis of mechanical excavators. *orld ock Boring Association,* Sudbury, Ont., Canada, September 17–19.

Schneider, H., 1988, Criteria for selecting a boom-type roadheader. *Mining Magazine* September, 183–187.

Thuro K., Spaun G., 1996a, Drillability in hard rock drill and blast tunneling. *Fels au*, 14, 103-109.

Thuro K., Spaun G., 1996b, Introducing destruction work as a new rock property toughness refering to drillability in conventional drill and blast tunneling, *Eurock ’* , 707-713, Rotterdam, Brookfield: Balkema.

Thuro, K., Plinninger, R.J., 1998, Geological limits in roadheader excavation – four case studies. *8th International IAE Congress,* Vancouver, vol. 2, pp. 3545–3552.

Thuro, K., Plinninger, R.J., 1999a, Predicting roadheader advance rates. *Tunnels and Tunnelling International*, June, 36–39.

Thuro, K., Plinninger, R.J., 1999b, Roadheader excavation performance-geological and geotechnical influences. *th IS M Congres*, Paris, pp.1241-1244.

Tumac, D., Bilgin, N., Feridunoglu, C., Ergin, H., 2006, Estimation of Rock Cuttability from Shore Hardness and Compressive Strength Properties. *ock Mech. ock Engng.* DOI10.1007/s00603-006-0108-5

Uehigashi, K., Tokairin, Y., Ishikawa, K., Kikuchi, T., 1987. Possibility of rock excavation by boom-type tunnelling machines. *VI Australian Tunnelling Conference,* Melbourn, pp. 253–259.

Verhoef, P. N. W., 1997, Wear of rock cutting tools, Implication for the site investigation of rock dredging projects. *th ISTM Congress*, Paris, 1241-1244.

Roadheader Applications for Underground Excavations

eraltı azılarında ollu azı Makinelerinin ullanımı

Osman Zeki HEKIMOGLU
Dicle Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü 2 28 Diyar akir, Turkey.

ABSTRACT Roadheaders are widely employed for underground excavations, though applications for hard rocks are limited. Machine performance may be improved through properly designed cutting heads. Majority of the commercially available cutting heads are designed and manufactured with the aid of computer programs. Research on rock cutting, however, indicated further considerations to be taken into account when employing such computer programs. This paper explains and discusses certain important factors related to cutting head design of roadheaders.

ÖZET Sert kayaçlara pek uygun olmamasına karşın, kollu kazı makineleri yumuşak ve orta sertlikteki kayaçların yeraltı kazılarında başarıyla kullanılmaktadır. İyi tasarlanmış kesici kafalar ile makine performansı arttırılabilir. Uygulamada kesici kafalar bilgisayar destekli olarak tasarlanmakta ve imal edilmektedir. Ancak bu bilgisayar programlarında bazı ek konuların gözetilmesi durumu söz konusudur. Bu bildiride kollu kazı makinelerinin tasarımında gerekli olan belli faktörler açıklanıp tartışılmaktadır.

1 INTRODUCTION

Roadheaders or boom-type tunneling machines have been extensively employed for variety of underground excavations both in mining and civil engineering industry, due to versatility and cost effectiveness. They have been, though, substantially improved through the process of research studies, to date; the strength of the rock material to be cut still poses difficulties in use for hard rock applications. The machines of these types, however, perform very successfully in soft and medium strength cutting conditions. The main limiting factor for the application of roadheaders for high strength rocks has very close ties with the ability of cutter tools, regardless of increase in both machine size and available power.

An adequate understanding of the rock tool interaction contributes, to a certain extent, greatly to increased machine performance. The basic parameters pertaining to rock and tool characteristics were well established in this respect through extensive laboratory investigations in the past (Roxborough and Rispin, 1972; Evans and Pomeroy, 1973). To implement all these parameters to the actual conditions, the spatial positions of each cutting tool on machine's cutter head in consideration with machine operational parameters are to be well understood. The pick lacing generally termed as cutter head design, therefore, emerges to be of great importance in rock tool interaction.

The significance of tool lacing has been taken into account, and a number of improvements have been achieved since the early 1980s. It is possible to carry out a comprehensive analysis of roadheader performance as to pick lacing, if the actual cutting position, as well as the cutting mechanism of a pick is properly understood. An extensive computer-aided-design technique for both cutting heads and shearer drums, comprising the findings of long-term research investigations, was first introduced by British Coal (Formerly NCB) (Holt et al, 1984). This has greatly contributed to the field of mechanical rock excavators employing drug tools. Though the CAD technique of this type is unique in concept and application, a certain aspects still needs to be additionally considered in this field. With this technique, the area swept by a single pick is taken into account to calculate the tool forces. It was later demonstrated that when cutting the same cross-sectional area exactly under the same design and operational conditions, the tool forces are likely to vary due to difference occurring in cutter tool position. The tool cutting position is influenced by a number of tool parameters such as angle of wrap of cutting sequences, pick tilt angle, number of tracking cutters, as well as machine operational parameters like advance per revolution of the cutting head. Consideration of all these parameters is, therefore, necessary for a precise cutting head analysis.

This paper is concerned with the factors affecting roadheaders applications in terms of cutter head design. The factors and concepts dominant in this aspect are outlined and explained. The significance of tool position together with the parameters resulting in variations in tool cutting position for a given cross section is explained and suggestions are given.

2 ROAD EADER APPLICATION

Roadheaders are also known as “boom-type tunneling machines” or “selective-type cutting machines”. Though mainly employed for tunneling, they, to a certain extent, also find use in production operations in mining engineering. They have been subjected to variety of modifications and improvements in an effort to tackle with harder rock material, which subsequently led to increase in both size and power. The weigh of current roadheaders reaches 100 tons, while the cutting head power is multiple of 100 kW.

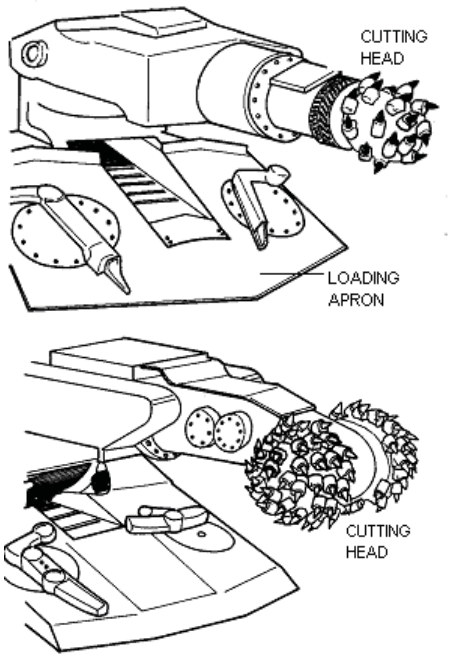


Figure 1. Roadheaders with axial-type (top) and transverse-type (bottom) cutting head

Roadheaders employ two different cutting head types, the axial (in-line, milling, spiral or longitudinal) and the transverse (ripper or forward rotating) cutting heads (Fig.1). The type of cutting head governs the type of application for a certain excavation. Machines with transverse cutting heads are known to be better suited for hard rocks that are within the range of roadheaders capability, whereas they are inferior to those with axial cutting heads in terms of pick consumption, dust make and tunnel wall profile. The main idea behind the superiority of the transverse heads over the axial heads for hard rocks is that the larger of the resultant machine reaction force that is counterbalanced by the machine weight is parallel to the boom axis. Roadheaders equipped with axial cutting heads are much better suited for soft and medium strength rocks.

Selection of roadheaders for a certain underground excavation depends upon the strength of rock material. There have been numerous investigations on rock cuttability. The compressive strength of rocks largely taken into consideration for cuttability prediction, though there is several other mechanical and physical rock properties known to influence rock machineability. It has been observed in practice that rocks with uniaxial compressive strength up to 100 MPa may economically be handled, though harder rocks can physically be excavated by the roadheaders. It is the cutter tool type rather than both machine size and power limiting the excavation of harder rocks.

The radial type cutter tools were extensively employed for cutting soft and medium strength rocks, though the types for hard conditions were also available. The point attack tools are well suited for excavations of hard formations, due to their increased tool life span resulting from self-sharpening function. The self-sharpening feature also rewards the picks of this type to soft cutting formations. To the experience of the author of this paper, the point attack tools may be considered to be the superior cutter tool for the all rock formations for the roadheaders, where methane hazard does not prevail. Furthermore, an effective water-cooling of the picks is one of the very important factors for extended life span.

3 MAC INE PER ORMANCE

The roadheaders are, in general, designed to cut, load and then transport the rock materials on to the back-up transport system in an effort to provide a continuous tunneling or excavation operation. Each part undertaking a particular duty should be well integrated with the whole extent of the machine to obtain a compact machine size. The machine stability is compatible with the ability to withstand to the reaction forces resulting from the cutting action. The reaction forces tending to shift the machine from its stationary position are generally counterbalanced by the machine weight. Some roadheaders especially those which are fitted with axial cutting heads are, in some cases, equipped with side stalling or brazing jacks in order to be fixed firmly to the side walls. Machines incorporating with tunnel shields may, therefore, perform better in this respect.

The directions, as well as the magnitude of the reaction forces, take great part in machine stability. Fluctuations in pick cutting forces are a measure of cutting vibrations that are detrimental to the main machine components and consequently leading to a poor machine performance. Along with the properties of given rock formation, aspects of forces resulting from the cutting action should be well understood in order to obtain successful machine performance. Cutting head design of the roadheaders emerges to be of paramount importance in this respect (Hekimoglu and Fowell, 1990; Roxborough, 1987).

CUTTING EAD DESIGN

The cutter picks take a crucial role in machine stability, due to the fact that the forces acting on the machine body are generated at the rock tool interface. The position of the picks controls the magnitude and the direction of the pick forces. The spatial position of the cutter tools on a particular cutting head, therefore, requires a precise arrangement, known as cutting head design or tool lacing.

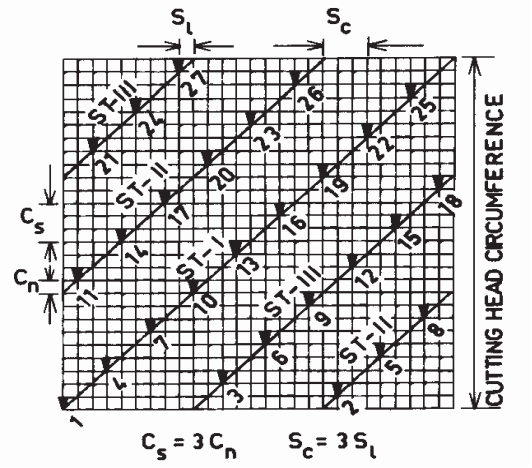
The tools are generally arranged so that they are staggered to form helical arrays with the object of preventing simultaneous loading imposed by a group of picks. Some of the main parameters to be considered in cutting head design are tool spacing, tilt angles, number of starts, circumferential pick spacing and number of tracking cutters, and they are briefly defined as follows.

1 P P C
R C D

4.1.1 Number of starts

The helical arrays form the starts, each of which corresponds to a cutting sequence.

Each start is wound on a cutting head boss with a different angle of wrap (Fig. 2). In practice two or three starts are common to the roadheaders. Though the starts serve for cutting rather than loading, some roadheaders employing large size cutting heads, e.g. more than 1.0 m diameter, are seen to have two starts with deep vanes to assist loading.



ST: Start

Figure 2. Some basic parameters shown for a three-start cutting head with single tracking

The arrangement of starts also influences the individual pick forces. Laboratory simulation of roadheaders cutting heads showed that the initial starting point of a cutting sequence, i.e. cutting starts from machine towards the face or vice versa, affected the magnitude of the pick forces under the same cutting and operational conditions (Hekimoglu, 1984). The pick forces were found to be lower when cut starts from the machine side to the face side. This concept, though, obviously disadvantageous for loading, might be considered for the roadheaders employing no loading vanes. Further investigations on laboratory full-scale simulation of cutting drums also showed that, the pick forces changes significantly with the angle of wrap of starts, under the same cutting and operational conditions (Hekimoglu and Ozdemir, 2004). It should be borne in mind that with the mechanical excavators particularly roadheaders, the cutting should supersede the loading, since the mucking process can also be carried out through some auxiliary equipment.

4.1.2 Tilt angles

A considerable number of picks on the cutting head of mechanical excavators are progressively tilted from the machine side towards the face in an attempt to perform corner cutting (Fig.3). The tilt angle of the corner pick, which is located at the front most line of the head, is of crucial importance. An extensive full-scale laboratory investigation on cutting head design showed that the minimum tilt angle for the corner cutting tool should be 65°, since below this value the pick cuts in 'unrelieved' mode and hence subjected to excessive loads leading to pick destruction (Hekimoglu, 1984). The picks on the roadheaders cutting head is, in practice, progressively tilted up to 90° to ease sumping, though with tilt angles greater than 65° the specific energy tends to rise.

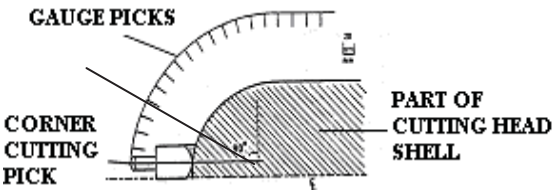


Figure 3. Definition of tilt angle

4.1.3 Tracking cutters

Tracking cutters, also known as "number of tools per line", are related to the picks cutting in the line of the preceding picks, and exhibit remarkable influence on the cutting performance. With single tracking where only one tool exists per line for a given group of starts as in Figure 2, the picks cut in 'relieved' mode, which has been proven to be efficient. Groove-deepening condition, known as inefficient, arises from multi-tracking, i.e. when more than one tool is employed per line. A comprehensive laboratory and in-situ trials on cutting drums revealed that with single tracking the overall machine performance was remarkably increased (Hekimoglu and Tiryaki, 1988).

It should be noted that the single tracking design is well suited for the picks with zero tilt angle as commonly employed on the cylindrical portion of cutting heads. It is, however, worth to consider the multi tracking design concept for picks having higher tilt angles that are usually laced on roadheaders cutting head of spherical and conical geometry.

4.1.4 Tool spacing

This denotes the distance between the adjacent picks and appears to be in two different forms. The line spacing (S_L) is the distance between the immediate adjacent picks viewed on the whole cutting head profile, whilst the cut spacing (Sc) is related to the distance between the adjacent picks of the same sequence or starts (Fig.2). The cut spacing can be up to three fold of the line spacing for single tracking arrangement, e.g. for a two-start cutting head $S_C = 2S_L$ and for a three-start cutting head $Sc=3\ S_L$. With multi tracking, the line spacing is, however, equal to the cut spacing and the number of picks per line, hence, and corresponds the number of starts.

The depth of cut (d) taken by a single pick, the most important machine operational parameter, has to be determined first in an effort to obtain the line spacing. With the machines performing transverse motion such as roadheaders, drum-type continuous miners and drum shearers, the depth of cut is expressed, in general terms, as "advance per revolution of the cutting head divided by the number of starts". The value of S_L is, then, determined considering the S_L/d ratio that is generally recommended as 2.5 at which specific energy exhibits minimum, based upon laboratory studies. It is important to note that this finding is based on the laboratory cutting trials conducted on a flat rock surface and beyond this value the specific energy (energy required to cut a unit volume of the rock) inevitably rises drastically. If the actual cutting condition is, however, simulated, the specific energy at a given depth of cut tends to keep its minimum value well beyond this ratio (Hekimoglu, 1984). This implies that much higher line spacing can be taken at a given depth. It should also be emphasized that with increasing line spacing the total number of the cutter tools is bound to diminish for a given cutting head operating at a given depth of cut. Any decrease in the total number of cutter picks renders the cutting head liable to higher fluctuations. Higher S_L/d ratios may, therefore, not be feasible as to cutting vibration, despite the minimum specific energy. S_L/d ratio of 3 may be recommended for favorable conditions.

4.1.5 Circumferential spacing

Circumferential spacing is the angular disposition of the picks viewed on a plane perpendicular to the axis of the cutting head rotation, and it is one of the important parameters controlling cutting vibrations. It emerges to exist in two forms regarding to the order of cutting. The first one is the spacing between the immediate neighboring picks (C_n), whilst the second form is related to the adjacent tools in the same sequence or start (C_S), as illustrated in Figure 2. With the equally arranged circumferential spacing more balanced cutting can be achieved (Hekimoglu and Fowell, 1991). This is more evident with drum type cutter heads where the majority of the picks experience the similar cutting duty. This aspect, however, requires special considerations for roadheaders cutting head, due to the fact that cutting duty of the tools varies considerably at the nose portion of the head.

4.1.6 Offset angle

The offset angle is associated with the point attack picks that are required to rotate in their holder to perform self-sharpening. Some manufacturers are seen to introduce an offset angle for the point attack tools in order to provide a rotational force, whereas some do not consider this concept. The author of this paper believes that the picks may not be purposely provided with offset angle in the

design stage, since such a conceptual angle spontaneously emerges to exist, owing to the helical arrangement. The picks are always subjected to an angular position with respect to the cutting perimeter formed by the picks of the same sequence, and this angle depends upon the pattern of circumferential spacing (Hekimoglu, 1998). This situation is especially the case with picks having no tilt angle.

Introducing an offset angle purposely at design stage, however, appears to be necessary for picks with tilt angles preferably greater than 25^{o}, in order to prevent excessive pick loading causing heavy tool-holder damage. In practical conditions, several commercially available roadheaders cutting heads, which lack this concept, were observed to suffer heavy cutting head damage. These drawbacks were, however, significantly minimized when this concept was employed on the same cutting heads. Since the details of this aspect were extensively investigated before, it is not, therefore, intended to be mentioned in this paper (Hekimoglu, 1995).

2 C A D R C

The cutting action of the all picks with respect to each other should be pictured in the form of a 'break-out diagram' first in order to evaluate the relative duty undertaken each pick for a proper cutting head design. This will, then, enables the designer to carry out a comprehensive analysis of cutting head balance. An aid of a computer is, obviously, very useful in this respect, due to the fact that manual process of these stages is laborious and time consuming. A comprehensive computer program was first developed in early 1980s at Headquarters Technical Department of British Coal in U.K., and has still been successfully used to date (Holt et al, 1984). This program is, though, based upon the findings obtained from long-term laboratory and in-situ investigations, certain issues, however, needs to be discussed.

The program considers the cross-sectional areas swept by the picks for calculating pick forces. This is very reasonable so long as the pick maintains the same cutting position. There are, however, situations where the cutting position varies for a given cross section, e.g. when sweeping the same cross section the cutting position of a pick tends to change with the angle of wrap under the same conditions (Hekimoglu and Ozdemir, 2004). Furthermore, the cutting position of a given pick also changes with the order of cutting sequences whether the cut starts from the machine side or from the face side, since it was found that lower pick forces and hence lower specific energy is obtained when the cutting sequence begins cutting from the machine side towards the face side (Hekimoglu; 1984). Previously conducted fundamental studies on rock cutting indicated that the sideway force, among the all components of the pick forces, were of small in magnitude and therefore neglected in computer aided design of cutting heads. The sideway force was, however, found to vary with angle of wrap of a given start (Hekimoglu and Ozdemir, 2004). It may be useful to consider the variations in the cutting position when employing different angle of wrap or when changing the order of cutting sequences.

It may be concluded from this point that it is the good experience and better knowledge of the designing engineer to evaluate and judge the correct cutting position for a given cutting head design, due to the fact that computer programs are merely a tool.

CONCLUCIONS

Roadheaders can successfully perform the excavation of soft and medium-strength rock formations, whilst being uneconomical for hard rocks.

Through the computer-aided design of roadheaders cutting head, the machine performance has improved, certain design conditions such as the effects of angle of wrap and the order of cutting sequences are, however, worth to be additionally taken into

account in cutting head design. A designing engineer should possess a good knowledge and an experience developed in rock cutting by picks, when employing a computer program for designing roadheaders cutting head.

RE ERENCES

Evans, I., Pomeroy, C.D., 1973. The Strength, Fracture and Workability of Coal. *Pergamon Press td*, London.

Hekimoglu, O.Z., 1984. Studies in the Excavation of Selected Rock Materials. *Ph.D Thesis*, Department of Geotechnical Engineering, The University of Newcastle Upon Tyne, England.

Hekimoglu, O.Z., Fowell, R.J., 1990. From research into practice; in-situ studies for design of boom tunnelling machine cutting heads. *In .A Husrtulid and .A. ohnson (Editors), ock Mechanics Contri ution and Challenges, Proc.. st .S. ock Mechanics Symposium, Colorado*, Balkema, Rotterdam, pp. 481-488.

Hekimoglu, O.Z., Fowell, R.J., 1991. Theoretical and practical aspects of circumferential pick spacing on boom tunneling machines cutting heads. *Mining Science and Technology*, 13(1991)257-270, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam, The Nederlands.

Hekimoglu, O.Z., 1991. A comparision of longitudinal and transverse cutting heads on dynamics and kinematics bases. *Mining Science and Technology,* 13(1991)243-255, Elsevier Science Publishers B.V. Amsterdam, The Nederlands.

Hekimoglu, O.Z., 1995. The radial line concept for pick lacing arrangement for radial pick cutting heads. *International ournal of ock Mechanics Mining Sciences and eomechanical A stracts*, Vol. 32(1995), No.4, pp. 301-311, Pergamon, London.

Hekimoglu, O.Z., 1998. Investigations in to performance of point attack and radial type rock and coal cutting picks. *Transactions of IMM Section A*, Vol. 107, pp. A55-A59, January, London.

Hekimoglu, O.Z., Tiryaki, B., 1998. In-situ investigations on shearer drum design. *CIM Bulletin*, Vol. 91, Number 1018, pp. 225-228

Hekimoglu, O.Z., Ozdemir, L., 2004. Effects of angle of wrap on the performance of continuous miners and drum shearers. *Mining Technology (Trans. Inst. Min. Metall. A)*, Vol. 113, No. 2.

Holt, P.B., Morris, C.J., Owen, R.J., 1984. Desktop computers for design work. *Min. Eng.* (London), 143 (1984), pp 485-489.

Roxborough, F.F., Rispin, A., 1972. The Mechanical Cutting Characteristics of the Lower Chalk. *eport to T* , Dept. Mining Eng., The University of Newcastle Upon Tyne, England.

Roxborough, F.F., 1987. The role of some basic rock properties in assessing Cuttability. *Seminar on Tunnels holly Engineered Structures*, 1987, April, AFCC, (IEAust: Canberra), pp1-21.

Hidrolik Kırıcıların Performans Tahmini ve Seçim Kriterleri

Selection Criteria and Performance Prediction of Hydraulic Hammers

H. Tunçdemir
İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, , İstan ul.

ÖZET Büyük şehirlerde metro, otoyol, su ve kanalizasyon tünelleri gibi yeraltı taşıma yapılarının inşası gün geçtikçe artmaktadır. Bu tür tünellerin kazısında kullanılan tam cepheli ve kollu makineler, ilk yatırım maliyetleri yüksek, imal ve montaj-demontaj süreleri bazen 1 yılı bulduğundan kısa ve sığ tünellerin kazısında ekonomik olamayabilirler. İşverenin kısa sürede işin bitirilmesini istemesi ve daha az masrafla tamamlanması beklentisi yüzünden -aralarında bir çok bağlantı tüneli de bulunan- 1-1.5 km uzunluğundaki tünellerin açımında ilk yatırım maliyetleri diğerlerine göre oldukça uygun olan ve bir kepçeli ekskavatörün kepçesinin sökülüp yerine bir darbeli kırıcı ünitesinin yerleştirilmesi ile faaliyete geçirilebilen hidrolik kırıcılar (HK) başarıyla kullanılabilmektedir. Ancak kullanılacak hidrolik kırıcının performansını kestirmek, işletme ve tasarım parametrelerini önceden belirlemek, iyi bir proje planlaması yapabilmek için önemlidir. Bu çalışmada hidrolik kırıcıların performasları göz önünde bulundurularak ve literatürde yer alan veri bankaları kullanılarak hidrolik kırıcı seçim kriterleri oluşturulmuş, güç, performans, tasarım ve işletme parametrelerine bağlı olarak hidrolik kırıcı çalışma sınırları belirlenmiştir.

ABSTRACT The number of underground water, highway, metro and sewerage tunnels has been gradually increasing in big cities due to necessities of population rising. Full face and partial face machines, which are used in the excavation of that types of tunnels and whose initial investment costs are high and montage-demontage duration takes long time, are not economical every so often. Contractors ask for finishing job in a short time period and minimizing the total project costs. Hydraulic hammer can be successfully used in these types of projects since they have low investment costs and can be put in to practice by easily mounting a breaker unit in place of excavator buckets. It is vital for a trustworthy project plan of a tunnel excavation that the performance of machine be predicted and the design and operational parameters be assigned. In this study, due to the performance of some hydraulic hammers and database found in the literature, a selection criterion of hydraulic hammers is proposed. At the same time, operational limits of impact hammers are determined owing to its power, performance, design and operational parameters.

1 GİRİŞ

Büyük şehirlerde artan nüfus, gereksinimler ve ağır trafik koşulları, metro, otoyol, su ve kanalizasyon tünelleri gibi yeraltı yapılarının inşasını zorunlu kılmaktadır. Mühendisler ve proje planlayıcıları, birincil kısıtlamaları da göz önünde bulundurarak değişik kayaç formasyonlarına uygun bir kazı yöntemi belirleyerek bu yeraltı yapılarının kazılarını

planlayabilirler. Kazı yöntemi seçimini formasyon, makine ya da proje ile ilgili bir çok faktör etkiler. Ancak genel olarak kaya ya da zeminde açılan bu sığ tüneller kazılırken klasik kazı yöntemi olan delme patlatma ya da modern yöntemler arasında yeralan makine ile kazı tercih edilmektedir. Makine ile kazı emniyetlidir. Patlatma ile ortam örselenmediğinden tahkimatlar daha kolay ve etkili yapılır. İşçilik maliyetleri azdır. Eş boyutlu pasa elde edildiğinden pasa nakli daha verimlidir. Kazı, tahkimat ve pasa nakli biribirinden bağımsız ve aynı anda yapılabilmektedir. Bununla beraber mekanik kazı ile tünel açımına karar verirken bazı soruların cevaplanması gerekir:

a) Tünel şehir içinde mi açılıyor?

Eğer tünel şehir içindeyse delme patlatma ile kazı insanlar üzerinde psikolojik sorunlar yarattığı ve verim düşüklüğüne sebep olduğu, ayrıca bina ve üst yapı hasarları ortaya çıkarabileceği için sınırlandırılmıştır. Zorunlu durumlar dışında kullanılamaz. Eğer zorunlu ise güçlü bir etkisi olmayan yerel patlatma yapılır.

b) İlk yatırım maliyetleri karşılanabiliyor mu?

Bu gün tam cepheli galeri açma makineleri (TBM'ler) her m başına 1 milyon $'dır. Şehir içi metro ve diğer amaçlı tüneller 7-8m çaplı olduğu düşünülürse sadece kazıcı makine yatırım maliyeti 8 milyon $ civarındadır. Bu makinenin 1500 m'lik bir tüneldeki m başına düşen maliyete etkisi 5335 $ olup diğer maliyetler de eklendiğinde bu değer oldukça yükselecektir. Kısmi cepheli makineler düşünüldüğünde bunların fiyatları da ağırlıklarına göre değişmekte olup 1-2 milyon $ dolar arasında değişmektedir. Yarı mekanize olarak nitelendirilebilecek ve Yeni Avusturya Tünel Açma metodu kullanılarak yapılan kazılarda ise delici jumbolar ve bir ekskavatörün kovası sökülüp yerine kırıcı ünite yerleştirilerek faaliyete geçirilen HK'lar da kullanılabilmektedir. Bunların fiyatları da 50 000-200 000 US$ arasında değişmektedir.

c) Tünel yeterince uzun mu?

İlk yatırım maliyeti yüksek bir makine kullanılarak tünel açılması ve tünelin de ekonomik olması için en az 1500m'lik bir tünelin açılması gerektiği Pakes, 1991 tarafından ifade edilmiştir. Tünel çapı büyüdükçe ve formasyon sağlamlaştıkça daha ağır ve güçlü makineler tasarlanması gerekir; bu da ilk yatırım maliyetlerini artıracaktır. Ancak tünel uzunluğu fazlaysa birim maliyete etkisi az olacağından daha ekononomik bir kazı yapılacaktır.

d) Tünel ne kadar sürede bitirilmek istenmektedir?

Bu, tünel uzunluğuyla doğrudan ilintili bir başlıktır. Eğer tünel 1500 m'den küçük ve arasında bir çok bağlantı tüneli içeriyor ve 1-2 senede bitirilmek isteniyorsa üretilecek TBM ve bunun montaj ve demontaj süreleri bazen 1-2 sene veya daha fazla zaman alabilmektedir. Böyle durumlarda daha kolay elde edilebilecek küçük ve ucuz makinelerle örneğin HK'larla hat boyunca bir çok kuyu açılarak bunlardan ileri ve geriye tüneller sürülerek birbirine yaklaşması prensibiyle kazı yapılabilir. Tünel uzunsa örneğin 5-6km ise bu yöntemle kazıyı bitirmek çok daha uzun zaman alır. Bu durumda b) maddesindeki m başına düşen maliyetten dolayı olumsuzluk da ortadan kalkacağından tam cepheli bir makina kullanılabilir. Tam cepheli makinelerle ilerleme hızları yaklaşık günde 20-25m ortalamaya kadar çıkabilir. Geçmişteki bazı projelerde kayaç ortamının da uygun olmasıyla günlük 50-60m'ye kadar çıkan ilerleme hızlarıyla kazı yapıldığı bilinmektedir. Bu gün her türlü kayaç ortamı için TBM'ler üretilebilmektedir. Hatta hat boyunca oldukça değişik mekanik özelliklere sahip formasyonlarla karşılaşılan İstanbul'da dahi çok amaçlı makineler tasarlanarak her ortamda kazı yapılması mümkün olmuştur.

e) Formasyon mekanik kazıya uygun mudur?

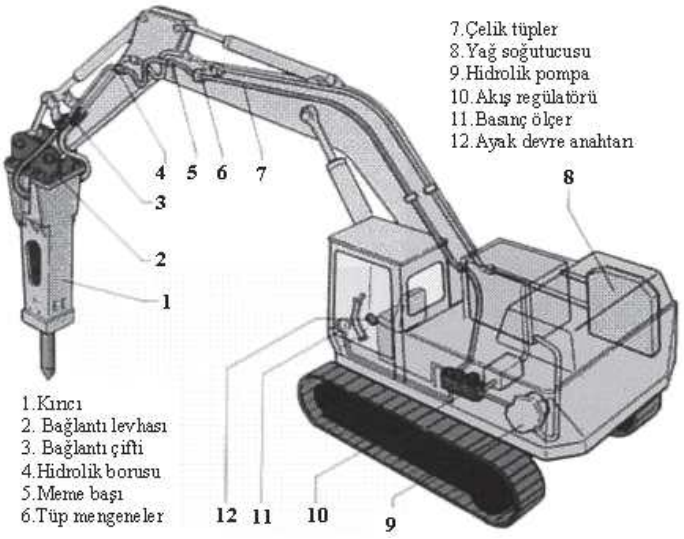
Eğer kayaç dayanımı yüksekse keski sarfiyatı artmakla birlikte, bugün 250-300MPa'a kadar kayaçları kazan ağır TBM'ler üretilebilmektedir. Ancak bu formasyonlarda HK ve kollu makineler gerekli baskı kuvvetini sağlayamadıkları ve aşındırıcı kayaçlar yüzünden kollu makinelerde keski sarfiyatı arttığından kullanılamamaktadırlar. Trakya formasyonu gibi basınç dayanımı 0-100MPa arasında değişen ve kırıklı çatlaklı bazen zemin özelliği gösteren bazen de diyabaz ve andezit

dayklarının bulunduğu sağlam kayaç zonlarının kesildiği sığ tünellerin kazısında HK'lar başarılı bir kazı işlemi gerçekleştirmektedirler.

İstanbul metrosu 4.Levent Ayazağa arasında bu tür bir formasyonda HK'larla yapılan kazılarda ise, çalışan 4 şaft, 1 yaklaşım tünelinde, 28.79 m^2 üst yarı ve 13.67 m^2 alt yarı kesit alanına sahip tünel hatlarının tamamında (16 hat; 8 ileri, 8 geri) üst yarı günlük ilerleme miktarı toplamda günde 15-20m'yi bulmaktadır. Bir aynada ise 2.5 günde yaklaşık 4.5m'lik kazı diğer 2.5 günlük dilimde boru kemer uygulaması yapılmaktadır. Dolayısı ile her aynada, her 5 günde bir 4.5m'lik ortalama ilerleme sağlanmaktadır.

2 HİDROLİK KIRICI VE ÖĞELERİ

HK'lar 1964 yılından beri madencilik ve tünel sektöründe artan bir ivmeyle kullanılmaya başlanmıştır. İstanbulda çok kırıklı çatlaklı ve RQD değerleri 0 ile 100 arasında değişen formasyonlarda hemen hemen 15km metro tüneli HK'larla sürülmüştür (Bilgin vd. 1996, 1997, 2002). Bugün bu değer artarak devam etmektedir. Tipik bir HK ve elemanları Şekil 1'deki gibidir.



Şekil 1. HK ve elemanları

2.1 HK'ların kullanım alanları ve üstünlükleri

Bu gün HK'lar yer üstü ve yer altı kazılarında, hatta kıyı liman işletmelerinde deniz altı kıyı düzenleme işlerinde kullanılmaktadır. Çizelge 1'de HK'ların yaygın kullanım alanları görülmektedir (İnternet 1).

Çizelge 1. HK'ların kullanım alanları

Kullanım yeri	Kullanım amacı		
Yıkım	• beton geri dönüşümü • iri malzeme boyut küçültme	• bina • köprü	• zemin işleri • temel açma
Maden	• mineral ve kayaç kazısı • kolon ve topuk alma	• galeri kazısı • kayaç düzeltme	• kayaç sökümü • tünelcilik
Bahçe Düzenl.	• beton temelleri kırma	• havuz kırma	• bahçe duvarı
Yapı	• yapı, duvar ve zemin yeniden düzenleme		
Kanal açımı ve yeraltı işleri	• donmuş zemin kazısı • yumşak kayada kazı	• boru hattı işleri • metro kazısı	• kaya zeminlerde temeller • indirme-kaldırma
Taş ocağı	• kırma eleme tesisi girişinde büyük parçaları kırma • taş ocağı şevi ve zeminini düzeltme		• üretim işleri • kayaç traşlama ve düzelt.
Yol yapımı	• kaldırım taşları kırımı • yol tamir işleri	• kanal hendek açımı • iskan, mevki işleri	• tünel temelleri • sıva sökümü
Diğer	• tersane ve liman deniz altı, kıyı düzenleme işleri • sağlamlaştırma işleri		• beton geri dönüşüm • asfalt geri dönüşüm

HK işleminin üstünlükleri de aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Bir ekskavatörün kovası yerine kolayca takılarak faaliyete geçirilebilir.
- Büyük blokların kırılmasında,
- Yan kayaç ve mineral karışmaması gerektiği seçici madencilik çalışmalarında,
- Üst ve alt yapılarda kullanılan betonu kırıp parçalama işinde,
- Bir ekskavatörle kazılamayan nispeten daha sağlam ve kırıklı çatlaklı zemin-yumuşak kaya (geçiş zonu) koşullarında başarıyla kullanılmaktadır.
- Delme patlatmaya göre avantajları vardır. Bu avantajlar darbe enerjisi yüksek seviyelere çıktığında daha da artar.
- Şehir içinde patlayıcı taşınması ve kullanılması sınırlandırıldığından HK'ların yaygın bir kullanım alanı vardır.
- Yüksek baskı kuvvetleri gerekmeksizin kazı yapabilme yeteneğine sahiptir.
- Daha sağlam kayaları kırmak için daha yüksek ağırlıkla donatılmış bir kütleye sahip olmalıdırlar, uygulamadaki değişkenlikleri ortadan kaldırmak için bu makinelerin boyutu ve ağırlığı madencilikte oldukça büyüktür bununla beraber diğer kazıcı makinelerle (roadheader, TBM) karşılaştırıldığında darbeli kırıcılar hafiftirler.
- Tecrübeli bir operatöre kayaçtaki zayıflık zonlarını kullanarak söküm yapabilme şansı verir.
- Düzensiz bir damarı takip edebilme olanağı verir ve bunları yaparken de az spesifik enerji harcar.
- Darbeli kırıcılar hidrolik tahrikle çalıştığından eksoz etkisini ve gürültülü kirliliğini de ortadan kaldırmıştır.

3 HK SEÇİM KRİTERLERİ

İlk bölümde bahsedilen sorulara verilen yanıtlar sonucunda bir kazı projesinde HK kullanılmaya karar verilirse ilgili formasyon için taşıyıcı ünite (ekskavatör) ve kırıcı üniteden oluşan uygun bir HK seçimi başarılı bir kazı gerçekleştirmek için önemlidir.

Seçilen HK'nın açılacak tünel kesitlerinde aktif manevra yapabilecek kadar hafif ve küçük ancak kayacı darbelerle parçalarken yeterli baskı kuvvetlerini verebilecek ve stabilitesi bozulmayacak kadar ağır ve masif olması gerekmektedir. Ayrıca ekskavatöre uygun ağırlıkta bir kırıcı ünite ya da kırıcı üniteye uygun ağırlıkta bir ekskavatör seçilmesi de başarılı bir işlem için birincil koşuldur. Karamustafa, 2002, kırıcı ünite ağırlıkları ve bunların monte edildiği ekskavatör (taşıyıcı) ağırlıklarını; mini HK'lar, yekpare gövdeli kırıcılar, standart HK'lar ve ağır hizmet tipi HK'ları olarak Çizelge 2'deki gibi sınıflandırmıştır. Bunların maksimum ve minimum taşıyıcı değerleri ve kırıcı ünite ağırlıklarına bağlı olarak grafiği çizilirse Şekil 2'deki gibi yüksek korelasyona sahip bir ilişki bulunduğu görülür. Buradan elde edilen TA_{maks} ve TA_{min} üstel grafiği ile kırıcı ünite ağırlığına (KÜA) bağlı olarak taşıyıcı ağırlığını çok düşük bir yanılma payıyla kestirmek mümkündür.

Çizelge 2. Çeşitli HK üniteleri ve taşıyıcı ağırlıkları

Tür	KÜA, kg	TA, t	
		Minimum	Maksimum
MHK	30	0,35	0,7
YGK	75	0,7	2,0
	120	1,2	2,7
	200	2,5	5,5
	315	4,0	9,0
	435	6,0	10
SHK	665	7	10
	775	9	13
	860	13	19
	1440	16	24
	2050	20	30
AHK	2470	25	40

KÜA = kırıcı ünite ağırlığı, TA = taşıyıcı ağırlığı, MHK = mini hidrolik kırıcılar, YGK = yekpare gövdeli kırıcılar, SHK = standart hidrolik kırıcılar, AHK = ağır hizmet tipi hidrolik kırıcılar

Ancak sadece taşıyıcı ve kırıcı ünite ağırlığına göre HK seçimi yapmak yanılgıya yol açabilir. Arıoğlu 2001, kayacın mekanik büyüklüklerinden HK seçimi yapılabileceğini göstermiştir. Ayrıca, HK'ların tasarım ve işletme parametreleri arasında yer alan gerekli yağ akışını (GYA) (lt/dk), maksimum darbe sayısını (DS) (darbe/dk), darbe enerjisini (DE) (J), giriş ve çıkış gücünü (P_g, $P_ç$) (kW), maksimum uygulama basıncını (UB_{maks}) (bar) ve HK verimini (HK_{ver}) de bilmek gerekir.

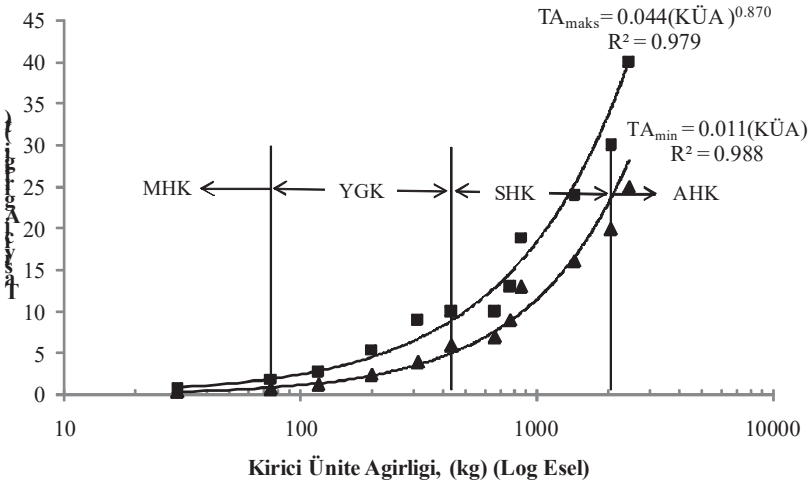
Giriş gücü ile çıkış gücü arasındaki oran kırıcının verimliliği hakkında fikir vermektedir ve bu oran HK'ların verimliliğini karşılaştırmak için kullanılabilir.

$$P_g = GYA \times UB_{maks} \quad (1)$$

$$P_ç = DS \times DE \quad (2)$$

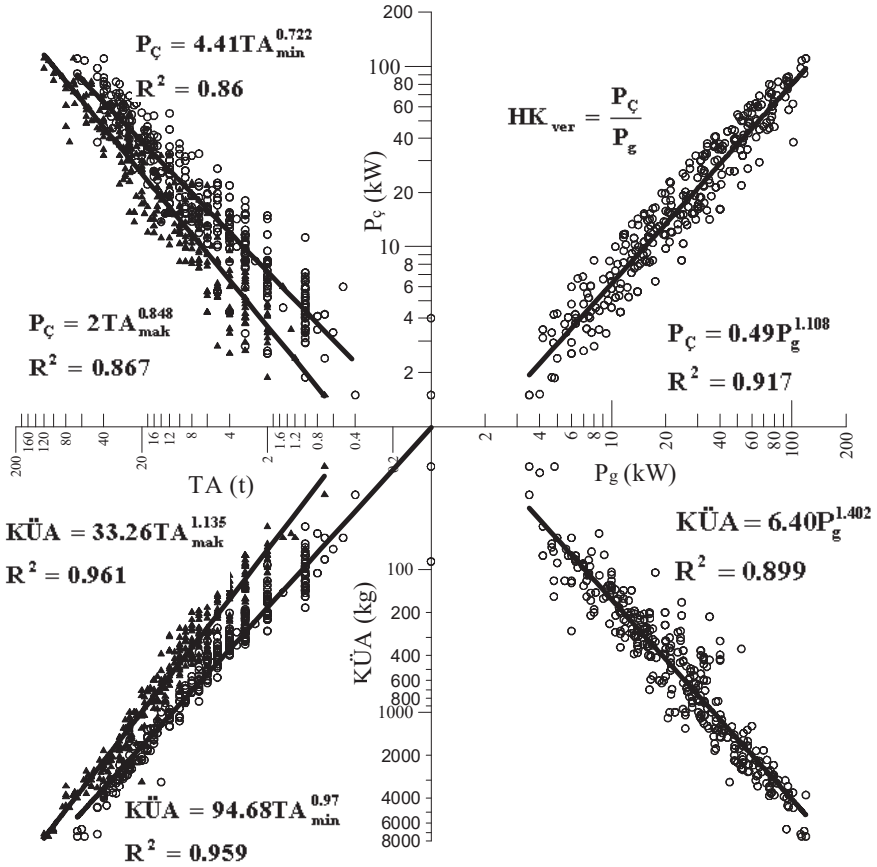
$$HK_{ver} = P_ç / P_g \quad (3)$$

Bunlar eşitlik (1), (2) ve (3)'te gösterilmiştir.

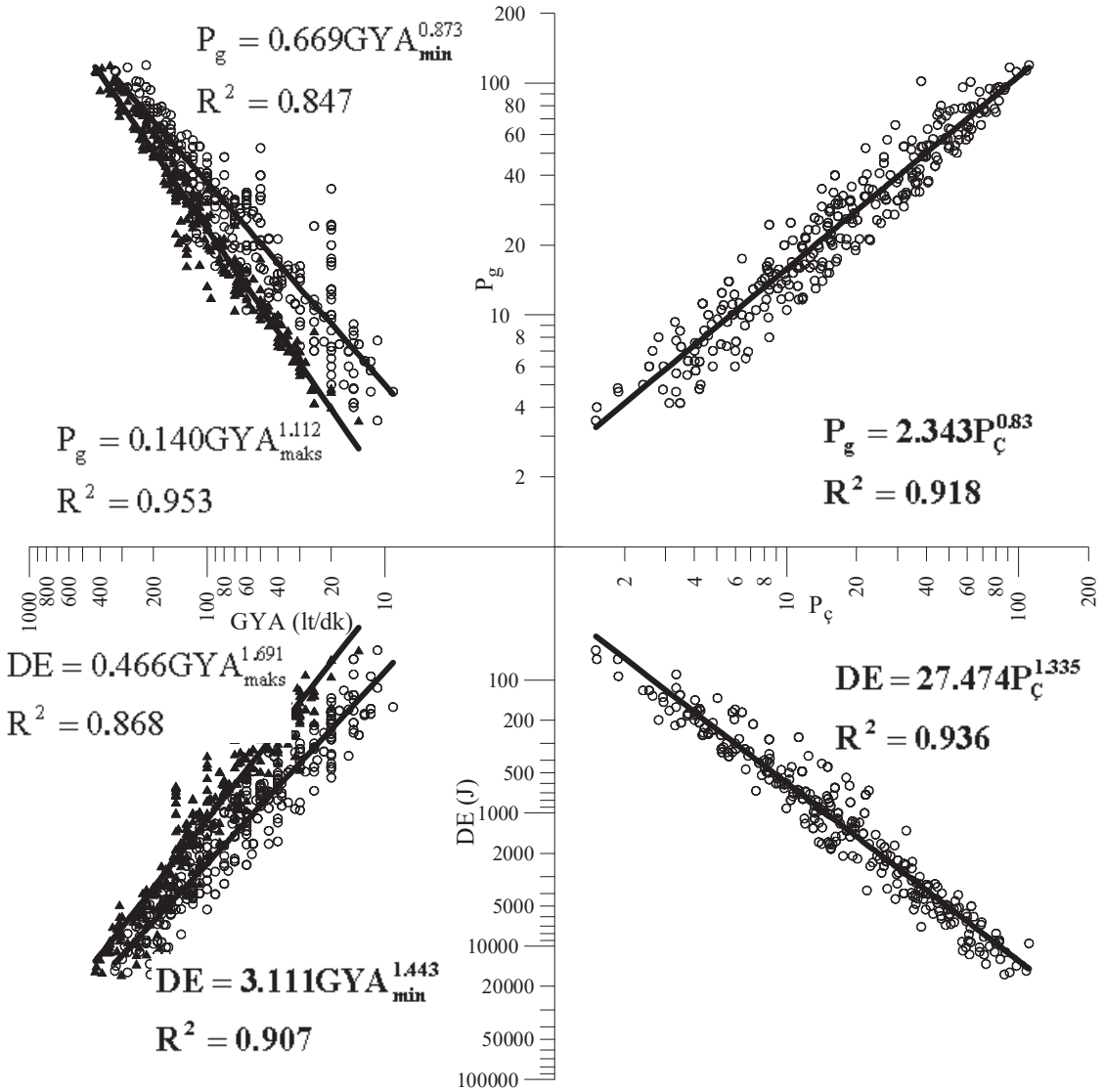


Şekil 2. Kırıcı ünite ağırlıkları ile taşıyıcı ağırlıkları arasındaki ilişki

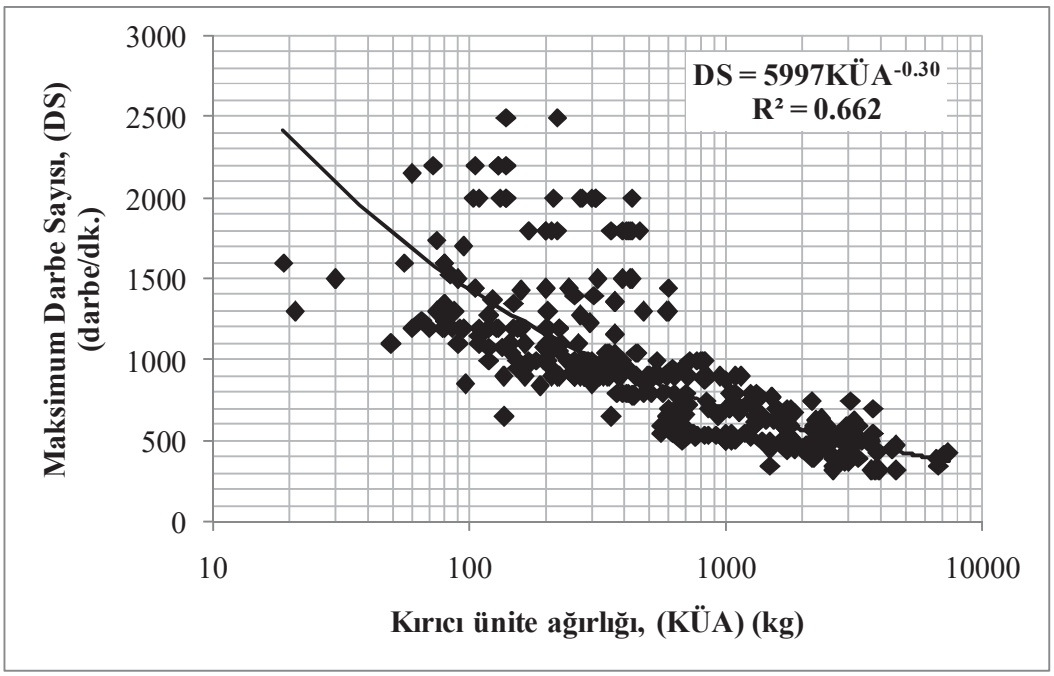
600'e yakın HK'nın yeraldığı, çok daha kapsamlı bir veri bankası (Marsden ve Pollok, 2004, Gale ve Verrinder, 2006) bir önceki paragrafta bahsi geçen parametreler göz önünde bulundurularak analiz edilmiş ve aralarında çok kuvvetli üstel ilişkiler olduğu belirlenmiştir. Bu ilişkileri gösteren nomogramlar Şekil 3 ve 4'teki gibidir.



Şekil 3. Çıkış gücü, giriş gücü, maksimum ve minimum taşıyıcı ağırlığı, kırıcı ünite ağırlığı arasındaki ilişkileri gösteren nomogram (tüm eksenler log eşellidir).



Şekil 4. Minimum ve maksimum gerekli yağ akışı, darbe enerjisi, çıkış basıncı ve giriş basıncı arasındaki ilişkiyi gösteri nomogram (tüm eksenler log eşellidir)



Şekil 5. Kırıcı ünite ağırlığı -maksimum darbe sayısı arasındaki ilişki (x eks. log eşel)

Şekil 3 ve 4'teki bu nomogramlar sayesinde bilinen herhangi bir işletme parametresinden diğer parametreleri kestirmek mümkündür. Bu grafikleri analiz eden mühendis burada önerilen eşitlikleri kullanarak örneğin kırıcı ünite ağırlığından diğer işletme parametrelerine kolayca ulaşarak ne tür bir makine seçimi yapması gerektiğini kestirebilecek, hatta HK verimliliğini (HK_{ver}) de hesaplayabilecektir.

Aynı veri bankası dahilinde yapılan bir karşılaştırmada, kırıcı ünite ağırlığı ile bu ünitenin uygulayabileceği bir dakikadaki en büyük darbe sayısı miktarı arasında da kabul edilebilir derecede -%66'lık- bir ilişki olduğu tespit edilmiştir (Şekil 5). Ancak bu değerlendirme yapılırken diğer parametreler kadar yakın bir sonuç bulunamayacağı göz önünde bulundurulmalıdır.

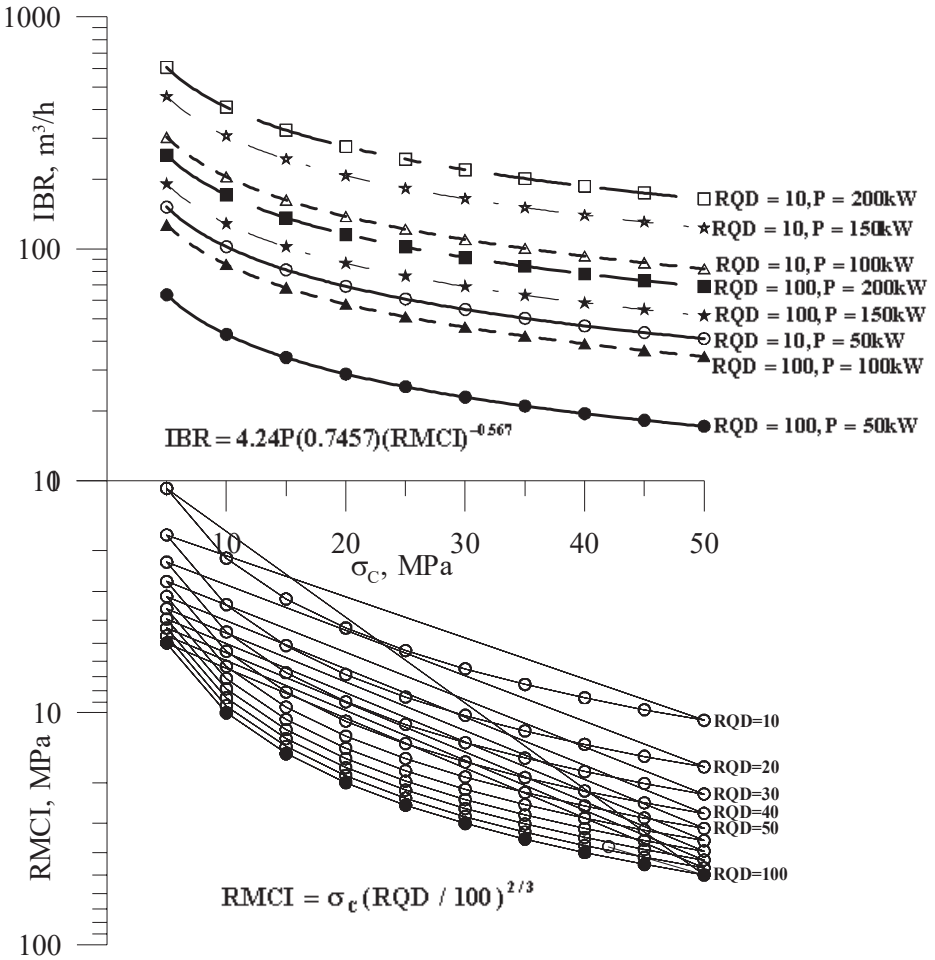
Bilgin yıllar boyunca İstanbul Metrosu için yapılan kazılardan elde edilen verileri analiz etmiştir ve hidrolik darbeli kırıcıların net kırma hızınının hesaplanabildiği bir eşitlik önermiştir (Bilgin vd., 1996, 1997).

$$IBR = 4.24P(RMCI)^{-0.567} \quad (4)$$

$$RMCI = \sigma_C (RQD/100)^{2/3} \quad (5)$$

Burada IBR, net kazı hızı (m^3/h); P, HK'nın gücü, HP; RMCI, kayaç kütlesi kazılabililik indeksi, MPa; σ_c, tek eksenli basınç dayanımı, MPa; RQD, kayaç kalite göstergesi, %.

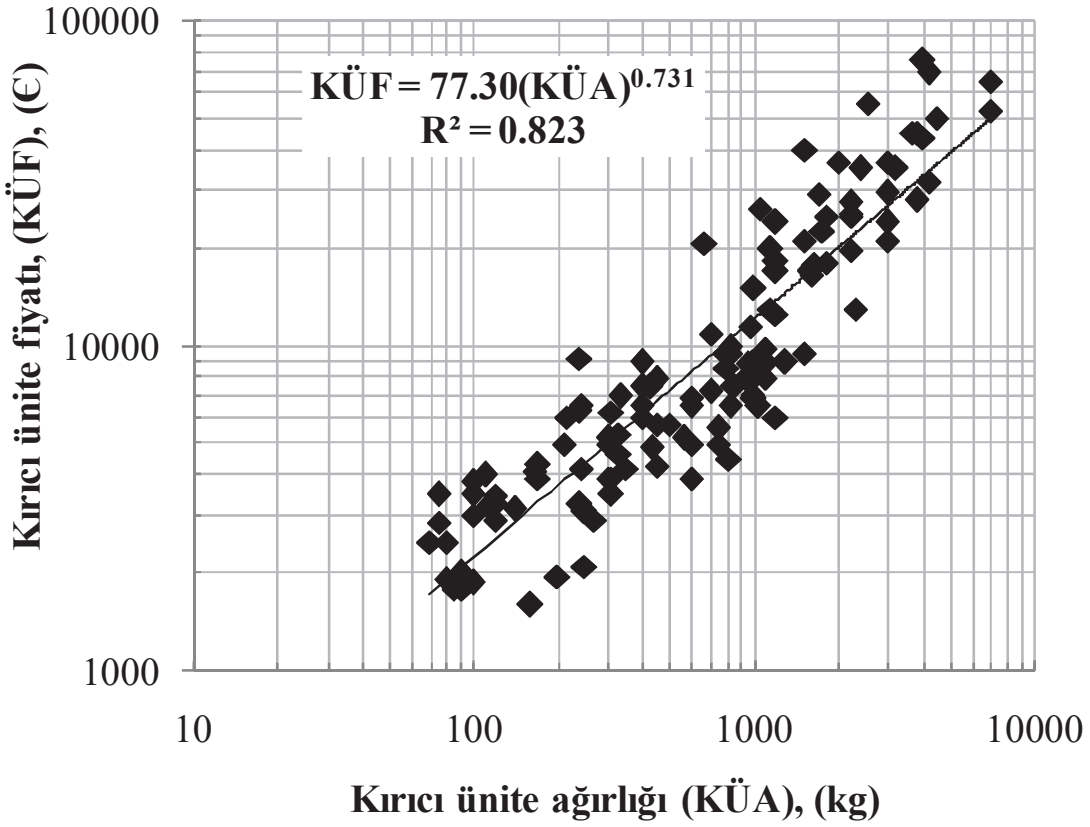
Bu eşitliğe RQD= 10, 20, 30, ..., 100 değerleri, makine gücüne de P = 50, 100, 150 ve 200 kW değerleri ve basınç dayanımına da σ_c = 10, 20, 30, 40 ve 50 MPa değerleri atandığında eşitlik 4 ve 5 kullanılarak IBR ve RMCI değerleri belirlenebilir. Bu değerler analiz edilip grafiği çizilirse, kayaç kütlesi kazılabilirlik indeksi (RMCI), basınç dayanımı ve IBR net ilerleme hızı arasında Şekil 6'daki gibi üç parametreli bir nomogram oluşacaktır.



Şekil 6. Bilgin 1996 tarafından geliştirilen teorinin atama sayılar yardımıyla grafikselleştirilmesi (y eksenleri log eşel).

Şekil 6'yı analiz etmek bahsedilen parametrelerin net kazı hızında ne kadar etkili olduğunu kavramak açısından önemlidir. Görüldüğü gibi, RQD ve basınç dayanımı değerleri küçükken RMCI da çok küçük değerler almakta ve bu değerlere karşılık gelen net ilerleme hızı HK'lar için yüksek olmaktadır. Bu aslında kırıcının süreksizliklerden faydalanarak daha fazla söküm yapabildiği anlamına gelmektedir (sık süreksizlik içeren bir kaya formasyonu haliyle düşük RQD'ye sahiptir). Şekil yakından incelendiğinde, daha yüksek güce sahip bir makine kullanılırsa daha fazla üretim yapılacağı açıktır, dahası hem makine gücü fazla hem RQD düşük ve hem de basınç dayanımı azsa çok çok daha fazla kayaç sökülebileceği de anlaşılmaktadır. RQD'nin çok düşük olması hatta sıfır olması demek zemin ortamında çalışılıyor demektir. Zemin ortamları akıcıdır ve kırıcı ünite burada sadece küreme işlemi yapar, parçalama işi yapamaz, bu da kendi kendine akan bir ortam olacağı için ancak zemin çivileri çakılarak ve bu çivilerin içine çimento enjeksiyonları ile ortam sağlamlaştırıldıktan sonra yani ortamın RQD değeri yükseltildikten sonra ancak parçalama işlemi gerçekleştirilebilecektir. 4. Levent-Maslak metro tüneli kazısında, neojen yaşlı zemin özelliği gösteren formasyonlarda ayna zemin çivileriyle sağlamlaştırıldıktan ve boru kemer yöntemiyle tavan kemerlenmesi oluşturulduktan sonra kazı işlemine geçilmektedir. Aslında buradaki amaç kontrolsüz akmalardan oluşacak olumsuzlukları gidermek, aynanın çok küçük olan RQD'sini yükseltmek ve güvenli bir kazı işlemi gerçekleştiribilmektir.

Bir ağ sayfasında (İnternet 2) 365 adet kullanılmış "hidrolik kırıcı ünitesinin" ağırlıkları ve Euro/$ olarak fiyat bilgilerine ulaşılabilmektedir. Bunlardan -zaman ekonomisi sağlamak açısından- sadece 127 adeti (Furukawa, Montabert, Indeco, Krup, Rammer, Atlas-Copco, LST) analiz edilmiş, kırıcı ünite ağırlıkları ile kırıcı ünite fiyatı arasında Şekil 7'deki gibi oldukça yüksek korelasyon katsayısına sahip bir üstel ilişki olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 7. Kırıcı ünite ağırlıkları ile fiyatları arasındaki ilişki (eksenler log eşel)

Aynı internet ağ sayfasında kullanılmış taşıyıcı üniteler (paletli ekskavatör) işletme ve tasarım parametrelerine göre fiyatlandırılmıştır. Ancak bu fiyatlar oldukça değişkenlik göstermektedir. İşletme ve tasarım parametreleri ile kullanılmış taşıyıcı eksakavatör fiyatları arasında herhangi bir kayda değer ilişki bulunamamıştır. Bu internet ağ sayfasındaki kullanılmış en ağır paletli ekskavatörlerin (85 t) fiyatları maksimum 295 000 Euro'dur. Ancak Metro tünelleri için kullanılan 20-30t aralığındaki kullanılmış ekskavatörlerin (taşıyıcı ünite) fiyatları 20 000-100 000 Euro arasında değişmektedir. Toplam maliyeti bulmak için Şekil 7'den kestirilebilen kırıcı ünite fiyatı da bu değere eklenmelidir.

HK'ların işletme ve tasarım parametreleri arasındaki ilişkiler (Şekil 3 - 7) ve kırıcı ünite fiyatları için önerilen eşitlikler kullanılarak en uygun kırıcı seçilebilir. Bu işlemi doğru ve eksiksiz yapabilmek için Şekil 8'deki akım şemasının kullanılması önerilir.

Şekil 8'deki akım şemasında ilk beş basamaktan birisi biliniyorsa diğer dördünü kestirmek Şekil 3 ve 4 sayesinde mümkündür. Bulunan çıkış gücü kullanılarak, -kaya ortamının RQD'si ve basınç dayanımı biliniyorsa- Bilgin, 1996 teorisinden eşitlik (4) ile RMCI ve eşitlik (5)'le de IBR hesaplanabilir. Daha sonra Şekil 7 kullanılarak kırıcı ünite fiyatı bulunur. Buna ekskavatör (taşıyıcı ünite) fiyatı da eklenirse toplam HK maliyeti bulunmuş olur.

Seçiminden sonra HK'nın kullanımı aşamasında Çizelge 3'teki sınırlandırmalara uyulursa yüksek verimli bir HK işlemi gerçekleştirilmiş olacaktır.

Şekil 8. HK Seçimi Akış Şeması

4 ÖRNEK UYGULAMA

Basınç dayanımı 30 MPa ve RQD değeri %20 olan bir formasyonda, 1000 kg'lık kırıcı ünite yerleştirilmiş bir HK kullanılmak istenmektedir. Şekil 8'deki HK seçimi akış şemasını kullanarak diğer işletme ve tasarım parametreleri ile bunların maliyetlerini aşağıda gösterildiği gibi bulmak mümkündür.

İlk olarak, Şekil 3'e başvurulursa ve KÜA=1000 kg değeri

$$\mathbf{KÜA = 94.68TA_{min}^{0.974}}$$

formülünden;

$$\mathbf{1000 = 94.68TA_{min}^{0.974}}$$

hesaplanırsa,

Çizelge 3. HK uygulamasında dikkat edilecek hususlar

Ekskavatör (Taşıyıcı ünite)	• Kırıcı üniteyi uygun şekilde kullanabilmek için yeterince ağır olmalı, • Gereğinden fazla motor devri ile çalışılmamalı • Taşıyıcı ünitenin dik ve statik durması için taban temiz ve düz olmalı
Kırıcı ünite (Tümaç, 2001)	• Dik olarak ve bum ile bastırılmak suretiyle çalışılmalı • Bum sarsılmadan sabit durmalı, şok sönümleyen ekipmanla kullanılmalı. • Kırıcı uç, aynı noktaya uzun süre vurulmamalı • Kaldırıcı ya da taşıyıcı gibi kullanılmamalı • Kırıcı havada askıda iken çalıştırılmamalı • Tavsiye edilen yağlama sürelerine uyulmalı. • Vuruş sayısı düşerse veya basınç hortumları aşırı derecede titremeye başlarsa kırıcı hemen durdurulmalı

TA_{min} =11.36 t olarak bulunur. Benzer hesaplamalar bulunması istenen tüm parametreler için yapılmış ve Çizelge 4'te gösterilmiştir. Çizelge 4'te ilk sütun hesaplama yapmak için başvurulan şekli, eşitliği ya da kaynağı göstermektedir.

Yorumlama ve analiz; 1000 kg ağırlığında kırıcı ünite ağırlığına sahip ve 20 t taşıyıcı ağırlığındaki bir HK tasarımlandırılmak isteniyorsa Çizelge 4'teki sonuç bölümünde elde edilen değerler gözönüne alınarak yapılan bir tasarım ile HK etkin bir şekilde kullanılabilecektir. Bu durumda toplam kullanılmış HK maliyeti bu makina için 41 555 Euro'dur. Bu makine ile Bilgin 1996, konseptine göre Eşitlik 4 ve 5'i kullanarak yaklaşık 40.23 m^3/h net ilerleme hızıyla kazı yapılacağı bulunur. Bir HK'da makinadan faydalanma oranı %15-20 arasında değişmektedir (Tümaç, 2001, Karamustafa, 2002, Selimoğlu 2005, Tunçdemir, 2007).

Dolayısıyla 1 günlük bir zaman diliminde (24saat/gün* 0.15 * 40.23 m^3/h) 144.8 m^3 kazı yapılacaktır. Eğer yalın olarak sadece kazı işlemi ele alınırsa ve 4. Levent-Maslak arasındaki 28.79 m^2'lik üst yarı tünel kazısı bu makinayla yapılmak istenirse; teorik olarak günde 5m kazı yapılabilecekti.

5 SONUÇLAR

Bir kazı projesinde önceden kazı performans tahmini ve kazı maliyetlerini belirlemek, buna bağlı olarak projenin ne kadar süre içerisinde sonlanacağını kestirmek, yüklenicilere iyi bir proje planlaması yapabilmek için avantajlar sağlamaktadır.

Bu çalışma ile verilen herhangi bir giriş parametresiyle HK'ların tüm tasarım ve işletme parametreleri hesaplanabilir ve ayrıca bu değerlere karşılık gelen HK toplam maliyeti bulunabilir.

Ayrıca maksimum verimle çalışması için HK kullanırken dikkat edilmesi gereken kurallar, HK'ların kullanım alanları, sahip olduğu üstünlüklere de değinilmiştir.

Mühendis veya proje planlayıcısı Şekil 8'de verilen akım şeması, metin içinde verilen eşitlikler ve grafikleri kullanarak doğrudan bir HK belirleyebilir ve piyasada çok sayıdaki firmanın ürettiği HK'lardan birini bu parameterlere göre seçebilir.

Bunun yanında kesiti belli bir tünelde örneğin 6 m/gün ilerlemek için gerekli HK'yı ve tasarım parametrelerini "geri analiz" yaparak bulabilir.

Her ne kadar TBM ve kollu makineler HK'lardan daha hızlı kazı yapsalar da, yatırım maliyeti ve işin bitiş süresi sınırlamaları proje planlayıcılarını -Trakya formasyonu gibi kayaçların kazısında- düşük maliyetleriyle HK seçimine yönlendirmektedir.

HK ile kazı, bir hat boyunca bir kaç kuyu açıp, bu kuyuların bir çok kazı aynasından birbirine yaklaşması prensibinden hareketle ve maliyetleri de uygun olduğundan bir yerine bir çok HK kullanma şansı verir. Bu durumda işin istenildiği şekilde yürümesi için iyi bir

lojistik destek gerekse de toplam ilerlemeler karşılaştırıldığında tek hatta çalışan tam cepheli ve kollu makinaların performanslarına yaklaşacaktır. İstanbulda HK'larla bu şekilde yapılan 4.Levent – Maslak metro kazısında (4 şaft, bir yaklaşım tünelinde 8 ileri 8 geri hat, her 4 hat için 2 HK) günlük ortalama 17m kazı yapılmaktadır.

Çizelge 4. KÜA=1000 kg'a göre hesaplanan tüm parametreler ve değerleri

Başvurulan Şekil	Kullanılan Eşitlik	Hesaplanan Parametre	Sonuç
Şekil 3	$\mathbf{KÜA = 94.68TA_{min}^{0.97}}$	TA_{min}	11.36 t
Şekil 3	$\mathbf{KÜA = 33.26TA_{maks}^{1.135}}$	TA_{mak}	20.06 t
Şekil 3	$\mathbf{KÜA = 6.40P_g^{1.402}}$	P_g	36.7 kW
Şekil 3	$\mathbf{P_Ç = 0.49P_g^{1.108}}$	$P_ç$	26.5 kW
Şekil 3	$\mathbf{HK_{ver} = P_ç / P_g}$	HK_{ver}	0.722
Şekil 4	$\mathbf{DE = 27.474P_Ç^{1.335}}$	DE	2182.5 J
Şekil 4	$\mathbf{DE = 3.111GYA_{min}^{1.443}}$	GYA_{min}	93.82 lt/dk
Şekil 4	$\mathbf{DE = 0.466GYA_{maks}^{1.691}}$	GYA_{maks}	148.13lt/dk
Şekil 5	$\mathbf{DS_{maks} = 5997KÜA^{-0.30}}$	DS_{maks}	755 adet/dk
Eşitlik 5	$\mathbf{RMCI = \sigma_C(RQD/100)^{2/3}}$	RMCI	10.26 MPa
Eşitlik 4	$\mathbf{IBR = 4.24P(RMCI)^{-0.567}}$	IBR (26.5kW=35.5HP)	40.20 m^3/h
Şekil 7	$\mathbf{KÜF = 77.3KÜA^{0.731}}$	KÜF	12 055Euro
Kaynaklar	**İnternet 3**	TÜF	29 500Euro*
Çizelge 4	**KÜF+TÜF**	HKTopl.maliyet	41 555 Euro

* 23 t'luk Akerman EC 230 B'nin fiyatı "İnternet 3 ağ" sayfasından seçilmiştir

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın oluşmasında ve yapılmasında desteklerini esirgemeyen Prof. Dr. Nuh Bilgin'e, tünellerde yapılan incelemelerde yardımlarından ötürü, İBB, Alsim-Alarko A.Ş. ve diğer taşeron mühendis ve çalışanlarına teşekkür eder, minnettarlığımı belirtmek isterim.

KAYNAKLAR

Arıoğlu, E., Yılmaz, A, O, 2001. Pratik madencilik problemleri, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, Ankara, Eylül, s.160-168.

Bilgin, N., Dincer, T., Copur, H., 2002. The performance of impact hammers from Schmidt hammer rebound values in Istanbul tunnel drivages. *Tunnelling and nderground Space Technology* Vol.17, s.237–247.

Bilgin, N., Kuzu, C., Eskikaya, S., 1997. Cutting performance of rock hammers and roadheaders in Istanbul metro drivages. *In Proceedings of*

the ord Tunnel Congress' , Tunnels for People, Balkema, pp. 455–460.
Bilgin, N., Yazıcı, S., Eskikaya, S., 1996. A model to predict the performance of roadheaders and impact hammers in tunnel drivages. *In Proceedings of the Eurock '* , Balkema, pp.715 – 720.
Gale, L., Verrinder J., 2006. Demolition and recycling international, *Buyers' uide, Breakers, H roup* Magazine, pp. 16–41.
İnternet 1
http://www.lst-anbaugeraete.de/lieferprogramm/hydraulikhammer/hp/
İnternet 2
http://tr.bau-portal.com/gebraucht/_45.php
İnternet 3
http://tr.bau-portal.com/verkauf/_11_100318115.php
Karamustafa, I. 2002, İstanbul Metrosu Taksim-Yenikapı hattı tünel kazısında hidrolik kırıcı performans etüdü. *İÜ.FBE*.Yük.lisans tezi, ss.80.
Marsden, P., Pollok, M., 2004. Demolition and recycling international, *Buyers' uide, Breakers, H roup Magazine*, pp.15–30.
Pakes, G., 1991. Selection of Methods, *orld Tunnelling*, 4 no:9, November.
Selimoglu, O., 2005. The study on the geotechnical factors affecting the excavation performance in Istanbul Metro tunnels. *In Proceedings of the nderground Space se, Analysis of the Past and essons for the Future*, Balkema, vol. 2 (04) pp. 681–685.
Tunçdemir, H., 2007. Impact hammer applications in Istanbul metro tunnels, *Tunnel. nderg. Space Technol*. doi:10.1016/j.tust.2007.04.007
Tümaç, D, 2001. Yenibosna-Havaalanı Hafif Raylı Metro Tüneli Tasarım İlkeleri ve Kazı Performansı, *İ.T.Ü. isans Tezi*,.

Kent Ulaşımında Metronun Yeri ve Önemi - İstanbul Örneği -

Place and Importance of Su ay in r an Transportation - İstan ul E ample -

Şinasi Eskikaya
İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İstan ul

ÖZET Geçmişinde olduğu gibi bugün de İstanbul'un en büyük sorunu "ulaşım"dır. Bu iş İstanbullular için çoğu zaman artık bir zahmet olmaktan çıkıp, günün belli saatlerinde ve/veya yağışlı havalarda adeta bir işkence halini almıştır. Dünya'daki bütün diğer büyük şehirler, yarım asırdan daha fazla bir zaman önce, ulaşımı yeraltına indirerek bu sorunu çözmüşken, İstanbul bu gelişmeyi uzaktan seyretmiş, ulaşım sorununu yüzeysel düzenlemelerle halletme yoluna gitmiştir. Bugün "raylı sistem" adı altında yürütülen çabalar da, bir süre için bir miktar rahatlama hasıl etse de, kısa zamanda o da yetersiz kalacaktır. Kalıcı tek çözüm, 17 milyon olduğu varsayılan günlük seyahat olayının en az % 80'ini (hatta daha fazlasını) karşılayacak şekilde, birbirine bağlı birçok hattan oluşan yüzlerce km uzunluğunda metro yapmaktır. Hem de hemen!.. Hiç vakit kaybetmeden…

ABSTRACT İstanbul, due to its unique geographic location and historical background, plays a very important role in the country's economy and commerce. Many industrial and banking activities are located in this city. It is also a centre of arts and culture. Nevertheless, it has been faced with very heavy traffic problem. Millions of people mobilize everyday to reach their workplaces, schools, shopping centers and then return back to their homes. In fact, number of trip per day is more than 17 millions. But share of metro in this enormous mobilization is not even 2 %. However, if all kind of rail transport is concerned, this share increases up to 5.7 %. As compared with other big cities of the world like Tokyo, London, etc., in which metro transport has over 80 % share, this 5.7 % looks like very insignificant. Since people living in İstanbul are suffering from this situation very strongly, something must be done very quickly. There is only one way to solve this problem: to construct several hundred kilometers metro lines and metro links which will have at least 80 % share in this traffic activities. All lines must serve the city centre and surrounding highly populated areas and also must extend to most distant suburbs in the future. There is no time to be lost!..

1 GİRİŞ

Ulaşım konusu, bütün büyük kentlerin en başta gelen ve hemen hiç bitmeyen, sıkıntılı bir sorunudur. Bu sorun, İstanbul gibi, yerleşim hızı ve nüfus artış oranı çok büyük olduğu halde ulaşım alt yapısı uzun yıllar ihmal edilmiş olan bir büyük şehirde çok daha girift bir hal almaktadır. Kaldı ki İstanbul, herhangi bir "Büyükşehir" de değildir. Onu, Paris, Berlin, ya da Moskova gibi büyük şehirlerden çok daha ayrı bir yere koymak

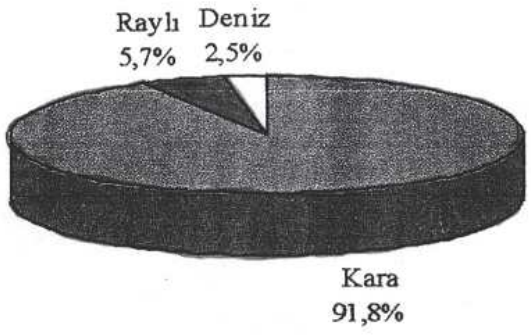
gerekir. O, yeryüzünün en önemli iki kıtasını birleştirmek gibi müstesna bir coğrafi konuma, çok zengin bir tarihe ve eşsiz bir güzelliğe sahip muhteşem bir şehir ve aynı zamanda çok güçlü bir cazibe merkezidir. Bu gibi özellikleri olan bir şehrin halkını, ulaşım yetersizliğinden doğan bir işkencenin içine atarak günlük hayatı çekilmez hale getirmek, bu şehre ve içinde yaşayanlara yapılabilecek en büyük kötülüktür.

Ulaşım sorununa çözüm arayışları, yakın zaman kadar *ara azlı* idi. Yani yeni yollar yaparak, kavşaklar inşa ederek ve trafik akışına yeni düzenlemeler getirerek yollardaki araçların hareket kabiliyetlerini arttırmak ulaşım sorununu halletme yönünde başvurulan yegane metottu. Dünyadaki diğer büyük şehirlerin pek çoğunda bu konunun, hem de çok uzun yıllar önce nasıl halledilmiş olduğu hiç dikkate alınmamış, ya da, alınmış olsa bile, bu yönde herhangi bir ciddi teşebbüste bulunulmamıştır. Bu affedilmez ihmal, kendi dönemlerinin Büyükşehir Belediye Başkanları olan Sayın **Bedrettin Dalan** ile Sayın Prof. Dr. **Nurettin Sözen** zamanına kadar sürmüştür. Bu açıdan bakıldığında Sayın **Dalan**'ın hafif metroyu başlatması, Sayın **Sözen**'in de 1992'de ilk metro kazısını gerçekleştirmesi ulaşım sorununun çözümünde bir dönüm noktası niteliğindedir.

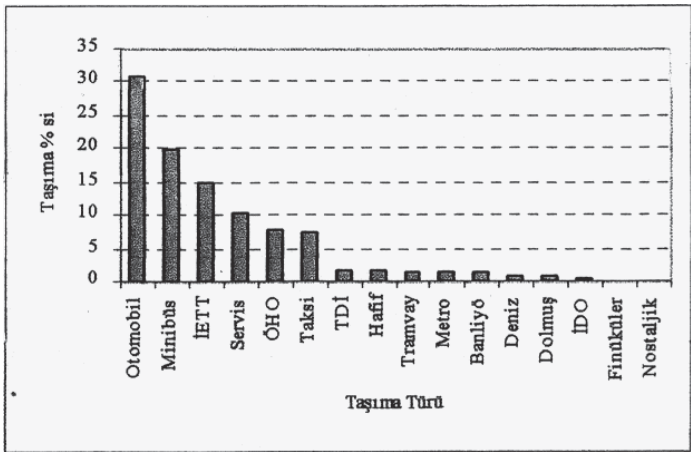
İstanbul gibi, zaten çok kalabalık olmasının yanı sıra, her yıl önemli ölçüde nüfus artışına sahne olan ve milyonlarca turist akınına uğrayıp 24 saat canlı kalan bir şehrin ulaşım sorununu, her yönüyle ve yüzde yüze yakın bir mükemmellikle çözme imkanı yoktur. Bununla beraber, bugünkü teknolojik imkanların elverdiği ölçüde, yapılması gerekenin en doğrusunu, en iyi ve en kısa sürede gerçekleştirerek, halkı ıstıraptan kurtarmak ve İstanbul'u, şanına yakışır bir ulaşım sistemine kavuşturmak da, başta yetkililer olmak üzere, herkesin üzerine düşen bir görevdir. Bunun da yolu İstanbul'u yüzlerce km.lik bir metro ağına kavuşturmaktan geçer.

Burada bir noktaya işaret etmek gerekir: çok sık kullanılan "raylı sistem" sözcüğünün aldatıcı bir yanı vardır. Zira, bu tarifin içine, başta metro olmak üzere, hafif metro ve cadde tramvayı ile, banliyö trenleri de girmektedir. Bunların ortak yanları ray üzerinde yürümek olmakla birlikte, ulaşıma katkıları açısından oynadıkları roller farklıdır. Bu sebeple, çoğu raporlarda ve yayınlarda yer aldığı ve demeçlerde gündeme getirildiği gibi, bunların hepsini aynı kefeye koyup tek bir isim altında toplamak, sanki hepsinden de aynı ölçüde katkı alınacağı gibi bir izlenime yol açtığı için, konuşmalarda ve yayınlarda, özellikle metroyu diğerlerinden ayırmakta yarar vardır.

İstanbul'da ulaşımın %91,8'i karayoluyla yapılmaktadır (Şekil 1,2)[1]. Raylı sistemin payı sadece %5,7 (ki bunun ancak %1,8'i metrodur), deniz ulaşımının payı ise %2,5'tur. Kara taşımacılığında en önemli toplu taşıma aracı olan otobüslerin payı %22'dir, minibüslerin payı da buna yakın yani %20'dir. Ama otomobillerin payı, otobüslerden de fazla %30'dur.

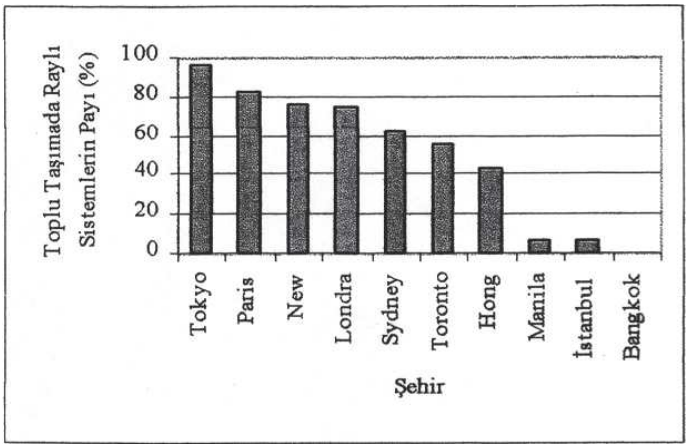


Şekil 1. İstanbul Ulaşımının Yapısı [1]



Şekil 2. İstanbul Ulaşımının Türel Dağılımı [1]

Diğer yandan, İstanbul ile kıyaslanabilecek dünyadaki diğer büyük şehirlerin ulaşım sistemlerine bakıldığında, yarım asırdan daha fazla süren ihmalin bu şehre ne kaybettirdiği çok açık olarak ortaya çıkmaktadır. Nitekim Şekil 3'de de görüldüğü gibi Tokyo, Paris, New York, Londra gibi şehirlerde raylı ulaşım sistemlerinin (bunların çok büyük bir kısmı muhtemelen metro) ulaşımdaki payları %80'lerin üzerindedir [1]. Dolayısıyla, bu şehirlerdeki konuma gelebilmek ve geçmiş yıllardaki ihmallerden doğan açığı kapatabilmek için, İstanbul'da önümüzdeki yıllarda, metro yapımı açısından normalin üstünde, yani olağanüstü bir gayret göstermek gerekmektedir. Hedef, çok kısa bir sürede İstanbul'u, ulaşımdaki payını en az %80'in üzerine çıkaracak şekilde bir metro ağına kavuşturmak olmalıdır.

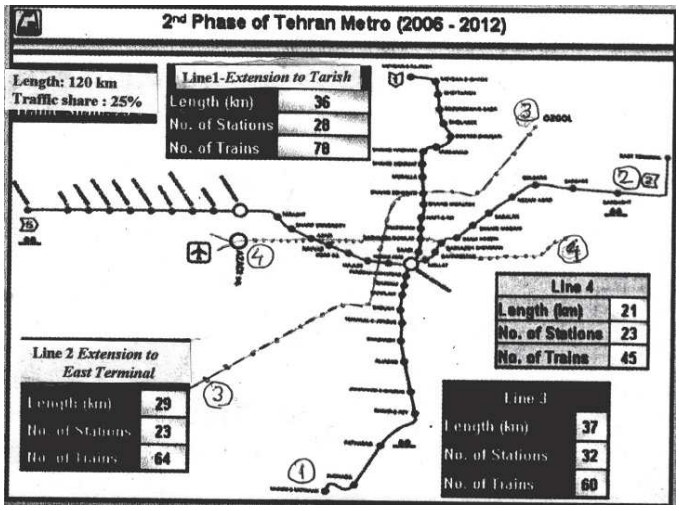


Şekil 3. Değişik Şehirlerde Raylı Sistemlerin Toplu Taşımadaki Payı [1]

Eşsiz coğrafi konumu, müstesna tarihi zenginliği ve muhteşem güzelliği bir yana, bunlara ek olarak, "gelir vergisi, ticaret hacmi, endüstriyel faaliyetler ve kültür-sanat" açısından da ülkenin belkemiği durumunda olan böyle bir şehri, çoktan hak ettiği bir ulaşım rahatlığına kavuşturma yolunda önüne konulacak her engel, bu şehre yapılabilecek en büyük kötülüktür. Birike birike çok ağırlaşmış olan böyle bir yükün altına girecek ve onu taşımaya talip olacak olan kişilerin, birtakım şeçkin özelliklere sahip olması gerekir. Çeşitli alternatifler arasında "*en doğrusunu ula ilme yeteneği*" bunların içinde en önemlilerinden biridir. Çünkü, burada yapılan yanlışın sonradan telafisi çok zordur. Bu kişide ayrıca, sorunun o yolla çözüleceğine dair tam bir inanç, güçlüklerden yılmayacak derecede cesaret ve işi sonuna kadar götürecek derecede azim olması lazımdır. Ayrıca, çözüm için gerekli koşul ve imkanları sağlayacak kadar da becerikli olması gerekmektedir. Ama bütün bunlardan daha önemlisi *ok geniş ir görüş a ısına*, bir başka deyişle, *iyi ir vizyona* sahip olmak, olmazsa olmaz niteliklerden biridir.

2 TAHRAN VE GUANGZHOU'DAKİ METRO ÇALIŞMALARI

Yazarın inancına göre İstanbul'un ulaşım sorununun çözümünde en iyi sonuç verecek yöntem "metro"dur. Bütün büyük şehirler bu sorunu böyle halletmişlerdir. Amerika'yı yeniden keşfetmeye gerek yoktur. Ulaşım sorununa yeni el atan dünyadaki diğer şehirler de aynı yolu izlemektedir. Buna örnek olarak, biri yakınımızda Tahran, diğeri de uzağımızda, Çin'in Guangzhou şehirlerindeki metro çalışmaları verilecektir.



Şekil 4. Tahran Metrosunun 2. Etabı [2]

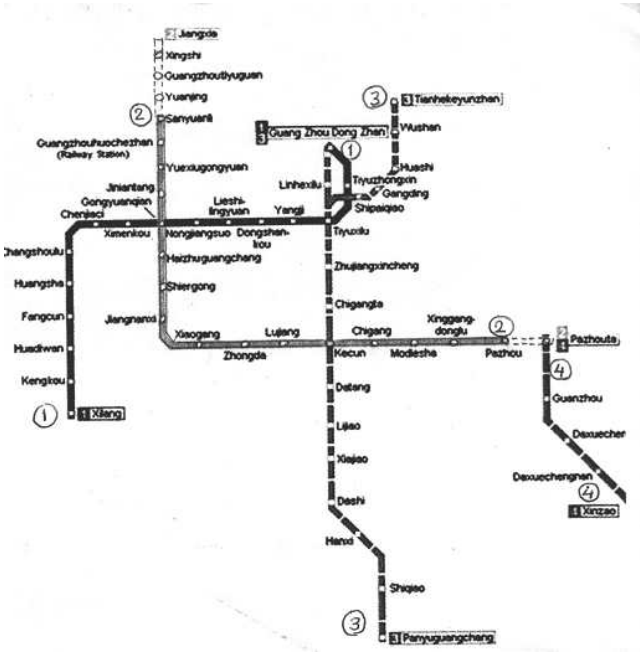
Tahran'ın nüfusu İstanbul'dan daha azdır. Yolcu hareketi ise, 2006 itibariyle 12 milyon civarındadır(İstanbul'da 17 milyon). Kent ulaşımının %23'ü otobüs, %13'ü minibüs, %20'si taksi, %23'ü özel oto, %16'sı diğer vasıtalarla yapılırken, metronun payı sadece %7 kadardır [2]. Şekil 4'te de görüldüğü gibi, 2006 ile 2012 arasındaki 6 yıllık sürede, halen faaliyette olan hatlara yeni hatlar ilave edip, metro hat uzunluğunu 120 km'ye

çıkarmak suretiyle, metronun ulaşımdaki payını %25'e çıkarmayı amaçlamaktadırlar.

Hat yapım finansmanının yarısı hükümet, yarısı ise belediye tarafından karşılanmaktadır. İstasyonların finansmanında ise özel sektör kullanılmaktadır. Maliyetler dikkati çekecek derecede düşüktür: Dünya ortalaması 80 milyon $/km civarında iken, Tahran metrosunda bu 40-50 milyon $/km olmaktadır. İnşaat faaliyeti, hat uzunluklarının, her biri 3-3,5 yılda tamamlanacak şekilde, kısımlara ayrılarak sürdürülmektedir. 2020 yılına kadar hat sayısını 8'e çıkarıp 228 istasyonlu 200 km'lik bir metro ağı ile, günde 7 milyon yolcu taşınması planlanmaktadır.

İkinci örnek Çin'den. Guangzhou şehri, güney Çin'de, yüzlerce yıldır Guangdong bölgesinin başkenti durumundadır. Pearl Nehri üzerinde, 4 milyonu merkezde olmak üzere, banliyöleriyle 7 milyon nüfusu barındıran uluslar arası bir liman olup Çin'in güneye açılan kapısıdır. Şu anda, Şekil 5'te de görüldüğü gibi, 84 km.lik bir metro hattına sahiptir. Her ne kadar nüfusu İstanbul'un yarısı kadar ise de, bu örneğin seçilmesindeki sebep, iki noktada İstanbul ile benzerliğinin bulunmasıdır; birinci benzerlik hattın, Pearl Nehri'ni geçişinin, 450 m uzunluğunda daldırma tüp ile yapılmış olmasındandır. İkinci benzerlik noktası ise, metro kazılarının hemen hemen aynı anda başlamış olması hususudur. Nitekim, Guangzhou 1991 yılında, İstanbul 1992 yılında kazıya başlamışlardır. Bugün gelinen nokta ise, İstanbul'un çalışan 8 km.lik tek hattına karşılık, Guangzhou'nun serviste, 84 km uzunluğunda 4 hattı bulunmaktadır [3]. Bu hatların durumu şöyledir:

- 1. Hat: 18,5 km uzunluğunda olup, kazısına 1991 de başlanmış ve 1997'de servise alınmıştır.
- 2. Hat: 18 km uzunluğundaki 16 istasyonlu bu hat, 2003 de çalışmaya başlamıştır, uzunluğu 2010 yılına kadar 22 km'ye tamamlanacaktır.
- 3. Hat: 36,1 km uzunluğundaki bu hat 2005 yılı sonunda faaliyete geçmiştir.
- 4. Hat: 11 km uzunluğundaki bu hat da, 2006'da hizmete alınmıştır.



Şekil 5. Guangzhou Metrosu, 1. Etap [3]

Hatların bu kadar kısa sürede tamamlanarak hizmete alınmasındaki ana faktör, güzergahların çok küçük dilimlere ayrılarak, birçok kazının aynı anda yapılabiliyor olmasıdır. Mesela 2. Hattın toplam 7,7 km.lik kısmı 4 Herrenknecht TBM ile; 3. Hattın toplam 38,5 km.si 11 Herrenknecht, 2 Mitsubishi ve 2 Wirth TBM ile; 4. Hattın toplam 13,7 km.lik kısmı da 4 Mitsubishi; 3 Herrenknecht ve 1 Komatsu TBM ile aşılmıştır. Her TBM'e düşen hat uzunluğu 1,8 ile 2 km arasında olmaktadır. Orta vadeli planda 4 yıl içinde toplam 84,5 km.lik 4 yeni hat daha (Hat 5: 29 km, Hat 6: 17 km, Hat 7: 21 km ve Hat 8: 17,5 km) açılacak ve 2010 yılında toplam metro uzunluğu, 15 yıl gibi kısa bir sürede 170 km. ye ulaşmış olacaktır. Uzun vadeli planda ise, metro uzunluğunun 450 km ye çıkarılması ve bunun 70 km.lik banliyö tren hatlarıyla desteklenerek 520 km.lik bir raylı sistemin gerçekleştirilmesi öngörülmektedir.

Dikkat edilmesi gereken nokta, yukarıda verilen hat uzunluklarının hepsinin de "metro" oluşudur.

İstasyonları, giriş-çıkışları, bağlantı tünelleri ve mekanik-elektrik donanımları da dahil olmak üzere, yılda ortalama 21-22 km metro yapıp 4 yıllık bir sürede 84,5 km.lik bir metro ağını tamamlayarak devreye sokmak!.. Hem de İstanbul'un yarısı büyüklüğündeki bir şehirde? Bundan alınacak çok ders vardır.

3 İSTANBUL'DAKİ DURUM

Gerek Tahran gerekse Guangzhou'da, kısa sürede önemli uzunlukta metro yapımı gerçekleştirilirken, İstanbul'un bu kadar geride kalmasının sebebi nedir? İstenirse sayfalar dolusu sebep sayılabilir ve mazeret uydurulabilir. Ama, yazarın inanışına göre başlıca faktör "*vizyon eksikliği*"dir. Bu, uzmanından yöneticisine kadar hemen her kademede ve hemen her olayda böyledir ve böyle olmuştur: İstanbul-İzmit karayolu (E-5) yapılırken 25 senede ulaşılacağı varsayılan trafik yoğunluğuna 5 yılda ulaşılmış; keza Boğaziçi Köprüsü de gene 20-25 senede alacağı düşünülen trafik yüküne 4. yılın sonunda ulaşmıştır. Örnekleri çoğaltmak mümkündür. Kısaca söylemek gerekirse, gerek uzmanların gerekse yöneticilerin vizyonları, ülkenin "*müthiş*" kelimesi ile ifade edilebilecek dinamizmi yanında yetersiz kalmaktadır. Nitekim biraz sonra verilecek örneklerde bu husus açıkça görülecektir.

3.1 İTÜ Planı

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından 1998 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi'ne bir "Ulaşım Planı" yaptırılmıştır. Daha sonra başka bir uzman kuruluş [4], hazırladığı geniş ve kapsamlı bir raporda, hem İTÜ planını irdeleyip eleştirmiş, hem de kendi görüşlerini ve çözüm önerilerini dile getirmiştir.

Bu rapordan edinilen bilgilere göre İTÜ planında 102 km metro, 88 km hafif metro ve 97 km de mevcut banliyö hatları olmak üzere 2010 yılı için 309 km uzunluğunda bir "raylı sistem" hedeflenmiştir. İTÜ planına göre, kent ulaşımında toplu taşımanın payının, 1996 daki %56,9'dan 2010 yılında %59'a çıkacağı varsayılmaktadır. 14 yıllık bir süre için bu çok cılız bir hedeftir. Bu %59'un içinde raylı sistemin payı %32, otobüs taşımacılığının payı ise %27'dir. 309 km raylı sistemin sadece 102 km.sinin metro olduğu göz önüne alınırsa, hedef tutturulsa bile kent ulaşımında metronun payı sadece %10 civarında kalacaktır. Bunun yeterli olamayacağı aşikardır.

Büyükşehir Belediyesi raylı sistem ağını, 2023 yılında 512 km'ye çıkarmayı düşünmektedir. Bu 512 km.nin ne kadarının metro olduğu, yazarın bilgisi dahilinde değildir. Belediyenin, gerek halen yapılmakta olan, gerekse ilerde yapılması düşünülen raylı sistem tiplerini ve güzergahlarını gösteren, herkesin kolaylıkla elde edebileceği bir broşürü bulunmamaktadır. Ayrıca, sözkonusu hedeflere, belirtilen zamanlarda ulaşılabileceği de kuşkuludur. Geçmiş yıllardaki uygulamalarla kıyaslandığında, bugünkü kazı çalışmalarının çok daha hız kazandığı şüphesizdir. Zira kazı, artık mekanize hale gelmiştir. 2007 yılında sunulan bir bildiriden edinilen bilgilere göre, İstanbul metro kazılarında, şu anda 4 Herrenknecht, 4 Lovat ve 4 Hitachi TBM faaliyet halindedir [5]. 2006 yılında yayınlanan bir başka makalede ise [1], İstanbul'da yapımı devam eden ve ihale aşamasında olan raylı sistemler şu şekilde verilmektedir:

Çizelge 1. İstanbul'da Yapımı Devam Eden ve İhale Safhasında Olan Raylı Sistemlerin Uzunlukları [1]

Cinsi	Yapımı Devam Eden (km)	İhale Safhasında olan (km)	Toplam (km)
Metro	33,2	40,0	73,2
Hafif Metro	5,2	56,6	61,8
Cadde Tramvayı	15,8	19,7	35,5
Boğaz Tüp Geçiş	13,6	-----	13,6
TOPLAM	67,8	116,3	184,1

Çizelgelerdeki duruma bakılırsa, İTÜ planında 2010 yılı için konulan hedeflere ulaşılması biraz şüpheli gibi görülmektedir. Yazarın şahsi fikrine göre planın en zayıf tarafı, ulaşımdaki ağırlığı metroya vermek yerine, raylı sistemin muhtelif elemanları arasında dağıtma yoluna gidilmiş olmasıdır. Bu ise, yolculuktaki kaçınılmaz kesikliklerden dolayı, hem mevcut çilenin, biraz hafiflese bile, gene devam etmesine, hem de, metroya nazaran, yolculuk süresinin daha uzun olmasına yol açacaktır.

Çizelge 2. İstanbul'da 2006 Yılı İtibariyle Yapımı Devam Eden ve İhale Safhasında Olan Raylı Sistemler [1]

a)Yapımı Devam Edenler

Proje	Güzergah	Uzunluk (km)
Metro	Levent-Ayazağa (2. etap)	3,6
Metro	Kadıköy-Kartal	21,5
Metro	Taksim-Yenikapı	5,2
Metro	İkitelli-Olimpiyat Köyü	2,9
Hafif Metro	Aksaray-Yenikapı	0,7
Hafif Metro	Otogar-Bağcılar	4,5
Cadde Tramvayı	Vezneciler -Sultançiftliği	15,8
Boğaz Tüp Geçiş	Kadıköy - Eminönü	13,6
TOPLAM		67,8

b)İhale Safhasında Olanlar

Proje	Güzergah	Uzunluk (km)
Metro	Yenikapı-Bağcılar	11,8
Metro	Mahmutbey-İkitelli-Başakşehir	14,2
Lineer Metro	Beşiktaş-Şişli-Otogar	14,0
Hafif Metro	Üsküdar-Altunizade-Tepeüstü	11,5
Hafif Metro	Tepeüstü-Dudullu-Samandıra	9,5
Hafif Metro	Göztepe-Ümraniye	5,0
Hafif Metro	Kartal-Kurtköy-Havalaanı	9,6
Hafif Metro	Bakırköy-Sefaköy-Avcılar-Beylikdüzü	21,0
CaddeTramvayı	Zeytinburnu-Bakırköy	3,7
CaddeTramvayı	Haliç Kıyısı-G.Osmanpaşa	16,0
TOPLAM		116,3

3.2 Uzman Raporları

İTÜ'nün yaptığı planı irdeleme ve değerlendirme amacıyla, uzman bir kuruluş tarafından hazırlanan diğer bir raporda, "*metro ağını, öncelikle şehrin merkezi iş ölgesinde oluşturmaya aşlamak ve u ölgede, uzun vadede, gidecekleri yere varmak i in yürümeyi en aza indirecek veya ikinci ir vasıta kullanmayı gerektirmeyecek ir yoğunluğa eriştirmek gerekir ki özel ara kullanımı tercih edilmesin*" şeklinde bir ifade yer almaktadır. Bu çok doğru tespitin açılımı "metro" demektir. Yeraltında, hepsi de birbirine bağlı çeşitli hatlardan oluşan bir metro ağı!.. Ne var ki aynı raporun muhtelif yerlerinde, bu tespitin özüne ters düşen görüşler yer almıştır. İşte onlardan birkaçı:

"*Toplu taşıma ütün dünyada desteklenmektedir. Fakat, hi ir şekilde raylı sisteme öncelik veren ir ulaşım planı yapılmamıştır.*"

Bu durumda insanın aklına "Tokyo, Paris, Londra gibi büyük şehirlerde, ulaşımın %80'den fazlasının raylı sistemle yapılıyor olması acaba nasıl bir planlamanın sonucudur?" sorusu gelmektedir.

Şehrin ok yolcusu olan koridorlarında, yüzeyde yer kalmayınca yeraltına inerek metro yapmak, ok pahalı olan u sistemi finanse edecek şartlar ulunduğunda desteklenmelidir. Ancak u özümler irka koridoru rahatlatmaktan i arettir. İstan ul ulaşım sorununun ütününü özmek değildir.

Bu görüş de yanlıştır ve vizyon eksikliğini göstermektedir. "Yüzeyde yer kalmadığı zaman bile, eğer finansman yoksa, metro yapma" demektedir. Peki o zaman sorun nasıl çözülecektir? Halbuki yaklaşım "finansmanın varsa metro yap" yerine, "metro yapmak için finansman bul" şeklinde olmalıydı.

Sadece km raylı sistem yapmak i in 2 milyar 'lık yatırım gücü ulmak, ger ek i olmayan, dünyada eşi olmayan ir istektir.

Bu görüş temelden yanlıştır. Eğer çözüm raylı sistemden geçiyorsa, finansman bedeli 12 milyar değil de 22 milyar $ bile olsa, o sistem yapılacak ve sorun çözülecektir. Tüm dünya da ulaşım sorununu böyle çözmüştür. Ancak, burada özenle üzerinde durulması gereken husus, bahse konu 300 km.lik raylı sistem içinde sadece 100 km.lik metro bulunduğudur. Yani 300 km.lik ağ birbiri ile entegre değildir, kesiklidir. Asıl bu özellikten dolayı önerilmiş olan çözüm yetersizdir yoksa finansman yüksekliğinden değil.

Dünyada, ticari faaliyet yapan, yatırımını geriye ödeyen, kar eden ir metro ulunmamaktadır.

İstanbul'un ulaşım sorununu "kar etme ve geri ödeme" mantığı ile ele almak demek, "konunun çözülmesini istememek" demektir. Ama ister istemez insanın aklına şöyle bir soru gelmektedir. Raporda, önceliğin karayolu taşımacılığına verilmesi ısrarla

vurgulandığına göre, aynı mantıkla düşünülürse, kent içi karayolu ulaşımı için yapılacak yol, kavşak ve köprü gibi elemanların geri ödemeleri ve karlı olma durumları nasıl temin edilecektir?

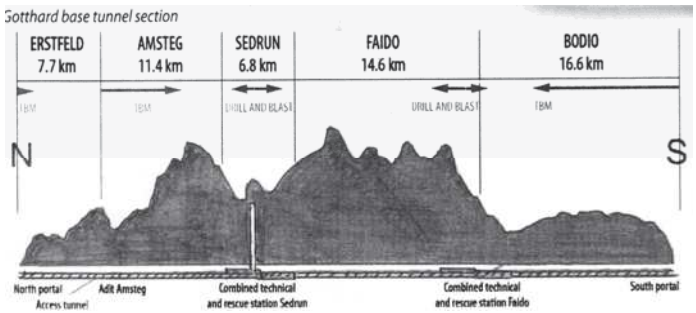
Olayın böyle bir felsefeyle ele alınıp değerlendirilmesi, yöneticilerin vizyon eksikliği ile birleştiğinde, İstanbul'un neden metro yapımında yarım asırdan fazla zaman kaybettiği daha iyi anlaşılır hale gelmektedir.

4 İSTANBUL İÇİN METRO ZORUNLULUĞU

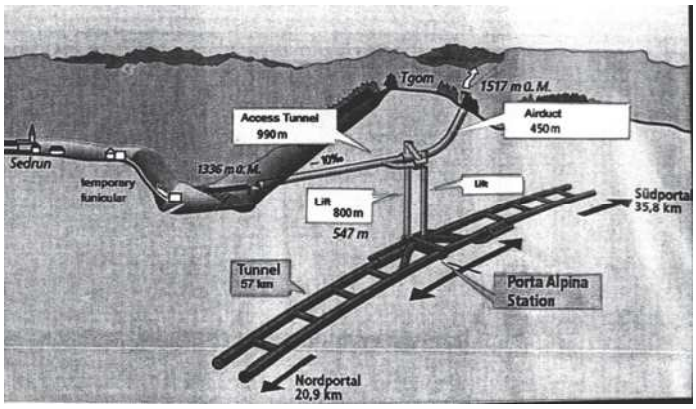
İstanbul'un müzmin ve kronikleşmiş ulaşım sorununu halletmenin en etkili yolu, içinde yaşayanları *hi yeryüzüne ıkmadan ve en az hat değişimi yapmak suretiyle, en kısa sürede ve ola ilecek en az zahmetle gitmek istedikleri yere ulaştıracak* bir metro ağına kavuşturmaktan geçmektedir. Bu amacın önüne finans unsurunu bir mazeret olarak koymak mümkün değildir. Buna en güzel örnek İsviçre'deki Saint Gotthard Tüneli'dir.

4.1 Saint Gotthard Tüneli [6,7,8]

57 km uzunluğundaki bu hızlı tren tüneli, yüzeyden 2 km derinlikte, İsviçre Alplerini kuzey-güney istikametinde geçecek şekilde tasarlanmıştır. (Şek. 6 ve 7). Tünelin kazı performansları fevkalade olmuştur. Bu tünel sayesinde, saatte 250 km hızla hareket edecek trenle önemli merkezler arasındaki mesafe kısalacak ve bu arada, mesela Zürih ile Milano arası 3,5 saatten 1 saate inecektir.



Şekil 6. Saint Gotthard Tüneli Kesiti [8]



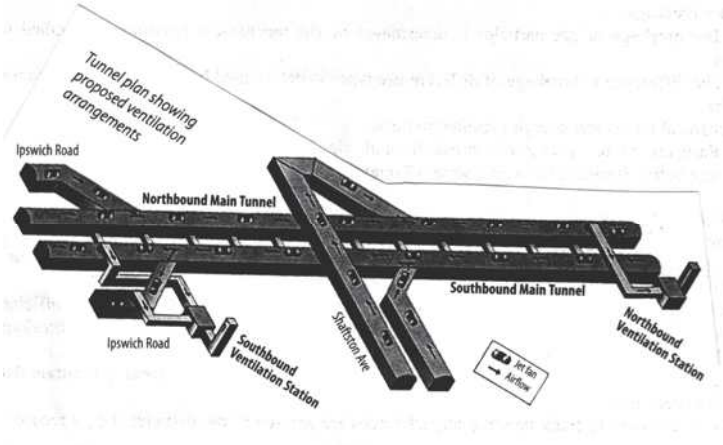
Şekil 7. Saint Gotthard Tüneli Perspektifi [7]

Bu tünel örneğinin burada verilmesinin iki sebebi vardır: Birincisi, TBM teknolojisindeki muazzam ilerlemenin geldiği noktadır. Güneyde, Bodio'dan başlayıp Faido istikametine ilerleyen TBM, 13 km.lik bir ilerlemeden sonra, aksi yönden kendisine doğru ilerleyen tünelle karşılaştığında tüneller birbirine sadece 2 cm düşey ve 5 cm yatay sapma ile kavuşmuşlardır. [9]. Bu kadar uzun mesafede böylesine küçük bir sapma müthiş bir başarıdır. İkinci sebep ise, İstanbul metrosunu çok daha yakından ilgilendirmektedir: Şekillerde de görüldüğü gibi, tren güzergahından 900 m yukarıda, dağların arasındaki bir vadide **Sedrun** kasabası yeralmaktadır. Kasaba halkı, tren yolunda kendileri için bir istasyon istemişlerdir. Tren yolu idaresi, hızlı tren hareketinde bir kesintiye yol açacağı gerekçesiyle bu isteğe şiddetle karşı çıkmışsa da, kasaba halkının baskısı sonucu, bu isteğe boyun eğmek zorunda kalmıştır. İstasyon tesis edildikten sonra, Sedrun halkının bu istasyona ulaşması için 800'er metre derinlikte yan yana iki kuyu ve bu kuyulara ulaşım için de, yeryüzünde 1 km.lik bir tünel açılmıştır.

Böyle bir olay Türkiye'de hayal bile edilemez. Ama doğru olanı, İsviçre'deki uygulamadır. Halkın ulaşım sorununun halledilmesi için en etkin ve doğru yöntem ne ise o tespit edildikten sonra, artık bunun maliyetine bakılmadan mutlaka gerçekleştirilmesi gerekir. Bu örnekten alınacak bir diğer ders ise, bir yörede (diyelim ki, mesela İstanbul'da) halkın bilinçlenip de kendi yararına olan bir şeyi istemesi halinde, yöneticilerin, bunu kabul etmekten başka çarelerinin olamayacağı gerçeğidir.

5 İSTANBUL'DA ULAŞIM VE RAYLI SİSTEMLER

Şu andaki görünüş, şehrin nüfusça yoğun bazı merkezlerinin raylı sistemlerle birbirine bağlanmaya çalışıldığıdır. [1,10]. Bu müspet olayın zayıf tarafları şunlardır:



Şekil 8. Madrid'de, Şehiriçi "by-pass" Karayolu Tüneli [11]

- Sistemlerin farklı olmasından dolayı, sistem değiştirmek zorunda kalan biri için uzun yürüyüşler gerekebilmektedir.
- Gerek yapı, gerekse güzergah bakımından hafif metro ve tramvayların hızları metro seviyesinde olmadığı için, yolculuk süreleri nispeten uzundur.
- Yapılmakta olan sınırlı sayıdaki metro hattının, yeraltında birbirleriyle bağlantısının olup olmadığı belli değildir.
- Esas olan "*önemli iş ve dağılım merkezlerinin ir irleri ile metro yolu ile ağlanması*" olduğu halde, bunun da gerçekleşmediği anlaşılmaktadır. Halbuki ilk etap metro yapımında "Taksim – Beşiktaş – Karaköy – Eminönü – Beyazıt - Aksaray" gibi İstanbul'un kalbi demek olan iş merkezleri ve dağılım noktaları, yeraltı metro ağı ile birbirlerine bağlanmalı idi. Böylece bu merkezler, buralardan geçecek hatlarla diğer noktalara da bağlanmış olacaklardır.
- Halen faaliyette olan metroda, istasyon isim levhaları yetersizdir. 10-15 m ara ile ve mevcudun 3 katı kadar isim levhası konması gerekir. Keza şehir içi trafik levhaları da hem eksik hem de yanlış yönlendiricidir.

5.1 Şehir içi Kara Taşıması Tünelleri

Büyükşehirlerde, bazı akslardaki trafiğin bir kısmını yeraltına almak suretiyle o güzergahtaki yoğunluğu azaltmak, başvurulan yöntemlerden biridir. Birçok örneği olan bu uygulamaların en dikkat çekenlerden biri de, Madrid'de gerçekleştirilmektedir. Şehrin en yoğun trafikli bölgesini alttan geçerek, bir ucunu diğer uçtaki M-30 otoyoluna bağlayan, her biri 3'er şeritli iki (gidiş-geliş) yer altı tüneli ile şehir yüzeyindeki trafik by-pass edilmektedir. (Şekil 6) [11,12]. Uzun etütler ve münakaşalar sonucu yapımına karar verilen böyle pahalı bir projenin, şehrin yerüstündeki araç trafiğine büyük bir rahatlama getireceği kuşkusuzdur. Ancak, basında yer alan haberlere göre, " *tepeye tünel*" sloganı ile İstanbul'da yapılmak istenen kara taşımacılığı tünellerinden aynı faydayı beklemek mümkün değildir. Bilimsel olmaktan ziyade, bir film adını çağrıştıran bu slogan ile hangi akslara hangi uzunlukta hangi tünellerin yapılmak istendiği açıkça belirtilip, her platformda (gerek uzmanlar arasında gerekse halk nezdinde) iyice tartışılmadan böyle bir yola gidilmesi doğru değildir. Bu tür tedbirlere, daha çok yer altı metro ağı ile, insan taşıma sorununu büyük ölçüde halletmiş olan şehirlerde başvurulmaktadır. Unutulmamalı ki, İstanbul henüz bu işin başındadır.

6 SONUÇ

İstanbul gibi, her bakımdan çok büyük ve önemli olan bir şehrin, 17 milyon civarında olan seyahat talebini karşılayarak, kişiyi, şehrin bir noktasından bir başka noktasına en az sayıda hat değiştirerek en zahmetsiz şekilde (yeryüzüne çıkmak zorunda kalmadan) ve en kısa sürede ulaştırmanın tek yolu "metro"dur. İstanbul, her ne pahasına olursa olsun, 10-15 yıl gibi kısa bire sürede ilk etapta 300 km kadar uzunlukta olacağı tahmin edilen, birbirine bağlı bir metro şebekesine kavuşturulmalıdır. 50 milyon $/km hesabıyla, 15 milyar $ olması beklenen toplam finansmanın yıl başına düşecek miktarı, yapım sürecine göre, 1 ile 1,5 milyar $ olacaktır ki, bu, bulunabilir bir finansman

rakamıdır. Bu şehirde yaşayanlar için, eziyet olmanın ötesinde, artık bir işkence halini almış olan müzminleşmiş bir sorunun çözümü konusunda bu meblağ fazla değildir. Bu müstesna şehrin, olayı bu yönüyle kavrayıp elini cesaretle ve kararlı bir şekilde taşın altına sokacak bir yönetim anlayışına ihtiyacı vardır.

KAYNAKLAR

[1] Ocak, İ., Manisalı, E., Kentsel Raylı Taşıma Üzerine Bir İnceleme – İstanbul Örneği, SAÜ Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, Cilt 10, Sayı 2, s. 51-59, 2006.

[2] Tunnelling & Trenchless Construction, July-August 2006, p.33.

[3] Tunnelling & Trenchless Construction, April 2006, p.24.

[4] Vecdi Diker Çalışma Grubu Raporu.

[5] Bilgin, N., Çopur, H., Balcı, C., Tumaç, D., Düzyol, İ., İstanbul'da Yeraltı Yapılarının Dünü, Bugünü ve İTÜ Kazı Mekanizasyonu Laboratuarının Gelişme Öyküsü, 1. Maden Makinaları Sempozyumu, Kütahya, Mayıs 2007.

[6] Tunnelling & Trenchless Construction, September 2005, p.12.

[7] Tunnelling & Trenchless Construction, January-February 2006, p.6.

[8] Tunnelling & Trenchless Construction, October 2006, p.12.

[9] Tunnelling & Trenchless Construction, November 2006, p.2.

[10] Atlı Tramvaydan Günümüze Büyükşehir Belediyesi, Web Sayfası.

[11] Tunnelling & Trenchless Construction, May 2006, p.8.

Dünya'da ve Türkiye'de Ulaşım Amaçlı Yeraltı Mühendislik Yapıları - Tarihsel Bir Bakış

nderground Engineering Structures of the orld and Turkey for Transportation Purposes A Historical ook

Mehmet Dinçer Köksal
Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, eofizik Mühendisliği Bölümü, Adapazarı

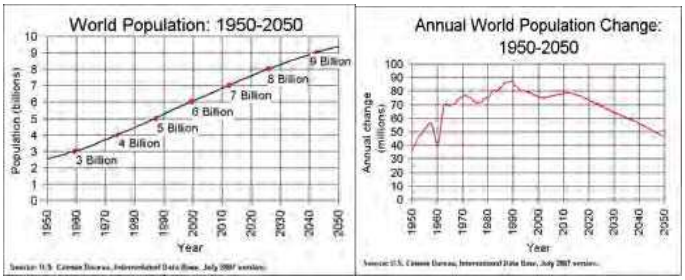
ÖZET Artan nüfus karşısında yerleşim alanlarının sabit kalması nedeniyle insanlar dikey bir biçimde yerleşme eğilimi göstermekte, belirli bir alana daha fazla insan düşmesi sonucu yoğunluk artmaktadır. Türkiye'de 1950'lerden sonra önemli inşaat projelerinin yapımına başlanmış ve bu çalışmalar özellikle 1980'lerden sonra hız kazanmıştır. Bugün, ülkemizin nüfusunun %30'u, en kalabalık beş ilde yaşamakta olup, bu oran 20 – 25 milyon kişiye tekabül eder. Türkiye'de tasarım aşamasında olanlar dahil, toplamı 162 km uzunluğunda 208 ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı bulunmaktadır. İstanbul'daki demiryolu ağının uzunluğu 111 km olduğu halde şu anda bunun yalnızca 8.2 km. si yeraltındadır. 1874 ile 1992 yılları arasında (118 yıl) ülkemizde yeraltı raylı taşımacılığı adına neredeyse hiçbir proje gerçekleştirilmemiştir. Oysa 1863 yılında Londra'da, 1868'de New York'ta 1871'de Paris'te, ilk Metrolar hizmete girmiştir. Dünyada 1983'te 50, 1993'te 150 metro şebekesi bulunmaktaydı. Bu çalışmada, Dünya'da ve Türkiye'de ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapılarının tarihsel gelişimi ve gelecek için öngörüler, istatistik ve sistematik bir yaklaşımla incelenmektedir.

ABSTRACT Population density increases because of the increase of population on a certain area of settlement. After a critical level, vertical developments in cities start to grow because of the lack of land area or change in city planning strategies. In Turkey, major civil engineering projects began in 1950's and has accelerated after 1980. Today, the most populated five cities in Turkey where a total 20-25 million people have a 30% share of all country population. The total underground engineering structures in Turkey including the ones in design and feasibility phases are 208 structures of 162 km. The rail system in İstanbul is 111 km but only an 8 km is underground at the moment. Almost no underground railway system have been constructed between 1874 and 1992 in Turkey. But, London, New York, Paris, have started their underground structures in late 1850's. The total number of Metro system in the world was 50 in 1983 and 150 in 1993. This study investigates underground transportation structures in the world and Turkey from a historical and statistical approach.

1 GİRİŞ

1.1 Nüfus ve Şehirlerde Dikey Gelişme

Dünya nüfusu 1804 yılında 1 milyar, 1927'de yani 123 yıl sonra 2 milyar, 33 yıl sonra 1960'ta ise 3 milyardı. Bundan yalnızca 14 yıl sonra 1974 te 4 milyara ulaştı. 1987'de (13 yıl sonra) 5 milyar oldu. 1999'da (12 yıl sonra) ise 6 milyar kişiye ulaştı. (UNPDID, 2007). Önümüzdeki elli yıl içinde beklenen dünya nüfusu ise şu şekilde özetlenebilir: 2010'da 6.8 milyar, 2020'de 7.6 milyar, 2030'da 8.3 milyar, 2040'ta 8.9 milyar, 2050'de 9.4 milyar (USCBID, 2007). Bu yazının yazıldığı anda ise (29.08.2007.10:55) 6,614,813,245 idi (USCBIPC, 2007). Sonuç olarak nüfusun artması, ancak bu artmanın yavaşlaması beklenmektedir. Şekil 1'de konu özetlenmektedir.



Şekil 1. Dünya nüfusunun durumu (1950-2050). Solda gerçekleşen ve beklenen nüfus, sağda yıllık değişim (UNPDID, 2007).

1.2 İnsan Yoğunluğu, Yaşam Kalitesi, İhtiyaçlar

Belirli bir alan üzerinde yaşayan insanların sayısı arttıkça sorunlar ortaya çıkmaya başlar. Kabaca "kalabalıklaşma" diye tarif edilebilecek olan bu olguyu düzenlemenin iki yolu vardır. Biri alanı büyütmek, diğeri bir biçimde nüfus planlaması yapmak. Kısaca, hayatta olan insanların sayısı azalırsa o insanların yaşamakta olduğu alan tenhalaşmaya başlar. Günümüzde herbiri birkaç ülke nüfusuna eşit devasa şehirlerde yaşayan insanların başlıca çilelerinden birisi ulaşım sorunudur. Geleneksel yöntemler ile çözülemeyen ya da yavaş çözülen ulaşım sorunu, bu süreçte de birçok yan etkiler doğuran ve belirli stratejik emeller sonucunda yüceltilen karayolu taşımacılığı, enerjiye bağımlı ve sanayisi gelişmemiş (ya da gelişmekte olan – belki de sömürgeleşmekte olan !) ülkeleri tam bir çıkmaza sürüklemektedir. Geleceği görme becerisine sahip yöneticilerin ve mühendislerin hem gezegeni kurtarma, hem de daha kaliteli (ucuz, hızlı, hatasız vb) ulaşım yöntemlerini uygulamaya başlamaları ile birlikte, artık olmazsa olmaz bir sistem olan toplu taşımacılık ve bunun özellikle raylı biçimleri son derece gündemdedir ve uygulanmaktadır. Şehir planlayanlar, mimar ve mühendislerin ortak çalışmaları ile artık şehirler dikey yönde büyüme eğilimine girmişleridir. Yüzeyde yatay gelişme, yeşil alanların yokedilmesi, gezegenin gereğinden çok ısınması, gereksiz biçimde karayolu ve fosil yakıtlara yönelme, altyapı sistemleri olmayan ya da yarım yamalak olan köy şehirlerin ya da dev köylerin kurulmasına yol açmış, öngörüsü, ufku, vicdanı kıt ve insan sevgisinden yoksun kişilerin önderliğinde birçok devletin ekonomik bağımsızlığı tehlikeye düşmüş, insanlarının mutsuzluğu birçok ek sorun getirmiş, mühendisliğin ana amaçlarından olan hayat kalitesini yükseltme gibi bir ülkü gündemden düşmüştür. Nüfus, yerleşim alanı (yüzölçümü), kişi başına düşen milli gelir ve yaşam kalitesi düzeyleri gibi basit parametreler ile ilişki kurularak, şehirleşme ve bunun getirdiği değişim ihtiyaçları arasında bir bağlantı sağlanabilir. Şehirleşmenin gelişmesi, nüfus artışına paralel olarak yeni yerleşim bölgelerinin açılması (yüzeyde yatay gelişme) ya da mühendislik disiplinlerinin daha etkin ve akılcı kullanılmasıyla dikey büyümeye olanak sağlanmıştır. Artık üzerinde herbiri yüzlerce metrelik binalar olan ve yerin altında kat kat tünellerin kullanılmakta olduğu şehirler bu ihtiyacın sonucudur. Gelişmiş ülkelerde planlamacılar, mimar ve mühendisler, 50 – 100 yıl sonrasının şehirlerinin tasarımını bu günden yaparlarken, muazzam yükseklikte yapılar ve karayolunun olmadığı, ulaşımın yeni anlamlar taşıdığı dikey yerleşim bölgeleri hayal etmektedirler. Yüzyıllar boyunca insanoğlunun eğilimi, iki boyutlu bir uzayda ve yerin yüzeyinde kalmak olmuştur (ITA-AITES, 2007). Sonraları, ihtiyaçlar sonucunda, bazen de merak ve araştırma nedeniyle bu uzayın dışına çıkma arzusu ve

çabası ortaya çıkmıştır. Bunun için de önce yine iki boyutta genellikle genişleme, daha sonra ise üçüncü boyuta yukarıya ya da aşağıya ilerleme yöntemi kullanılmıştır.

Yeraltı yapılarının inşaası zor olmakla birlikte aslında insanlığın ilk yerleşimlerinde de yeraltı yapılarını görmekteyiz. Doğanın kendisinin oluşturduğu yeraltı açıklıkları, insanoğlunun korunma, yerleşme, barınma ve saklanma ihtiyaçlarını karşılamıştır. İnsan – yeraltı ilişkisinin belki de en eski ve en iyi örneklerden bir tanesi İç Anadolu bölgemizdeki Kapadokya olarak adlandırılan kesimdeki yerleşimleridir. M.S. 400 civarına kadar giden bu yapılar, 1985 ten beri UNESCO tarafından kültürel miras olarak kabul edilmiş olup koruma altındadırlar. Çevredeki birkaç yanardağın püskürttüğü ve yaklaşık 10 000 hektara yayılan ve Neogen'e kadar uzanan bir yaşa sahip bu genelde yumuşak malzemeler, burada yaşayan insanlar tarafından barınma mekanı, kilise ve manastıra dönüştürülmüştür. Bu bölgedeki yeraltı şehirleri ve temiz su - atık su tünelleri o dönem için hayati önem taşımaktaydı.

Günümüzde şehirlerdeki ulaşım amaçlı tüneller, yüzeyden trafik yükünü aldığı gibi, trafik gürültüsünü de ortadan kaldırmaktadır. Bunun yanında hava kirliliğini azaltıcı çok önemli etkenlerdir. Yüzeydeki alanlar, trafik ortadan kalkınca, başka ve daha yararlı amaçlar için kullanılabilmektedir. Toplu ulaşımlarla da trafik daha akıcı olmaktadır.

2 TANIMLAR

Hızlı ulaşım, metro, raylı sistem, toplu taşımacılık (kısmen) ve benzeri terimler, genellikle şehir içlerinde raylı bir teknolojiye dayalı ulaşım anlamını taşımaktadırlar. Bunların en önemli özellikleri yüksek sayıda insan taşıyabilmeleri ve sık sefer sayısıdır. Bu sıklık için tavsiye, on dakikada bir ya da daha sık bir değerdir. Ayrıca diğer ulaşım yöntemlerinden daha farklı bir yükseklikte (kotta-derinlikte) yeralırlar. Dünyanın birçok kesiminde bunların genel adı Metrodur. Metro, metropolitan ya da metropolis kelimesinden kısaltılarak kullanılmaktadır. Londra'da underground denmektedir. Kuzey Amerika'da ve İskoçya'da Subway olarak kullanılır. Ancak, Washington ve Los Angeles'da Metro adıyla anılmaktadır. Bir ulaşıma "hızlı" denilebilmesi için belirli şartları sağlaması gerektiği kabul edilir. Bu şartlar, sistemin şehir içinde elektrikle çalışan raylı bir teknolojiye dayalı ve insanları topluluk halinde taşımaya yönelik olması, diğer trafik biçimlerinden tam olarak bağımsız olması, ve yüksek bir sefer sıklığına sahip olmasıdır. Hızlı ulaşım, şehrin altında, yüzeyde ya da yükseltilmiş bir seviyede (havai hat) olabilmektedir. Genelikle şehirlerin merkezlerindeki ağlar yerin altında yapılandırılır. Şehir dışına gidildikçe yüzey hatlarında artmalar görülür. Ancak günümüzde yeraltı, yüzey ve yükseltilmiş hatlar şehirlerin içlerinde de çalışmaktadır. Amerika'daki "subway" ve Amerika dışındaki "underground" terimleri, genellikle yerin altındaki toplu ulaşım sistemleri için kullanılmaktadır. Bazı şehirlerde subway terimi sistemin tamamı için kullanılır (yüzey ve yükseltilmiş hatlar dahil); ancak dünyada en sık kullanılan kelime Metro'dur. Yükseltilmiş hatlarda yapılan hızlı ulaşım, Chicago'da "el" ya da L olarak anılır, İngiltere'de ise Doğu Londra'daki Docklands Light Railway (DLR) da olduğu gibi hafif raylı denir. Ancak bütün hafif raylılar yükseltilmiş olmak zorunda da değildir. Metrolarda kullanılan trenler genelikle insanlar (operator) tarafından kullanılırlar ancak Singapur ve Londra'da bazı hatlar insansız ve tam otomatiktir. Bunun yanında Londra'da tube, Asya Ülkelerinde MRT (mass rapid transit), Almanya'da U-Bahn, İskandinavya'da T-Bane, Arjantinde subte kelimeleri kullanılmaktadır.

3 ULAŞIM AMAÇLI RAYLI YERALTI MÜHENDİSLİK YAPILARININ KISA TARİHÇESİ

3.1 Amerika Kıtasında Durum

Kuzey Amerika'daki ilk ulaşım amaçlı tüneller, 1897'de işletmeye açılmış olan Boston'daki "Yeşil Hat" adıyla anılan kesimdir. Burası ilk tasarımı dört hat olan ve hafif vagonların çalışacağı iki istasyondan oluşan bir güzergahtır. Boston'da daha sonraki inşaatlarda, uzun trenlere göre tasarım yapılmıştır. Yeşil Hatta hala hafif vagonlar çalışmaktadır. 1901'de ağır vagonlar diğer hatlarda devreye sokulmuştur. Şu anda

dünyanın en büyüklerinden biri olan New York Metrosunun ilk hatları ancak 1904 yılında devreye girmiştir. Ancak bu oldukça kapsamlı bir tasarımdı ve dört hatlı, 15 km uzunluğunda bir güzergahtı. City Hall ile 145. sokak arasında çalışıyordu. Daha sonra Bronx ve Brooklyn arasına da uzantılar eklendi. Şu anda devrede olan iki büyük sistem (BMT ve IND) daha sonra inşa edildi ve bazı kesimleri yüseltilmiş (havai) demiryolları olan eski hatlarla bağlatılar oluşturuldu. 1908'de Manhattan, New Jersey yeraltı hatları tamamlandı. 1907'de Philadelphia hem yer altı hem de yerüstünden oluşan ilk hattına ulaşarak hem ağırlıktan hem de maliyetten tasarruf edilmesi icin ilk denemeler yapıldı. 1967 Montreal Fuarı için Kanada'daki ikinci Metro, Montreal'de 1966'da tamamlandı. Kuzey Amerika'da tam anlamıyla bir metro anlayışına sahip en son sistem ise (LACMTA Red Line) Los Angeles'te 2000 yılında 14 yıllık inşaat süresi sonrasında açıldı (AAR, 2007). Güney Amerika kıtasında ise en eski metro olarak Buenos Aires'te 1913'te açılan hatlar gösterilir. Bugün "El Subte" ve "A hattı" olarak anılan sistem, 94 yıldır çalışmaktadır. Günde 190 000 yolcu taşıyan ahşap metal karışımı vagonlar tamamıyla korunmuş olarak hala hizmet vermektedirler (URBAN, 2006). Brezilya'nın ilk Metrosu Sao Paulo'da 1974 de hizmete girmiş olup bu sistem günde 4 milyon yolcu taşımaktadır. Sistemin bazı kesimleri 1880'den kalma demiryollarından oluşmaktadır. Güney Amerika'da ayrıca Rio de Janeiro, Belo Horizonte, Recife, Porto Allegre and Brasília şehirlerinde de Metro hatları bulunmaktadır. Şili'de Santiago'da da Metro vardır. Burada 85 istasyondan oluşan 5 güzergah işletilmektedir.

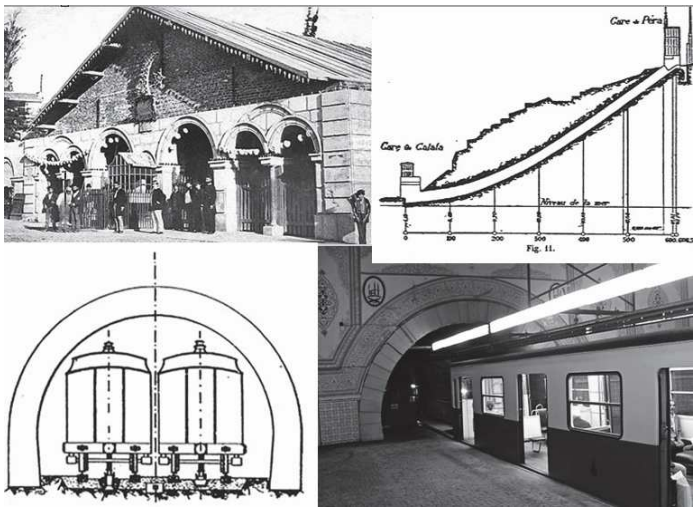
3.2 İngiltere'de Başlangıçlar ve Buhardan Elektriğe Geçiş

Bugün anladığımız manada toplu taşımacılık tarihinin başlaması daha doğrusu ilk ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısının hizmete girmesi olarak 10 Ocak 1863 tarihinde Londra Şehir Demiryolu kabul edilebilir. Bu hat şu anda Londra metrosunun bir parçasıdır. Sığ tüneller biçiminde tanımlanabilir. Bu hatta çalışan trenler başından beri halkın gözdesiydi ve 1884'te bitirilen Londra Metropolitan District Demiryolları ile yarış halindeydiler. Bu hat Londra'da en içteki halkalı hattı oluşturuyordu ve özellikle kuzeydoğuya doğru muazzam ağlar ile bağlıydı. 1863–1890 arasında buharlı trenlerin bu tünellerde işletilmesinden yolcular duman nedeniyle çok rahatsız olmaya başladılar ve yeni teknikler araştırılmaya başlandı. Kabloyla çekilen ya da pnömatik sistemler denendi ancak bu yöntemler ilk aşamada başarılı olamadılar ILN, 1862). Duman problemi, New York'ta 1870'de West Side and Yonkers Demiryollarında daha azdı ki aslında burada 1868'de başarısız bir kablolu tren denemesi de gerçekleştirilmişti. 1890'da Londra'da elektrikle çalışan trenlerin City and South London Demiryolları hattında devreye girmesiyle birlikte yeraltında duman problemi ortadan kalktı ve bu yeni teknik, Budapeşte, Boston, Paris, Berlin ve New York'ta 1904'de yeraltı raylı sistem taşımacılığında elektrikli sistemlerin başlamasına öncülük etti.

Elektrikli trenlerin çalıştığı İngiltere'deki bu ilk hatlar, derin tünellerdi ve halk bunları "tube" diye adlandırmaya başlamıştı. Günümüzde de Londra Yeraltı ulaşım hatlarına tube denilmektedir. Aslında elektriğe geçişte belki de bir başka olayın etkisi ve bunun yaratığı ihtiyacın sonucu büyüktü. Kablolu tren sistemlerinde kabloları imal eden şirket iflas etmişti ve yasalar gereği de duman nedeniyle buharlı trenler yeraltında kullanılamayacaktı; bu yüzden yeni bir arayışa girişildi ve elektriğe geçildi (Badsey, 2005 ve Bobrick, 1981). İlk elektrikli trenlerde önde bir çekici ve arkasında üç vagon vardı. Ancak yolcuların zaten yeraltında görecekleri ya da nerede olduklarını bilemeyecekleri düşüncesiyle bu vagonlarda pencere yoktu. Chicago'da 1893'de ilk elektrikli trenler, yükseltilmiş demiryollarında (Intramural Railway) ileriliyolardı. Amerikalı mucit Frank Sprague'ın 1897'de MUTC (multiple unit train control) sistemini denemesi, modern elektrikli trenler için yeni bir dönemin başlangıcı oldu. Bu yöntemle, trenin bütün motorları tek bir merkezden kontrol edilebiliyordu.

3.3 Avrupa'da İlkler ve Türkiye

Avrupa kıtasındaki ilk yeraltı raylı sistemi, İstanbul'da 1875'te Osmanlı İmparatorluğu için Fransız mühendislerin önderliğinde tamamlanan 6,6 m. genişliğinde, 4,6 m. yüksekliğinde ve 573 metre uzunluğundaki Beyoğlu-Galata arasındaki funikular "Tünel" dir. Kısa uzunluğu ve vagonların atlar tarafından çekilmekte olması nedeniyle Avrupa'nın ilk gerçek anlamda "metrosu" olarak kabul etmeyenler varsa da, bu sistem, 1910 yılında elektrikli hale dönüştürülmüştür. 1867'de Fransız Eugene-Henri Gavand eğimli bir yer altı funikuler tasarımı yaptı (Şekil 2). Abdulaziz ile, 1869'da konuyla ilgili anlaşma yapıldı. 8 Mayıs 1871'de İngiliz sermayesiye kurulan bir Limited Şirket olan "The Metropolitan Railway of Constantinople from Galata to Pera" kuruldu ve 30 Haziran 1971 de inşaata başlandı. 5 Mayıs 1874'te iş tamamlandı. Gerekli olan enerji iki adet buhar makinesi ile sağlandı. Bir yıl denemeler devam etti. 18 Ocak 1875'te Tünel, halka açıldı (Gavand, 1876). 1931'de Hükümet, Tüneli kamulaştırdı ve İETT'ye devretti. 1971'de ise 96 yıl hizmet vermiş olan eski ahşap vagonlar ve buharlı sistem, yerini halihazırda işletilen sisteme devretti. Bu, elektrik enerjisi ile çalışan bir düzenekti.



Şekil 2. Sol üstte 1902 de Tünel (Beyoğlu) giriş kapısı. Sağ üstte boy ve sol altta en kesiti (Gavand, 1876), sağ altta Karaköy Tüneli.

Eskiden iki olan hat, bire indirildi. Günümüzde saatte 22 km hızla, 1.5 dakikada yolculuk tamamlanmaktadır. Karaköy - Tünel (Beyoglu) arası Kot farkı 62 metredir. 2 vagon hizmet etmektedir. İstanbul'daki Tünel'den sonra Avrupa'nın ilk Metrosu olarak Budapeşte de inşaata başlanmasından yalnızca iki yıl sonra 1896'da hizmete giren yeraltı raylı sistemleri gösterilir. Bu hat, şehir merkezinden (Vörösmarty), hayvanat bahçesi civarındaki (City Park) bölgeye kadar 3.7 km'lik bir uzunluğa sahiptir. Bu güzergahta, halen Budapeşte metrosunun bir bölümü olarak (asıllarına neredeyse sadık kalınacak şekilde tasarlanan modernize edilmiş vagonlar, istasyonlar) kullanılmaktadır. İskoçya'daki 10.4 km lik Glasgow Metrosu da aynı yıl açılmış olmasına rağmen elektirifikasyonu 1935 te yapılmış, o zamana kadar kablolu taşımacılıkla işletilmişti. Paris Metrosu'nun ilk hattı, 1900 yılında hizmete girmiştir. "Chemin de Fer Métropolitain" ya da İngilteredeki gibi "Metropolitan Demiryolları" kelimeleri daha sonra kısaltılarak bugün birçok dilde kullanılan "Metro" olmuştur. Berlin'deki yeraltı sistemleri (U-bahn) 1902 de açılmış, 1920'ye kadar ise birçok yükseltilmiş kesimleri de bulunan bu hatlar için aynı zamanda Hochbahn (yüksek demiryolu) kelimeleri de kullanılmıştır. İtalya'da ise 1906 Dünya Fuarı nedeniyle Milano'da ilk yeraltı inşaatları tamamlanmıştır. Aslında yükseltilmiş kesimleri de bulunan bu hafif raylı denilebilecek sistem, fuar alanına kadar ulaşıyordu. İspanya'da ise ilk metro 17 Ekim 1919'da Madrid'te hizmete girdi ve İspanyol İç savaşı sırasında sığınak amaçlı da kullanıldı. Lisbon'da ise 1959 da ilk metro devreye girdi.

3.4 Asya

Asya'daki en eski raylı sistemlerden biri Japonya Nagoya'da 1895'de özel şirket olan Meitetsu Demiryolları tarafından hizmete girmiştir. 1896'da da Tokyo'da Kihin Kyuko hatları işletmeye açılmıştır. Her iki hat da halen kullanılmakta olup şehrin iyice merkezinde kalmıştır. Metro anlamında ise ilk

çalışmalar Tokyo'da 1927 de ve Osaka'da 1933 de devreye girmiştir. Japonya'daki istasyonlar, şehirlerin ana omurlarını oluşturan bir ağ görünümündedir. Tokyo ve Osaka dışında günümüzde en büyük metrolara sahi diger Japon şehirleri, Yokohama, Nagoya, Sapporo, Kobe, Kyoto, Fukuoka ve Sendai'dir. Rusya'da ise ilk Metro hattı 1935 yılında hizmete girmiştir. Bu, 11.2 km uzunluğundaki Sokolniki ve Park Kul'tury hattıdır. 1937'de bu hattaki İstasyonlardan biri olan Krasniye Vorota İstasyonu, Paris'teki Dünya Fuarında büyük ödüle layık görülmüştür. Moskova Metrosu halen muazzam yeraltı mühendislik ve sanat eserlerini barındırmakta olup, istasyonları birer saray niteliğindedirler. 2005'te Moskova'da 278 km metro ve 171 İstasyon bulunmaktaydı. Rusya'daki diger onemli Metro sistemleri, Saint Petersburg (1955), Kiev (1960), Tbilisi (1965), Baku (1967), Kharkov (1975), Tashkent (1977), Yerevan (1981), Minsk (1984), Nizhniy Novgorod (1985), Novosibirsk (1986), Samara (1987), Yekaterinburg (1991), Dnipropetrovsk (1995), Kazan (2005) da bulunmaktadır. Son 30 yılda, Güney Kore'deki birçok şehirde modern ve çok gelişmiş metrolar inşa edildi. En büyüğü Seul'da olan bu hatların uzunluğu, bu şehirde 287 km yi bulmakta olup dokuz güzergah mevcuttur (SMG, 2006). Pyongyang, Busan, Daegu, Incheon, Gwangju ve Daejeon şehirleri de ayrıca gelişmiş metrolara sahiptir. Çin ve Hindistan'da da toplu yeraltı taşımacılığı alanında son yıllarda büyük gelişmeler gözlenmektedir. Aslinda Hindistan'da İngilizlerin etkisiyle dünyanın ilk raylı sistemlerinin inşa edildiğine dair bilgiler mevcuttur. Bu hatlarda tüneller de yeralmaktadır. Sözkonusu gelişmeler, 1850'li yıllara rastlamaktadır. 1979'da Hong Kong'da MTR Metro hizmete girmiş olup şu anda bu sistem 7 güzergahta hizmet vermektedir. Bunlardan 4 tanesi Viktorya Limanı bölgesinde su altından geçmektedir. Singapur'da da 1987 de açılan metro, tam otomatik yüksek teknolojisi ile dikkatleri üzerine çekmiştir. Şu anda 3 güzergahta çalışmaktadır.

4 DÜNYA'DA VE TÜRKİYE'DE DURUM

En fazla yüzelli yıllık bir geçmişi olan (şehir içi) raylı sistemlerin yeraltını da içeren teknolojilerini bugün işletmekte olan 162 şehir bulunmaktadır. Bunların bazılarının ölçekli ağ yapıları Şekil 3 ve 4'te, tamamının listesi ise Tablo 1'de şehir nüfus sıralamasına göre verilmektedir. Bu şehirlerin toplam nüfusu dünya nüfusunun % 10 u kadardır. Tablodan çıkan ortalama nüfus, 4.5 milyonluk şehirlerdir. Beklenen görüntü, artan nüfusa orantılı olarak yöneticilerin gerekli öngörüleri yaparak, insanları rahat biçimde yaşatacak sistemleri devreye sokmalarıdır. Tabloyu ve devamındaki şekilleri incelediğimizde, bunu başaran şehirler olduğu gibi, şu an itibariyle son derece geri durumda olan şehirler de vardır. İstanbul söz konusu olursa, son onbeş yıldır devam eden ve ivmeli bir biçimde artan çalışmaların sonuçlarının ancak önümüzdeki 5-10 yılda görülmeye başlanacağı bu şekillerden açıkca görülmektedir. Örneğin halen dünyanın en kalabalık 20. şehri durumunda olan İstanbul'un beklenen düzeye erişmesi için son yüzyılda yapılmamış olanları da yaparak ve üzerine koyarak diğer şehirlere yetişmesi ve sorunlarını çözmesi gerekmektedir. Bunun bilincinde olan bugünkü şehir yöneticileri, bütçelerinin çok büyük bir bölümünü bu yeraltı sistemlerine ayırdıkları halde, aradaki uçurum son derece büyüktür. Ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapılarını bünyelerinde barındıran 162 şehrin sözkonusu kapasiteleri Tablo 1'de, nüfus, nüfus yoğunluğu, halen işletilmekte olan yeraltı hatlarının uzunluğu ve bu sistemlerdeki istasyon adetleri, her kilometre yeraltı hattına kaç kişinin düştüğü (kaç kişinin kullandığı) ve bu sistemlerin kaç yıldır kullanılmakta olduğu gibi çok ana başlıklar altında verilmiştir.

Tablo 1. Ulaşım amaçlı yeraltı sistemleri olan şehirler ve başlıca özellikleri (USCBIPC, ITA-AITES, AAR, Bobrick'den den değiştirilerek)

	Şehir	Nüfus (milyon)	Nüfus yoğunluğu (kişi / km2)	Hat uzunluğu (km)	İstasyon adedi	Kişi / km hat	Hizmet süresi (yıl)
1	Tokyo	36	4750	336	312	107,101	80
2	Seoul	23,2	16700	287	348	80,864	33
3	Mexico City	22,1	8400	202	175	109,569	38
4	New York	21,8	2050	372	472	58,602	103
5	Mumbai	21,3	29650	171	73	124,561	154
6	Delhi	21,1	11050	65.7	58	321,157	5
7	Sao Paulo	20,4	9000	58.4	57	349,315	33
8	Los Angeles	17,9	414	28	16	639,286	14
9	Shanghai	17,3	13400	104	93	167,150	12
10	OsakaKobeKyoto	16,6	6400	199	189	83,417	74
11	Cairo	15,9	9400	65.5	55	242,748	20
12	Kolkata	15,5	23900	16.5	17	939,394	23
13	Manila	15,4	10550	45.7	42	336,980	23
14	BuenosAires	13,5	4950	42.7	69	316,159	94
15	Moscow	13,4	4900	278	172	48,132	72
16	Beijing	12,7	11500	114	68	111,404	37
17	RiodeJaneiro	12,2	6750	37	34	333,972	28
18	Tehran	12,1	10550	48	40	252,083	7
19	London	12.0	740	421	275	28,504	144
20	Istanbul	11.7	7700	8.2	6	1,426,82	7
21	Paris	9,9	3950	212	381	46,936	107
22	Chicago	9,7	1500	166	151	58,735	115
23	Bangkok	8,8	6450	44	44	201,136	8
24	Wuhan	8,5	100	10.2	10	833,333	3
25	Guangzhu	8,4	116	52.8	62	159,534	8
26	Nagoya	8,2	3150	81.6	93	101,103	50
27	Shenzhen	8,2	461	21.5	19	383,721	3
28	Lima	8,2	11750	10	6	820,000	4
29	Washington	8,1	1300	171	90	47,605	31
30	Tianjin	7,9	10500	72	37	110,447	3
31	Chennai	7,8	14350	15	14	520,000	10
32	Milan	7,4	2750	73.8	88	100,271	43
33	SanFrancisco	7,2	2350	166	43	43,140	35
34	Changchn	7,1	6300	14.6	17	487,671	5
35	HongKong	7,0	641	91	62	77,473	28
36	Taipei	6,9	15200	74.5	64	93,289	11
37	Chongqig	6,3	84	19.5	18	325,641	2
38	Philadelphia	6,0	1100	62	66	97,581	100
39	Chiba	6,0	1175	15.5	18	387,097	19
40	Madrid	5,9	5200	265	269	22,453	105
41	SantiagodChile	5,9	8400	83	92	71,687	32
42	Detroit	5,7	1200	4.8	13	1,197,91	20
43	BeloHorizone	5,7	4600	28.1	19	202,631	20
44	Boston	5,6	124	60.5	66	92,562	110
45	Miami	5,5	1700	36	22	154,167	23
46	Atlanta	5,3	700	79.2	39	67,551	28
47	SaintPetersbug	5,3	8550	106	60	50,711	52
48	Toronto	5,3	2650	71.3	74	75,035	53
49	Pyongyng	5,0	239	22.5	16	224,444	34
50	Barcelona	4,8	4850	105	145	45,802	83
51	Caracas	4,8	1700	60.5	47	79,339	24
52	Singapore	4,7	8350	109	69	43,807	20
53	Nanjing	4,5	68	21.7	16	209,677	2
54	KualaLumpur	4,4	2750	64	60	69,531	11
55	Sydney	4,3	2100	22	14	197,189	81
56	Guadalaja	4,0	5900	24	29	166,667	18
57	Ankara	3,9	5300	23.1	23	168,831	11
58	Berlin	3,8	3750	144	192	26,371	95
59	PortoAllegre	3,8	4800	33.8	17	112,426	22
60	Montreal	3,6	1850	69.2	73	52,746	41
61	Monterrey	3,6	90	23	25	156,522	16
62	Busan	3,5	4800	72	90	49,653	22
63	Recife	3,5	8050	29.3	22	121,160	22
64	NizhniNovgorod	3,5	2950	15.5	14	225,806	22
65	Brasilia	3,3	2900	31	14	108,065	6
66	Rome	3,3	2950	37.4	49	89,572	52
67	Kiev	3,3	3000	58.8	45	56,548	47
68	Atina	3,2	5400	52	48	62,500	53
69	Haifa	3,1	1000	1.75	6	1,771,42	48
70	Medellin	3,1	265	28.8	26	107,639	12
71	Naples	3,1	4100	30.1	30	102,990	14
72	Lisbon	2,9	2550	36.9	48	79,268	48
73	Izmir	2,8	2900	11.5	10	247,826	7
74	Saint Louis	2,8	950	73.4	37	38,828	14
75	San Juan	2,7	950	17.2	16	159,884	2
76	Novosibik	2,7	15	14.3	12	188,811	21
77	Volgogrd	2,7	50	3.3	2	818,182	23
78	Baltimore	2,6	1150	24.5	14	108,163	24
79	Incheon	2,6	2625	23	23	115,217	8
80	Stuttgart	2,6	3000	22.5	17	117,778	41
81	Hamburg	2,5	2300	101	97	25,571	95
82	Sapporo	2,5	5000	48	49	52,083	36
83	Daegu	2,4	2483	53.9	56	45,455	10
84	Budapest	2,3	2450	33	42	71,970	109
85	Fukuoka	2,3	3950	29.8	35	79,698	26
86	Pittsburg	2,3	800	30	3	79,167	22
87	Warsaw	2,3	4300	18.2	17	130,495	12
88	Tashkent	2,3	4150	36.1	29	65,097	30
89	Cleveland	2,2	2400	31	18	72,581	52
90	Torino	2,2	6900	15	11	146,667	1
91	Vancouvr	2,1	1650	50	33	43,500	21
92	Bucharest	2,0	9000	63	46	32,540	28
93	Vienna	1,9	3400	65.1	91	30,261	29
94	Munich	1,9	3100	90.4	98	21,681	36
95	Cologne	1,9	2450	44.9	51	43,430	39
96	Frankfurt	1,9	2300	57.2	28	33,525	39
97	Brussels	1,9	2200	32.2	61	59,317	31
98	Amstrdm	1,9	4400	40	33	47,500	30
99	Baku	1,9	3850	29.9	20	63,545	40
100	Stockhom	1,9	2700	106	104	17,975	57
101	Valencia	1,9	450	31.8	38	59,748	19
102	Hiroshma	1,8	5900	18.4	21	100,543	13
103	Kharkov	1,8	1200	35.4	28	52,260	32
105	Las Vegas	1,8	1750	6.2	7	298,387	3
106	Minsk	1,8	350	27.6	23	65,217	23
107	Kitakyusu	1,6	4900	8.8	13	181,818	22
108	Buffalo	1,5	3000	8.36	8	185,407	22
109	Bursa	1,5	250	17.5	17	88,571	5
110	Ekaterinrg	1,5	750	8.5	7	182,353	16
111	Glasgow	1,5	3250	10.4	15	149,038	111
112	Sendai	1,5	3000	14.8	17	104,730	20
113	Marseille	1,5	1100	19.3	26	77,720	30
114	Rotterdm	1,5	2500	55	37	27,273	29
115	Daejon	1,4	2673	22.6	22	64,159	1
116	Lyon	1,4	1400	29.5	42	49,153	29
117	Copenhag	1,4	1850	16.8	17	83,333	5
118	Dnpoptrk	1,4	350	7.1	6	197,183	12
119	Lille	1,4	2200	45.5	62	30,769	24
120	Porto	1,4	2400	21.7	15	64,516	5
121	Samara	1,4	2000	9.1	8	153,846	20
122	Prague	1,3	1200	54.7	54	24,680	33
123	ValenciaVen.	1,3	1000	6.2	7	209,677	1
124	Sofia	1,2	1200	9.9	8	126,263	9
125	Gwuanju	1,2	5000	11	14	109,091	3
126	Toulouse	1,1	950	12.5	18	92,000	14
127	Kazan	1,1	600	7	5	157,143	2
128	Tblisi	1,1	1000	26.3	22	41,825	41
129	Erevan	1,0	5200	12.1	10	90,083	26
130	Helsinki	1,0	2100	21	17	50,000	25
131	Nremberg	1,0	2500	28.2	42	37,234	35
132	Hannover	1,0	3000	17	21	58,824	32
133	Dusseldof	0.9	2800	11.6	11	85,086	26
134	Bilbao	0.9	8575	38.9	36	24,415	12
135	Ponzan	0.9	2200	6.1	6	154,590	10
136	Newcastle	0.8	1900	76.5	60	10,458	27
137	Catania	0.7	1694	3.8	6	197,368	8
138	Jacksonville	0.7	500	6.9	6	106,522	18
139	Edmonton	0.7	900	13.1	11	55,725	29
140	KryvyyRih	0.7	2560	18	12	39,444	21
141	Naha	0.7	3400	12.8	15	54,688	4
142	Genoa	0.6	2553	4.5	7	137,778	17
143	Dortmund	0.5	2086	17.5	24	33,429	31
144	Essen	0.5	2764	16	22	36,313	40
145	Oslo	0.5	1300	59	69	9,322	41
146	Duisburg	0.5	2144	6	9	83,333	15
147	Antwerp	0.4	1550	7.6	11	60,789	32
148	Bochum	0.3	2590	10	29	37,500	28
149	Palma	0.3	1756	8.3	9	45,181	1
150	Rennes	0.3	350	9	15	40,556	5
151	Wupertal	0.3	2200	13.3	20	27,444	106
152	Bielefeld	0.3	1264	5	7	65,200	36
153	Bonn	0.3	2400	5.2	12	60,385	32
154	Mulheim	0.3	1250	6.8	10	44,118	28

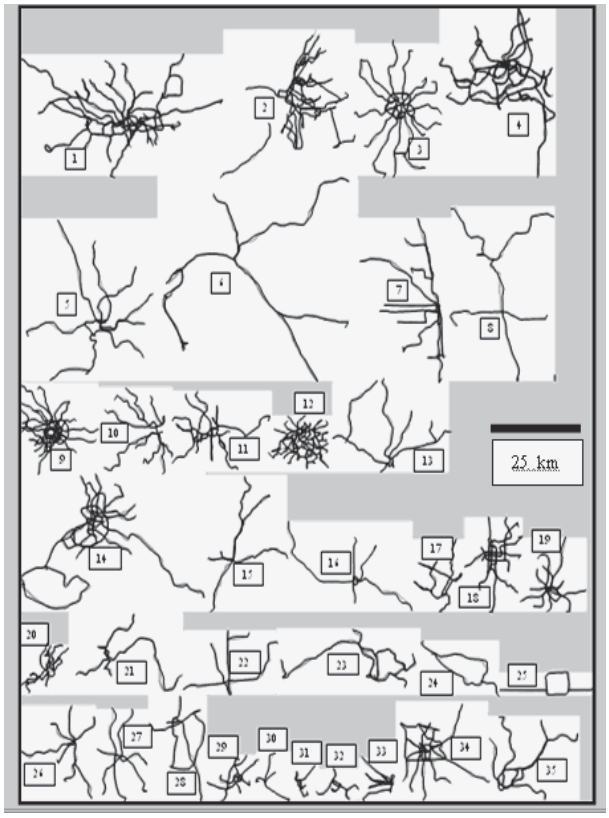
155	Gelsenkcr	0.2	2565	3.7	8	71,892	23
156	Valparaso	0.2	1000	43	20	6,163	2
157	Charleroi	0.2	1972	17.5	20	11,486	31
158	Tama	0.1	200	16	19	11,250	9
159	Kamakura	0.1	4500	6.6	8	26,515	37
160	Ludwigshafen	0.1	2400	4	11	40,750	38
161	Rouen	0.1	700	2.2	5	68,182	13
162	Lausanne	0.1	600	8.2	20	15,854	16

Tüm 162 şehri nüfusları ve sahip oldukları metro hatları ile birlikte gösteren Şekil 5'te büyük nokta İstanbul'un yerini belirtmekte ve 2007 itibarıyla oldukça olumsuz bir tablo gözlenmektedir. En kalabalık şehir (Metropolitan) olan Tokyo (aslında Yokohama ve Kawasaki ile beraber değerlendirilmiştir) 36 milyonluk devasa nüfusuyla başa çıkmış gibi gözükmekte ise de 12.2 milyonluk Londra 421 km lik yeraltı hatlarıyla en rahat pozisyondadır. 372 km ile New York, 21,8 milyonluk nüfusunu rahat ettirmeye çalışmakta ve üst sıralardaki yerini korumaktadır. Ancak Madrid, Moskova ve belki de Seul'un, nüfuslarına oranla en rahat ulaşımı sağlıyor oldukları görülmektedir. Seul şu anda dünyanın ikinci kalabalık Metropolu olmasına rağmen 33 yıldır hizmet verdiği yeraltı ulaşım sistemlerinde yaptığı 287 km lik seviye ve ilerleme başdöndürücüdür. Şehirlerin ortalama nüfusu 4.5 milyona, her şehirdeki hat uzunluğu 52 km ye, toplam hat uzunluğu 8363 km. ye denk gelmektedir.

Bombay ve Londra, en eski Metroları ile başı çekmektedirler. 150 yıllık yer altı mühendislik yapılarına sahip bu iki şehri 100–120 yıllık geçmişleriyle Wuppertal, Glasgow, Budapeşte, Philadelphia, Madrid, Boston, Paris, Chicago Metroları izlemektedir (Şekil 5). Büyük nokta İstanbul'un önünde uzun bir yol görülmektedir. Beyoğlu'ndaki Tünel, değerlendirmeye alınmamıştır.

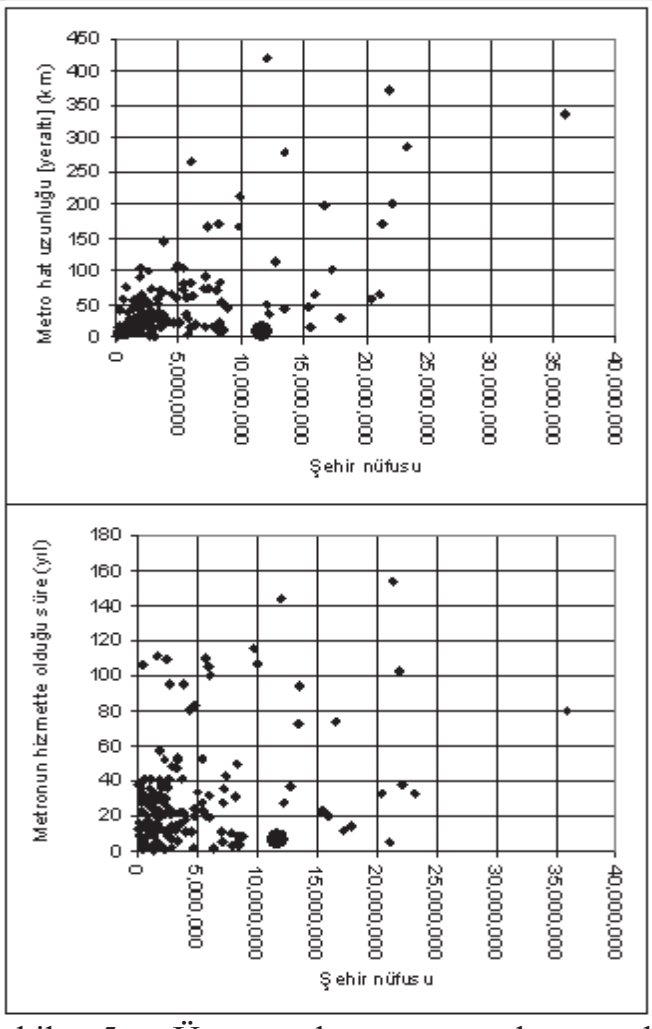
Çok büyük bir çoğunluk, 0 - 400 000 kişi/km hat aralığına yerleşmiştir. Tokyo'nun refah seviyesi, en sağdaki nokta ile açıkça bellidir. 5.75 milyonluk Detroit'in karayolu ve otomobil endüstrisinin merkezi olması dolayısıyla, km ye 1200 kişi ile sondan üçüncü olması o kadar vahim görülmemelidir. Volvograd, Lima ve Kalkuta, ortalamanın 4-5 katı yoğunluğa sahiptirler. İstanbul'un dünya ortalamasını yakalayabilmesi için şu anki nüfusuyla 75 km yeraltı metro hattının işletimde olması gerekmektedir. Kilometre hat başına istasyon sayıları ile ilgili olarak ortaya çıkan sonuç ilgi çekicidir (Şekil 6). Dünya ortalamasına kabaca bakılırsa, her 1 kilometre yeraltı hattı için 1 adet İstasyon bariz olarak görülmekte olup bu yaklaşım iyi bir kabul edilebilirlik katsayısına sahiptir (0.84). İstanbul bu şartı sağlamaktadır. Paris ve New York, istasyon sayıları olarak ortalamanın çok üzerindirler.

Tüm şehirlerin ortalamasına gore kilometre hat başına düşen insan sayısı 150 000'dir. İstanbul'da (büyük nokta) bu sayı on kat fazla olup sondan ikinci sıradadır (Şekil 6).

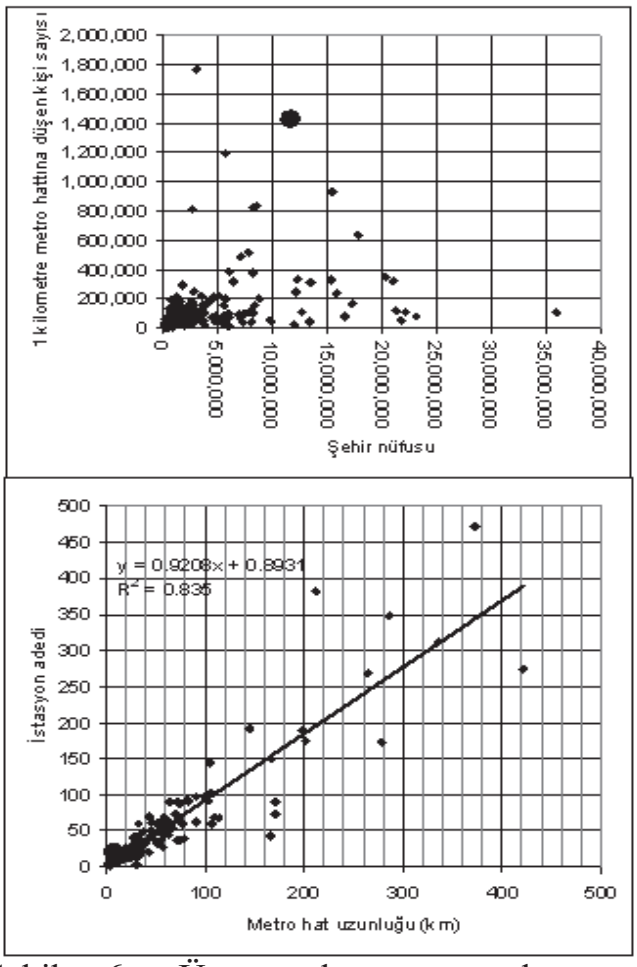


Şekil 3. Ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan başlıca şehirler ve bu sistemlerin ağ yapısı. (Ölçek bütün şehirler için aynıdır).
1: Londra, 2: New York, 3: Moskova, 4: Seul, 5: Washington DC, 6: San Fransisco, 7: Chicago, 8: Los Angeles, 9: Tokyo, 10: Stockholm, 11: Berlin, 12: Paris, 13: Singapur, 14: Madrid, 15: Atlanta, 16: Philadelphia, 17: Montreal, 18: Osaka, 19: Munih, 20: Barcelona, 21: Atina, 22: Toronto, 23: Hong Kong, 24: Vancouver, 25: Pekin, 26: Boston, 27: Saint Petersburg, 28: Santiago, 29: Viyana, 30: Budapeşte, 31: Marsilya, 32: Bruksel, 33: Buenos Aires, 34: Mexico City, 35: Hamburg.

Şekil 4. Kuzey Amerika'daki metro hatlarının basitleştirilmiş planı.(Ölçek bütün şehirler için aynıdır)

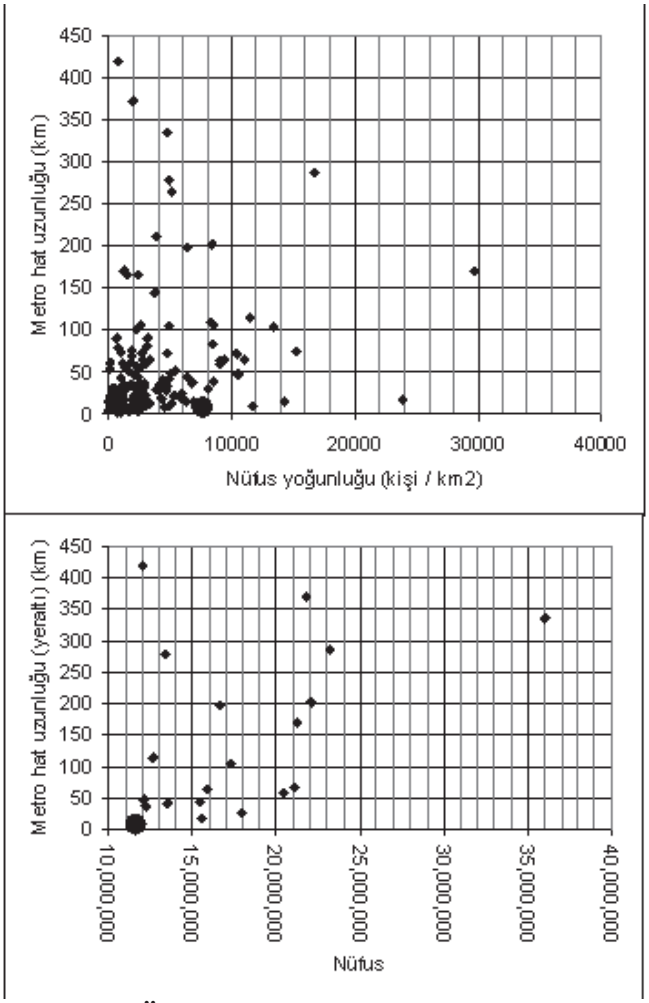


Şekil 5. Üstte ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirler ve bu sistemlerin uzunluğu. Altta ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirler ve bu sistemlerin işletimde olduğu süre.



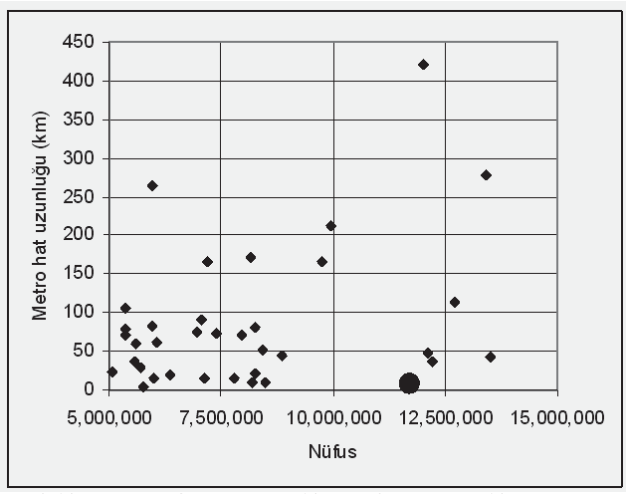
Şekil 6. Üstte ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirler ve bu sistemlerde kilometre hat başına düşen kişi sayısı. Altta ulaşım amaçlı yeraltı mühendislik yapısı olan şehirlerde hat uzunluğu ve istasyon sayısı arasındaki ilişki. Büyük nokta İstanbul'u gösterir.

Her nekadar nüfus yoğunluğu ve yeraltı hat uzunluğu arasında düzgün bir dağılım görülmese de (Şekil 7), en büyük şehrimiz çok alt sıralardaki yerini korumaktadır. Londra, New York ve Tokyo, nüfus yoğunluklarına göre en rahat pozisyondalardır. Durumumuzu daha farklı ve gerçekçi bir ölçekten görmek ve İstanbul'u kendi sınıfındaki diğer şehirlerle karşılaştırmak istersek, tablonun daha da vahimleşmekte olduğunu görürüz (Şek. 7). Burada nüfusu 10 milyondan daha fazla olan Metropoller ve şu anda işlettikleri yeraltı metro hatları görülmekte olup, büyük nokta İstanbul'u gösterir. 12 milyonluk iki şehirden birinin hat uzunluğu 8 km, diğeri ise 421 km dir.



Şekil 7. Üstte şehirlerde nüfus yoğunluğu ile hat uzunluğu arasındaki ilişki. Altta nüfusu on milyondan fazla olan şehirlerde ulaşım amaçlı yeraltı hat uzunlukları. Büyük nokta İstanbul'u gösterir.

Şekil 8'de ise yine bir başka ölçeğe koyarak, nüfusları 5 ile 15 milyon arasında olan şehirler içinde İstanbul'un durumu görülmekte olup büyük nokta ile işaretlenmiştir.



Şekil 8. Nüfusu 5 milyonla 15 milyon arasında olan şehirlerde ulaşım amaçlı yeraltı hat uzunlukları.

5 SONUÇLAR VE TARTIŞMA

- 1874 ile 1992 yılları arasında (118 yıl) ülkemizde şehir içi yeraltı demiryolu taşımacılığı adına kapsamlı bir proje gerçekleştirilmemiştir. Oysa 1863 yılında Londra'da, 1868'de New York'ta 1871'de Paris'te, ilk Metrolar hizmete girmiştir. Dünyada 1983'te 50, 1993'te 150 metro şebekesi bulunmaktaydı.
- Dünya nüfusunun 2010'da 6.8 milyar, 2020 de 7.6 milyar, 2030'da 8.3 milyar, 2040'ta 8.9 milyar, 2050'de 9.4 milyar olması ancak bu artmanın yavaşlaması beklenmektedir.
- Yatay gelişme, yeşil alanların yokedilmesi, gezegenin gereğinden çok ısınması , gereksiz biçimde karayolu ve fosil yakıtlara yönelme, altyapı sistemleri olmayan ya da yarım yamalak köy şehirlerin ya da dev köylerin kurulmasına yol açmış, öngörüsü, ufku ve vicdanı kıt insanların önderliğinde birçok devletin ekonomik bağımsızlığı tehlikeye düşmüş, insanlarının mutsuzluğu ek sorunlar getirmiş, mühendisliğin ana amaçlarından olan hayat kalitesini yükseltme gibi bir ülkü gündemden düşmüştür.
- Günümüzde şehirlerdeki ulaşım amaçlı tüneller, yüzeyden trafik yükünü aldığı gibi, trafik gürültüsünü de ortadan kaldırmakta, hava kirliliğini azaltmakta, trafiğin akıcılığı artmaktadır. Yüzeydeki alanlar, trafik ortadan kalkınca, başka ve daha yararlı amaçlar için kullanılabilmektedir.
- Bir ulaşıma "hızlı" denilebilmesi için şehir içinde (şu an için) elektrikle çalışan raylı bir teknolojiye dayalı ve insanları topluluk halinde taşımaya yönelik olması, diğer trafik biçimlerinden tam olarak bağımsız olması, ve yüksek bir sefer sıklığına sahip olması gerektiği günümüzde kabul görmektedir.
- En fazla yüzelli yıllık bir geçmişi olan raylı sistemlerin yeraltını da içeren teknolojilerini bugün işletmekte olan 162 şehir bulunmaktadır.
- Dünya ortalamasına kabaca bakılırsa, her 1 kilometre yeraltı hattı için 1 adet İstasyon bariz olarak görülmekte olup bu yaklaşım iyi bir kabul edilebilirlik katsayısına sahiptir.
- Günümüzde Tokyo, Londra, New York, Paris, Moskova, Seul, Madrid, Mexico City,

San Fransisco, Washington, Osaka-Kobe-Kyoto, 200 km nin üzerinde yeraltı sistemlerine sahip metropoller olup, nüfuslarına oranla kabul edilebilir ve genellikle de ortalamanın üzerinde rahatlık sağlayabilmektedirler.

- Halen dünyanın en kalabalık 20. şehri durumunda olan İstanbul'un beklenen düzeye erişmesi için son yüzyılda yapılmamış olanları da yaparak ve üzerine koyarak diğer şehirlere yetişmesi ve ulaşım sorunlarını çözmesi gerekmektedir. Bunun bilincinde olan bugünkü şehir yöneticileri, bütçelerinin çok büyük bir bölümünü bu yeraltı sistemlerine ve mühendislik yapılarına ayırdıkları halde, aradaki uçurum son derece büyüktür. İstanbul'un dünya ortalamasını yakalayabilmesi için şu anki nüfusuyla en azından 75 km yeraltı metro hattının işletimde olması gerekmektedir. Konuyla ilgili profesyonellerin en azından bu çalışmada verilen şekillerden bazılarını arada sırada bakıp görebilecekleri bir yerde bulundurmaları tavsiye edilir. Yüzyıllık boşluk ve bu dönemde ülkemizin geçirdiği değişimlerin bizler için bahane olması kabul edilemez çünkü bunların çok daha şiddetlilerini geçirmiş toplumlar şu anda her alanda olduğu gibi bu konuda da en üst sıradadırlar. Doğru çalışma sabır ve azimle gerek şehirlerimizin gerekse ülkemizin bir bütün halinde olması gerektiği düzeye çıkması için geleneksel koşullar ve yoğunlukların çok üzerinde bir tempoyla çalışmamız gerekmektedir.

KAYNAKLAR

AAR-Association of American Railroads, 2007. Information Database www.aar.org . Pearson Education, Inc.

Badsey-Ellis, Antony, 2005. London's Lost Tube Schemes. Harrow: Capital Transport, 320. ISBN 185414 293 3.

Bobrick, B., 1981. Labyrinths of Iron: A History of the world's subways, Newsweek Books, New York, (352 s.)

Eugene-Henri Gavand, 1876. Chemin de fer métropolitain de Constantinople.

ILN-Illustrated London News, 1862.

ITA-AITES - International Tunneling Association, c/o EPFL, CH - 1015 Laussanne, 2007. http://www.ita-aites.org/cms/1399.html

SMG-Seoul Metropolitan Government, 2006. Experiences in Seoul Subway Development

UNPDID-United Nations Population Division Information Database, 2007. World Population Milestones. Pearson Education Inc.

URBAN-www.urbanrail.net. 2006. America: Subte (Subway) de Buenos Aires (Argentina).

USCBID-U.S. Census Bureau, 2007. International data base, July version.

USCBID-U.S. Census Bureau, International Database, Information Database 2007. Total Population of the World by Decade, 1950–2050. Pearson Education, Inc.

USCBIPC-U.S. Census Bureau, International Programs Center, 2007. Total Population of the World, projected to 08/29/07 at 09:35 GMT (EST+5) http://www.census.gov/ipc/www/popclockworld.html

Marmaray Projesi, Demiryolu Boğaz Geçişi, Tüneller ve İstasyonlar İnşaatı – Sözleşme BC1

Marmaray Pro ect, ail ay Bosphorus Tu e Crossing, Tunnels and Stations Contract BC

Niyazi Şennazlı, Orhan Şimşek
Avrasya V, Sial er ilimleri Etüd ve Müşavirlik td, İstan ul

Sinan Biberoğlu, Ömer Olgunöz
Taisei ama Nurol V, İstan ul

ÖZET Marmaray Projesi, İstanbul'un iki yakasında toplam 76 km boyundaki mevcut Halkalı-Sirkeci ve Haydarpaşa-Gebze banliyö hatlarının iyileştirilmesi (CR1), İstanbul Boğazı'nda kesintiye uğrayan kısmında birbirine batırma tüp tünel ile bağlanması (BC1) ve çeken çekilen araçların temin edilmesinden (CR2) oluşan 3 ayrı ihale paketidir. Bu proje tamamlandığında, tek yönde, bir saatte 75.000 yolcu taşıma kapasitesi elde edilecektir. Demiryolu Boğaz Tüp Geçişi (Marmaray) BC1 Projesi, Asya ve Avrupayı İstanbul Boğazının altından birbirine demiryolu ile bağlayan yüzyıllık bir rüyadır. Bu rüyanın yanı sıra Marmaray BC1 Projesi, yerleşimi yoğun ve özellikle İstanbul Tarihi Yarımadasını kat etmesi ve batırma tüp tünel güzergahına yaklaşık 16 km mesafede Marmara Denizinden geçen, büyük depremler üreten (M>7) aktif Kuzey Anadolu Fay Hattına yakın olması sebebi ile de çarpıcı bir projedir. Marmaray BC1 Projesi, yaklaşık 13,5 km uzunluğunda olup, Kazlıçeşme (Avrupa) – Ayrılıkçeşme (Asya) arasında yer almaktadır. Marmaray BC1 projesi, 1387 m batırma tüp tünel (en derin yerinde -56m kotuna batırılacak dünyadaki en derin batırma tüp tünel), 10 km çift tüp delme tünel (TBM ve NATM beraber), 670 m istasyonlar dahil aç-kapa tünel, 1790 m istinatlı dolgu, yarma ve yüzey yapılarından oluşmaktadır.

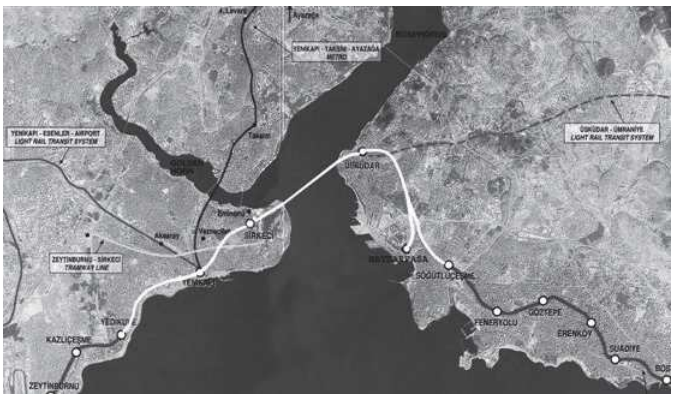
ABSTRACT The Marmaray Project consists of three separate contracts including the upgrading of existing commuter railway of total length of 76 km at both side of Istanbul (CR1), connection with immersed tunnel of interrupted portion at İstanbul Strait (BC1) and provision of rolling stocks (CR2). When this project is completed, a number of 75000 passengers will be transferred in one hour (in one way). Railway Bosphorus Tube Tunnel Crossing (Marmaray) BC1 project is a centennial dream to connect the either side of İstanbul under the Bosphorus. Besides the dream, Marmaray project is also a striking project, that passing through highly populated areas, especially İstanbul Historical Peninsula and location of project is only 16 km away from the active North Anatolian Fault Zone that produced earthquakes with high magnitudes (M>7). Marmaray BC1 Project is located between Kazlıçeşme (European Side) and Ayrılıkçeşme (Asian Side) with length of 13,5 km. BC1 project consists of 1387m immersed tube, (at an elevation of - 56m, deepest immersed tube in the world), 10 km bored tunnel (double tube), 670 m cut and cover tunnel (stations included), 1790 m retaining fill and cut and at grade structures.

1 GİRİŞ

Marmaray BC1 Projesi için üç aşamalı araştırma programı uygulanmıştır. İlk saha araştırma çalışmaları ön proje safhasında 1985-1987 yıllarında, ihale öncesi 2002-2003 yılında karada ve denizde daha gelişmiş teknikler kullanılarak ikinci ve inşaat aşamasında ise 2004 yılında üçüncü kez zemin araştırma programları uygulanmıştır. Denizde ve karada yapılan zemin araştırmalarının amacı, proje güzergahı üzerindeki zemin/kaya sınırlarının ve davranışlarının tespit edilmesi, zemin/kayaların jeoteknik ve kütle parametrelerinin tespit edilmesi, projenin işletim süresinde karşılaşma olasılığı çok yüksek Marmara Depreminde zeminlerin davranışlarının ve olası sıvılaşma zonlarının tespiti, denizde ve karada inşa edilecek yapıların deprem anında ve statik durumdaki davranışlarının irdelenmesi, NATM / TBM ile açılacak olan tünellerin tasarımında kullanılacak statik ve dinamik parametrelerin belirlenmesi ve yeraltısu durumu ve kaya/zeminlerin permeabilite değerlerinin tespit edilmesidir.

Marmaray BC1 Projesi, yaklaşık 13,5 km uzunluğunda olup, Kazlıçeşme (Avrupa) – Ayrılıkçeşme (Asya) arasında yer almaktadır (Şek. 1). Marmaray BC1 projesi;

- 1387 m batırma tüp tünel (en derin yerinde -56m kotuna batırılacak dünyadaki en derin batırma tüp tünel),
- 10 km çift tüp delme tünel (TBM ve NATM beraber),
- 670 m istasyonlar dahil aç-kapa tünel,
- 1790 m istinatlı dolgu, yarma ve yüzey yapılarından oluşmaktadır.



Şekil 1. Proje Güzergahının Plan Görünüşü

2 YAPILAN ARAŞTIRMALAR

Marmaray Projesi kapsamında üç aşamalı bir Jeoteknik araştırma programı uygulanmıştır. Bunlar sırasıyla aşağıda anlatılmaktadır.

2.1 Ön Jeoteknik Çalışmaları

Proje kapsamında ilk çalışma 1985-1987 yıllarında Yenikapı ile Söğütlüçeşme istasyonları arasında kaya ve zemin koşullarında, karada 37 adet (1394 m) ve denizde 20 noktada (772 m) zemin araştırma sondajı, kuyu içi deneyleri ile laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Boğaz'daki deniz sondajları zamanın teknolojisi kullanılarak katamaran tipi duba üzerinden SPT deneyleri yapılarak tamamlanmıştır.

2.2 İhale Öncesi Jeoteknik Çalışmalar

İkinci tur araştırma çalışmaları, 2002 ile 2003 yılları arasında, Yedikule ile Söğütlüçeşme arasında yapılmıştır. Bu tur çalışmada karada;

- 26 adet, toplam 1070 m sondaj (zeminden örselenmiş-örselenmemiş numune ve karot alınması dahil),
- Laboratuvar testleri
- Jeofizik araştırma (up/down hole ve cross hole), derin istasyonlarda,

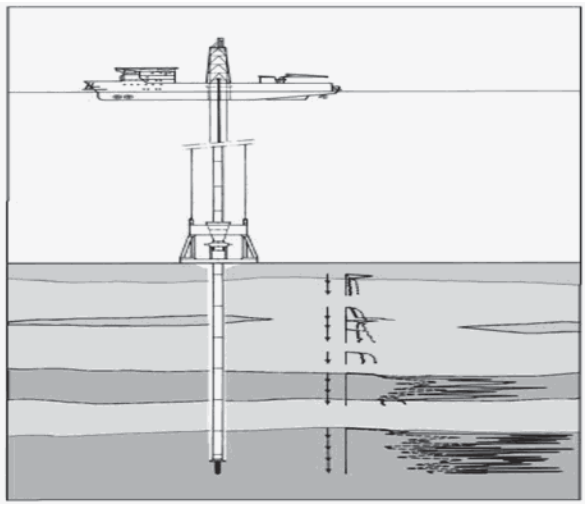
Denizde ise;

- 7 noktada, toplam 350 m sondaj (en derini deniz tabanından 85 m derine kadar inen, sürekli Koni Penetrasyon Testleri-CPT ve her 3 m'de bir örselenmiş-örselenmemiş numune ve kayadan karot alınması dahil),
- 2 sondajda, deniz tabanından 10 m kaya içine kadar P-S logging test,
- Laboratuvar testleri (zemin, kaya ve çevre deneyleri),
- Ayrıca Boğaz'da tek kanallı jeofizik-sismik yansıma ve batimetrik etütler

gerçekleştirilmiştir.

Denizde yapılan çalışmalar en son teknolojiye sahip, Hollanda firması Fugro'ya ait deniz üzerinde çapa atmadan dinamik pozisyonda durabilen bir gemi üzerinden yapılmıştır. Üç metrelik ilerleme boyu ve 9 ton itme kapasiteli Şekil 2'de gösterilen Wison tipi koni penetrayon testi (CPT) sayesinde elde edilen, zeminin uç direnci,

çevre sürtünme direnci ve boşluk suyu basınçları parametreleri kullanılarak, batırma tüp güzergahındaki zemin-kaya profili çıkarılmış ve olası sıvılaşma zonları tanımlanmıştır.



Şekil 2. Wison tipi CPT Ekipmanı

Jeofizik-sismik yansıma çalışmaları; tek kanallı boomer kullanılarak batırma tüp tünel güzergahının her iki tarafından 500 m açılarak, hat koridorundan boyuna yönde 100 m aralıklarla, koridora dik açı ile 25 m aralıklarla, sparker kullanılarak ise boyuna yönde 3 profil, enine yönde ise 100 m aralıklarla gerçekleştirilmiştir.

2.3 İhale Sonrası Jeoteknik Çalışmalar

Proje, tasarla ve yap (Design and Built) sözleşme şekli olarak ihale edildiğinden yükleninicin yapması gereken minimum araştırma programı işveren sözleşmesinde belirtilmiş olup, bu kapsamda aşağıdaki nihai araştırma programı gerçekleştirilmiştir; Karada;

- 120 adet, toplam 4000 m sondaj (zeminden örselenmiş-örselenmemiş numune ve kayadan karot alınması dahil),
- Yerinde arazi deneyleri (permeabilite, packer, pressiyometre),
- Laboratuvar deneyleri
- Jeofizik araştırma, P-S logging (istasyonlarda),

Denizde ise;

- 9 noktada, toplam 450 m sondaj (sürekli CPT ve her 3 m'de bir örselenmiş-örselenmemiş numune ve kayadan karot alınması dahil),
- Laboratuvar testleri (zemin, kaya deneyleri)

yapılmıştır. Deniz çalışmaları 2002 yılındaki gibi Fugro tarafından gerçekleştirilmiştir.

3 JEOTEKNİK DEĞERLENDİRME

3.1 Delme Tüneller

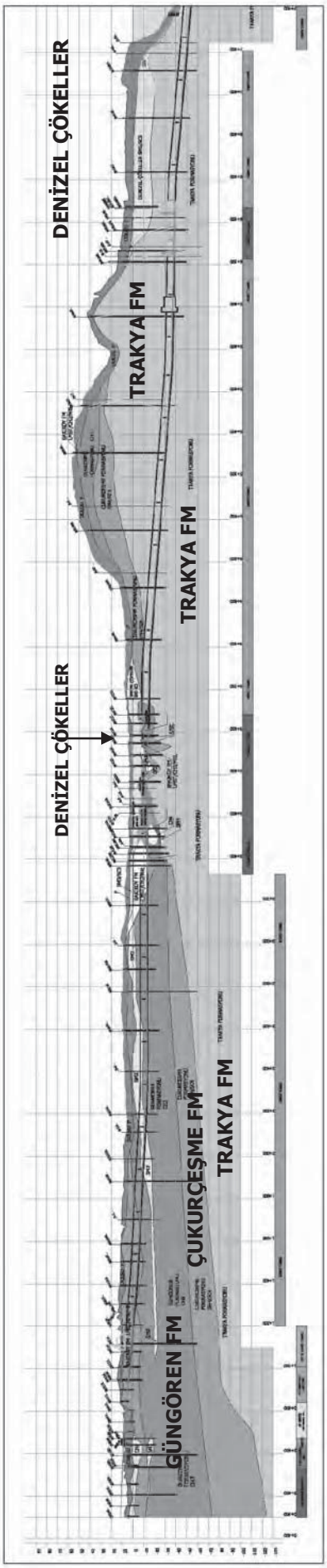
Yukarıda anlatılan jeoteknik çalışmalar sonucunda, tünel hattı boyunca zemin/kaya durumu Tablo 1'de özetlenmiş ve Şekil 3 ve 4'de görülen jeolojik profil çıkarılmıştır. Tablo 1'de görüldüğü gibi, tünel beş ana formasyon içerisinden geçmektedir. Bunlar Bakırköy, Güngören, Tuzla, Baltalimanı ve Trakya Formasyonları'dır.

3.1.1 Bakırköy Formasyonu

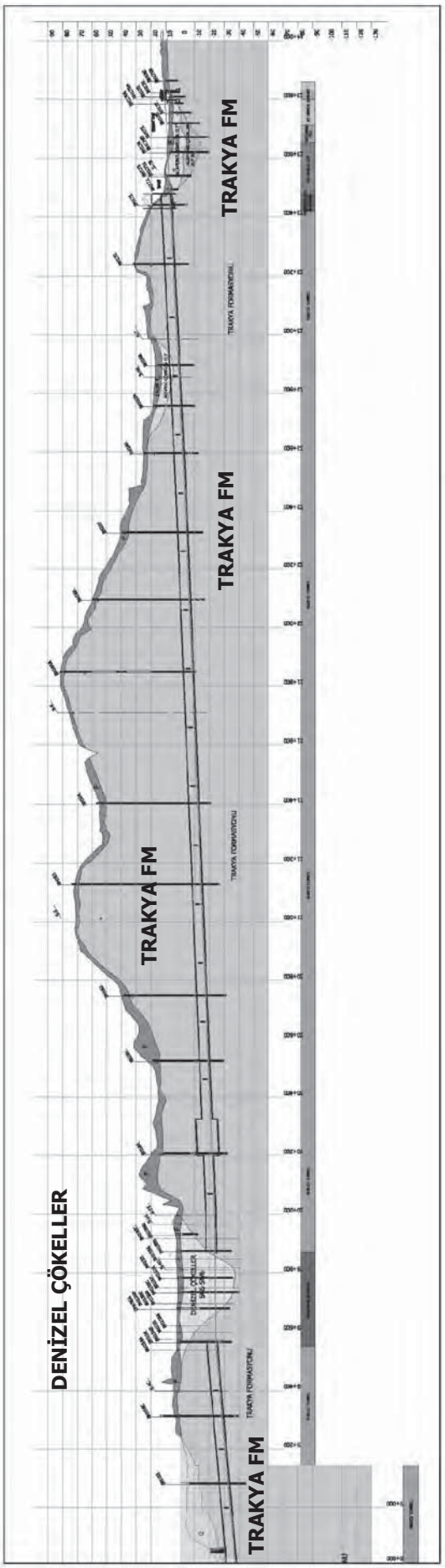
Orta-üst Miyosen yaşlı bu formasyon, proje güzergahının en batısında, km 0+960 ile km 1+800 arasında, kireçtaşı-kil-siltli kumlu kil ardalanması şeklinde görülmektedir. Killer aşırı konsolide çok katı-sert kıvamdadır. Kireçtaşı tabakaları yeraltısuyu içermektedir. Killerin Tünel seviyesinde SPT N değerleri 30'un üzerinde olup derinlikle beraber değerler artmaktadır (Şek. 5). Birleşik zemin sınıflamasına göre Bakırköy Formasyonunun killeri CH-CI, kohezyonsuz seviyeleri ise SC, SP-SC ve SW-SC olarak tanımlanmıştır (Şek. 6).

3.1.2 Güngören Formasyonu

Yapılan sondajlara göre, Orta-üst Miyosen yaşlı Güngören Formasyonu güzergahın batısında km 1+800 ile km 4+560 arasında tünel seviyesinde, kum mercekli aşırı konsolide, çok katı-sert kıvamlı kil / siltli kil olarak görülmektedir. Formasyon içerisindeki kum mercekleri basınçlı akifer niteliğinde yeraltısuyu taşımaktadır. Birleşik zemin sınıflamasına göre, kohezyonlu seviyeler, CH ve MH-OH, kohezyonsuz seviyeler ise SC, SP-SC ve SW-SC olarak tanımlanmıştır (Şek. 7). Bu formasyonda elde edilen SPT N değerlerinin derinlik ile değişimi Şekil 8'de verilmektedir.



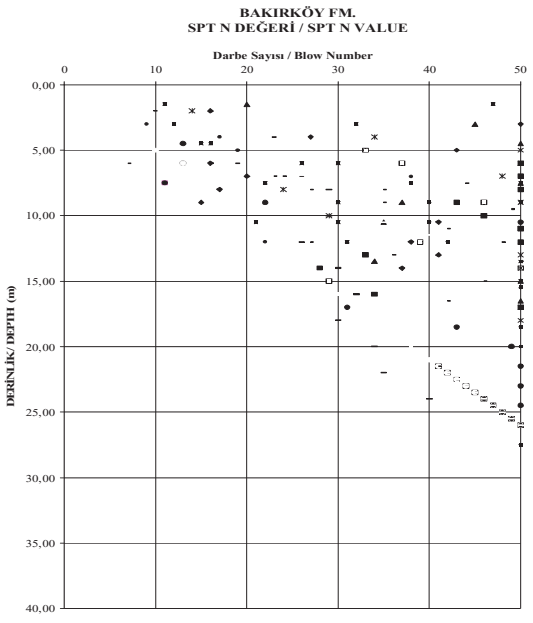
Şekil 3. Avrupa Tarafı Jeolojik Profil



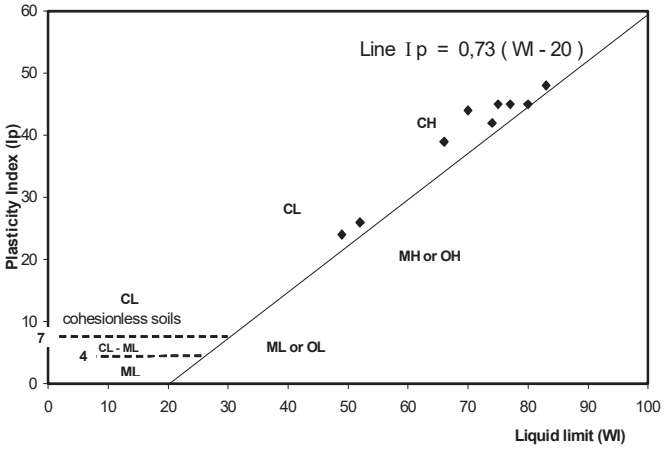
Şekil 4. Asya Tarafı Jeolojik Profil

Tablo 1. Delme Tünel Boyunca Zemin/Kaya Durumu

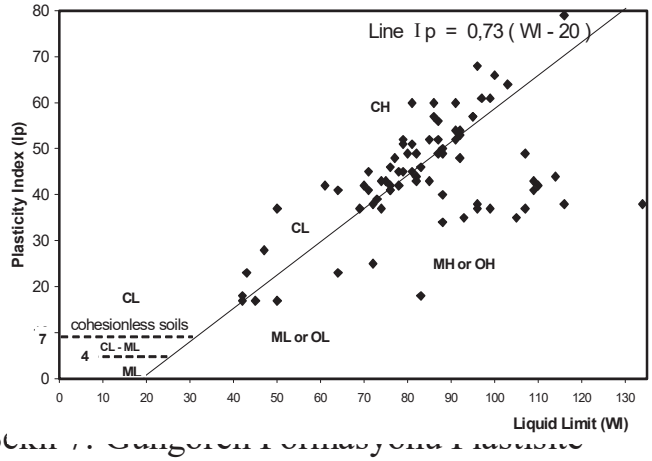
Km	Yapı	Formasyon
0+000~0+960	Yüzey	Dolgu
0+960~1+200	Aç&Kapa	Dolgu
		Bakırköy
1+200~1+800	Delme Tünel	Bakırköy
1+800~3+685	Delme Tünel	Güngören
3+685~4+080	Yenikapı İst. Aç&Kapa	Dolgu
		Denizel Çökel
		Güngören
		Çukurçeşme
4+080~4+140	Delme Tünel	Güngören
4+140~4+420	Delme Tünel	Trakya
4+420~4+560	Delme Tünel	Güngören
4+560~6+225	Delme Tünel	Trakya
6+225~6+460	Sirkeci İst.	Trakya
6+460~7+427	Delme Tünel	Trakya
7+427~8+814	Batırma Tünel	
8+814~9+599	Delme Tünel	Trakya
9+599~9+824	Üsküdar İst. Aç&Kapa	Dolgu
		Denizel Çökel
		Trakya
9+824~12+745	Delme Tünel	Trakya
12+745~12+950	Delme Tünel	Alüvyon
		Trakya
12+950~13+410	Delme Tünel	Tuzla
		Baltalimanı
		Trakya
13+410-13+860	Aç&Kapa	Dolgu
		Alüvyon
		Trakya



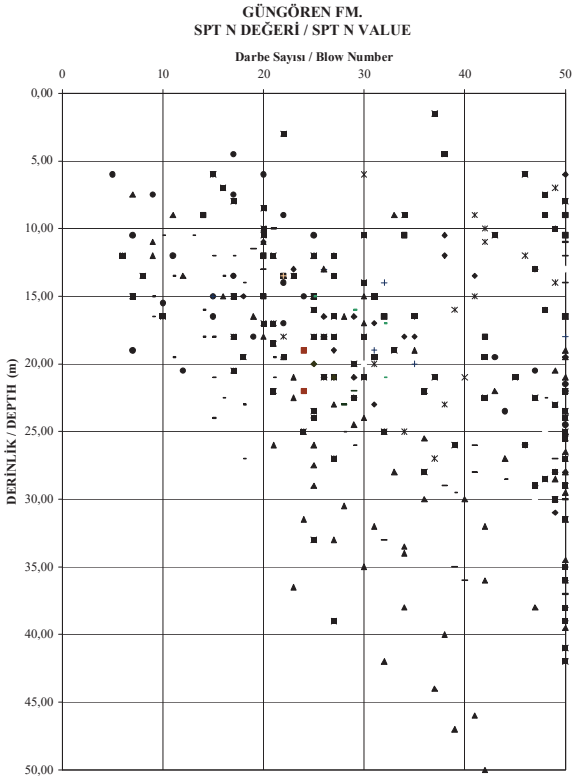
Şekil 5. Bakırköy Formasyonu SPT N değerinin derinlik ile değişimi



Şekil 6. Bakırköy Formasyonu Plastisite Kartı



Şekil 7. Güngören Formasyonu Plastisite Kartı



Şekil 8. Güngören Formasyonu SPT N değerinin derinlik ile değişimi

3.1.3 Çukurçeşme Formasyonu

Orta-üst Miyosen yaşlı Çukurçeşme Formasyonu'na, yapılan sondajlara göre, Yenikapı istasyon bölgesinde, Km 3+770 ile Km 3+900 arasında, sınırlı bir alanda, istasyon temel taban seviyesinin az üzerinde, Güngören kilinin altında, Trakya Formasyonu'nun üzerinde rastlanmıştır. Formasyon sarımsı kahverenkli sıkı-çok sıkı killi siltli kum ve aralarda yer yer ince kil bantları ile temsil edilmektedir.

Tünel seviyesinde SPT N değerleri 50'nin üzerinde olup derinlikle beraber değerler artmaktadır. Formasyon yarı basınçlı / basınçlı akifer niteliğinde yeraltısuyu taşımaktadır. Birleşik zemin sınıflamasına göre, formasyon SP-SM ve SC olarak tanımlanmıştır.

3.1.4 Tuzla Formasyonu

Marmaray güzergahı boyunca Paleozoyik yaşlı istifin üst düzeylerinde bulunan Üst Devoniyen yaşlı Tuzla Formasyonu, açık gri-gri renkli, orta derecede - az ayrışmış, tünel seviyesinde ayrışmamış, orta sağlam yumrulu kireçtaşları ile temsil edilmektedir. Yumrulu kireçtaşlarının ilksel yapısı orta kalın tabakalı kireçtaşı ile laminalı çamurtaşı ardalanmalarından oluşmaktadır. Bu formasyona Asya yakasında, Bağlarbaşı Tepesi'nin altında ve Üsküdar Meydanı-Bağlarbaşı Tepesi arasında 2 ayrı sondajda rastlanmıştır. Tuzla Formasyonu kaya kütlesi ortalama 60 MPa tek eksenli basınç mukavemetine sahip, orta sağlam-sağlam dayanımlıdır.

3.1.5 Baltalimanı Formasyonu

İstanbul Paleozoyik istifinde, Tuzla Formasyonu üzerine Alt Karbonifer yaşlı Baltalimanı Formasyonu gelmektedir. Formasyon, siyah renkli, laminalı-ince tabakalı fosfat yumrularından oluşan aşırı kıvrımlı sağlam Çörtler ile temsil edilmektedir. Bu formasyona Asya yakasında yapılan sondajlardan sadece bir tanesinde rastlanmıştır.

3.1.6 Trakya Formasyonu

Alt-orta Karbonifer yaşlı Trakya formasyonu yeşilimsi kahve-gri koyu gri renkli kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı (şeyl) ardalanmalarından oluşan derin denizel, fliş karakterli bir istiftir. Kaya kütlesi genellikle orta derecede ayrışmışdan ayrışmamış-tazeye kadar ayrışma sergilemekte, süreksizlikleri yakın-orta derecede aralıklıdır. Bozulmamış kaya mukavemeti, zayıf kaya ile çok sağlam kaya aralığında yeralmaktadır (Şek. 9). Andezit, Diyabaz sokulumları Trakya Formasyonu'nu dayk ve sil şeklinde kesmektedir. Sokulumlar dokanaklarda pişik ve ezik kontak zonlar meydana getirmekte ve bunun neticesinde kaya kalitesi bozulmakta ve buralardan yeraltısuyu geliri görülmektedir.

Trakya formasyonu Jeoteknik açıdan üç bölüme ayrılabilir.

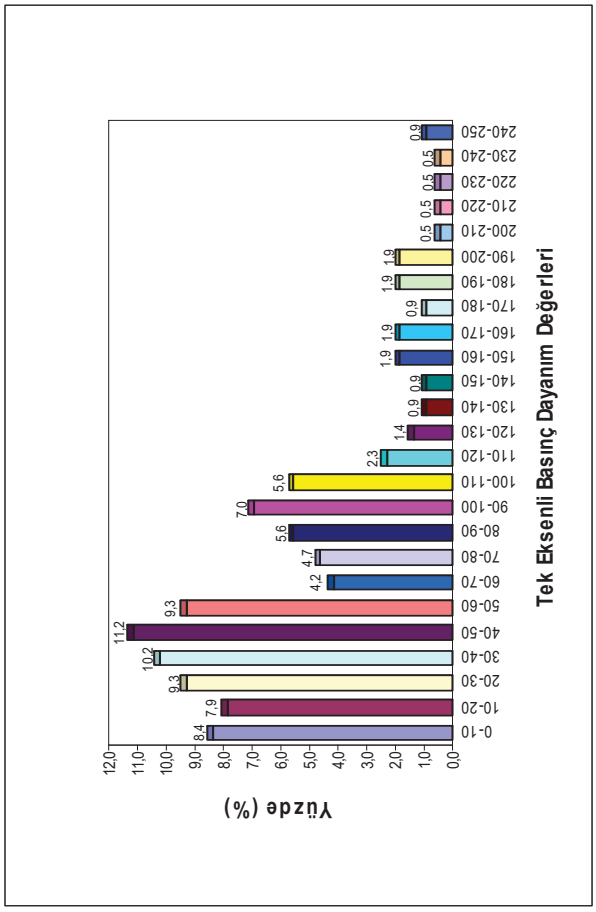
Faylı / Ezik zonlar: Bu zonlara santimetreden bir kaç metre seviyesine kadar varan fay zonlarında, ezilmiş/makaslanmış çamurtaşı (şeyl) seviyelerinde ve sokulum dokanaklarında ratlanılmaktadır. Bu zonların bozulmamış-intact seviyelerinde kayanın tek eksenli basınç mukavemeti 2 ile 20 MPa arasında değişmektedir.

Ortalama Kaya kütlesi: Bu kütle kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı (şeyl) ardalanmalarından meydana gelmekte olup, 70 MPa tek eksenli basınç mukavemetine sahip, orta sağlam-çok sağlam kaya sınıfındadır.

Sağlam Kaya kütlesi: Bu bölüm kayaçlar ayrışmamış-taze, 180 MPa'dan daha yüksek basınç dirençine sahip, çok sağlam kumtaşı ve diyabaz sokulumlarından oluşmaktadır.

Ayrışmamış, sağlam, kuvars daneli kumtaşı ve diyabaz tabakalarından alınmış 6 adet numune üzerinde Cerchar Aşınma İndeks Testi yapılarak, kaya kütlesinin aşınma indeks değeri tespit edilmiştir.

Trakya Formasyonu içerisindeki silttaşı ve çamurtaşı litolojilerinin kumtaşı ve diyabazlara göre aşındırıcı olmadığı kabul edilmiştir. Yapılan test sonuçlarına göre, numunelerin % 30'u aşındırıcı (aşındırıcılık indeksine göre 1-2), kalan % 70 ise çok aşındırıcı (aşındırıcılık indeksine göre 2-4) sınıfında kalmıştır.



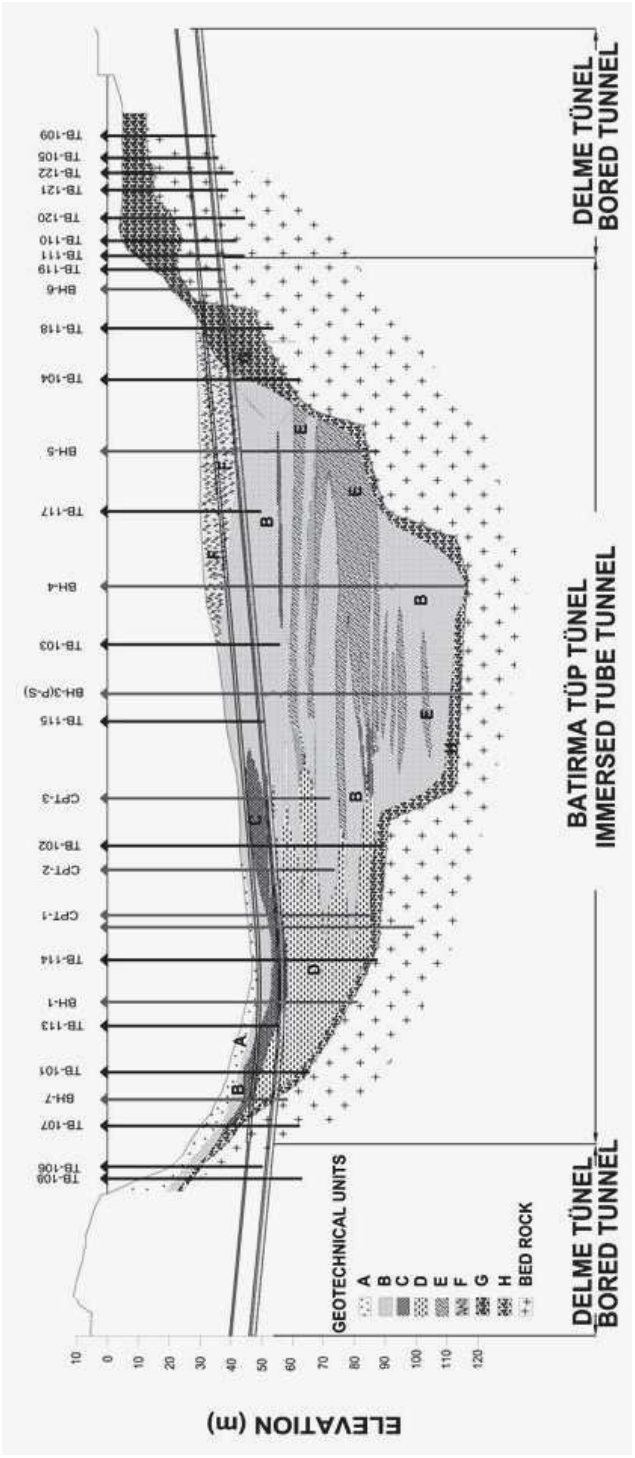
Şekil 9. Trakya Formasyonu'nda yapılan Tek Eksenli Basınç Dayanım Testlerinin Yüzde Dağılımı

3.2 Batırma Tüp Tünel

Yapılan araştırmalar sonucunda, batırma tüp güzergahının jeolojik durumu ve litolojik stratigrafisi yorumlanmış ve Şekil 10'da verilmiştir. Batırma tüp güzergahı boyunca, dane boyu dağılımı, zeminlerin sıkılığı ve kıvamı gözönünde tutularak, denizel çökeller anakaya hariç 8 jeoteknik gruba ayrılmıştır ve Tablo 2'de özetlenmiştir.

Tablo 2. Batırma Tüp Tünel Boyunca Zemin / Kaya Durumu

Birimler	Litolojik Tanımları
A	Dolgu, kirlenmiş zemin
B	Açık-koyu gri Kum
C	Gri Kumlu Kil / Killi Kum
D	Gri çok yumuşak Siltli Kil, kum mercekli
E	Gri Kumlu Kil
F	Açık gri-gri Kumlu Kabuk
G	Gri Siltli Kumlu Çakıl
H	Gri Kumlu Çakıl



Şekil 10. Tüp Tünel Güzergahı Jeolojik Profili

Jeoteknik A birimi, Haliç ağzında sanayi atıkları ile kirlenmiş-karışmış zemin olarak tanımlanmaktadır. Bu tabaka inşaat sırasında taranıp, kapalı atık (Confined Disposal Facility-CDF) alanlarında depolanmaktadır.

Jeoteknik B birimi, gri renkli ince-iri daneli silt ve az kil bantlı çok gevşek-gevşek sıkılıkta Kum oluşturmaktadır. Bu birime Km 7+427 ile Km 7+900 arasında, tüp tünel profilinin üst seviyelerinde rastlanmakta ve bu kesimlerdeki birimin, CPT uç direnci düşük

olup, 0,5-4 MPa mertebelerindedir. Yer yer 12 MPa uç dirençleri de görülmüştür. Jeoteknik B birimi Km 7+900 ile Km 8+860 arasında tüp tünel temel kotunun altında izlenmektedir. Buralardaki CPT uç dirençleri nispeten yüksek olup, derinlikle beraber artmaktadır. Deniz tabanın ilk 8-12 m altında CPT uç dirençleri 4-12 MPa arasında değişmektedir. Bu derinliklerin altında Jeoteknik B biriminin uç dirençleri Jeoteknik E biriminin ara tabakalarından dolayı 12 MPa'ı aşmaktadır.

Jeoteknik C birimi, tüp tünel seviyesinin üzerinde Km 7+427 ile Km 8+000 arasında bulunan, gri renkli kumlu kil / killi kum tabakası ile temsil edilmektedir. CPT uç dirençleri oldukça düşük, 0,2-2 MPa değerlerinde, çok yumuşak-yumuşak / çok gevşek-gevşek kıvamda / sıkılığındadır.

Jeoteknik D birimi, gri renkli, orta plastisiteli, çok yumuşak-yumuşak kıvamlı siltli kil'den (Haliç Kili) meydana gelmektedir. Km 7+427 ile Km 7+900 arasında, tünel temel taban seviyesinin altında rastlanan bu birimin CPT uç direnci, ortalama 0,5 MPa mertebelerindedir.

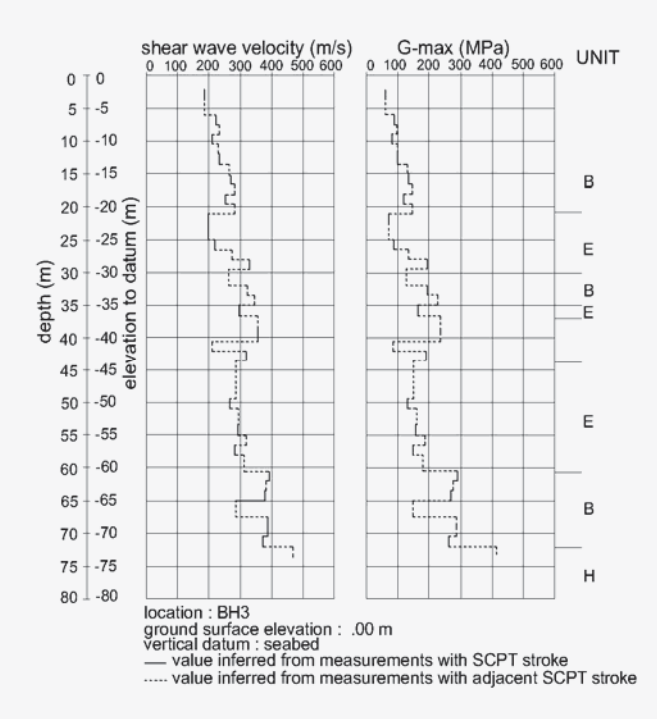
Jeoteknik E birimi, gri renkli, düşük orta plastisiteli orta katı-katı kıvamlı Kumlu Kil tabakasından meydana gelmektedir. Bu biriminden elde edilen numunelerde H_2S gazı tespit edilmiştir. CPT uç direnci 1-2 MPa olan jeoteknik E birimine tüp tünel güzergahının orta ve doğu kesiminde yaklaşık -55 m kotundan sonra rastlanmıştır.

Jeoteknik F birimi, Tünel temel taban kotunun üzerinde, Km 8+180 ile Km 8+780 arasında, açık gri-gri renkli Kumlu Kabuk tabakası olarak tanımlanmaktadır.

Jeoteknik G birimi, Tünel altında Km 8+860 ile Km 8+780 arasında gri renkli kabuklu Siltli Kumlu Çakıl tabakası ile temsil edilmektedir.

Jeoteknik H birimi, Boğaz kanalının taban kayası olan Trakya Formasyonunun üzerinde taban çakıltaşı formunda, çakıl, blok, iri blok boyutunda malzemeden oluşmaktadır.

Boğaz'da yapılan iki sondajda, Sismik CPT ekipmanı kullanılarak, değişik jeoteknik birimlerin P ve S dalga hızları ile Kayma Modülü değerleri ölçülmüştür (Şek. 11).



Şekil 11. BH-3 sondajından Kayma Dalga Hızı V_S ve Kayma Modülü Grafikleri

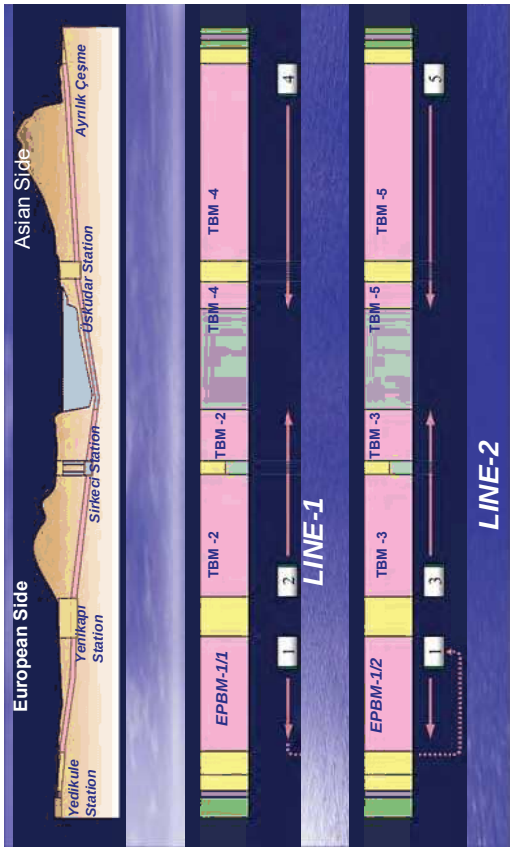
4 İNŞAAT ÇALIŞMALARI

Projede inşaat çalışmaları farklı bölgelerden başlamış ve devam etmektedir. Devam eden işler karada ve denizde devam eden işler olarak ikiye ayrılabilmektedir. Denizde tüp tünel elemanlarının yerleştirileceği kanal kazısı tamamlanmış, Tuzla'da kuru havuzlarda imal edilmekte olan elemanlardan 3 tanesi de Ağustos 2007 itibarıyla yerine batırılmıştır. Denizde tüp elemanlarının dolgu işleri devam etmektedir.

Projenin batı uçunda Yedikule, doğu uçunda Ayrılıkçeşme bölgesinde TBM'lerin gireceği giriş yapıları, Yenikapı ve Üsküdar bölgesinde derin aç&kapa istasyon kazıları, Sirkeci'de derin yeraltı istasyon kazı çalışmaları ve Yedikule bölgesinde yüzey yapı inşaatları başlamış bulunmaktadır. TBM ile açılacak delme tünel inşaatları da başlamıştır.

4.1 TBM ile Açılacak Delme Tüneller

Projede delme tünel inşası için 5 adet TBM bulunmakta olup, bunlardan 4 tanesi Slurry tip, bir tanesi örtü basıncı dengeleyen EPB (Earth Pressure Balance) tip TBM çalışmaktadır. Çalışacak TBM'lerin yerleri ve delme yönleri Şekil 12'de görülmektedir.



Şekil 12. TBM'lerin yerleri ve delme yönleri

Yukarıdaki şekilde görüldüğü üzere, 2 adet slurry tip TBM (TBM4-5) Asya tarafında, Ayrılıkçeşme bölgesinden tünel açmaya başlayarak, kuzeye doğru ilerleyip, Karacaahmet mezarlığı, Bağlarbaşı tepesinin altından geçip, 600'lük bir kurp ile Üsküdar Meydanı istikametine doğru ilerleyip, meydanın altından geçip, Kızkulesi civarında sahilden 300 m açıkta, deniz içerisinde batırma tüp tünele bağlanacaktır.

Diğer 2 adet slurry tip TBM (TBM2-3) Avrupa tarafında açılmakta olan Yenikapı İstasyonu içerisinden doğu-kuzeydoğu istikametinde ilerleyerek Beyazıt Tepesi altından geçip, Sarayburnu'nda karadan 100 m açıkta batırma tüp tünele bağlanacaktır.

Trakya Formasyonu'nun kumtaşı-çamurtaşları ile diyabaz sokulumlarının oluşturduğu kaya içerisinde kazı yapacak slurry tip TBM'ler, Asya yakasında 4260 m, Avrupa yakasında ise 3120 m tünel açacaklardır.

Avrupa tarafındaki EPB tip TBM1, Yedikule-Yenikapı arasında, zayıf kaya-zemin karakterli Bakırköy ve Güngören formasyonları içerinde 2485 m boyunda 2 adet tünel açacaktır.

Ayrılıkçeşme'den delmeye başlayan TBM4 ve 5 için Koşuyolu Vadisi'nin batı yamaçında Trakya Formasyonu'na ait kumtaşı-çamurtaşları içinde ankrajlı betonarme perde duvarlı portal oluşturulmuştur. Bu portaldan TBM4 ve 5, Ocak 2007 tarihinde tünel kazılarına başlamıştır.

Avrupa tarafında Yenikapı İstasyonu'ndan girecek olan TBM2 ve 3 ise Yenikapı istasyonunda devam etmekte olan arkeolojik kazıları beklemektedir. İstasyonun kazı destek sistemi bitirilmiş ve içinde arkeolojik kazılar devam etmektedir.

Yedikule-Yenikapı arasında çalışacak EPB tip TBM1 için Yedikule'de Bakırköy Formasyonuna ait kireçtaşı-kil ardalanmaları içerisinde, 25 m eninde, 65 m boyunda, 17 m derinliğinde, -2 m kotunda fore kazıklı bir giriş yapısı-şaftı imal edilmiştir. Bu şafttan EPB tip TBM1 kazılarına Ağustos 2007'de başlamıştır. EPB tip TBM tamamen kapalı mod'da çalıştırılacaktır.

Delme tünelleri açacak olan TBM'lerin kesici kafa çapı 7950mm, kalkan çapı 7850mm'dir. Tünel destek elemanları C50 betondan imal prekast, kilit taşı ile beraber 6+1 segmentten oluşan ringlerdir. Ringlerin iç çapı 7040 mm'dir. Segment boyu 1,5 m, kalınlığı slurry tip TBM'de 30 cm, EPB tip TBM'de 32 cm'dir.

4.2 TBM İmalatları

Marmaray Projesi'nde Yedikule bölgesinde çalışan EPB tip TBM kazılarına daha yeni başlamış olması sebebiyle makine performansı hakkında güncel bilgimiz bulunmamaktadır.

Ayrılıkçeşme'den delmeye başlamış olan TBM 4 ve 5, Eylül 2007 başı itibarıyla, sırasıyla 725 ve 775 m tünel açmıştır. Güzergahın ilk 750 m'lik bölümü, örtü kalınlığı ve jeolojik koşullarına göre, kazı / imalat açısından üç bölümde değerlendirilebilmektedir.

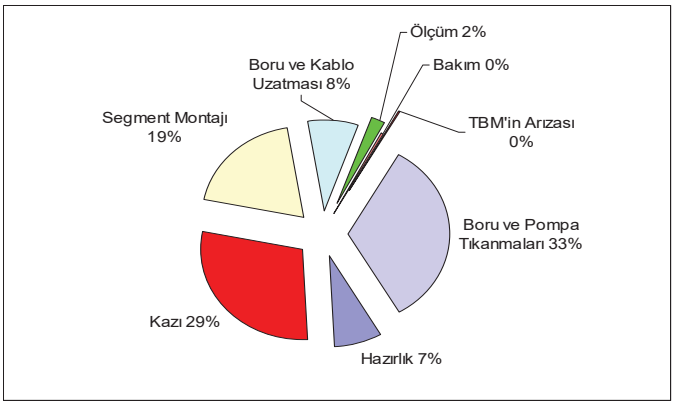
İlk 300 m: Bu kesimde TBM'ler Trakya formasyonunun kumtaşı, silttaşı, çamurtaşı ardalanmaları ile bunları yer yer kesen 2-3 m kalınlıklı diyabaz sokulumları içerisinden ilerlemiştir. Bu kesimde, örtü kalınlığı 8 ile 20 m arasında değişmektedir. Örtü karakteri en üstte 0,5 ile 1 m kalınlıklı dolgu ve hemen

altında Trakya Formasyonu ile temsil edilmektedir. Bu kesimdeki kazının ilk 150m'si makinenin başlangıç kazısı olup, ilerleme günde 1 ring (1,5 m) imalatı ile başlamış, ortalama 2,5 ring ile bitmiştir. Kalan kısımda kazı hızı, ortalama 3,5 ring imalatı ile devam etmiş, maksimum 8 ringe kadar çıkmıştır.

İkinci 150 m: Bu kesimde, ortalama 10 ile 12 m arasında değişen örtü kalınlığında Trakya Formasyonu içerisinden ilerleyen TBM 4 ve 5, ilk 300 m'ye göre daha kalın ve daha sık diyabaz sokulumlarına rastlamışlardır. Bu bölümde, örtü, üstte 1 m kalınlıkta dolma zemin ve altında yer yer orta derecede genellikle az ayrışmış Trakya Formasyonudur. Bu kesimde ortalama kazı/imalat 2 ring mertebesindedir.

Son 300 m: Bu kesimde TBM 4 ve 5 Seyit Ahmet Deresi içerisinden Karacaahmet Mezarlığı'nın altından geçmiştir. Burada örtü kalınlığı 9 - 10 m civarındadır. Örtü, en üstte 4 - 4,5 m kalınlıklı dolgu, hemen altında 5,5 - 6 m kalınlığında alüvyonel karakterli suya doygun killi kum / kumlu kil tabakaları bunlarında altında Trakya Formasyonu'ndan meydana gelmektedir. Planda 200 m'lik bir mesafe tutan bu kesimde TBM'in en üst kesimi 0,5 ile 1,5 m kalınlığında alüvyonel çökelleri kalan kısmı Trakya formasyonunun litolojilerini kesmiştir. Seyit Ahmet Deresi'ndeki imalat hızı ortalama 3,5 ring ile devam etmiş yer yer maksimum 8 ringe kadar da çıkmıştır.

TBM 4 ve 5 kazılarının ilk 750 m'sinden elde edilen bilgiler neticesinde, slurry tip TBM'lerin kullanılırlığı aşağıda Şekil 13'de verilmiştir.



Şekil 13. TBM'lerin Kullanılırlığı

Yukarıdaki grafikten görüldüğü üzere slurry TBM'de en fazla kullanılırlık yüzdesini boru ve pompa tıkanmaları almıştır. Bu tıkanmalar, TBM kazısında, kesici kafanın kırdığı parçaların dışında, formasyonun süreksizlik sıklığına bağlı, istem dışı (fay/fay zonlarında kendiliğinden sökülme/dökülme), kolaylıkla dökülen (genellikle 10 x 10 x 45 cm boyutunda) iri blokların, kesici kafa üzerindeki açıklıklardan geçerek kazı odasına girip, kırıcıya gidemeden (kırıcı ile kazı odası arası 14 m mesafede) yarattığı sorun olarak tanımlanmaktadır. Bu sebeble kesici kafa üzerindeki açıklıklar değiştirilmektedir.

4.2.1 TBM Tünellerinde jeoteknik izleme

Marmaray Projesi'nde yapılan her türlü inşaat faaliyetinden (tünel, aç-kapa, istasyon, portal kazıları, vs) meydana gelebilecek yapı oturmaları 10 mm ve yapılarda farklı oturma 1/500 eğim şartı ile sınırlandırılmıştır. Bu şartlardan dolayı her inşaat sahasında, TBM tünelleri dahil, olabilecek bütün düşey ve yatay hareketler-deformasyonlar uygun jeoteknik izleme aletleri ile gözlenmektedir. Her inşaat faaliyet alanının etki zonları tanımlanmakta ve ilgili ölçüm aletleri etki alanı içinde kalan yapılara monte edilmektedir.

Bu sebeble, TBM tünellerinde de aletsel izleme yapılmaktadır. Yanyana açılan TBM tünellerinin eksenleri arasındaki mesafe ortalama 15 m civarındadır. Tünel dış kenarlarından, slurry tip TBM'de 10 m, EPB tip TBM'de ise 15 m dışarı doğru olacak şekilde, sırasıyla minimum 40 ve 50 m etki zonu öngörülmüştür. Etki zonları 50 ile 60 m kadar çıkan yerler de mevcuttur. Bu etki zonları içerisinde kalan bölgedeki bütün yapılara düşey oturma bulonu, bina taşıyıcı sistemleri üzerlerine 3D okuma yapmak için reflektör, yüzey oturmalarını gözlemek için de yüzey oturma bulonları yerleştirilmiştir. Tüneller arasında 200 m'de bir acil durumlar için tasarlanmış, kaçış tünelleri vardır. Yaklaşık bu kaçış tünellerinin üzerine denk gelecek şekilde, her 200 m'de bir düşey hareketleri izlemek için ekstansometre, yatay hareketleri gözlemek için inklinometre ve

yeraltısu durumunu takip etmek için piyezometre montajları yapılmıştır.

Bu aletsel izlemeler, tünel kazı durumuna göre, kazı önünden 50 m, tünel arkasından 100 m prensibi ile deformasyonlar sönümleninceye kadar günde en az bir kez olmak üzere devam etmektedir. Deformasyon hızına bağlı olarak ölçüm sıklıkları arttırılmaktadır.

TBM 4 ve 5'in gerçekleştirmiş olduğu 750 m kazı, yukarıda anlatılan jeoteknik okuma prensibi ile takip edilmiştir.

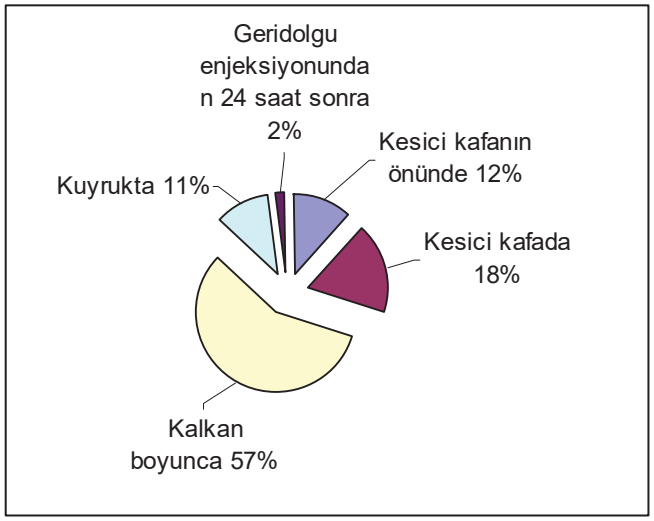
Jeoteknik izleme sonucunda, her 200 m'de bir yerleştirilmiş inklinometrelerde tünel seviyesinde 1-2 mm yatay deformasyon izlenmiştir.

Kazının ilk 300 m'sinde ilk tünelin açılması ile yüzey ve bina oturma bulonlarında, yaklaşık 2 mm, ikinci tünel açılmasıyla da ilave 2 mm, olmak üzere toplam 4 mm oturma görülmüştür. Bu değer tünel imalatı öncesinde tahmin edilen oturma değer ile örtüşmüştür.

Kazının ikinci 150 m'sinde de aynı oturma değerleri görülmüş sadece iki bina altında tahmini oturma limiti aşılmıştır. TBM'ler bu binaların 10 m altından geçmiştir. Binaların altındaki jeolojik koşullar; az – orta derecede ayrışmış Trakya Formasyonu içindeki fay zonuna yerleşmiş diyabaz sokulumundan oluştuğu çıkan pasadan tespit edilmiştir. Bu jeolojik ortamda açılan ilk TBM tüneli binalarda 10 mm, ikincisi 10 mm olmak üzere toplam 20 mm oturmaya neden olmuştur. Binaların farklı oturma durumu tahkik edilmiş, yapıların eğimi >1/2000 mertebesinde kalmıştır.

Kazının son 300 m'lik bölümünde, özellikle TBM'lerin Karacaahmet Mezarlığı altından geçişi sırasında, yüzey oturma bulon sayısı ve okuma sıklığı arttırılmıştır. Bir önceki bölümde sözü edilen jeolojik koşullarda, özellikle alüvyonel çökellerin geçişinde Karacaahmet Mezarlığı içinde TBM'lerin yarattığı yüzey oturma değeri sınırlı alanda maksimum 35 mm'ye ulaşmıştır.

Bu yüzey oturmalarının okuma sıklığı sayesinde, alt kesimde % 80'ni kaya, üstte ise % 20'si suya doygun gevşek killi kum / yumuşak-orta katı kumlu kil karakterli alüvyon çökelleri kesen bir TBM için ilerleme - yüzey oturma ilişkisi Şekil 14'de grafikte değerlendirilmiştir.



Şekil 14. TBM İlerlemesi İle Düşey Oturma İlişkisi

Yukarıdaki grafikten, toplam oturmanın, % 68'inin kalkan-shield boyunca olduğu, ring montajı bitip, geridolgu enjeksiyonu tamamlandıktan 24 saat sonra ise toplam oturmanın % 98'inin tamamlandığı görülmektedir.

5 SONUÇLAR

Marmaray Projesi için yapılan üç aşamalı jeoteknik etüd çalışmaları birbirini tamamlamış ve bütünlemiştir. Bu jeoteknik çalışmaların üzerine oturtulan tasarımlar tamamlanmış ve proje inşaat çalışmalarına geçmiştir. Halen devam etmekte olan projede, jeolojik ve jeoteknik konularda, uygulama ve tasarım arasında bir uyumsuzluk görülmemiştir.

KAYNAKLAR

Fugro Engineers B.V., 2003. Off-shore drilling, CPT testing and sampling, Netherlands,

STFA Temel Araştırma Sondaj AŞ., 2003. Marmaray Kara Sondajları Data Raporu

Fugro Engineers B.V., 2005. Off-shore drilling, CPT testing and sampling, Netherlands,

STFA Temel Araştırma Sondaj AŞ., 2005. Marmaray Kara Sondajları Data Raporu

Excavation and its behavior of extra large tunnel in urban area

Gökbora Akay
Control Manager of MARMARAY Project, Taisei Corporation, Istanbul, Turkey
Yosuke Taguchi
Project Manager of MARMARAY Project, Taisei Corporation, Istanbul, Turkey
Yoshizumi Shimizu
Site Manager of MARMARAY Project, Taisei Corporation, Istanbul, Turkey

ABSTRACT: MARMARAY Project, which is a construction project of railways and stations between "Europe" and "Asia" in Istanbul crossing the Bosphorus strait, is now in progress.

In this paper, the crossover tunnel excavated in Uskudar district as a part of MARMARAY Project will be introduced. This tunnel has a function as cross track section between two individual TBM tunnels. In order to include two TBM sections, the crossover tunnel was designed as an extra large section tunnel. The excavated area in maximum is 236m^2. Excavation was carried out by the conventional method (not TBM). The sequential procedure to excavate in huge section will be indicated.

Uskudar district is highly density urban area, and the over ground layer above the tunnel is around 25m. The excavation is required outstanding careful construction managements including monitoring and proper treatment against displacements. The monitoring system incorporated in this work will be introduced. The monitoring results and taken actions are also presented.

1 INTRODUCTION

This paper describes the technical achievement in urban Non-TBM construction of the Üsküdar Crossover Tunnel.

The Crossover Tunnel positioned in between KM:10+223.42 - KM:10+350.42 of the project alignment with total length of 127.2m(Figure 1). The tunnel designed as extra large section in order to include two track sections. Standard excavation cross section is about 213m². However it is about 236 m² at the largest section where the tunnel enlarged on both end edge for the arrival and departure of TBM machine. In order to achieve the excavation of crossover tunnel, 3 type of temporary approach tunnel was excavated for different purposes. This tunnel was constructed under urban tunnel condition, 24m to 26m of average overburden in topography condition, the ground consist of highly fractured, highly weathered weak laminated mudstone and highly fractured, weathered strong diabase dykes and sills in geological condition and directly below the build-up urban area.

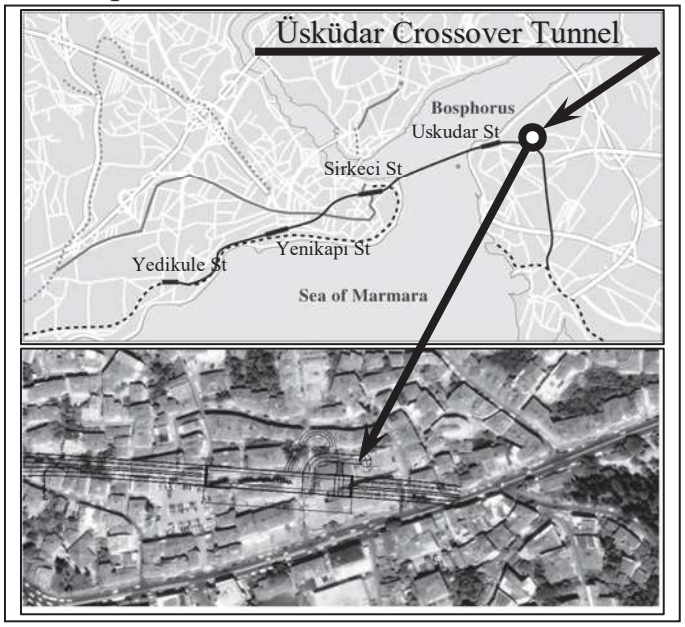


Figure 1. Location map and aerial view of route

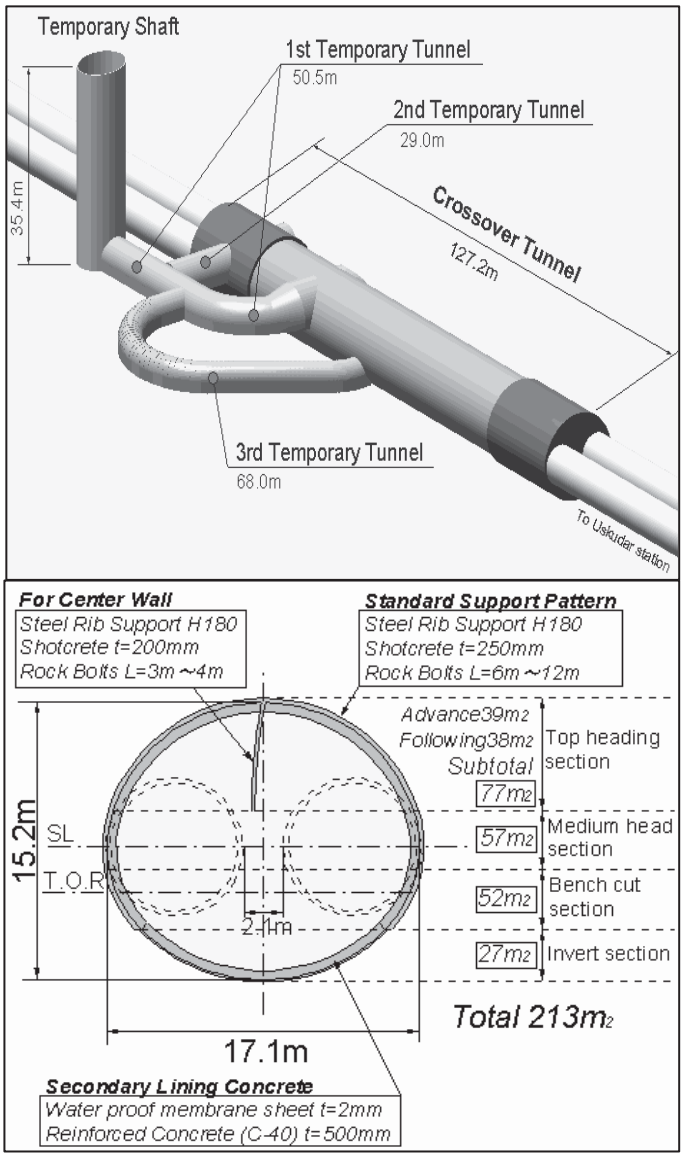


Figure 2. 3-D view and cross section of the tunnel

2 GEOLOGICAL CONDITION

2.1 Geological evaluation in design stage

Limited number of investigation borings could be conducted due the dense habitation over the crossover tunnel along this section of the project alignment. However, the geological profile could be predicted. According to bore hole records the rock type in this section is pre-dominantly sandstone and mudstone, secondarily limestone and diabase. The sandstone and mudstone of the Trakya formation are slight to moderately weathered, moderately strong to strong and light to dark gray in color. The rock is generally highly fractured; the joints are very closely or closely spaced as indicated by majority of RQD of 10% or less. The joints are open sometimes in filled with clay and slickenside. There are several to three joint sets of nearly vertical, steep around 75 to 91 degrees and at about 20 to 45 degrees dip.
The unconfined compressive strengths vary from 3 to 196N/mm². The light to greenish grey diabase is slightly weathered and moderately strong to strong. It was expected that the rocks have been disturbed by tectonic movements as indicated by fault zones, non intact zones and crushed zones recorded in the borehole logs.

2.2 Geological evaluation after construction

In general, at the construction site and near vicinity, the Lower-Middle Carboniferous aged Trakya Formation which is consisting of mainly mudstone interbeded with sandstone and siltstone exists. These sedimentary rocks have been folded and faulted and occasionally intruded by younger diabase type of igneous rocks. The crossover tunnel construction is advanced in highly fractured, fresh to slightly weathered, strong diabase sills and very highly fractured, moderately weathered, medium strong dykes and highly weathered, weak, laminated

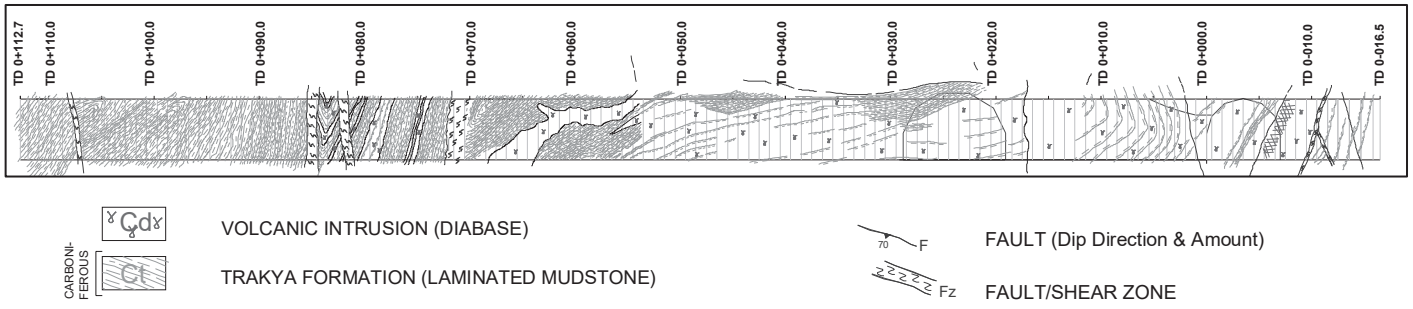


Figure 3. Geological Section of the Crossover Tunnel

mudstone. The diabase and mudstones have been folded into a series of synclines and anticlines, with the fold axes dipping gently to the north and south(Figure 3). Also existence of highly fractured and sheared zones and faults influence the tunneling especially at the crossover tunnel beginning from TD: 0+070m.

2.3 Summary of Geological evaluation

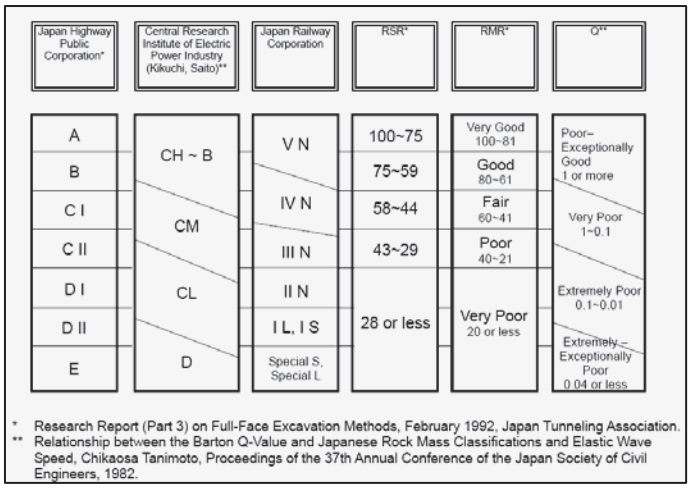
The geological conditions encountered during the excavation, comparing with predicted conditions, are weaker and poorer rock in quality where share zones are exist. Such poor rock condition had negative influence on excavation progress and caused ground deformation more then expected, However precise geotechnical measurement and careful construction supervision have been undertaken to avoid damages to existing buildings and secure the safety of excavation.

3 GOUND CLASSIFICATION AND SUPPORT PATTERN IN DESIGN STAGE

3.1 Ground class

The method of ground classification settings based on the standard Japan Highway Public Corporation. The convergence- confinement, which is on of the theoretical analysis methods was used. A technical determination was added based on geological survey results for classifying the ground. The purpose of this ground classification is to clarify the relationship between the ground class and the ground behavior during tunnel excavation and then set the support pattern according to ground class. The criteria for determining the ground classes of the Japan Highway Public Corporation are elastic wave velocity, ground conditions, boring core, competence factor and condition after excavation. Based on criteria given above and with consideration of topographical conditions, survey of geological conditions and boring surveys, it has been determined that the ground classified as DI and DII. Table 1 shows the comparative Major Rack Mass Classifications with evaluation values.

Table 1. Comparison of Major Rack Mass Classification



* Research Report (Part 3) on Full-Face Excavation Methods, February 1992, Japan Tunneling Association.
** Relationship between the Barton Q-Value and Japanese Rock Mass Classifications and Elastic Wave Speed, Chikaosa Tanimoto, Proceedings of the 37th Annual Conference of the Japan Society of Civil Engineers, 1982.

3.2 Support Pattern

The support pattern of the Japan Highway Public Corporation is categorized based on the width of the excavation into a two-lane tunnel and a three-lane tunnel and for this reason, in this design; specifications are also separately used based on the width of the tunnel excavation. The support pattern for a three-lane tunnel has been used as reference (Table 2) for excavation width of about 12.5m or more and for excavation width of about 12.5m or less, the two-lane tunnel support pattern has been adopted. The support pattern for each cross section has been established as shown in Table 3 with the standard support pattern of the Japan Highway Public Corporation as reference.

Table 2. Standard Support Pattern for Two Lane Tunnels

Ground class	Support pattern	Cut per advance (m)	Rock bolts				Shotcrete	Steel rib		Lining thickness (cm)		Allowable deformation(cm)	Excavation method
			Length (m)	Spacing		Construction range	Thickness (cm)	Upper half size	Lower half size	Arch & wall	Invert		
				Peripheral (m)	Longitudinal (m)								
B	B-a	2.0	3.0	1.5	2.0	Upper half 120°	5	-	-	30	0	0	Full face with micro bench or top heading cut
C I	C I-a	1.5	3.0	1.5	1.5	Upper half	10	-	-	30	(40)	0	
C II	C II-a	1.2	3.0	1.5	1.2	Upper and lower halves	10	-	-	30	(40)	0	
	C II-b			1.5	1.2			H125	-				
D I	D I-a	1.0	3.0	1.2	1.0	Upper and lower halves	15	H125	H125	30	45	0	
	D I-b	1.0	4.0										
D II	D II-a	1.0 or less	4.0	1.2	1.0 or less	Upper and lower halves	20	H150	H150	30	50	10	

Table 3. Standard Support Pattern for Three Lane Tunnels

Ground class	Three-lane tunnel								
	Rock bolts			Steel rib			Shotcrete thickness (cm)	Lining thickness (cm)	
	Length (m)	Spacing		Upper half	Lower half	Longitudinal spacing (m)		Arch & wall	Invert
		Peripheral (m)	Longitudinal (m)						
B	3.0	1.5	1.5	None	None	-	10	40	-
C I	4.0	1.2	1.2	H-150	None	1.2	15	40	50
C II	4.0	1.2	1.2	H-150	H-150	1.2	20	40	50
D I	6.0	1.0	1.0	H-200	H-200	1.0	20	40	50
D II	Individually designed								

Note 1: Ground classes A and E are designed individually while taking into account the ground conditions.
Note 2: Always installed for inverts, C II, D I, D II, and E.

Table 4. Modified Support Pattern for Crossover Tunnel

Location	Type	Excavation Width (m)	Ground Class	Shotcrete Thickness (cm)	Steel Rib	Wire Mesh	Rock Bolts			Cut Per Advance
							Lenght	Spacing		
							(m)	Peripheral	Longitudinal	(m)
Crossover Tunnel	AS-COL	17.63	DII	25	H-200	Upper Lower	6	1	1	1
	AS-COL'	19.33	DII	25	H-200	Upper Lower	6	1	1	1

4 CONSTRUCTION METHOD

4.1 General

Mechanical excavation has been used for this construction work in order to minimize ground loosening and over break. Although it is difficult to avoid a certain degree of ground loosening and over break no matter which excavation system is used, the effect on the aboveground area was taken into account and efforts were made to minimize excess excavation to the extent possible so that the ground is not loosened. Therefore, to restrain the influence to the above ground structures and surrounding environment due to tunnel driving as small as possible, sequential excavation method has been selected for this tunnel construction.

Tunnel excavation using NATM assumes that the face is stand-up. To make the face standup, the excavation method needs to be selected according to the ground conditions, section size and shape, tunnel length, gradient, and other factors. Generally, in tunnel construction, excavation of full face at once is the most workable method, but there is a danger of the face being unable to be stand-up or collapsing if the excavation section is too large or the ground conditions are poor. To prevent this, the bench cut method is commonly used. In this excavation method, the tunnel sections are divided into an upper half and lower half to minimize the height of the face and to provide face stability. Upon consideration of past experiences and the ground conditions in this construction work, the plans call for excavation based on cross sections of approximately 50 m^2. The bench cut method has been selected for the larger cross sections and the centre assist wall method has been a promising alternate method for the tunnels with cross section of approximately 200 m2 or more.

4.2 Sequential procedure

The Uskudar crossover tunnel consist of a shaft and its temporary approach tunnels different purposes during driving of the crossover tunnel and the tunnel has two

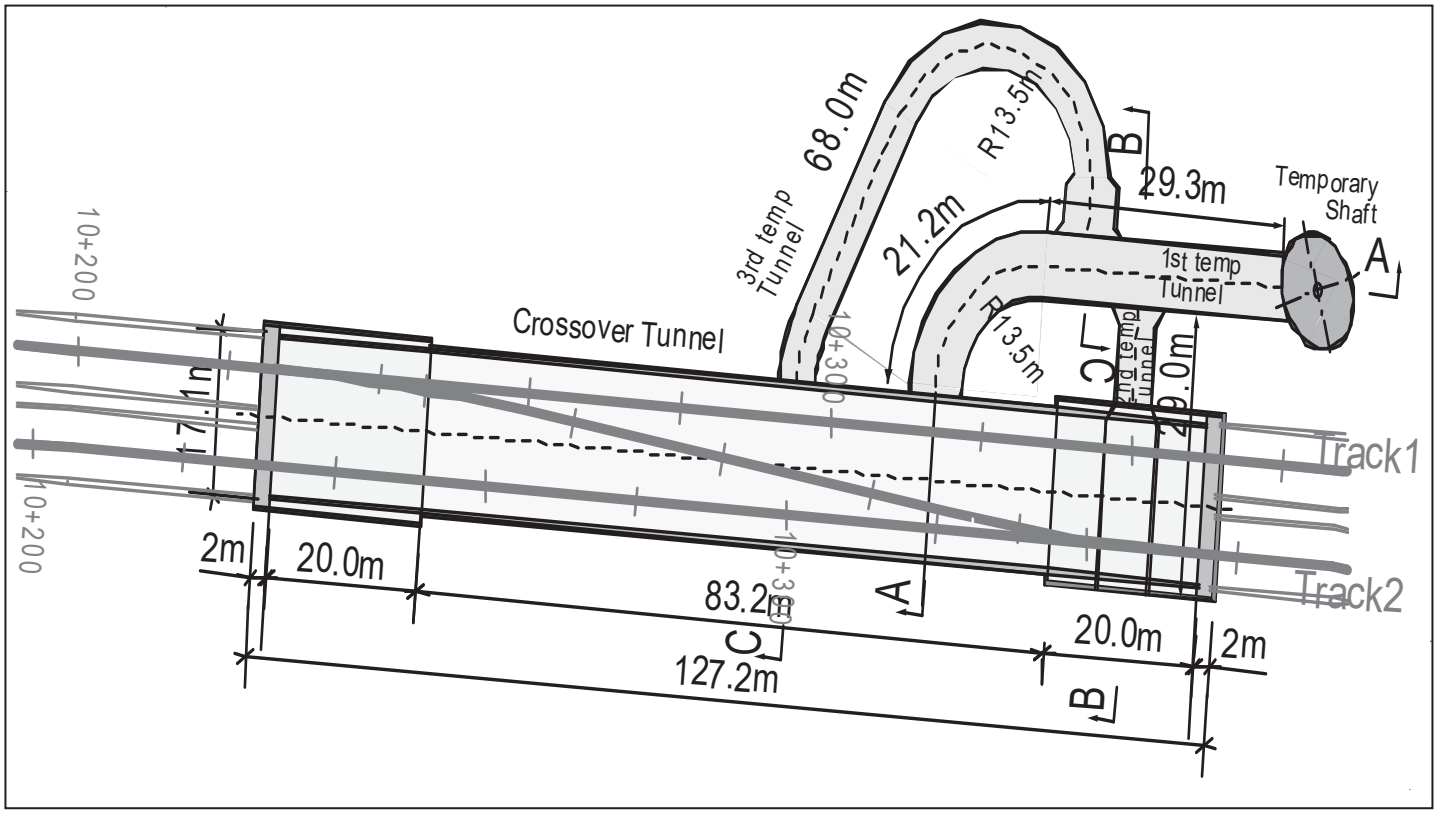


Figure 4. Plan View of the Crossover Tunnel and Temporary Approach Tunnels

different section as AS-COL as main tunnel section and AS-COL' which is the section placed at both end edge of the tunnel for arriving and departure of the TBM machine(Figure 4). The temporary shaft is 35.4m in depth and cross section area is 90m² and for each 1m advance cycle, supported with 200mm shotcerete, doubles layer wire mesh and 4m, Ø25mm SN type steel rock bolts.

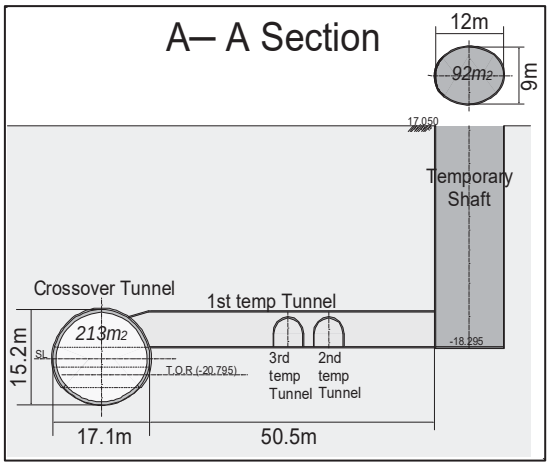
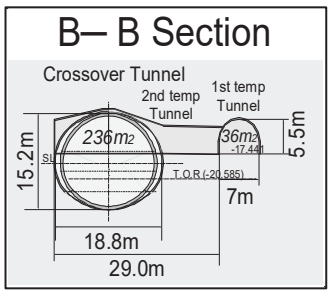


Figure 5. Sections view of the Shaft and TT1

3 numbers of temporary tunnels has been driven for different purposes to the different level of the main tunnel.



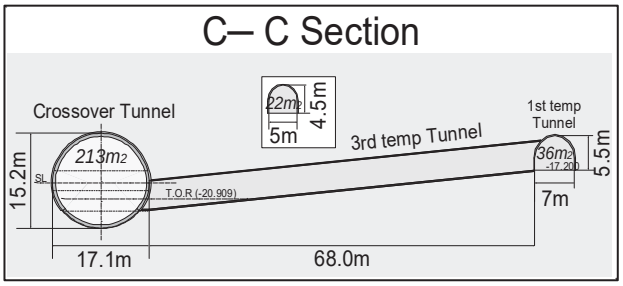


Figure 6. Sections view of the TT2 & TT3

Temporary tunnels are 50.5m, 29m and 68m in length respectively and cross sections are 36m² for TT1 and TT2 and 22m² for TT3(Figure 6).The standard support pattern was applied as Lattice Girder for each advance heading, 150mm thickness shotcrete and 3m, Ø25mm SN type steel rock bolts. Forepoling was used as auxiliary support for the crown part of the tunnels where poor rock condition and fault zones were encountered. In order to provide stability and construction safety of the crossover tunnel, total cross section divided into 3 sequences and each sequence has its own stages. Top Heading, Medium Heading and Bench Cut are the main divided sequential excavation steps. Following figures and explanations are given below to explain the procedure of sequential excavation. In first step the temporary shaft, TT1 and TT2 were completed (Figure 7).

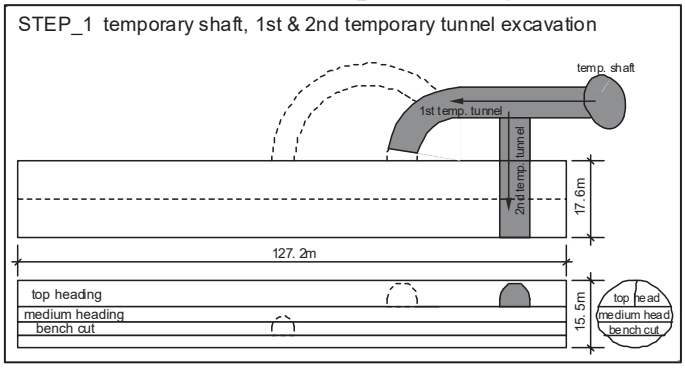


Figure 7. T.Shaft, TT1and TT2 Excavation

4.2.1 Top half heading excavation

Advance top half heading has approximately 38 to 45 m² excavation area according to the support type. The excavation progress has been done toward to West direction from TT2 (Figure 8). Advance top half heading has been driven and supported up to 45m distance from access point.

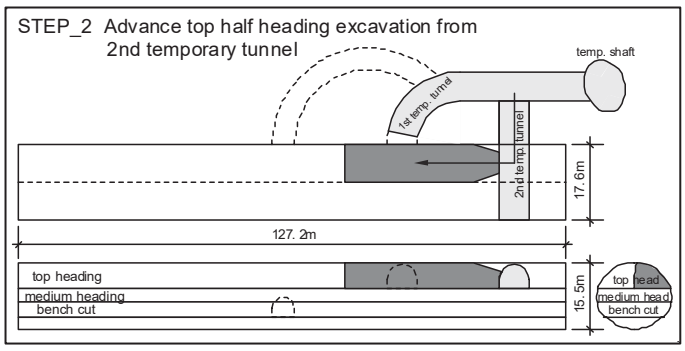


Figure 8.Excavation of Advance Top Half Heading

In this stage of the top half heading excavation, temporary assist wall has been established as a centre wall. Geotechnical monitoring results has been evaluated and decided for the further advance of the following top half heading. Following Top half heading has approximately 36 to 42 m² excavation areas according to the support type. Centre wall has been kept during construction and steel support has been combined to each other on both sides.

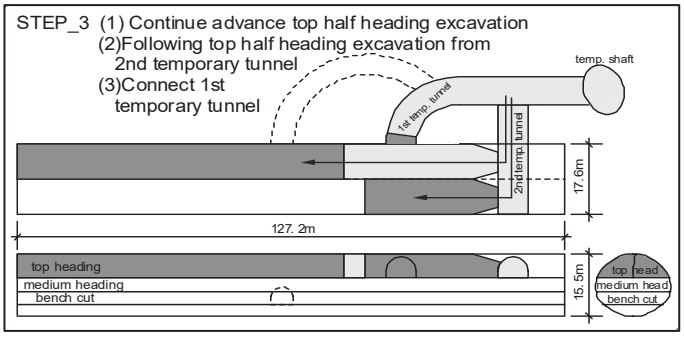


Figure 9.Excavation of Top Half Heading

When the following top half heading passes the intersection of the TT1, passage has been formed in manner that some number of temporary centre assist wall has been removed. Using this passage, excavation process proceed both two direction to West as top half heading and to the East as enlargement of the temporary access section of the AS-COL' and reaming part of the COL' at the access chamber (Figure 9-10).

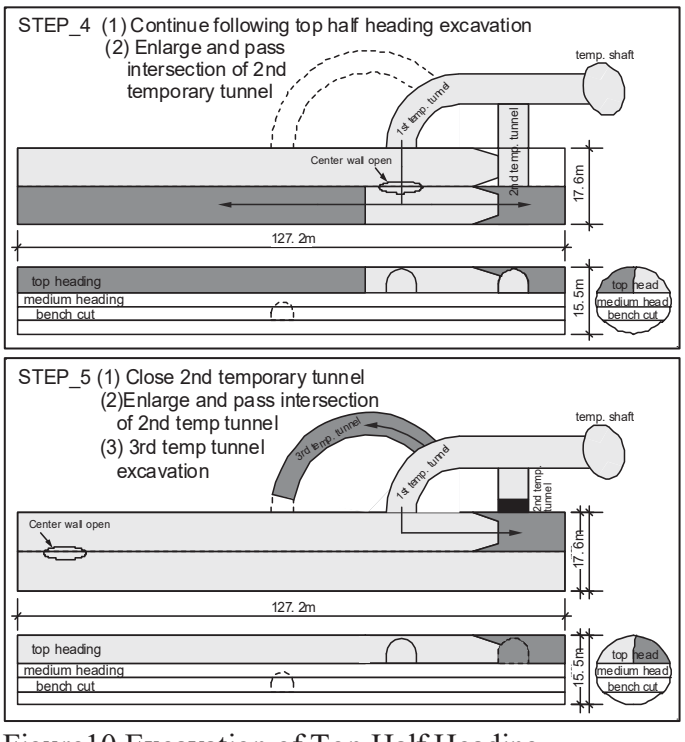


Figure10.Excavation of Top Half Heading

4.2.2 Medium heading excavation

Medium heading has approximately 56 to 62 m² excavation area according to the support type. Side walls have been excavated and following the combination of the steel support on each side and completion of the support, the remaining part at the centre core section has been excavated and removed (Figure 11).

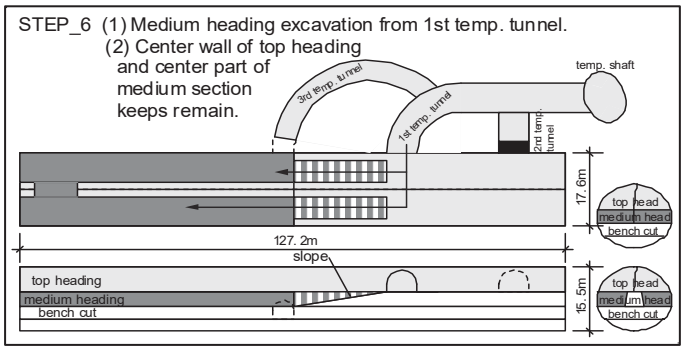


Figure11.Excavation of Medium Heading

According to geological condition and geotechnical monitoring data, the centre core has been kept and assist wall which was previously fixed has been extended to the medium heading bottom level (Figure 12).

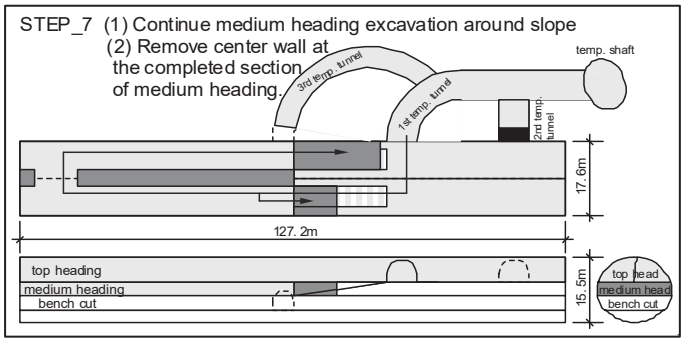


Figure12. Excavation of centre core

4.2.3 Bench cut excavation

Bench cut has approximately 52 to 57 m² excavation area according to the support type. Side walls have been excavated and following the combination of the steel support on each side and completion of the

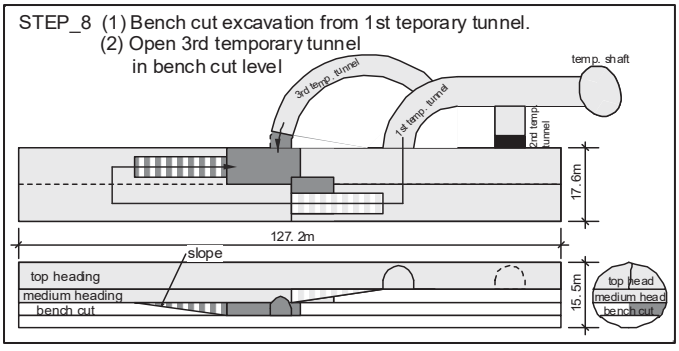
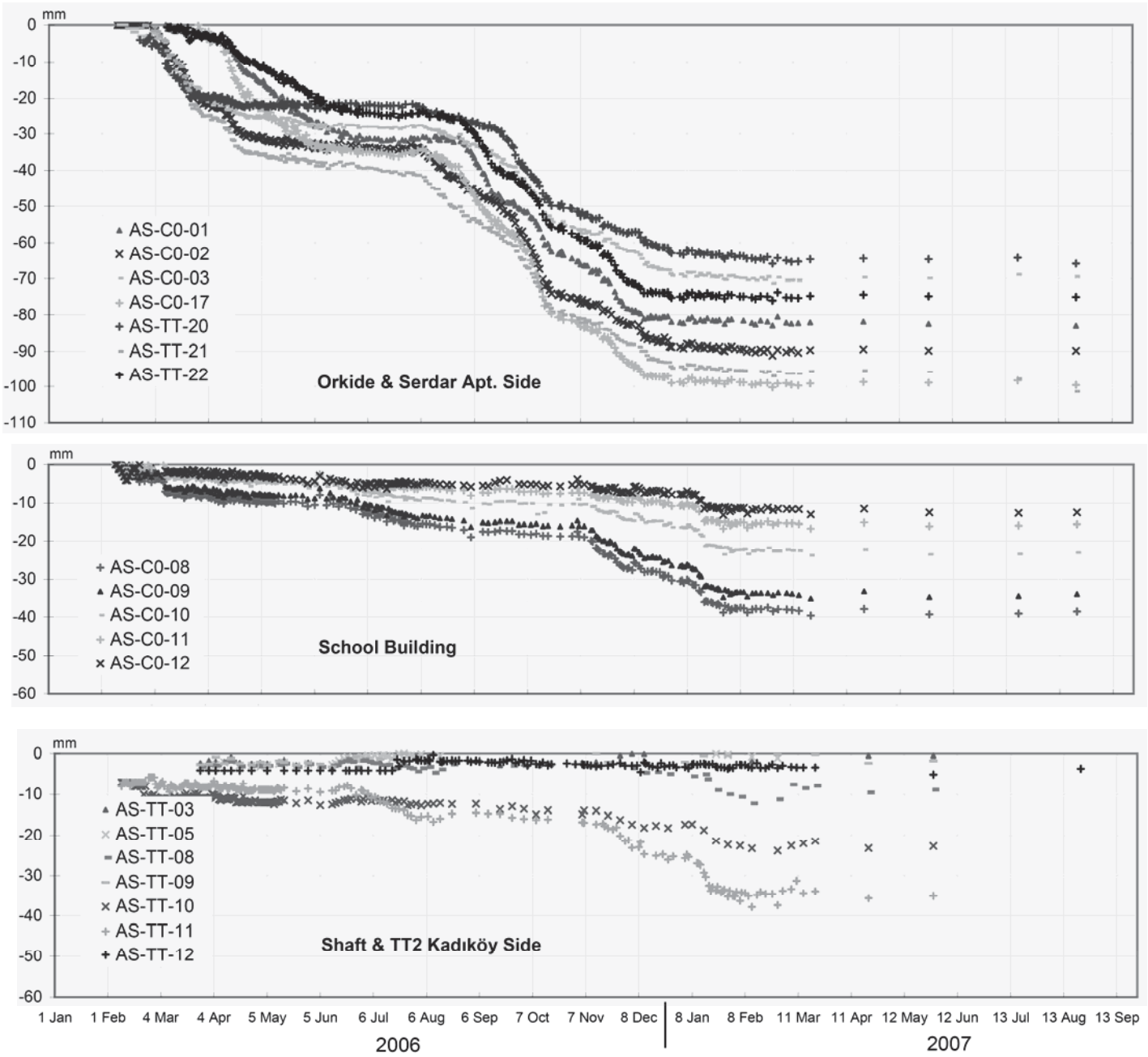


Figure13.Excavation of Bench Cut



6 GOUND CLASSIFICATION AND SUPPORT PATTERN IN CONSTRUCTION STAGE

6.1 Ground class

The geotechnical properties of the rock units were assessed according to the tunnel face observations by using Rock Mass Rating, RMR (Bieniawski, 1989) and Japan Highway Public Corporation Classification (JHPC) systems. Summary of the classification results are given on Table 7.

6.2 Support Pattern

Standard support pattern was installed as DII where ground class was CI, CII, DI and

Table 7.Actual Ground Classification in tunnel

Location	Km	Rock Type	RMR	JHPC
Crossover Tunnel	0-000 – 0-016.5	Highly fractured Diabase (~95%) & L.Mudstone (~5%) (shear zone)	13-33	DII-DI
	0+000– 0+003	Diabase sills (98%) in Mudstone (2%)	48-70	CI
	0+003 – 0+008.5	Folded and faulted Diabase sills (90%) in L.Mudstone	14-50	DII-CII
	0+008.5 – 0+028	Diabase sills and dyke in (90-95%) L.Mudstone	22-60	CII-CI
	0+028 – 0+065	Diabase sills(60-95%), L.Mudstone	14-53	DII-CI
	0+065 – 0+070	L.Mudstone	21-37	DI
	0+070 – 0+074	L.Mudstone (fold axis)	14-33	DII
	0+074 – 0+079	L.Mudstone (60-70%) Diabase Sills (30-40%)	19-53	DII-CI
	0+079 – 0+087	L.Mudstone with Diabase (shear zone)	14-30	DII
	0+087 – 0+099.5	L.Mudstone (folding)	21-40	DI-CII
	0+099.5 – 0+100.5	L.Mudstone (shear zone-folding)	14-33	DII
	0+100.5 – 0+104	L.Mudstone with Diabase	23-40	DI-CII
	0+104 – 0+112.7	L.Mudstone with diabase sills (folding & shear zone)	20-33	DI

DII (Figure 17). In addition to standard support pattern, additional support elements and auxiliary support pattern was used where the ground conditions are very weak in order to complete the crossover tunnel excavation and provide safety of the both tunnel and surrounding environment.

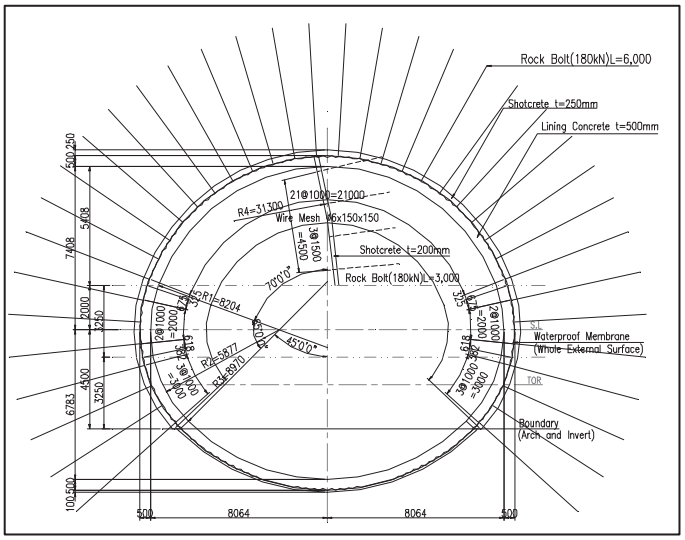
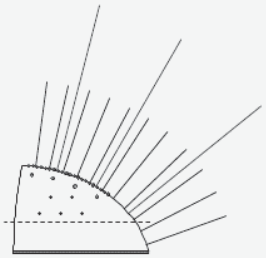


Figure 17.Designed Support Pattern for DII

Problems during construction, such as ground deformation surface settlement, over break etc., were solved with full use of auxiliary methods. Various auxiliary methods, such as long forepolings, face bolts, longer rock-bolts, grouting and chemical injections were needed to construct urban tunnel. The most suitable auxiliary method for concerned geological conditions was selected by analyzing the ground condition at tunnel face and real time monitoring results (Figure 18-19).

TD82.5m-98.7m



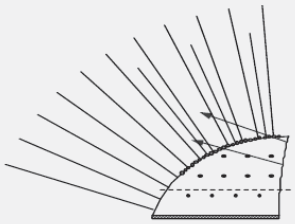
Forepoling	L=4m, 21no's
Face bolt	L=6m, 5no's
Resin injection pipe	L=4m, 4no's
Additional R.B	L=12m, 3no's
Invert Shotcrete	t=200mm, Wiremesh

We observed small slip down of cutting face during excavation and drilling because of the face condition and inflow water from the cutting face
We installed face bolt and resin injection hole
Injection pressure of Resin 0.3 - 0.4MPa
Amount of injection : 0.2m3/hole(Foaming Ratio : 5.0)-1m3

After excavation of this section, we observed continual deformation.
For prevention this deformation, invert shotcrete and additional R.B (L=12m, 3no's) were done.

Figure 18. Applied Additional Support Pattern for Advance Top Half Heading

TD74.5m-92.5m



Forepoling	L=4m, 24no's
Face bolt	L=12m, 11no's
Temporary R.B	L=8m, 3no's
Extension the Pattern R.B length	L=6m, 10m
Resin injection pipe	L=6m, 2no's
(From Advenced side Center wall)	
Invert Shotcrete	t=200mm, Wiremesh

We considered the surface settlement and tunnel deformation of privious section, and decided to install face bolts (L=12m, 11no's) and temporary R.B for prevention the precedent deformation

We observed weak mud stone layer at the cutting face and unsteady condition.
Before excavation of following side, we injected resin materia from the advanced side center wall
Injection pressure of Resin 0.4MPa
Amount of injection : 0.1m3/hole(Foaming Ratio : 5.0)-0.5m3

Figure 19.Applied Additional Support Pattern for Following Top Half Heading

During excavation of temporary shaft, temporary tunnel and first 60 meter of Crossover tunnel, the ground condition represent DI and DII class according to geological conditions. DII Class support pattern was installed and performance of support system was sufficiently effective for ground condition. Tunnel deformation and ground settlement values were as predicted. Control criteria's were followed strictly. Geological conditions encountered during crossover tunnel excavation between TD 0+070 - 0+112 (Üsküdar direction) and TD 0-000 - 0-016 (Kadıköy direction) were poor-very poor which corresponds RMR value in between 10-30, because of shear zones. Related with these conditions, maximum deformations in the tunnel between these TD's with corresponding surface settlements and building deformations on the ground surface (around Serdar-Orkide Apartments side and School building side) were recorded. Based on the monitoring data and in-situ test results, back analysis has been conducted. The result of back analysis showed that the ground represents soft ground class (E Class) which behaves like soil. For soft ground class, new control criteria have been

established. The new predicted ground settlement value set as around 90mm.
Due to the unexpected surface settlement, some buildings (Serdar and Orkide Apartments) over the tunnel alignment have been damaged and for further impact of settlements, those buildings has been evacuated.

Due to the increase of deformations both inside the tunnel and ground surface consequently additional and auxiliary supports systems (longer pattern bolt, additional bolt, foot piles and temporary invert shotcrete with wire mesh and also lattice girder for invert as a strut) were applied in this section of the tunnel in order to avoid further deformation and provide safe construction process.

7 EVALUATION AND CONCLUSIONS

The Üsküdar Crossover Tunnel is one of the largest tunnel sections with 213 and 230 m² ever constructed in build-up urban area in Istanbul city.

The overburden of the Crossover tunnel is so shallow that ground settlement induces by tunneling works is unavoidable. Furthermore, the formation in which the tunnel excavation was carried out consists of highly weathered, highly fractured weak laminated mudstone and highly fractured, moderately weathered, medium strong diabase dykes and sills including highly fractured and sheared zones and faults. In order to achieve the construction under above mentioned circumstances, in addition to standard support pattern, various additional support elements were used in combination as auxiliary support methods. The performance of those auxiliary supports has been observed by the monitoring systems, so that each step of construction works has been successfully completed.

From the values of measured surface settlement and tunnel deformation, it is concluded that stability of ground was realized under above mentioned circumstances by the good performance of overall support system.

As described the Uskudar Crossover Tunnel was constructed under very severe geological conditions and very complicated excavation sequences, below build up urban area with such difficult conditions and very large scale. And it was completed safely with application of various auxiliary support methods.

REFERERENCES

Japon Society of Civil Engineers, 2007. *Standard Specification for Tunneling 2006 Japan*

Gumusoğlu, C.M., 2005.*Tunnels related to Metro, Highway and Sewerage schemes in İstanbul*, 31st ITA-AITTES World Tunnel Congress 2005, Underground Space Use, Volume I, pp.27-33.

Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rack Mass Classification, Wiley, Newyork, 251 pg.*

The Response of Tunnels in Liquefiable Ground during Earthquakes with Special Emphasis on Bosphorus Immersed Tunnel

Sıvılaşa ilen eminlerde A ılan Tünellerin Deprem Sırasında Davranışı ve Boğaz Batırma Tip Tüp e it İ in nemi

Ömer Aydan
Tokai niversity, Department of Marine Civil Engineering, Shizuoka, apan

ÖZET Sıvılaşabilir zeminler içinde inşa edilen tünellerin deprem sırasında duraylılığı tüneli kullanan yolcuların güvenliği açısından oldukça önemlidir. Bu durumu incelemek üzere laboratuvarda sarsma masası kullanılarak model tünellerin deprem sırasındaki davranışını ve sıvılaşan zeminin neden olacağı tüneldeki yükselme olgusu incelenmiştir. Bunun yanısıra bu tür tünellerin depreme karşı yapısal tasarım konusu özetlenmiştir. Tebliğin ikinci kısmında ise şu anda Boğazda inşası süren batırma tipi tüp tünel ele alınmış ve batırma tipi tüp tünelin jeolojik, jeoteknik, çevre, inşat, sismik ve deniz trafiği açısından tartışılmıştır. İnşa sonrası dünyanın en derin batırma tipi tüneli olacak bu yapıda daha önce Aydan (2001) tarafından işaret edilmiş teknolojik, ekonomik ve ekolojik sorunlar tekrar gözden geçirilmiştir. Daha öncede işaret edildiği üzere, çevre sorunlarının yanısıra, statik ve dinamik yükler altında tünelde çok ciddi duraylılık sorunlarının yaşanacaktır. Özellikle inşat alanı yakınlarında oluşabilecek büyüklüğü 6'yı geçen depremlerde zeminin sıvılaşma olasılığının oldukça yüksek olduğu hususu üzerinde önemle durulmuştur. Şu anda inşa edilen tünelin duraylılık açısından pek uygun olmadığına bir kez daha işaret edilmiştir.

ABSTRACT The response of tunnels in liquefiable ground during earthquakes under immersed or subsea conditions is of paramount importance for the structural stability and passangers safety travelling through such tunnels. A series of shaking table experiments were perforemed to study the performance and response of tunnels built in liquefiable ground. In the first part, these studies are described and available methods are briefly presented. In the second part, the problems associated with the construction of a sub-sea tunnel at Bosphorus, which has been now constructed as an immersed tunnel, are briefly outlined. It is emphasized that the liquefaction of ground in the construction site during an earthquake greater than magnitude 6 may be of great concern for the tunnel. Since the tunel is likely to experience accelerations exceeding 400gals during its service life, the ground will liquefy and it will result in uplifting the tunnel, which may end up in a catasrophy.

1 INTRODUCTION

The structural stability of immersed or subsea tunnels are of great importance for passangers safety travelling through such tunnels during service life. These tunnels may be constructed as an immersed tunnel or shield tunnels. There are many examples of such tunnels and most of these tunnels are built in non-seismic countries. Bart Tunnel in San Francisco Bay of USA and tunnels in Osaka Bay are the tunnels often quoted as examples of submerged tunnels experienced earthquakes

in literature. However, the ground motions recorded for these tunnels are not that large. Furthermore, Aqua line tunnel, which was initially designed as an immersed tunnel, built in Tokyo Bay through shield tunnelling method. The design was changed due to concerns on the seismic stability of the tunnel as well as environmental and sea-traffic obstruction. The author performed many shaking table experiments to study the performance and response of tunnels built in liquefiable ground. In the first part, these experimental studies are described and available methods are briefly summarized.

In the second part, the sub-sea tunnel at Bosphorus, which has been now constructed as an immersed tunnel, is considered. This tunnel is the deepest immersed tunnel in the world and it has many technologically challenging problems. Besides environmental concerns, the adverse geotechnical conditions along the alignment of this tunnel present severe stability problems under both static and dynamic loading conditions.

The author presents a brief overall view of geology, geotechnical and environmental conditions and seismicity of the construction area. Particularly, it is emphasized that the liquefaction of ground in the construction site during an earthquake greater than magnitude 6 may be a big concern for the tunnel. Since the tunel is likely to experience accelerations exceeding 400gals during its service life, the ground will liquefy and it may cause severe structural stability problems. It is pointed out that the presently built immersed tunnel is not a good option in view of its seismic stability, geotechnical conditions, constructional difficulties, environmental problems and disruptions of both national and international sea traffics.

2 MODEL TESTS

The author undertook two series of model experiments to study the dynamic response of tunnels in liquefiable ground under fully saturated conditions. The first series model tests are concerned with the cross-sectional response and stability and the effect of back-fill material. The second series of tests are concerned with the response of longitudinal section and deformation of segmented model tunnels with the incorporation of joints. The experimental results are presented in this section. The soil used in experiments is a commercial silica sand (No.7) and its grain size ditsribution is shown in Figure 1 and physical and mechanical properties are given in Table 1. The grain size distribution is close to the lower bound of the most liquefiable bound.

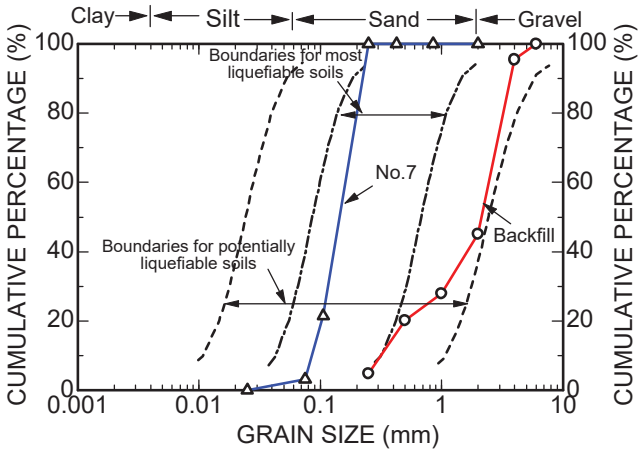


Figure 1. Grain size distribution of soil

Table 1 Physical and mechanical properties

Gs	D50 (mm)		e_{max}	k cm/s	φ (°)	Vs (m/s)
2.65	0.03	0.64	1.11	$1.8x10^{-2}$	30	80

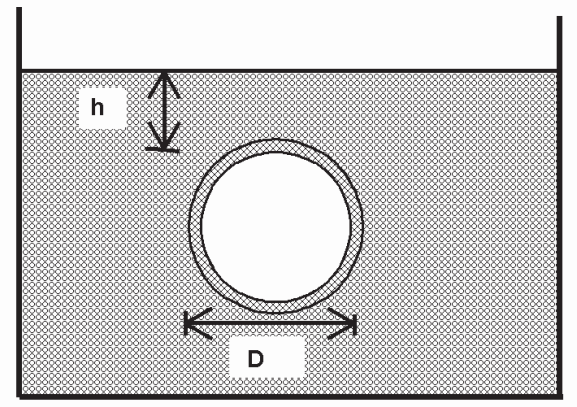
2 1 S M T

The main purpose of the first series of model tests was to study the effect of existing of back-fill material on the uplift response of the tunnel (Aydan, 2000) in cross-section. The grain size distribution of the backfill material is also shown in Figure 1. The cross section of the model tunnels was circular.

2.1.1 Model tests with backfill of the same soil

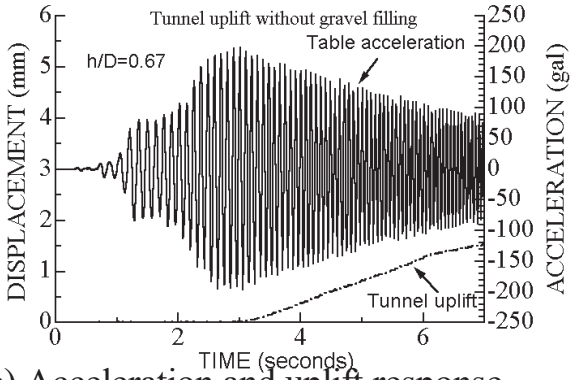
In this series of experiments, the backfill material was the same as the original soil and the overburden height to tunnel diameter (*h/D*) was 0.25 and 0.67 (Fig. 2(a)). The model experiments clearly showed that the uplift of the tunnel occurs irrespective of overburden height. The only difference is that the time required for total uplift becomes longer as the overburden depth increases.

Another important observation is that the material above the tunnels tends to flow down towards the space created by uplift of the model tunnel (Fig. 4). In other words, the space created acts as a suction point to attract soil flowing down. This phenomenon was also observed for model tunnels with rectangular cross sections. The ultimate uplift displacement was 0.38D. It should be noted this value depends upon duration of shaking and uplift potential of the tunnel structure.



(a) Notation

(b) Post-test view of model tunnel (h/D:0.67)

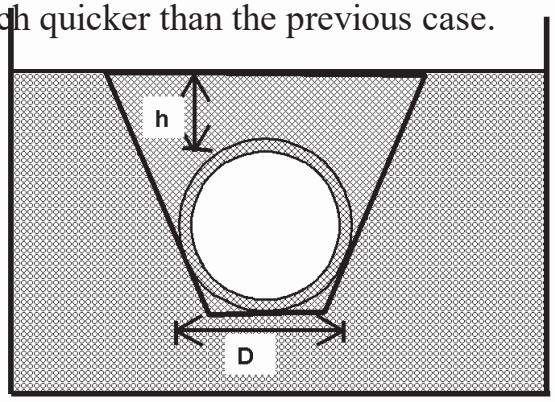


(c) Acceleration and uplift response

Figure 2. Views of the model tests and measured responses

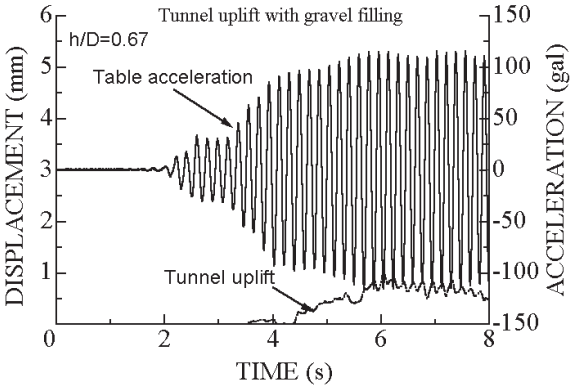
2.1.2 Model tests with coarse backfill material

The ratio of the mean diameter of backfill material to the tunnel diameter is about 0.05D. The overburden height to tunnel diameter (*h/D*) was 0.67 (Fig. 3(a)). Figure 3(b) shows the post-test view of the experiment. The measured responses during shaking are shown in Figure 3(c). Although the uplift of the tunnel was less than the previous case, the uplift of the model tunnel occurred and this displacement is about 2.5% of the tunnel diameter. Furthermore, large denser blocks tend to flow down and settle much quicker than the previous case.



(a) Notation

(b) Post-test view of model tunnel (h/D:0.67)



(c) Acceleration and uplift response

Figure 3. Views of the model tests and measured responses (coarse backfill)

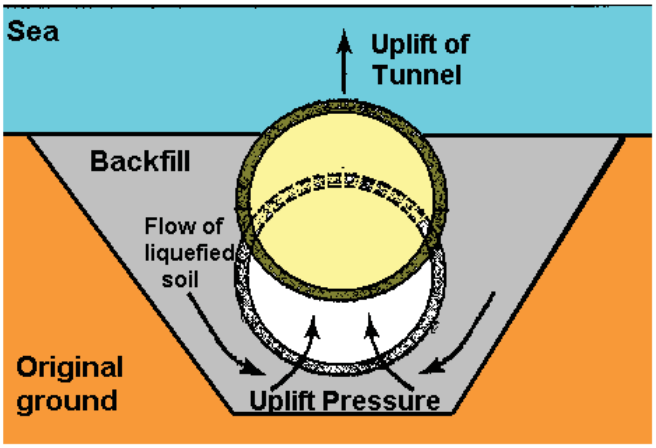


Figure 4. Motions of the tunnel and surrounding ground during experiments

2 2 S S M T

The second series of experiments were carried out with the purpose of investigating the effect of joints between the segments of the tunnel on its deformation in a longitudinal direction. The soil used in the experiments was the same as that used in previous series of experiments. The overburden ratio (*h/D*) was varied between 1.0 and 2.0 during the experiments. Figure 5 shows the model before and after the placement and backfilling.

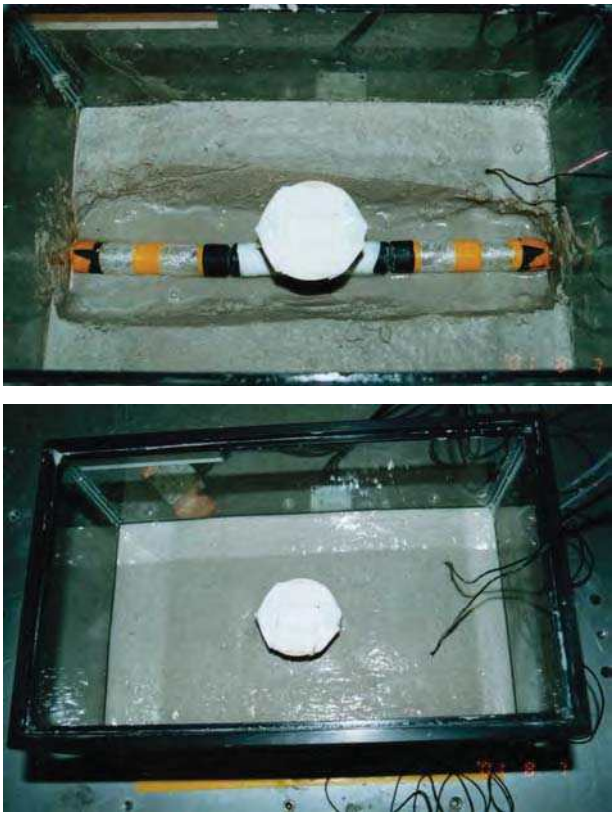


Figure 5. Views of the model before shaking

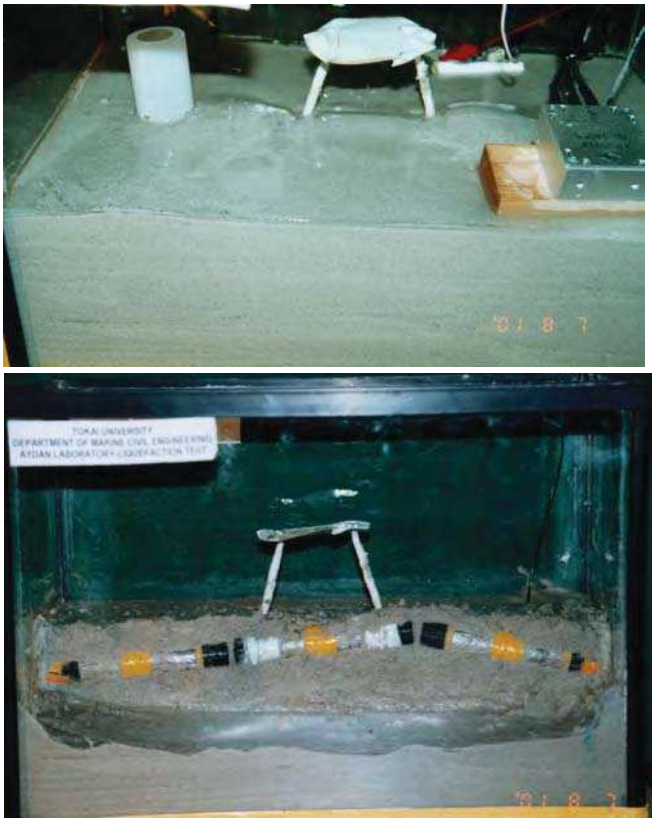


Figure 6. Views of model after shaking and excavation

As seen in Figure 6, the longitudinal deformation of the model tunnel looks like an arch due to uplift force imposed by liquefied ground and restaints at the end of the model tunnel. The uplift deformation at the middle of the longitudinal section is greater than 1D. This is a tremendous amount of displacement. Such deformations can not be accomodated in any actual structure. Figure 7 shows the imposed acceleration, uplift displacement and pore pressure variation during an experiment of model tunnel with 1D overburden. It is interesting to note that the uplift motion starts before the liquefaction state of ground was achieved.

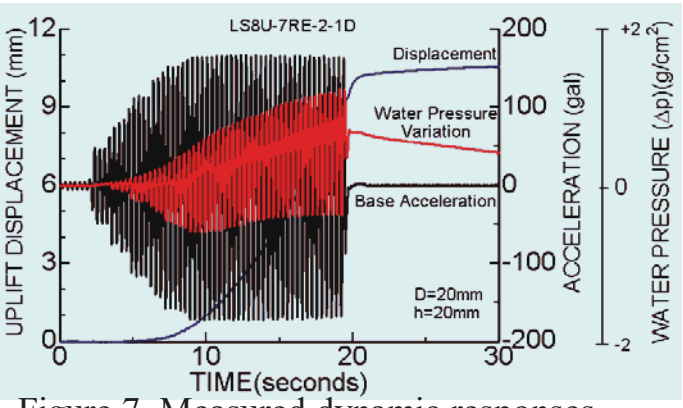


Figure 7. Measured dynamic responses

3 SEISMIC DESIGN MET ODS OR IMMERSED TUNNELS

3 1 U D M

The overall unit weight of immersed tunnels is generally less than 10 kN/m^3. When ground is fully saturated, the ground will impose uplift pressure on tunnels even under static condition. This uplift (buoyancy) potential (Φ) under fully submerged conditions may be expressed in the following form according to Archimedes principle (Eq. 1)

$$\Phi = \gamma_f - \gamma_t \qquad (1)$$

where, γ_f and γ_t are the unit weight of fluid and tunnel. If the saturated ground is a particulate media, the dynamic shaking may result in the state of liquefaction of the particulate media. As a result, the unit weight γ_f of fluid will be replaced in Eq. (1) by the equivalent unit weight of the liquefied particulate medium and the uplift potential will increase in amplitude. Figure 8 shows a simple design model for estimating the uplift resistance of an immersed tunnel. The safety factor is defined as in Equation 2:

$$SF = \frac{_s + \ _l + T}{} \qquad (2)$$

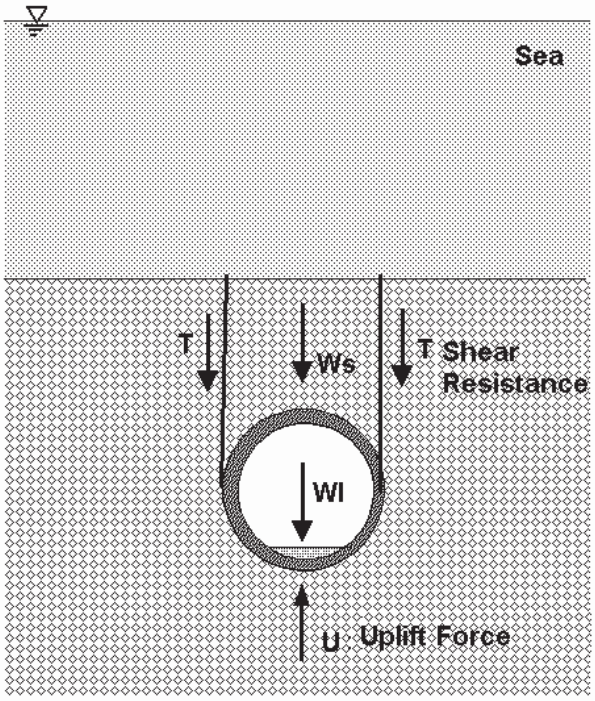


Figure 8. Illustration of simple design concept against uplift (buoyancy) forces

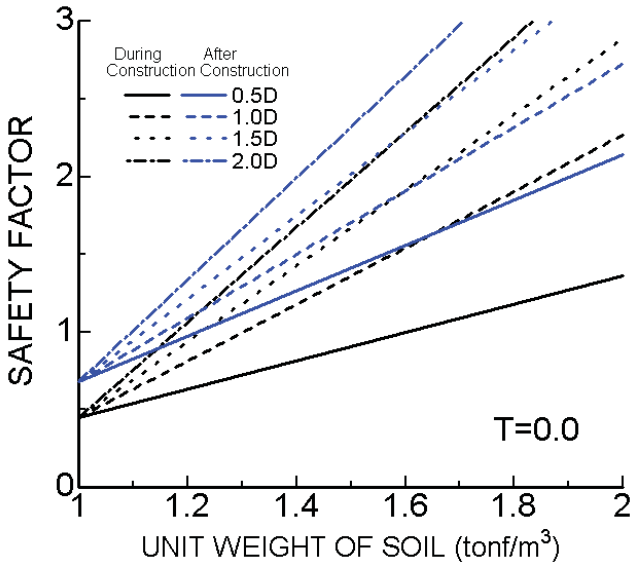


Figure 9. An example of computation for design of immersed tunnels against uplift

Figure 9 shows an example of computation of safety factor for no side resistance (T=0.0) as a function of unit weight of backfill soil. It should be noted that the dynamic effects and downward flow of the soil is not taken into account in this type of computations.

3 2 S D M

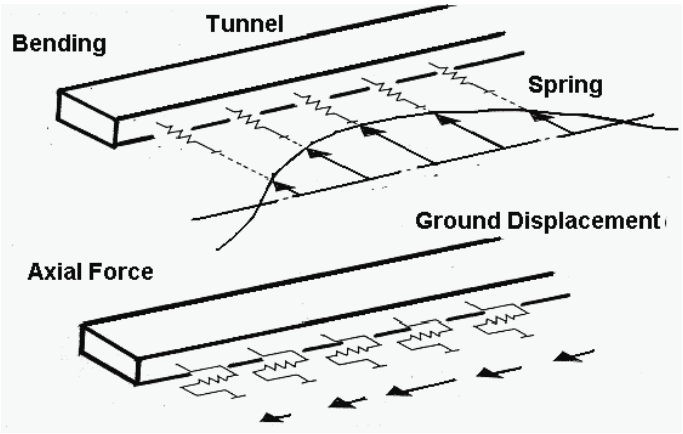
Seismic design of immersed tunnels follows either static or dynamic approaches or both. These methods are briefly described herein.

3.2.1 Static design method

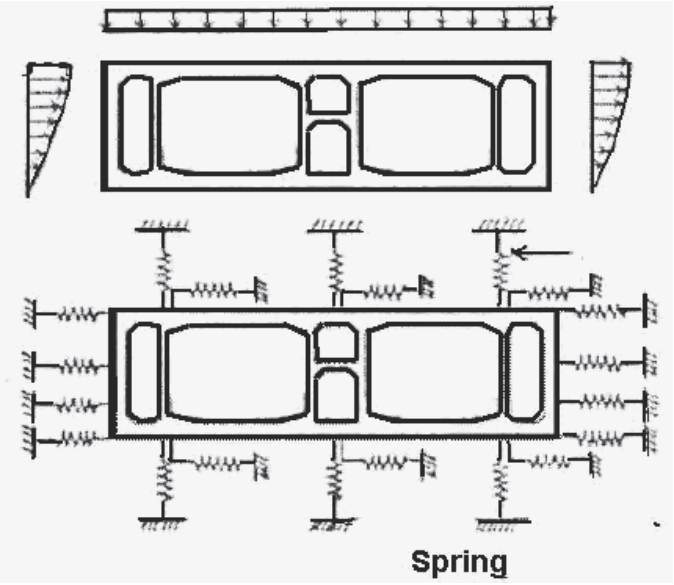
The static design method is the earliest design method and it is adopted in the design of Bart Tunnel in San Francisco Bay, USA. The basic concept is the adoption of seismic design deformation configuration of the tunnel supported on ground through springs. The stability of the tunnel against axial and traverse loading, and bending are checked under forced displacements (Fig. 10(a),(b)). The design depends entirely on the assumed deformation configurations. It should be noted that BART Tunnel is now undergoing seismic retrofitting.

3.2.2 Dynamic Design Method

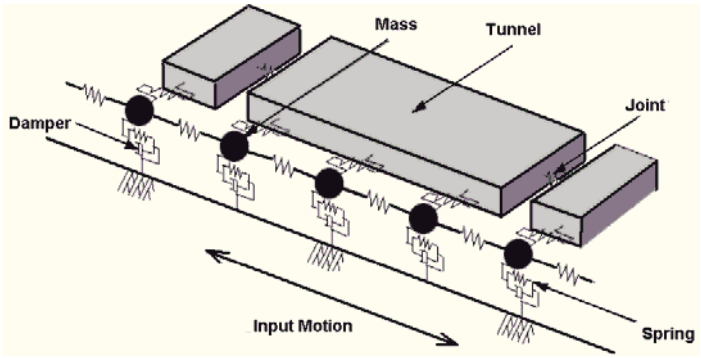
This method utilizes either simplified mass-spring model or finite element method (Fig. 10(c)). This design method requires design input ground motions, which greatly affects the overall seismic design.



(a) Static design against axial force and bending



(b) Static design of cross section against traverse forced displacement



(c) Dynamic design based on mass-spring model

Figure 10. Illustration of seismic design models for immersed tunnels (from Kiyomiya, 1995)

T E BOSP ORUS SUBSEA PASSAGE AND SOME PROBLEMS

1 G S T

The geology of the sub-sea tunnel was described by Meriç et al. (1988). As seen in Figure 11, Bosphorus Strait was formed as a result of faulting about 7000 years ago and the geometry resembles to a graben. Bosphorus Strait is simply as a result of extensional deformation of the uppermost crust. This may be associated with the secondary faulting caused by the northern boundary fault of North Anatolian Fault Zone, which is 15km south of the proposed alignment. The deepest borehole denoted TB114 (87.5m, seabed at -47.5m) did not reach the Paleozoic basal rock units. The sandy alluvial deposit is estimated to be more than 40m thick. Furthermore, the western side of the strait shown in Figure 11 is deeper than its eastern side. This may imply that the stretching is eastward and the fault on the western side is the main listric fault and the faults along the eastern side are secondary to the main listric fault on the west-side. If this is the case, the measurement of the crustal deformation between both sides must be initiated as soon as possible to check if the Bosphorus Strait is still opening or not. The geology of the Anatolia side consists of Trakya formation covered with a very thin natural deposits and artificial fills.

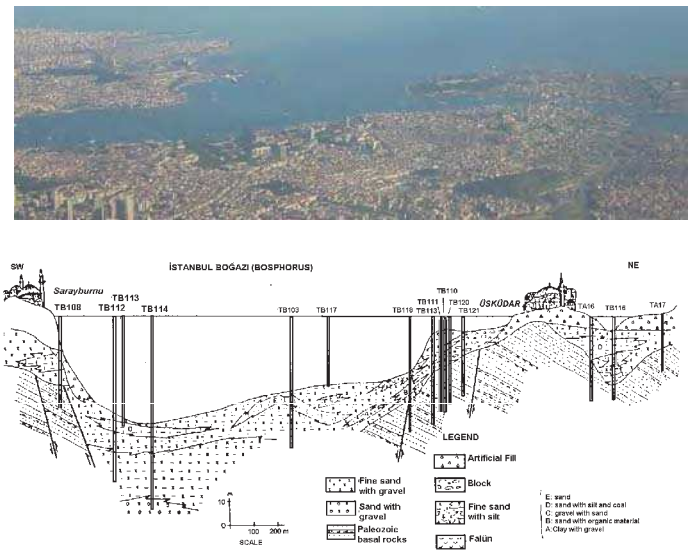


Figure 11. An aerial view and the geological cross section of immersed Bosphorus Tunnel

The local seismo-tectonics is associated with the tectonic activity of the North Anatolian Fault (Meriç et al. 1988, Oktay et al. 2002, Demirbağ et al. 1999). It was suggested that Bosphorus Strait was caused by the secondary faulting movements associated with the dextral strike-slip movement of the North Anatolian Fault. The block rotation model is proposed by Oktay et al. (2002) to explain the opening mechanism of Bosphorus Strait as shown in Figure 12. In the model they suggested that there are two conjugate faults having strikes as NW-SE and NE-SW. NW-SE faults have dextral sense of motion while NE-SW faults have sinistral strike-slip sense of motion. The opening of the Bosphorus was caused by the interactions of these faults. Figure 13 shows a tectonic map of the Bosphorus and the close vicinity of the subsea tunnel. The tunnel alignment is almost coincident with the strike of Kandilli-Çengelköy fault, which passes through the Eminönü and extends towards Marmara Sea. The tunnel alignment crosses perpendicularly two conjugate faults bounding the both sides of the strait and this fault may be named as Haliç-Kadıköy fault. At the northern side of Bosphorus, Karadeniz (Black Sea) fault runs parallel to the Black Sea shore.

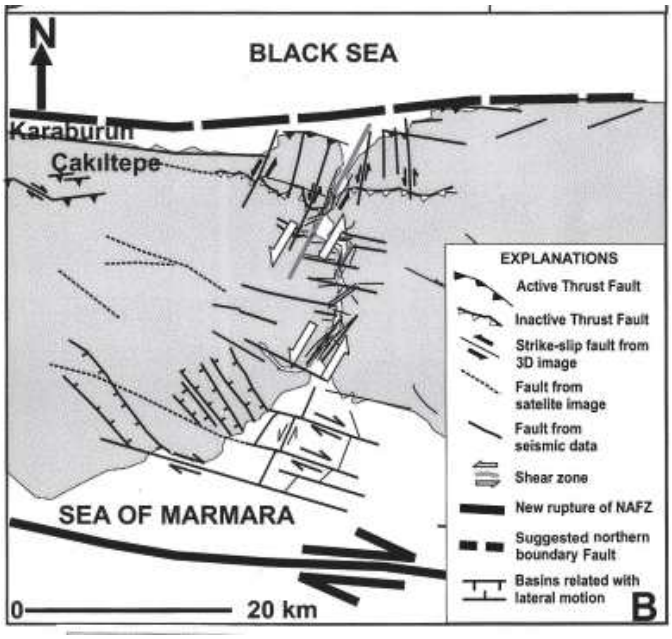


Figure 12. Tectonic model for the occurrence of Bosphorus Strait (from Oktay et al. 2002)

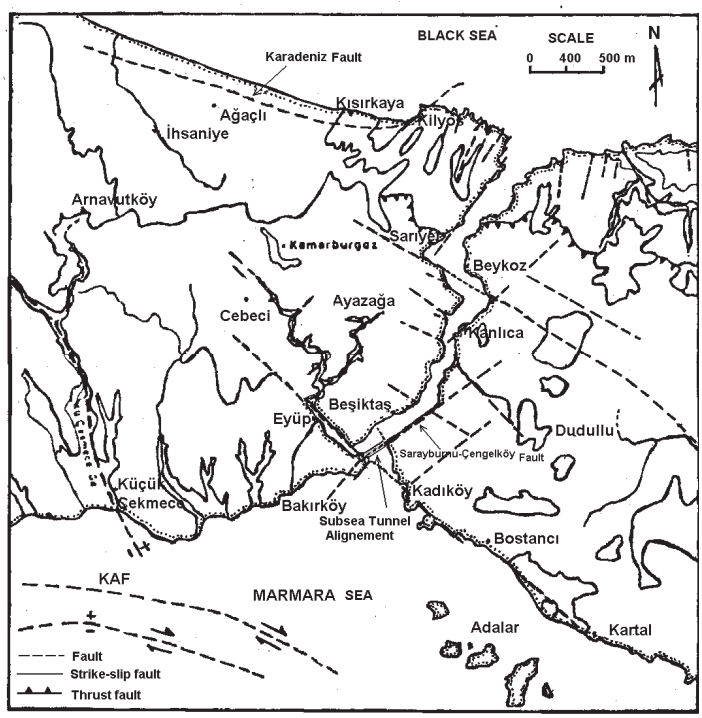


Figure 13. Tectonic map of the Bosphorus and the close vicinity of the subsea tunnel (modified from Öztürk, 1999)

2 SEISMICITY

Tezcan (1996) studied the maximum ground accelerations in Marmara region, which may be induced by the rupturing of the northern strand of the NAF (North Anatolian Fault) in Marmara Sea. According to his computations, the maximum ground acceleration in Istanbul would be less than 400 gal. A similar estimation was also done by Pichon's group for their fault model and their estimations yielded the maximum ground accelerations less than 400 gals.

As stated in the previous sub-section, when the fault ruptures in Marmara Sea, the surface trace length of the buried Master fault (BMF) can be 160km. The rupture length would be 60km for the NBF (Northern Boundary Fault) and 113 km for the CMF (Central Marmara Fault) segments, respectively. For these fault trace lengths, it is expected that earthquakes with a moment magnitude ranging between 6.96 and 7.66 may occur. Although no striation measurement is available for these faults buried under Marmara Sea, its faulting mechanism is likely to be similar to those shown in Figure 14.

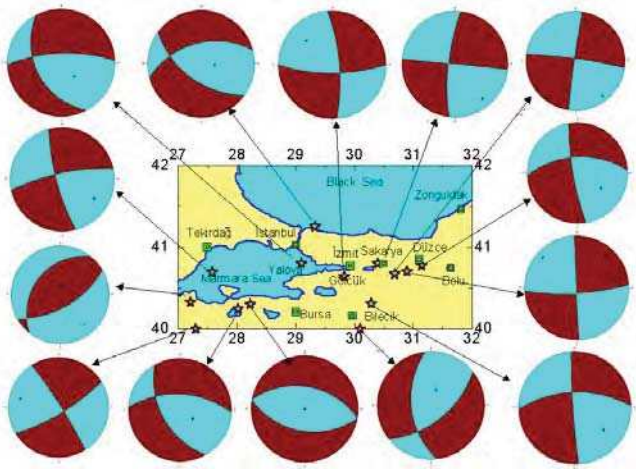


Figure 14. Focal mechanism solutions of earthquakes in/around Marmara Sea

The strong motion estimations according to Aydan's method (Aydan, 2007) done for the project site for soft ground (Vs=150m/s) according to the faults are given in Table 2. For bedrock (Vs=600m/s), the estimated maximum ground accelerations should be multiplied by a constant of 0.6. The results indicate the maximum ground acceleration for subsea passage will exceed 400 gals which may cause a severe soil liquefaction problem and it must be a very critical issue for the safety of the subsea passage tunnel.

Table 2. Estimated ground motions

Fault	L (km)	M_w	Amax (gal)	Vmax (kine)
NBF	160	7.66	860(R=29km)	95
CMF	60	6.96	435(R=32km)	52
BMF	113	7.41	500(R=42km)	57

The strong motion record of Sakarya station of Turkish National Strong Motion Network during the 1999 Kocaeli earthquake can be taken also as a representative strong motion record at bed-rock (Aydan et al. 2000). The maximum ground acceleration was about 400 gals for this station. This record should be the input motions for dynamic seismic design of Bosphorus Subsea Tunnel. Unfortunately, the design ground input motion adopted for the dynamic response of Bosphorus Subsea Tunnel is different. The likely reason not to use it may be such that the seismic loads induced by the Sakarya record may cause loads greater than the tunnel can resist.

3 L P

The soil in which the subsea tunnel would be located is generally soft sandy soil. Figure 15 shows the boring locations and Figure 16 shows the ground lithology and SPT value variations with depth (Aydan, 2001b). Since the project site is likely to experience ground accelerations exceeding 400gals during its service life as indicated in the previous sections, the ground will definitely liquefy. For the present design depth adopted, it is certain that the uplift of the subsea tunnel will certainly occur whether it is of immersed type or shield tunnel type for selected depth as seen in Figure 15. As a result, ground improvements by grouting would have been required as pointed by Aydan (2001b). There is no doubt that this is now multiplying the present estimated cost of the subsea tunneling.

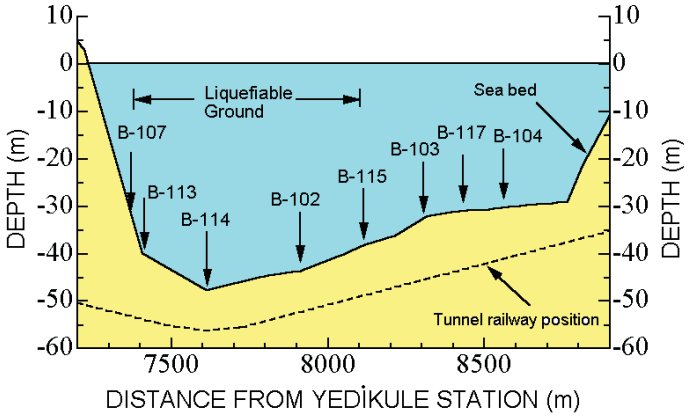


Figure 15. Profile of seabed in Bosphorus at the project site and boring locations (from Aydan, 2001b)

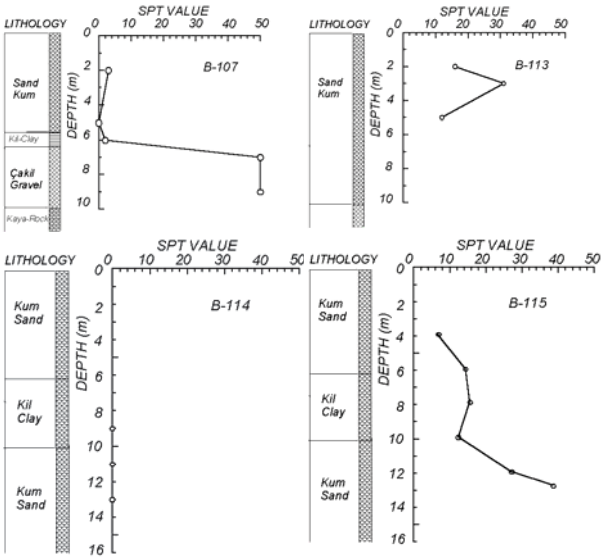


Figure 16. Ground lithology and SPT value variations with depth at some borings (from Aydan, 2001b)

E P

Since the subsea tunnel was decided to be built using the immersed tunneling technique, the excavation of a 10 m deep and 1800 m long trench was necessary. Since the excavated material would have been either brought onto the land or dumped into the sea, it was eventually dumped into Çınarcık basin. Although there are some advancement in excavation technologies under marine environment, it is impossible to excavate the trench without polluting the sea. This would eventually cause the destruction of the living and ecological environment in Marmara Sea and adjacent seas, which we will see in years to come. Another problem associated with immersed tunneling would have been the national and international marine traffic. The immersed tunnel, which is the deepest in the world, would require, at least, a construction period of 4 years. Such a long construction period causes the physiological and economical suffrage of humans, as well as the disruption of the national and international marine traffic (Fig. 17). Furthermore, Bosphorus Strait often suffers from fogs. Such a foggy weather may be resulting in marine accidents, which may involve local and international ships, as well as the construction platforms on the sea.

Figure 17. Views of dredging work and passing international and domestic ships nearby the construction site

CONCLUSIONS

In the first part, the author explained two series of model experiments to study the dynamic response of tunnels in liquefiable ground under fully saturated conditions. The conclusions from these experimental studies are as follows:

- ✓ The model experiments clearly showed that the uplift of the tunnel occurs irrespective of overburden height. The only difference is that the time required for total uplift becomes longer as the overburden depth increases.
- ✓ Another important observation is that the material above the tunnels tends to flow down towards the space created by uplift of the model tunnel. In other words, the created space acts as a suction point to attract soil flowing down. This phenomenon was also observed for model tunnels with rectangular cross sections.
- ✓ The second series of experiments were carried out with the purpose of investigating the effect of joints between the segments of the tunnel on its deformation in a longitudinal direction. The longitudinal deformation of the model looks like an arch due to uplift force imposed by liquefied ground and restraints at the end of the model tunnel.

In the second part of this article, the construction of the Bosphorus subsea passage tunnel is considered and discussed in view of the experimental studies (Aydan 2000, 2001a, 2001b) and previous papers by the author. The conclusions from the second part as follows:

- ✓ The subsea passage tunnel must have been designed against a nearby strong earthquake, of which magnitude may be greater than 6.4. Such an earthquake will produce ground acceleration greater than 400 gals. Particularly, the subsea tunnel will be subjected to very large ground shaking and the severe liquefaction of the ground is imminent. Therefore, the EW acceleration record taken at Sakarya station in the 1999 Kocaeli earthquake

must have been taken as the acceleration wave form for the seismic design of the subsea tunnel.

- ✓ The subsea passage tunnel construction using the immersed tunneling method, have been causing severe obstruction to national and international marine traffic, as well as severe ecological problems. Furthermore, whatever the best means used for the excavation of seabed dredging for installing the submerged tunnel segments, it is impossible to prevent the ecological pollution, whose effects may last for centuries.
- ✓ The construction of the subsea tunnel at Boğaz (Bosphorus) has been carried out as an immersed tunnel and it is the deepest one in the world and it has many technologically challenging problems. Besides environmental concerns, the adverse geotechnical conditions along its alignment might present severe stability problems under both static and dynamic loading conditions with the wonder, who is going to responsibility for it.

RE ERENCES

Aksu, A.E., Calon, T.J., Hiscott, R.N., 2000. Anatomy of the North Anatolian Fault Zone in the Marmara Sea, Western Turkey. Extensional basins above a continental transform. GSA Today, 3-7.

Aydan, Ö., 1997. Seismic characteristics of Turkish earthquakes. *Turkish Earthquake Foundation*, TDV/TR 97-007, 41 pages.

Aydan, Ö., 2000. Sıvılaşmaya bağlı olarak yapıların yükselmesi olgusu üzerine bir çalışma. Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, August 2000, 11 pages. (A report submitted to the Ministry of Housing and Settlement).

Aydan, Ö., 2001a. Sıvılaşmaya bağlı olarak yapıların yükselmesi olgusu üzerine ek bir çalışma. Tokai University, Department of Marine Civil Engineering, August 2001, 10 pages. (A report submitted to the Ministry of Housing and Settlement).

Aydan, Ö., 2001b. Comparison of suitability of submerged tunnel and shield tunnel for subsea passage of Bosphorus. Geological Engineering Journal, 25 (1), 1-17.

Aydan, Ö., 2007. Inference of seismic characteristics of possible earthquakes and liquefaction and landslide risks from active faults. The 6th National Conference on Earthquake Engineering of Turkey, Istanbul.

Aydan, Ö., Ulusay, R., Hasgür, Z., Taşkın, B., 1999. A site investigation of Kocaeli Earthquake of August 17, 1999. Turkish Earthquake Foundation, 180 pp.

Demirbağ, E., Gökaşan, E., Oktay, F. Y., Şimşek, M., Yüce, H., 1999. The last sea level changes in the Black Sea: evidence from the seismic data. Marine Geology, 157, 249-265.

Kiyomiya, O., 1995. Earthquake resistant design features of the immersed tunnels in Japan. International Tunneling Association, *Tunneling and nderground Space Technology*, Vol. 10, No. 4, Oct., 463–475.

Meriç, E., Sakınç, M., Eroskay, O., 1988. Evolution model of Bophorus and Goldenhorn deposits. Mühendislik Jeolojisi, Sayı 10, 10-14.

Oktay, F.I., Gökaşan, E., Sakınç, M., Yaltırak, C., İmren, C., Demirbağ, E., 2002. The effects of the North Anatolian Fault Zone on the latest connection between Black Sea and Sea of Marmara. Marine geology, 190, 367-382.

Öztürk, H., 1999. Beykoz (İstanbul-Türkiye) civarının jeolojisi ve İstanbul Boğazının gelişimine bir yaklaşım. İstanbul Üniversitesi Yerbilimleri Dergisi, Sayı 10.

Tezcan, S.S., 1996. Probability analysis of earthquake magnitudes. TDV/TR 96-001.

Pichon, X.L., Taymaz, T., Şengör, A.M.C., 1999. The Marmara fault and the future İstanbul earthquake. Int. Conf. On the Kocaeli Earthquake, 17 Aug. 1999. ITU Press House, 41-54.

Bolu Tüneli Detaylı Sismik Analizleri
Detailed Seismic Analyses for Bolu Tunnel

Tülin Solak, Ebru Akış
General Directorate of Highways, Technical Research Department, Ankara

Marco Russo
Lombardi SA, Switzerland

ÖZET Gümüşova-Gerede Otoyolunda yer alan Bolu Tüneli 1999 Düzce depreminin merkezine 20 km mesafededir. Deprem sırasında yapım çalışmaları devam eden tünelin Elmalık portal bölgesinde ön kaplama ile desteklenen kesimde yüksek şiddetli yer sarsıntısı nedeniyle göçük meydana gelmiştir. Göçük bölgesinin jeolojik yapısı yüksek plastisiteli flişler ve düşük açılı fay zonundan oluşmaktadır. Bu bölge statik yükler altında yüksek deformasyon ölçülen ve tarama gerektiren kesimleri içermektedir. Bolu Tüneli sismik dizaynı Düzce depremi verilerine göre gözden geçirilmiş ve revize edilmiştir. Proje gereklilikleri depremin iki etkisine, yer sarsıntısı ve aktif fay geçişine göre belirlenmiştir. Bu bildiri yer sarsıntısı dikkate alınarak gerçekleştirilen Bolu Tüneli sismik projelendirme aşamalarını içermektedir. İlk aşamada basitleştirilmiş yöntemlerle sismik değerlendirme yapılmış ve detaylı sismik analiz için kritik kesitler seçilmiştir. Seçenek 3 ve 4 destekleme sınıfları için sonlu elemanlarla dinamik analiz gerçekleştirilmiş ve tünel kaplaması yükleme durumu belirlenmiştir.

ABSTRACT Bolu Tunnel situated at the most important section of Gümüşova-Gerede Motorway is located 20 km east from epicenter of Düzce earthquake at 1999. Tunnel tubes driven from Elmalık portal and supported with primary lining collapsed due to the high intensity of ground shaking. Geology of the collapsed part consists of flyshoids with high plasticity and fault zone with low dip angle. Low mechanical properties of the fault zone material flyshoid resulted in excessive deformation due to static loads and reprofiling required. Seismic Design of Bolu Tunnel was reviewed and revised with consideration of new data after Düzce earthquake. Design requirements were determined according to two influences of earthquake, ground shaking and active fault crossing. This paper consists of the seismic design stages according to ground shaking. At the first stage seismic screening was performed according to the simplified methods and critical sections were chosen for detailed seismic analyses. Finite Element dynamic analyses were performed for the sections with support classes of Option 3 and 4 and state of load induced in the tunnel lining was determined.

1 INTRODUCTION

Gümüşova-Gerede section of Istanbul-Ankara Motorway is located at the influence zone of North Anatolian Fault. This section of motorway encountered damages during 1999 Düzce earthquake. Bolu Tunnel, which has a distance of 20 km to earthquake epicenter, collapsed at the parts in flyshoid with high plasticity and fault gouge. The collapsed part of the tunnel was supported with primary lining and required reprofiling due to excessive deformations under static loading.

Investigations showed that the collapsed part of the tunnel extend from Elmalık portal to the area consisting pilot tunnel. Re-excavation of the tunnel in collapsed area would require ground improvement before excavation, slow advance and high density of tunnel support. Tunnel advance had been carried out along the by pass alignment. Seismic design of the by pass section was

performed according to the updated seismic data and characteristics of the ground. For the excavated parts seismic design was reviewed and revised in required sections.

The aspects of the design philosophy were determined as follows;

- Seismic screening was performed with simplified methods to determine the critical sections requiring detailed analyses.
- Site-specific seismic report was updated according to the new seismic data of Düzce earthquake.
- Thickness of the inner lining and Bernold lining was kept constant. Reinforcement in the lining was determined to carry seismic loads.
- Seismic screening and detailed analysis were performed with methods given in FHWA manual

2 SEISMIC SCREENING

The screening procedure is based on closed form solution involved approximations:

- Circular lining
- Estimation of shear strain with empirical relationship
- Uniform elastic soil profile

One of the parameters required for screening procedure is soil shear modulus. Soil shear module referring to the static values considers large shear strain and underestimates seismic shear modulus corresponding to the low deformation induced by the earthquake. Seismic shear module was estimated with an iterative procedure considering the diagram in Figure 1.

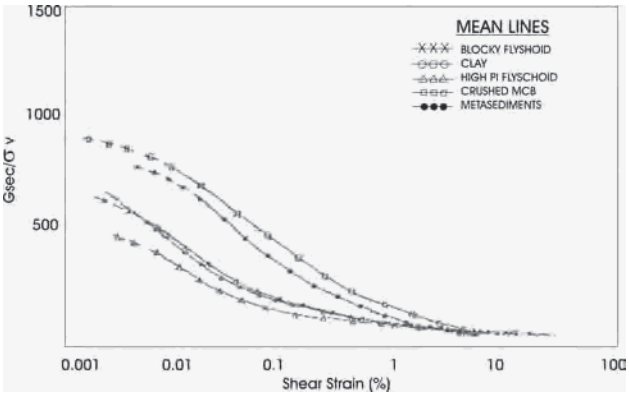


Figure 1. Diagram for determination of the shear modulus (Yüksel-Rendel Report, 2000)

The design peak ground acceleration (PGA) of 0.81 was scaled to account for the tunnel depth. Peak ground velocity (PGV) corresponding to the PGA was determined. An induced shear strain for the design earthquake was estimated and corresponding shear modulus was determined from the diagram in Figure 1. The corresponding estimated shear strain was checked with the one determined from the formula 1. Iteration was performed until estimated shear strain was verified with the calculated one and corresponding shear modulus was determined.

$$\gamma s = PGV / \sqrt{Gs / \rho} \qquad (1)$$

where PGV= peak ground velocity
Gs= shear modulus
ρ =density of the medium

The maximum seismic loads were determined with the formulations given in Table 1.

In the first phase three linings, shotcrete, Bernold and inner lining were considered as resistant. In the second phase if yielding is induced in shotcrete and Bernold lining, they don't contribute to the bending stiffness of the crossection.

Bending moments were reevaluated to get the final loads expected to act on inner lining that will remain elastic under the seismic loads. The ultimate resistance (without safety factor) was considered for shotcrete and Bernold lining, while at inner lining the resistance was given by considering factor of safety 1.5 for concrete and 1.15 for reinforcement.

The static axial loads to the linings were considered from static design calculations. Finally seismic loads were superposed to static axial loads to check the adequacy of the linings. Moment-Axial load envelopes (M-N envelope) were drawn for each lining. Those envelopes show that bernold lining yield and load on the inner lining should be evaluated for Option 4 (Figure 2).

Table 1. Formulations for the determination of maximum seismic loads (Penzien and Wu 1998)

Maximum cross section loads		
Max seismic axial load	$N=2*G_m*D*K*\gamma_{smax}$	$K=(1-\nu_m)/(F+3-4*\nu_m)$
Max seismic shear load	$S=2*G_m*D*K*\gamma_{smax}$	$F=G_{m*}(1-\nu_1^2 \quad D^3/(24*E_1*I_1)$
Max seismic bending moment	$M=1/2*G_m*D^2*K*\gamma_{smax}$	
ν_m :soil poissons ratio	D:cross section diameter	
ν_1: lining poissons ratio	E_1: elastic modulus of lining	
G_m : soil shear modulus	I_1: inertia of lining cross section	

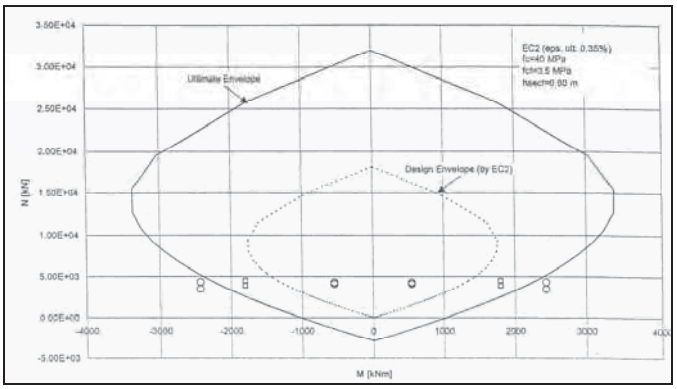


Figure 2. M-N envelope for bernold lining in Option 4 (Lombardi 2002)

While bernold lining yielded in the calculations for the first phase, the inertia of the cross section was reduced to the one given by shotcrete and final lining. The bending moments was carried by shotcrete and inner lining, while the axial loads were still carried by the three linings.

The final lining had to be designed elastically withstand the maximum load expected during the earthquake. The reinforcement in inner lining was determined according to the total loads. To design tunnel lining detailed dynamic analysis were performed with numerical analyses.

3 DETAILED DYNAMIC ANALYSES

3 1 I

Input ground motion is one the most important parameter in detailed dynamic analysis. To match seismic activity of the tunnel site a large number of accelerograms were evaluated. They were corrected to account directivity effects and depth of bedrock. Three records were selected for the analyses:

- Bolu station record of the Düzce earthquake
- A synthetic earthquake
- A Loma Prieta earthquake

Loma Prieta earthquake record is shown in Figure 3.

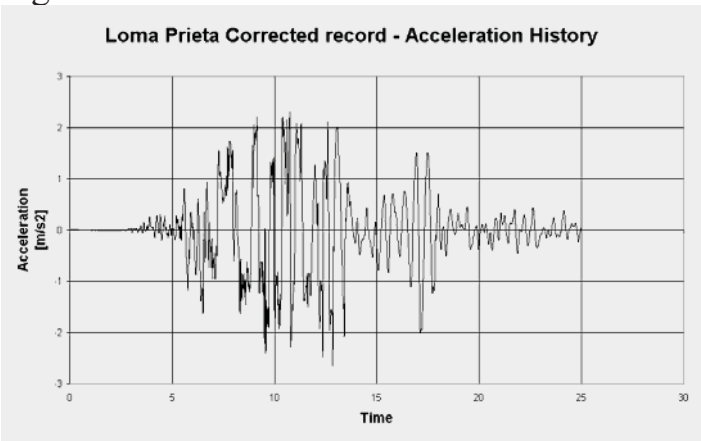


Figure 3. Loma Prieta corrected acceleration record (Lombardi 2001)

3 2 S

The variation of the soil profile from ground surface to the bedrock was considered in the numerical simulations. The soil profile for chainage 63+550 is shown in Figure 4. For sandstone layers Coulomb model, for soil layers such as clay and flyshoid with high plasticity strain softening model were used. The bedrock modeled elastically. The parameters for each layer are indicated at soil profile in Figure 4.

3 3 N M

The boundaries of the numerical model for the analyses were considered in two phases. Firstly to initialize the system initially horizontal displacements were fixed at side boundaries and vertical displacements were fixed at bottom boundary. At the second phase for dynamic analyses the boundaries were modeled as free field, which means that the grid elements at the boundary were attached by a spring dashpot system to a fixed surface. The external boundaries absorbed any incident wave and did not reflect it into the grid. The bottom boundary was fixed vertically

The lateral side pressure coefficient was set to 1 and vertical acceleration to 10 m/s^2. The soil layer below the groundwater table at –60 m was considered as saturated with a permeability of 10^{-10} m/s and porosity of 0.5. The groundwater flow was allowed only after completing the excavation.

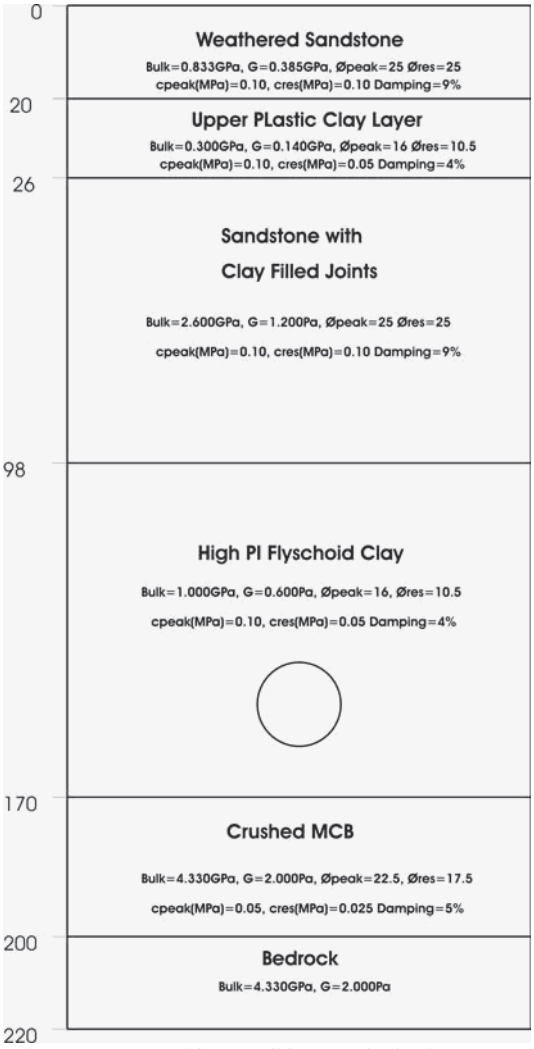


Figure 4. Soil profile and their parameters at chainage 63+550

3 M A

The design parameters in each layer were another important point in the seismic analyses. In addition to specifying the appropriate undisturbed shear modulus Gmax, and shear wave velocity Vs, it is also important to account for degradation of shear modulus and increase in damping that accompanies cyclic shear strain. The undisturbed shear modulus for each layer was determined according to stiffness-strain relationships obtained from the pressuremeter tests or according to the shear wave velocities and effective stresses.

The ground responses resulting from the application of ground motions were obtained by computer program SHAKE91. Although Shake91 was a 1-D program and it could not account for the presence of the tunnel, results provides valuable insight pertaining to the ground response. As a result of SHAKE91 analyses, it was seen that, significant degradation of the shear modulus may occur within the flyschoid clay layer. Monodimensional analyses were performed on the soil column with the Finite Difference program FLAC to asses the compatibility of the FLAC model with SHAKE analysis and to define damping ratio and Young modulus by confronting the shear stress and strain attained in the model. In this analysis the mechanical parameters, stresses and groundwater conditions were initialized and earthquake for three different cases was applied as acceleration record at the base of the model. The analysis gave the shear strain histories, shear stress at different depths and plastic zones after the earthquake. One of the results of monodimensional analyses was the plots of the degraded G/Gmax profiles with depth for three strong ground motions (Figure 5). Analyses indicated that Loma Prieta earthquake gave the most severe in terms of attained shear strains.

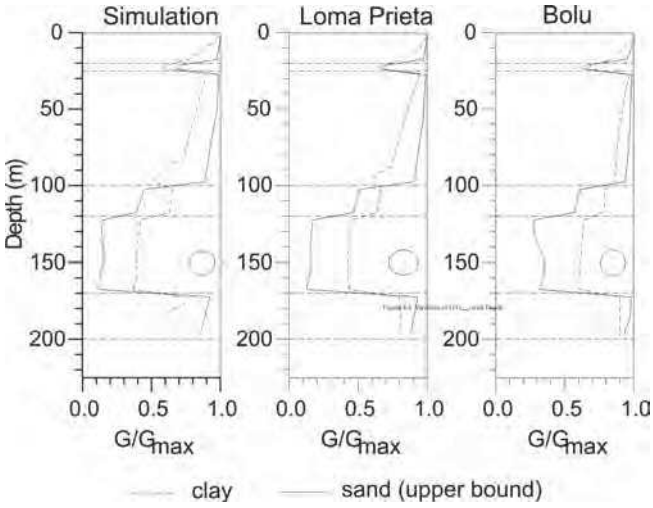


Figure 5. Variation of G/Gmax with depth for flyshoid clay layer (Lombardi 2001)

3 2 D LAC A

With seismic screening, sections at Km: 63+400 and 63+680 were assessed as critical and finite element analyses were performed with FLAC for both support classes of Option 3 and 4.

Layering and parameters of soil, groundwater conditions and boundaries were same as defined in the former parts of the paper. The design philosophy was same that outer linings might reach to yielding threshold while inner lining will be able to withstand earthquake by remaining elastic.

Static stress state for K=1 and groundwater situation were initialized before excavation. Tunnel was excavated in nondrained condition (no drainage). For long term equilibrium of tunnel groundwater pressure was allowed. The disturbed soil around the tunnel was modeled by reducing the compressibility modulus to 80 % of the original. Ground motion was applied to the base of the mesh as velocity.

3.5.1 Support Class Option 3

Figure 6 shows the cross section of Option 3. The calculation steps for support class Option 3 and explanations are given in Table 2.

At dynamic analysis the most critical results were obtained from Loma Prieta earthquake. Higher bending moments were concentrated and the bottom of the crown at the invert junction. The histories for loads at the linings and invert were determined and reinforcement was designed accordingly. The reinforcement was concentrated in this zone at the inner part of the section, while at the top of the crown a lighter reinforcement was adopted. To increase the ductility of bernold and inner lining a light steel fiber dosage was suggested.

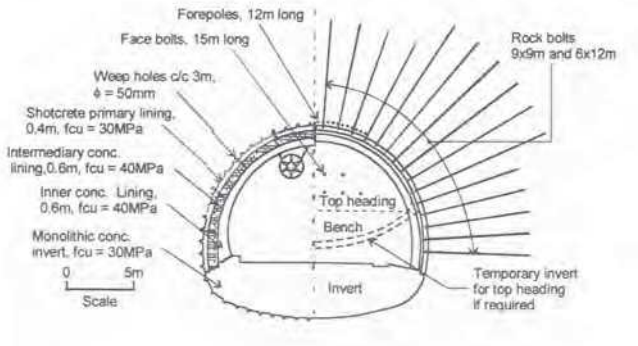


Figure 6. The cross section of support class Option 3. (Tokgözoğlu, F. & Işık, S., 2002)

Table 2. Formulations for the determination of maximum seismic loads

STEPS O ANALYSIS OR OPTION 3		
S	**T A**	**E**
1	Static undrained	Initialization of hydrostatic stress state, groundwater table
2		Excavation of top heading
3		Installation of shotcrete lining with 50 cm thickness and temporary invert
4		Installation of intermediary lining with 60 cm thickness
5		Installation of the final lining with 60 cm thickness
6		Drainage, long term static stress state after excavation
7	Static drained	Reduction of the compressibility in plastic zone to model the disturbance with excavation
8	Dynamic undrained	Application of Bolu record from step 11
9		Application of simulated record from step 11
10		Application of Loma Prieta from step 11

3.5.2 Support Class Option 4

Figure 7 shows the cross section of Option 3.

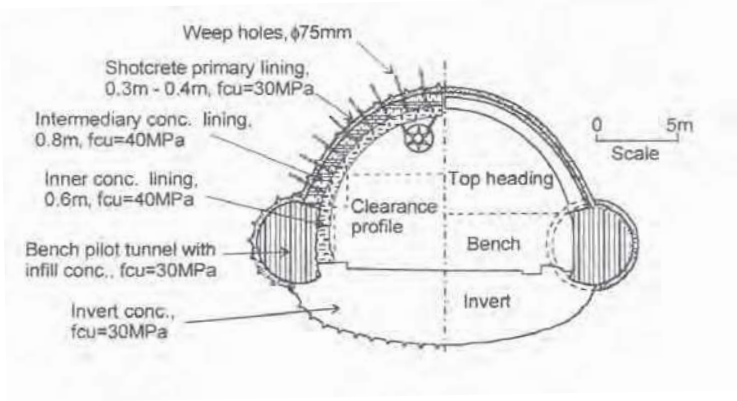


Figure 7. The cross section of support class Option 4. (Tokgözoğlu, F. & Işık, S., 2002)

The calculation steps for support class Option 4 and explanations are given in Table 3.

As the analysis for Option 3 the most critical results were obtained from Loma Prieta earthquake. It induced an offset of 15 cm. Results showed that permanent loads arise in inner lining due to the earthquake and reinforcement in inner lining shall allow withstanding those loads. The reinforcement at the invert for static loading was also adequate for dynamic loading. To increase the ductility of bernold and inner lining a light steel fiber dosage was suggested.

Table 3. Formulations for the determination of maximum seismic loads

STEPS O ANALYSIS OR OPTION		
S	**T A**	**E**
1	Static undrained	Initialization of hydrostatic stress state, groundwater table
2		Excavation of bench pilot tunnel
3		Backfilling of bench pilot tunnel with concrete
4		Excavation of top heading and installation of temporary invert
5		Installation of shotcrete lining with 30 cm thickness
6		Installation of intermediary lining with 80 cm thickness
7		Excavation of the invert
8		Concreting of the monolithic invert
9		Installation of the final lining
10	Static drained	Drainage, long term static stress state after excavation
11		Reduction of the compressibility in plastic zone to model the disturbance with excavation
12	Dynamic undrained	Application of Bolu record from step 11
13		Application of simulated record from step 11
14		Application of Loma Prieta from step 11

Table 3. Continue

CONCLUSION

Ground motions with high intensity induce permanent loads to tunnel lining in soft rock/soil conditions. Simplified methods and detailed analyses enable to perform the first evaluations and seismic design respectively. In Bolu Tunnel loading to the tunnel lining due to the ground motion was carried by reinforcement so that the thickness of the lining was kept constant through the tunnel. Results of the dynamic analyses showed that, the reinforcement in inner lining for option 4 was adequate for dynamic loading. On the other hand, new reinforcement design was made for inner lining for option 3, especially taking into consideration the concentrated moments at the bottom crown at the invert junction. Additionally a light steel fiber dosage was used in bernold and inner lining for both support systems in order to increase ductility.

RE ERENCES

FHWA Manual, 1999, Seismic Retrofitting Manuals for Highway Systems, Volume III

Lombardi, 2001, Bolu Tunnel Detailed Seismic Analyses Report and Anexxes

Lombardi, 2002, Bolu Tunnel Re-Alignment at Strecth 2E Underground Tunnel Seismic Screening

Tokgözoğlu, F., Işık, S., 2002, Seismic Consideration of Bolu Tunnels after Düzce Earthquake, International Conference, Workshop and Exhibition on Tunneling and Underground Space Use.

Yüksel-Rendel Report, 2000, Stiffness Strain Relationship from Pressuremeter Tests

Düzce Depremi Sonrasında Bolu Tüneli'nde Meydana Gelen Göçüğün Statik ve Dinamik Olarak Değerlendirilmesi

Static and Dynamic Evaluation of the Bolu tunnel Collapse Due to the Düzce Earthquake

Ebu Bekir Aygar
Atac Mühendislik, Müşavirlik, İnşaat, Madencilik Sanayi ve Tic. td. Şti., Ankara

Bahtiyar Ünver
Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara

Orhan Şimşek
Sial er ilimleri Etüd ve Müşavirlik td. Şti., Ankara

ÖZET Bolu Tüneli, Kuzey Anadolu Fay Hattı anakolu ile Düzce Fayı arasındaki tektonik blokdan geçmektedir. Tünelin Batı tarafı kristalen temel kayaları içinde açılmış olup Doğu tarafı (Elmalık girişi) tarafı ise sedimenter kayaçlar içinde açılmıştır. Bu iki birim, tünel kotunda Bakacak fayı ile sınırlanmaktadır. Tektonizma, Elmalık girişi tarafındaki sedimenter birimleri daha fazla etkilemiştir.

12 Kasım 1999 yılında meydana gelen Düzce depremi sonucunda Bolu Tüneli Elmalık girişinde göçük meydana gelmiştir. Meydana gelen göçük sonucunda tünelin bu bölümü terkedilmek zorunda kalınmış ve yeni bir bypass güzergahı oluşturularak tünel kazısı tamamlanmıştır. Depremden sonra yapılan detaylı jeolojik ve jeoteknik çalışmalar bu bölümde meydana gelen göçüğün temel nedeninin, tünel üzerinde bir fay hareketinin değil, statik durumda deformasyonların zor kontrol edildiği ve sönümlenmesinin uzun zamanlar almasından dolayı bu bölüme gelen büyük deprem yükünü taşıyamamasından kaynaklandığı kanısına varılmıştır.

Tünellerde yapılan jeolojik, jeoteknik ve arazi araştırmaları ile beraber FLAC^{3D} programı ile statik ve dinamik analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda moment ve kuvvetlerde artış meydana gelirken tünel duraylılığı açısından ciddi bir sorun teşkil etmediği görülmüştür.

ABSTRACT Bolu Tunnel is located in a tectonic blok, which is located between Main Zone of North Anatolian Fault Zone and Düzce Fault. Western portal of tunnel is excavated through metacrystalline basement, while Elmalık portal side is made up of sedimenter rocks. Young tectonizm has more affected the Elmalık side than Asarsuyu portal side (Western Portal).

The 12 November, 1999 Düzce earthquake significantly damaged the Elmalık portal side of Bolu Tunnel, partially collapsed due to strong ground shaking. A new alignment has been constructed to by pass the collapsed section. In the basis of detailed geological and geotechnical study, the reason for the collapse is not because of fault rupture on the tunnel but due to additional loading by a strong ground shaking on the tunnel section where the radial deformation was already quite large due excavation in poor ground conditions.

Considering the geological and geotechnical model of the tunnel section, the static and dynamic analyses were made using FLAC ^{3D}. As results of analyses, while the moment and the forces increases, no considerable problem in terms of tunnel stability was observed.

1 GİRİŞ

Son dönemlerde dünya ve ülkemizde meydana gelen depremlerin yeraltı yapılarına özellikle sığ tünellere olan etkisi büyük olmuştur. İstanul-Ankara otoyolu arasında kalan Bolu Tüneli, Düzce depreminden büyük ölçüde etkilenmiş ve tünellerde göçük meydana gelmiştir. Bunun sonucu olarak tünellerin Ankara istikametinde yer alan Elmalık girişi yaşanan göçükten dolayı terkedilmek zorunda kalınmıştır.

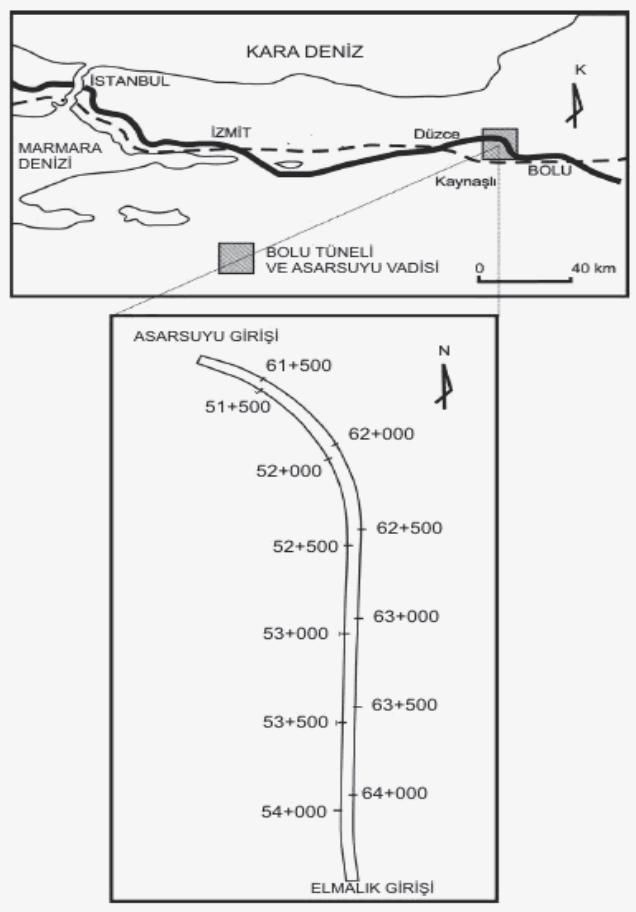
Bu çalışmada, 12 Kasım 1999 Düzce depremi sonrasında Bolu Tüneli'nde meydana gelen göçük ve göçüğün temel nedeninin deprem olup olmadığı, Bolu Tüneli'nde yapılan jeolojik ve jeoteknik araştırmalar ile depremin temel nedeninin belirlenmesi, kazı aşamalarının tüneller üzerinde etkisi, FLAC^{3D} programı ile statik ve dinamik analizler yapılarak Bolu Tüneli'nin duraylılığının araştırılması, ivme ve frekans değişimlerinin tüneller üzerinde etkisinin incelenmesi temel amaçlarını oluşturmaktadır.

2 BOLU TÜNELİ

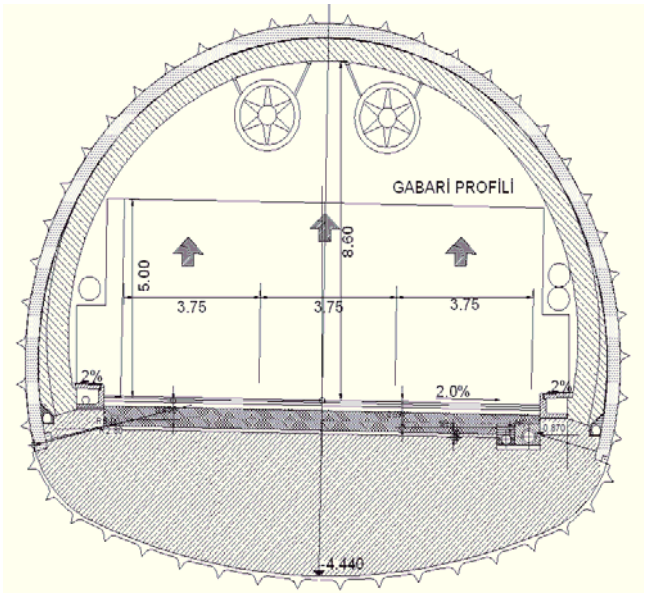
Bolu Tüneli İstanbul-Ankara Otoyolu geçkisinde, her biri üç şeritli iki tünelden meydana gelmektedir. Asarsuyu (İstanbul) tarafından 16/04/1993, Elmalık (Ankara) tarafından ise 24/06/1994 tarihinde kazı işlemlerine başlanmıştır. Tünel kazısı 2006 yılında bitirilmiş, 2007 yılında da trafiğe açılmıştır (Şekil 1). İki tünel arasında genişliği yaklaşık 50 ile 60 m arasında değişen topuk bırakılmıştır. Tüneller çoğunlukla 100-150 m zemin örtüsü altında olmakla birlikte en yüksek örtü kalınlığı 250 m'dir. Zemin koşullarına, kaplama kalınlığına ve deformasyonlara bağlı olarak tünel kazı aynasının alanı 133 m^2 ile 260 m^2 arasında değişmektedir. Eşdeğer kazı çapları ise 13 - 18.2 m arasındadır. Tünellerin bitmiş hali, beton kaplamasının iç yüzeyi yatay açıklık olarak 14.0 m ve yükseklik olarak da 8.60 m'dir (Şekil 2).

Orijinal tünel tasarımı, Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) prensiplerine göre yapılmıştır. Bolu Tünelleri'nde kazı işlemlerine başlanması ile beraber tünel kazısı süresince pek çok sorun ile karşılaşılmıştır. Yaşanan problemler, destek sistemlerinin zemin yükünü taşıyamaması ve tüneli çevreleyen zeminde kemerlenmenin meydana gelmemesinden kaynaklanmıştır. Bolu Tünelinde projelendirme aşamasında yapılan jeolojik ve jeoteknik araştırmalar sonucunda belirlenen jeolojik koşullar ile tünel kazısı sırasında karşılaşılan jeolojik koşullar birbirine benzer olmasına karşın, bu birimlerin tünel açımı esnasındaki davranışları oldukça farklıdır. Bu farklılık nedeni ile kazı esnasında destek sistemleri sürekli yenilenmiştir. Özellikle killi fay zonu ile filiş serilerinde yapılan kazılar sonucunda destek sistemlerinde büyük hasarlar meydana gelmiştir. Deformasyonlar toleransın 4, 5 katına kadar çıkmış, bunun sonucunda da tünellerde kısmi göçükler oluşmuştur. 1998 yılından itibaren orijinal tünel tasarımından büyük çaplı değişiklikler yapılmıştır. Yapılan yeni projeler NATM prensiplerinin tamamen dışında oluşturulmuş ve zemin özelliklerine bağlı olarak farklı tünel tasarımı ve yöntemleri geliştirilmiştir (Aygar, 2000). Bu yöntemler seçenek 3 (Bernold kaplaması) ve seçenek 4 (alt yarı pilot tünel yöntemi) olarak adlandırılmıştır.

Seçenek 3 ve 4 olarak belirtilen destek sistemleri ile kazı işlemlerine devam edilirken 12 Kasım 1999 Düzce depremi meydan gelmiş ve tünellerin Elmalık tarafında göçük oluşmuştur. Elmalık tarafında meydana gelen göçük tünellerin iç kaplamasının yapılmadığı kısımlarda olduğu ve iç kaplaması yapılan yaklaşık 400 metrelik kısımda bir hasar meydana gelmediği görülmüştür (Aygar, 2007). Tünelin Asarsuyu tarafında ise ciddi bir sorunla karşılaşılmamış tünellerde yerel olarak püskürtme betonda dökülmeler ve çatlaklar oluştuğu belirlenmiştir. Yapılan arazi çalışmalarından sonra Bolu Tüneli'nde tekrar kazı işlemine başlanması için çeşitli seçenekler düşünülmüştür. Meydana gelen göçüğün geçilmesi işleminin yeni açılacak olan girişe göre hem zaman hem de maliyet açısından daha büyük olacağı belirlenmiştir. Bu nedenle yeni bir geçki belirlenmiş ve kazı işlemine Elmalık tarafından başlanmıştır.



Şekil 1. Bolu Tüneli yerbulduru haritası



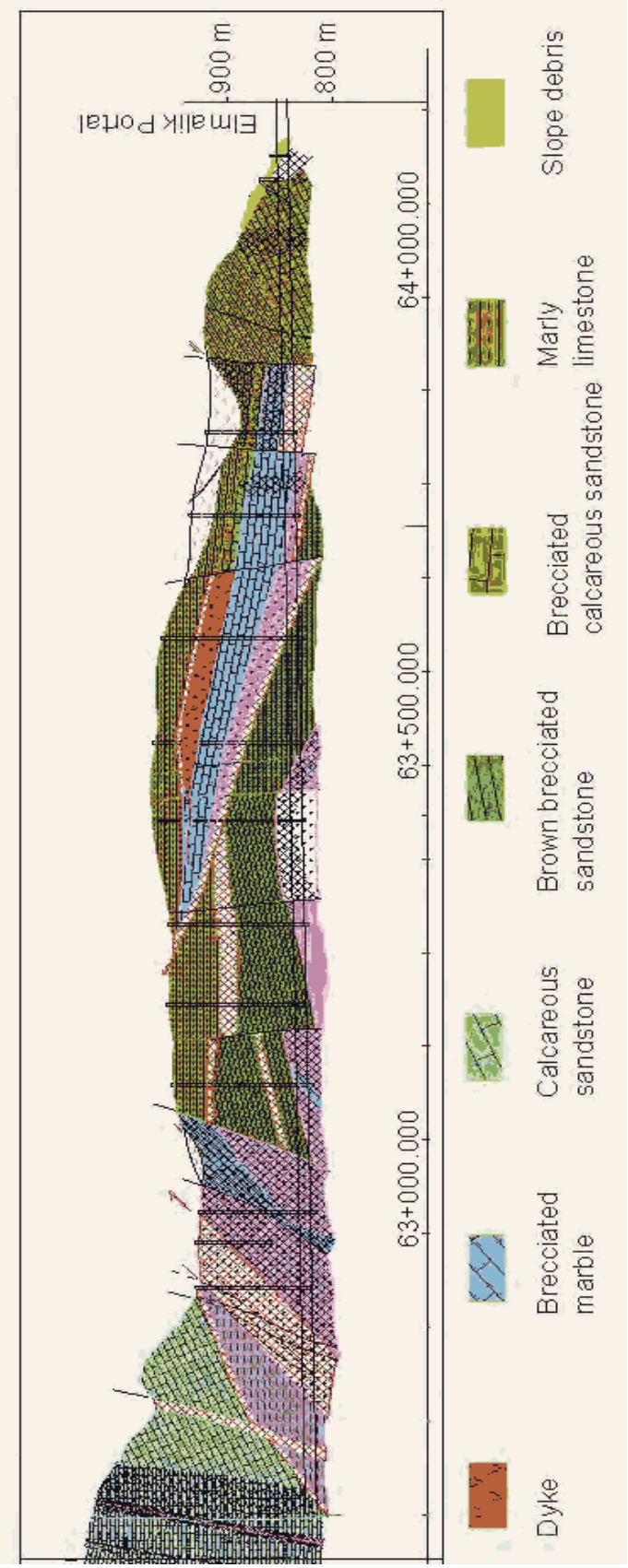
Şekil 2. Bolu Tüneli en kesiti

2.1 Bolu Tüneli Jeolojisi

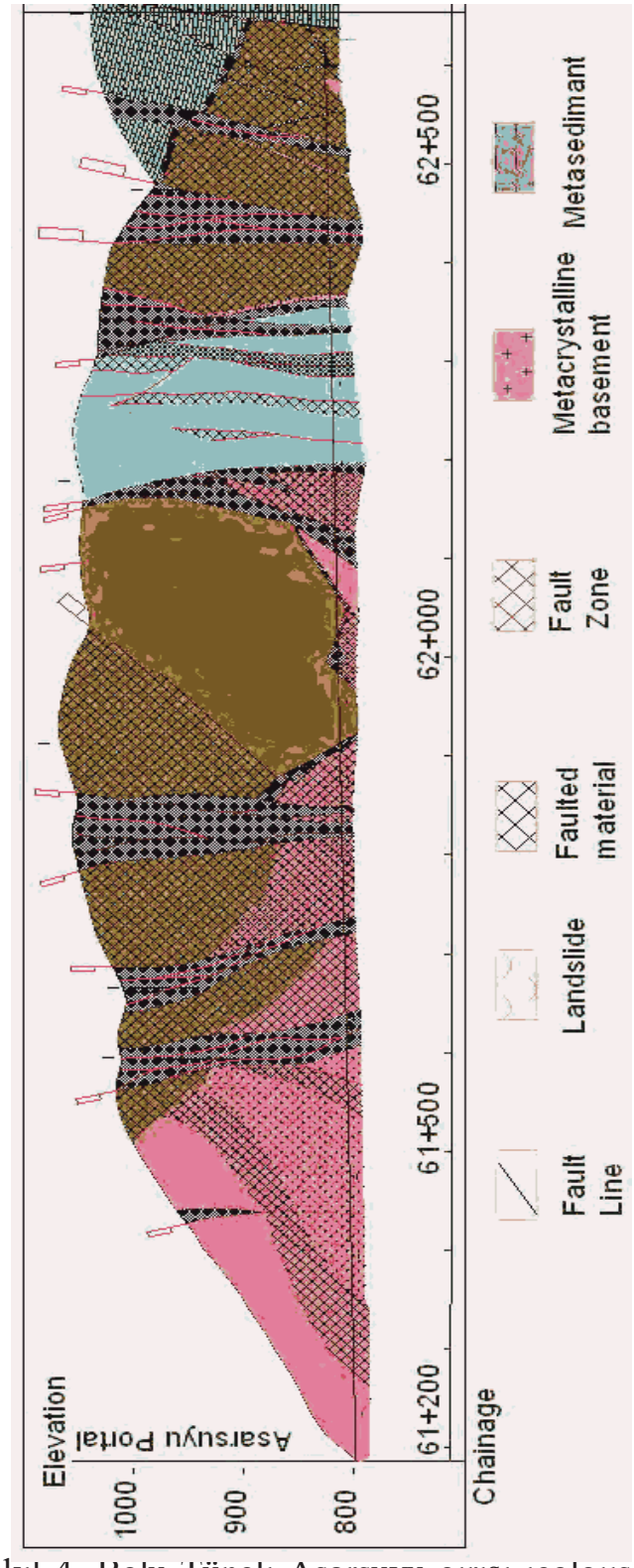
Bolu Tüneli oldukça fazla tektonizmaya uğramış kaya dizilerinde açılmıştır. Bu bölgedeki ana fay sistemleri 1. derecede aktif sismik faylar olarak sınıflandırılmaktadır. Zemin genellikle killi ortamlar içerisinde yarı-köşeli sert malzeme bloklarından oluşmaktadır. Killi ortamların yoğunluğu değişik jeoteknik birimlerde farklılıklar göstermektedir. Killi ortamlardaki hacimsel oran % 30 ile %100 arasında değişmektedir. En kötü zemin koşullarını taşıyan bazı bölümler, içerisinde hiç sert zemin bulundurmayan sürekli fay kilinden oluşan formasyon dizilerinden oluşmaktadır. Tünel geçkisi üzerinde kalınlığı 50 m'yi bulan bu gibi zayıf formasyonlarla karşılaşılmıştır. Kuzey Anadolu fay sisteminin etkisinde olan bölgede en genç tektonik yapılar doğal olarak düşey ve düşeye yakın eğimlidirler (Şimşek, 2002).

Bolu tuneli boyunca karşılaşılan birimleri iki gruba ayırarak incelemek mümkündür. 1. Grup: Asarsuyu grubu olarak adlandırdığımız bu grup tünel Asarsuyu portalı (İstanbu tarafı) ile Bakacak fay zonunun tüneli kestiği km 62+800'e kadarki alanı kapsamakta olup metakristalen temel kayaları ile onu düşük açılı tektonik dokanakla örten metakristalen temel kayalarından oluşmaktadır. İkinci grup ise Elmalık grubu olup Tersiyer yaşlı filiş istifi altaki kristalen temel kayalarını yine tektonik dokanakla örtmektedir. Bu iki grup arasında ise Bakacak fayı yeralmaktadır. Bu fay, tüneli yaklaşık 200m genişliğinde bir zonda etkilemektedir (Şekil 3).

Bolu tünelinde olumsuz kazı koşullarını oluşturan yapı alttaki kristalen temel ile üstteki sedimenter seri arasındaki düşük açılı fay zonudur. Tünel kotu genelde, ya bu zon içinde yada civarından geçmiştir. Bu olumsuz nedenler tünellerde aşırı ve beklenmedik ani deformasyonlara neden olmuştur. Bu iki grup arasında bulunan Bakacak fay geçişi Lettis vd. (2000), tarafından yapılan çalışmalar ve hazırlanan rapor neticesinde bu fayın yaklaşık 10 ile 15 km uzunluğunda olduğu ve Bolu Tüneli'ni200 m genişliğinde bir zon ile etkilediğini belirtmişlerdir. Bu kısımdaki fayın yönelimi yaklaşık olarak doğu-batı yönündedir ve tünel geçkisini km: 62+800 ile 63+000 arasında (sol tünel) neredeyse dik bir açıda kesmektedir. Bu faylar enkesitler üzerinde kuzeye dalma açılıdırlar ve sol tünelde 75 m genişliğinde ve sağ tünelde ise 91.5 m genişliğinde bir fay kili malzemesi ile tüneli kesmektedirler (Şekil 4).



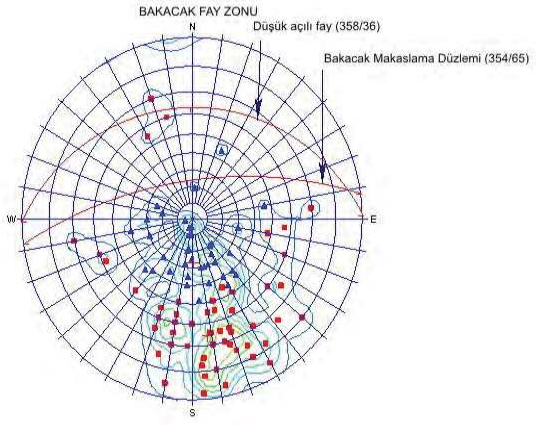
Şekil 3. Bolu Tüneli Elmalık girişi jeolojisi (Şimşek, 2002)



Şekil 4. Bolu Tüneli Asarsuyu girişi jeolojisi (Şimşek, 2002)

Tünel güzergahını yaklaşık 62+800 ile 63+000 arasında kesen fay zonu kırmızı renkli yüksek plastik fay kili özelliklli olup büyük oranda kaygan yüzeylere sahiptir. Yapılan süreksizlik analizlerinde iki ana süreksizlik takımı belirlenmiştir. Bu süreksizlik takımlarının eğim/eğim yönü 358/36 ve 354/65 değerleri şeklindedir (Şekil 5). Bu süreksizliklerin iki farklı tektonik

evrenin izleri olduğunu söyleyebiliriz. Eğim açısı düşük olan süreksizliklerin (358/36), Pontid ile Armutlu-Ovacık blokları arasında Eosen döneminde gelişen birdirme fay sisteminin sonucu olduğunu, daha dik eğimli ve doğrultu atımlı olan ikincisinin ise doğrultu atımlı Bakacak Fay sistemi olduğunu söyleyebilirz. Metakritalin temel kayaları üzerinde düşük açılı bindirme fay zonlarınında yine Eosen döneminde gelişen bindirmenin etkisiyle oluştuğu söylenebilir.



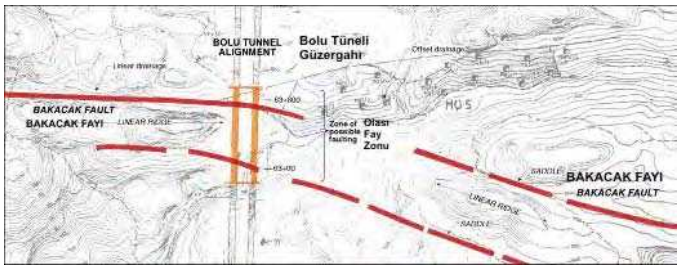
Şekil 5. Bakacak Fay Zonu stereografik izdüşüm çözümlemesi çizeneği (Şimşek, 2002)

2.2. üz e e remi

12 Kasım 1999'da meydana gelen Düzce depreminin Bolu Tünelleri'nde meydana getirdiği etki büyük olmuştur. Düzce depremi 7.2 şiddetinde ve en büyük yatay yer ivmesi 0.82 g gibi yüksek bir değerde oluşmuştur. Ancak Bolu Tüneli'nde ne kadar ivme oluştuğu tam olarak bilinmemektedir.

Yapılan çalışmalar sonucunda Bolu Tünelinin KAF ile Düzce Fayı arasında bağlantı fayı olan Bakacak fayını kestiği tespit edilmiştir. Bakacak fayı 10 ile 15 kilometre uzunluğunda olup Bolu Tüneli'ni kestiği yerdeki zon genişliği yaklaşık 200m dir. Bakacak fayı ile Bolu Tüneli kesişimleri Şekil 6'da görülmektedir.

Düzce depreminden sonra tünel geçkisi boyunca yüzey kırıkları görülmemiştir. Tünellerde meydana gelen hasarların yalnızca sarsıntıdan meydana geldiği düşünülmektedir. 30 cm kalınlığındaki püskürtme beton kaplama ile desteklenen bölümde yer alan 5.8 m çapındaki yaya geçiş



Şekil 6. Bakacak fayı ile tünel kesişimleri (Lettis and Barka, 2002)

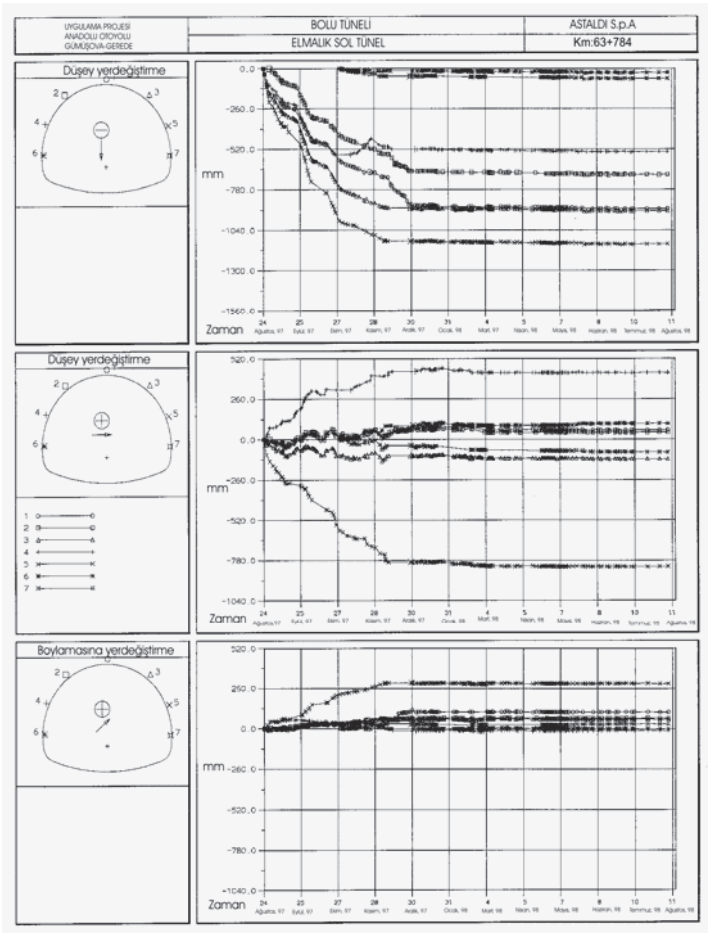
tünelinde hasar tespit edilmemiştir. 13.5 m uzunluğundaki kaplama blokları arasındaki inşaat derzlerindeki iç kaplamada açılmalar şeklinde (1-5 mm genişliğinde) hafif hasar mevcuttur. Derz açılmaları yanında, tünelde yapısal olmayan ince çatlaklar ve köşelerde oyuklar oluşmuştur. Püskürtme betonla desteklenen tünel bölümlerinde, zayıf zeminlerdeki 45 cm püskürtme beton kaplama ile desteklenen 16.5 m çapındaki ana tünellerde az derecede hasar gözlenmiştir. Metasedimenter serilerde, püskürtme beton dökülmesi (spalling), boyuna çatlaklar ve potansiyel olarak zayıf olan üst yarı alt yarı keşimlerinde az-orta hasar görülmüştür (Tokgözoğlu ve Işık, 2002). Depremin en büyük etkisi Elmalık girişinde meydana gelmiştir. Elmalık girişinden itibaren yaklaşık 300 m uzaklıkta göçüklere neden olmuştur. Bu kesimler iç kaplaması yapılmamış olan ve sadece ön tahkimatı yapılmış olan kesimlerdir (Şekil 4.1 ve Şekil 4.2). Bununla beraber; tünel taban betonlarında yer yer çatlaklar meydana gelmiştir. Tünellerde iç kaplama betonu yapılmış olan kesimlerde herhangi bir problem ile karşılaşılmamıştır. Tünelde meydana gelen bu göçükten sonra Elmalık girişinde tüm işlemler iptal edilerek kapatılmıştır.

2.3. Bolu Tünelinde üz e e reminden onra Meydana Gelen Göçüğün eğerlendirilmesi e a ılan eoteknik raştırmalar

12 Kasım Düzce depreminin Bolu Tüneli'ne olan etkisinin tam olarak anlaşılabilmesi için Bolu Tüneli'nde deprem öncesinde yapılan deformasyon öçlümlerini incelemek gerekmektedir. Göçüğün meydana geldiği Elmalık girişinde sol tünelde,km:63+784.10 ve sağ tünel km:54+147'de yapılan

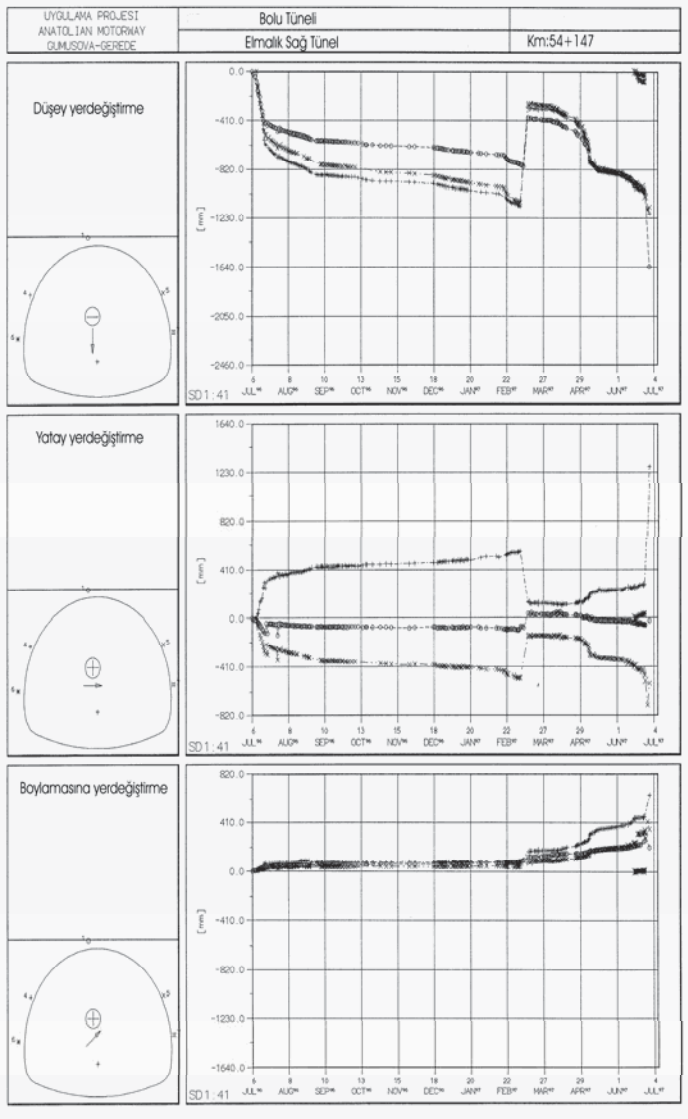
deformasyon ölçümleri bize bu bölüm hakkında net bilgi verebilecektir. Filiş serisi içerisinde yer alan km:63+784'deki ölçümlerde (Şekil 7) tünel üst yarı tavan kısmında (1 numaralı bölüm) 910 mm, üst yarı sol bölümde (2 numaralı bölümde) 700 mm, üst yarı sağ bölümde (3 ve 5 nolu bölümlerde) sırasıyla 910 mm ve 1150 mm düşey yerdeğiştirme oluşmuştur. Bu bölümde meydana gelen yatay yerdeğiştirmeler ise, tünel sol bölümünde (4 nolu bölüm) 420 mm, sağ bölümünde ise (5 nolu bölüm) 820 mm yatay yerdeğiştime meydana gelmiştir. Killi fay zonu içerisinde yer alan km:54+147'deki ölçümlerde ise, tünel üst yarısında tavan kısmında 1 numaralı bölümde 1640 mm, tünel üst yarı sol ve sağ bölümlerinde (4 ve 5 numaralı bölüm) 1230 mm düşey yerdeğiştirme meydana gelmiştir. Bu bölümde meydana gelen yatay yerdeğiştirmeler ise 41 cm düzeyinde oluşmuştur. Elmalık sağ tünelde km 54+147 de yapılan ölçümler Şekil 8'de gösterilmektedir. Bir anlamda tünelde duraylılık sağlanamamış ve yerdeğiştirmeler dönem içinde artarak devam etmiştir.

Ayrıca tünel etrafındaki plastik bölge hakkında fikir elde edebilmek için Elmalık sol tünelde km:64+035'de yapılan ekstensometre ölçümleri Şekil 9'da verilmektedir. Şekil 9'da tünel tavaına yerleştirilen 6,9 ve 12 m uzunluğundaki tek noktalı ekstensometre ölçümleri incelendiğinde meydana gelen yerdeğiştirmeler, tünel tavanında 12 m'lik bir bölümden itibaren devam ettiği görülmektedir. 6 m uzunluğundaki ekstensometre toplam 7 cm, 9 m uzunluğundaki ekstensometre 5.8 cm ve 12 m uzunluğundaki ekstensometrede 2.5 cm'lik bir yerdeğiştirme meydana gelmiştir.

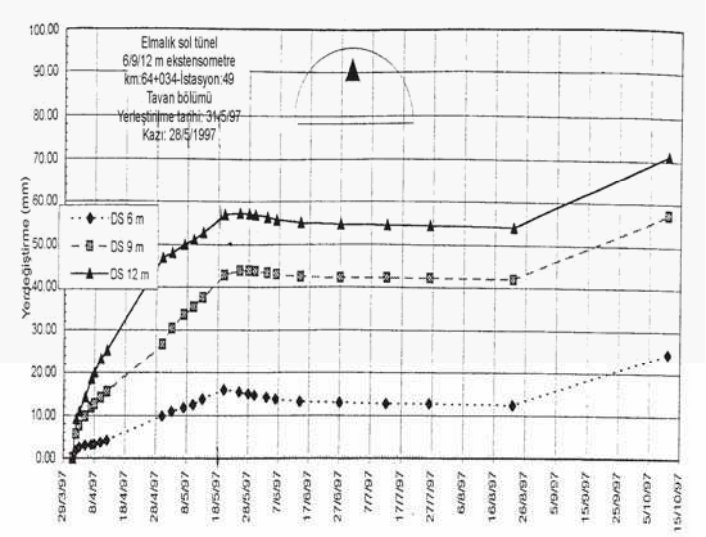


Şekil 7. Elmalık sol tünelde km:63+784'de yapılan yerdeğiştirme ölçümleri (Astaldi, 1998)

Elde edilen yerdeğiştirme sonuçlarından anlaşılabileceği gibi, tünel depremden önce ciddi bir duraysızlık problemi ile karşılaşmıştır. Statik anlamda tünellerde duraylılık sağlanamamış olup yerdeğiştirmeler 1640 mm'ye kadar çıkmıştır. Bu sorunlar tünelin yaklaşık 500 m'lik bir bölümünde devam etmiş ve tüneli bir bütün olarak etkilemiştir. Bu bölümlerde yaşanan sorunlar devamlı olarak güçlendirme, tamirat ve destek sınıflarında revizyonları getirmiştir. Düzce depreminde göçüğün meydana geldiği Elmalık sol tünelde, deprem öncesinde yapılan kuvvetlendirme çalışmaları Şekil 10'da verilmiştir.



Şekil 8. Elmalık sağ tünelde km:54+147'de yapılan yerdeğiştirme ölçümleri (Astaldi, 1998)



Şekil 9. Elmalık sol tünelde km:64+035'de tavan bölümünde yapılan ekstensometre ölçümleri (Astaldi, 1998)

Şekil 10. Elmalık sol tünelde deprem öncesi yapılan kuvvetlendirme çalışmaları

3 BOLU TÜNELİ İÇİN YAPILAN STATIK ÇÖZÜMLEMELER

Sayısal analizlerde FLAC^{3D} programı kullanılmıştır. Analizlerde yeni güzergah üzerinde yer alan filiş serisi seçilmiştir. Filiş serisi içinde geçilen bölüm tünelin Elmalık girişine yakın kısmında olup km:63+910 ile 64+120 arasında yer almaktadır. Tünelin bu bölümü, temelde düşük plastik özellik gösteren filiş serisinde kazısı yapılmış olup kiltaşı, kumtaşı ve marnlı kireçtaşını içermektedir. Marnlı kireçtaşı ve bireşik kalkerli kumtaşı az dereceden orta dereceye kadar bozunmuş, zayıftan orta dereceye kadar değişen dayanıma sahiptir. Kiltaşı tabakaları ise yüksek oranda bozunmuş ve oldukça zayıf özelliklere sahiptir ve bloklu malzeme ile ince matriksler halindedir. Matriks, toplam kütlenin % 20 ila 40'ını oluşturmaktadır. İnce matriksler killi kumlu silt yapılarından oluşmaktadır. Bu bölümün kazısı CM45 destek sınıfı ile tamamlanmış olup sayısal modelleme analizlerinde de bu destek sınıfı kullanılmıştır. Filiş serisine ait zemin parametreleri aşağıda verilmektedir:

İçsel sürtünme açısı (doruk/artık):25°/17°
Kohezyon (doruk/artık): 100/50 kPa
Elastisite Modülü: 493.4 MPa
Poisson oranı: 0.3
Birim Hacim Ağırlık: 22 kN/m^3

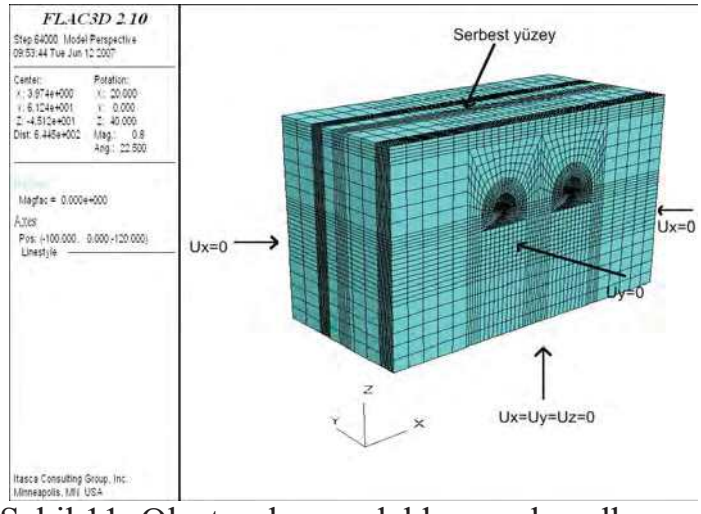
Statik çözümlemeler için FLAC^{3D} programı ile oluşturulan modellerde tünel kazı ve destek sistemleri modellenmiştir. Modelleme sonuçları değerlendirilerek tünelde meydana

gelen yenilme durumu, yerdeğiştirme ve oluşan gerilmeler incelenmiştir.

Statik durumda meydana gelen değişimler ve elde edilen sonuçlar tünel kazısı ve destek sistemlerinin değerlendirilmesi açısından önemlidir. Zira oluşturulan modeller Bolu Tünelleri'nde uygulanan kazı ve destek sistemi ile örtüşmektedir. Bundan dolayı dinamik analiz öncesi meydana gelen değişimlerin incelenmesi destek ve kazı sisteminin doğruluğu açısından önem kazanmaktadır. Çalışma kapsamında sadece dinamik çözümlemelere bağlı olarak sonuçlar değerlendirilmemiş olup, statik durumda meydana gelen değişimlere bakarak tünel kazı yöntemi ve destek tasarımı da incelenmiştir. Zira deprem sırasında yeraltı yapılarının statik olarak duraylılığın sağlandığı koşullarda yerüstü yapılarına kıyasla depremden çok az düzeyde etkilendiği bilinmektedir.

Bolu tünelleri için normal arazi koşullarına uygun olacak şekilde modeller oluşturulmuştur. Modellemede izlenen yöntem aşağıda sunulmaktadır:

1. Modelleme işlemi sol ve sağ tünel olmak üzere her iki tünel için de yapılmıştır.
2. Modelleme sırasında yerçekimi ivmesi kullanılarak başlangıç gerilmeleri oluşturulmuştur. Oluşturulan model tabanda x,y,z yönlerinde sabitlenirken, sol ve sağ yüzeyleri x yönlerinde, modelin ön ve arka yüzeyleri y yönünde sabitlenimiş ve tavan ise sabitlenmemiştir (Şekil 11)

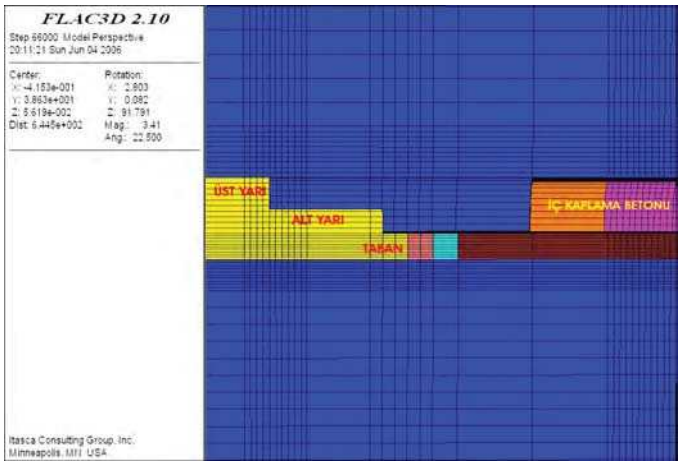


Şekil 11. Oluşturulan modelde sınır koşulları

Modelde arazi koşullarına uygun olarak sağ ve sol tünel arasında eksenden eksene 55 m mesafe bırakılmıştır (Şekil 12).

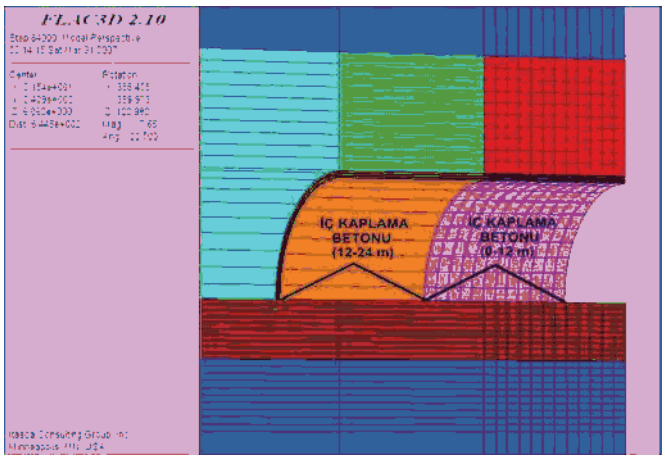
Şekil 12. Oluşturulan modelde tüneller arasındaki mesafe

3. Modellemelerde sınır koşulları ile açıklık etkileşimini önlemek için, en büyük açıklığın yükseklik veya genişliğinden sırasıyla 3 ila 5 misli mesafede olması gerekmektedir. Bundan dolayı modelin sol tarafında 80 m, sağ tarafında ise 135 m, taban bölümünde ise 80 m mesafe bırakılarak modellemesi yapılmıştır. Model derinliği, y ekseni diğer bir ifadeyle tünel ekseni yönünde 100 m olarak alınmıştır. Tünel çapının 15 m olduğu göz önüne alındığında modelde sınır koşulları uygun olmaktadır.
4. İnşaat aşamasına uygun olarak tünelde kazı işlemleri üst yarı, alt yarı ve taban şeklinde yapılmıştır (Şekil 13)



Şekil 13. Oluşturulan modelde kazı aşamaları

5. Tünellerde üst yarı, alt yarı ve taban kemeri kısımları arasında gerçek uygulamaya paralel olarak tünel ekseni yönünde 60 metre mesafe bırakılarak yapılmıştır. Modelleme başlangıcında bu mesafeyi oluşturmak için sol tünelde ilk 40 m'lik kısımda üst yarı ve alt yarı bölümlerinde kazı ve desteklerin yapıldığı varsayılarak modelin bu bölümü boşaltılmış ve destek elemanları yerleştirilmiştir. Aynı şekilde sol tünel üst yarı bölümünde 40 ile 60 ıncı m'lerde kazı ve destek işleminin yapıldığı, ayrıca taban bölümünde ise ilk 36 m'lik bölümün kazı ve betonun tamamlandığı varsayılarak modele girilmiştir. Böylelikle sol tünel üst yarıda 60. m'ye, alt yarıda 40. m'ye ve taban da 36. m'ye kadar kazı ve destek elemanları modele girilmiştir. Ayrıca sol tünelde ilk 12 m'lik bölümde iç kaplamanın yapıldığı düşünülerek modele uygulanmıştır. Böylelikle sol ve sağ tüneller arasında tünel ekseni yönünde istenilen 60 m'lik mesafe sağlanmıştır. İnşaat aşamasında üst yarı ile alt yarı arasında 20 m mesafe bırakılmaktadır. Taban ile alt yarı arasındaki mesafe ise en fazla 4 m olmaktadır.
6. Kazı işlemleri, her bir kademede üst yarıda 1 m, alt yarı da 2 m ve tabanda 4 m olarak yapılmaktadır. Aynı kabuller model kazısı ve çözümü sırasında da yapılarak üst yarıda 1 m, alt yarıda 2 m ve tabanda da 4 m olarak devam edilmiştir.
7. Modelde kazı işlemleri tünelde yapılana uygun olarak sol tünelde üst yarıda 60. m den başlayarak 1'er m'lik kazılarla 66. m'ye kadar 6 aşamada, alt yarıda 40. m'den 46 . m'ye kadar 2 şer m'lik kazılarla 3 aşamada, taban bölümünde ise 36. m'den 44. m'ye kadar 4 er m'lik kazılarla 2 aşamada yapılmıştır. Ayrıca sol tünelde 12 ile 24. m'ler arasında iç kaplama yapılmıştır (Şekil 14). Sol tünelde kazı işlemleri bitirildikten sonra sağ tünelde kazı işlemlerine başlanmıştır. Üst yarıda ilk 10 m lik bölümün kazısı 1 er m'lik kazılarla 10 aşamada, alt yarıda ilk 8 m'lik bölümün kazısı 2'şer m'lik kazılarla 4 aşamada ve taban bölümünde ise ilk 8 m'lik bölümün kazısı 4'er m'lik kazılarla 2 aşamada bitirilmiştir.
8. Modelde kazı aşamaları, püskürtme beton kaplaması, kaya saplamaları, ve iç kaplama modellenmiştir.

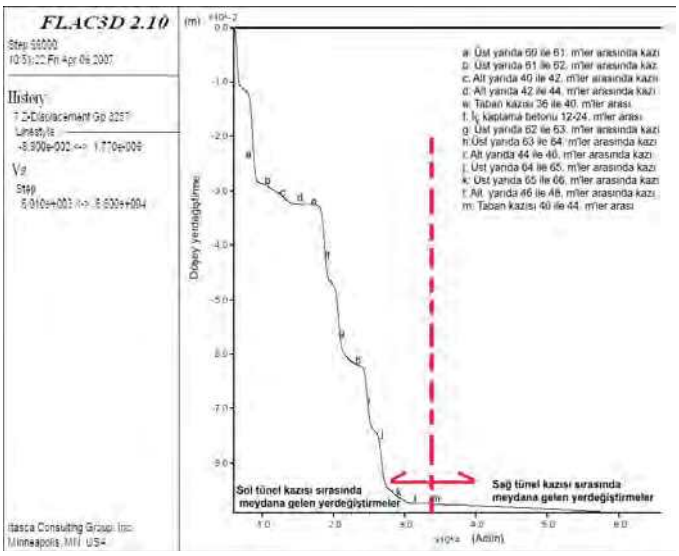


Şekil 14. Modelleme çalışmasında sol tünel için uygulanan iç kaplama betonu

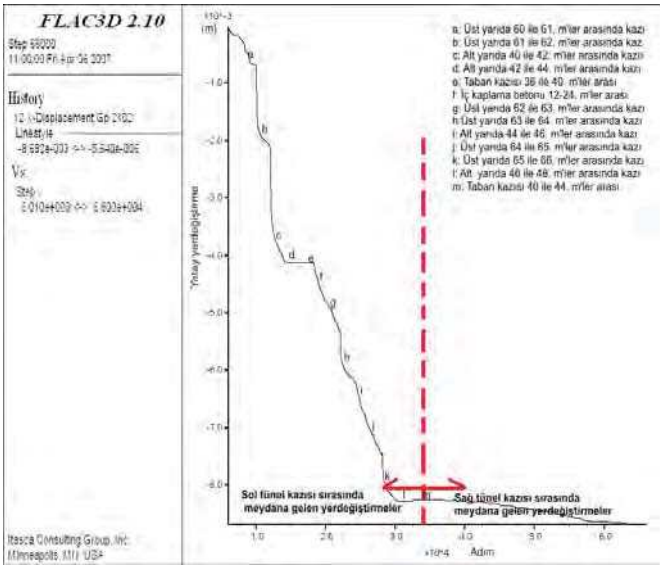
Modelin çözdürülmesi toplam 29 aşamada tamamlanmış olup, her aşamada tünel üzerinde belirlenen noktalarda yerdeğiştirme ve gerilme grafikleri adıma bağlı olarak kaydedilerek yerdeğiştirme-adım grafiği ile gerilme-adım grafikleri çizdirilmiştir.

Yapılan analizlerin sonucuna bakıldığı zaman kazı işlemleri ile beraber sol tünelde seçilen bölümlerde (üst yarı, alt yarı ve taban) değişimlerin devam ettiği gözlenmiştir. Sol tünelde kazı işlemlerinin durması ve sağ tünelde kazı işlemin başladığı durumda ise, sol tünelde değişimlerin durduğu gözlenmiştir. Bir anlamda tüneller arasında bırakılan mesafenin yeterli olduğu görülmüş ve tünellerin birbirine etkisinin olmadığı anlaşılmaktadır. Tünellerde meydana gelen değişimler sınır değerler içerisinde kalmıştır. Tünellerde yapılan kazı aşamaları ve destek sistemleri ile tünel duraylılığı sağlanmıştır. Kazı aşamalarının tamamlandığı son durumda, sol tünel üst yarıda toplam 9 cm'lik bir yerdeğişim meydana gelirken sağ tünel üst yarıda ise 16 cm'ye yakın bir yerdeğişim gözlenmiştir. Alt yarıda ise 1 cm civarında yatay yerdeğiştirme meydana gelmiştir. Şekil

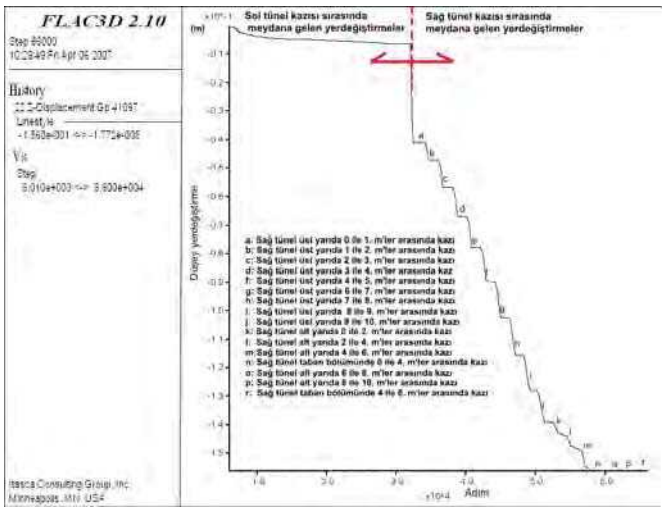
15'de sol tünel 62. m tünel tavanında meydana gelen düşey yerdeğiştirme, Şekil 16'da sol tünel 42. m'de tünel alt yarı bölümünde meydana gelen yatay yerdeğiştirme ve Şekil 17'de ise sağ tünel 2. m'de tünel tavanında meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler adıma bağlı olarak verilmektedir. Bu grafiklerden kazı aşamalarına göre tünelde meydana gelen değişimlerde görülebilmektedir.



Şekil 15. Sol tünel üst yarı 62. m'de tünel kazı aşamalarına bağlı olarak meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler



Şekil 16. Sol tünel alt yarı 42. m'de tünel kazı aşamalarına bağlı olarak meydana gelen yatay yerdeğiştirmeler

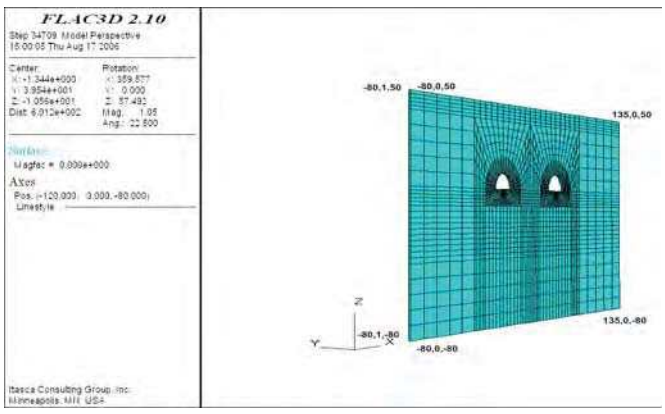


Şekil 17. Sağ tünel üst yarı 2. m'de tünel kazı aşamalarına bağlı olarak meydana gelen düşey yerdeğiştirmeler

4 DİNAMİK ANALİZLER

Statik analizlerin tamamlanmasından sonra aynı bölge için dinamik analizler yapılmıştır. Dinamik analizlerde, statik analizlerde kullanılan 3 boyutlu model kullanılmamıştır. Zira çözümleme süresi çok uzun sürmesinden doalyı, düzlem deformasyon koşulunu da sağlaması için, tünel kazı yönünde 1 m alınarak analizler yapılmıştır (Şekil 18).

Farklı ivme ve frekans değerlerine sahip olan sismik dalga, modele tabandan uygulanmıştır. Bu bölümde en büyük ivme değeri Erdik ve Yılmaz (2000) tarafından yapılan çalışmadan alınmıştır. Yaptıkları çalışmada 2000 yıllık bir oluş periyoduna göre 0.81 g ivme değerini hesaplamışlardır. Bundan dolayı farklı ivme değerlerinde ne tür bir değişim olduğunu görebilmek amacıyla Çizelge 1'de verilen dört ivme ve her ivme için üç farklı frekans değeri seçilmiştir.

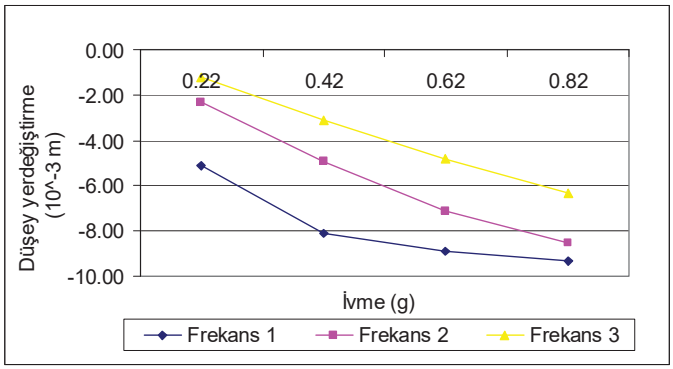


Şekil 18. Dinamik analizlerde kullanılan yeni model (y ekseni 1 m kabul edilmiştir)

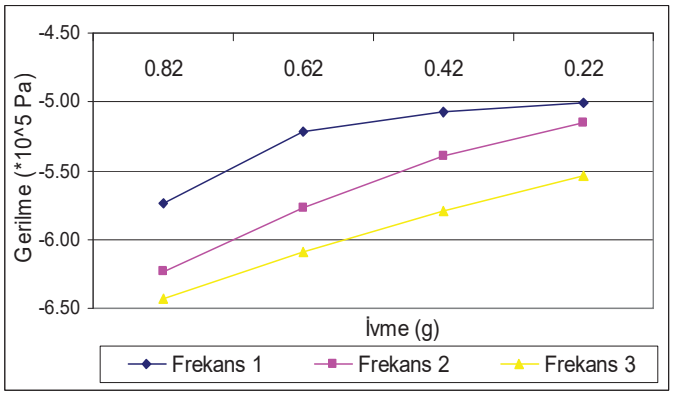
Çizelge 1. Analizlerde kullanılan ivme ve frekans değerleri

Bölüm	Uygulanan Dalga Özellikleri	
	İvme (g)	Frekans (f) Hertz
Filiş Serisi	0.82 0.66 0.44 0.22	3 2 1

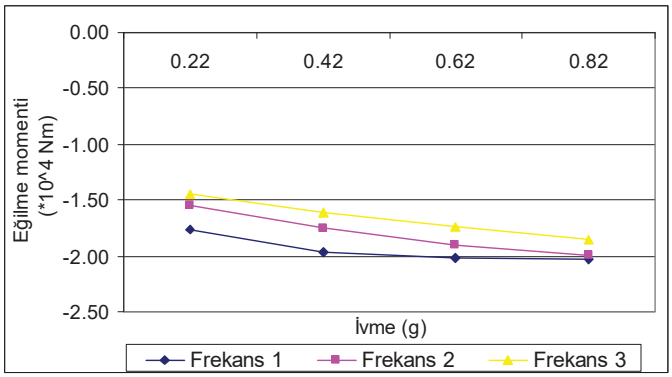
Modele dalga tabandan uygulanmıştır. Analizlerde her bir ivme değerinde 3 farklı frekans değeri için dinamik analizler yapılmıştır.Yapılan analiz sonuçlarının değerlendirilmesi için tünelde belirlenen noktalardaki yerdeğiştirme, gerilme, moment ve makaslama kuvveti değerleri incelenmiş olup tünel tavanındaki değişimlere ait sonuçlar aşağıdaki şekillerde sunulmaktadır.



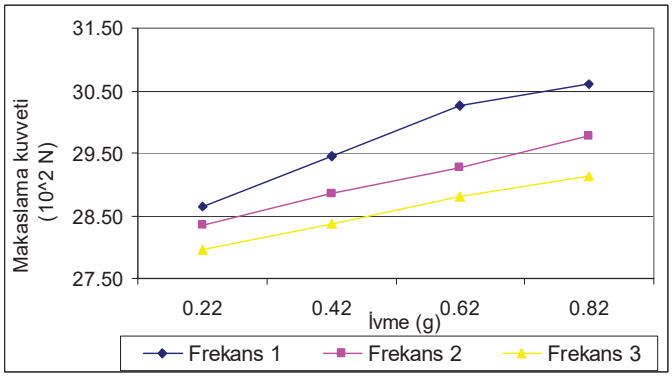
Şekil 19. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen düşey yerdeğiştirme



Şekil 20. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen düşey gerilme



Şekil 21. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen eğilme momenti



Şekil 22. Sağ tünel tavanında ivme değişimine bağlı olarak meydana gelen makaslama kuvveti

Filiş serisi için yapılan dinamik analizler incelendiğinde aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır;

i. İvme değeri arttıkça oluşan değişimler artmaktadır.
ii. Frekans değerinin artması ile meydana gelen değişimler azalmaktadır.
iii. Elde edilen sonuçlar modelde duraysızlık problemi yaratmamıştır. Zira statik olarak bu bölümlerde duraylılığın sağlandığı ve statik durumda deformasyonların sınır koşullar içinde kaldığı bilinmektedir.

5 SONUÇLAR

Yapılan çalışma sonucunda aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır.

i. Zayıf zemin koşullarında büyük kesitli tünellerde (yüksek plastik özellik gösteren filiş serileri ile killi fay zonları) NATM uygulanabilirliği ortadan kalkmıştır. NATM'ın temel

ilkesi olan esnek dış kemer oluşturulması ile yerdeğiştirmelerin kontrol altına alınması ve bu aşamadan sonra taban betonu ve iç kaplamanın yapılması yaklaşımı zayıf zemin koşullarında geçerliliğini yitirmiştir.

ii. Düzce depreminin, tünellerde meydana gelen göçük üzerinde tetikleyici bir etkisi vardır. Göçük üzerinde, tahkimat ve zemin özelliklerinin daha ciddi bir etkisi olduğu bilinmektedir. Tünel boyunca iç kaplaması yapılan ve statik olarak duraylılığın sağlandığı kesimlerde büyük problemlerle karşılaşılmadığı düşünüldüğünde bu görüşümüz doğrulanır nitelik kazanmaktadır. Tünelde göçüğün meydana geldiği bölümde, depremden önce deformasyonların 1.5 m'yi aştığı ve bu kesimlerde devamlı olarak kuvvetlendirme ve tamirat işlemlerinin yapıldığı bilinmektedir. Karşılaşılan bu sorunlar nedeni ile destek sistemlerinin yükü taşıyamadığı ve zeminin tünel çevresinde yenilme durumunda plastik özellik gösterdiği anlaşılmaktadır. Ayrıca tünel boyunca Elmalık ve Asarsuyu girişlerinden itibaren yapılan gözlemler sonucunda, depremden sonra sadece Elmalık kesiminde filiş serisi ile fay zonunda göçüğün olduğu bilinmektedir. Bu kesimde deformasyonların sürdüğü ve iç kaplamanın da yapılmadığı bilinmektedir. Bununla beraber göçüğün olduğu Elmalık girişinde, tünelin iç kaplamasının yapıldığı ilk 300 m'lik kısımda bir sorun ile karşılaşılmamıştır.

iii. Elmalık girişindeki göçüğün temel nedeninin bir fay hareketinin değil, statik durumda deformasyonların zor kontrol edildiği ve sönümlenmesinin uzun zamanlar almasından dolayı bu bölüme gelen büyük deprem yükünü taşıyamamasından kaynaklandığı kanısına varılmıştır. Göçüğün gerçekleştiği bölümde deformasyonların 1.5 m'den fazla olması ve bu bölümde sürekli olarak tamirat ve güçlendirme çalışmalarına rağmen yerdeğiştirmelerin önlenemediği bilinmektedir (Aygar, 2000). Statik halde yenilemeyen deformasyon üzerine gelen ilave deprem yükü ile beraber malzemenin ve desteklerin yenilerek göçüğün gerçekleştiği görülmüştür. Meydana gelen göçük, depremin hemen sonrasında bir anda meydana gelmemiştir. Depremi izleyen 2 ila 3 gün içinde meydana gelen artçı sarsıntılarında etkisiyle tahkimatların yenilmesiyle tünelde göçüğün meydana geldiği bilinmektedir.

KAYNAKLAR

Aygar,E, 2000, Yeni Avusturya Tünelcilik Yöntemine Kritik Bir Yaklaşım, Yüksek Lisans Tezi, Hacetttepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 276s.

Aygar,E, 2007, Bolu Tüneli Duraylılığının Statik ve Dinamik Analiz Yöntemleriyle İnclenmesi, Doktora Tezi, Hacetttepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 273s.

Astaldi S.p.A, 1998, Bolu Tüneli'nde yapılan jeoteknik ölçüm sonuçları

Astaldi S.p.A, 2003, Bolu Tüneli'nde yapılan jeoteknik ölçüm sonuçları

Lettis W. & Asssociates Inc. & A.Barka, 2000, Geologic Characterisation of Fault Rupture Hazard, Gümüşova-Gerede Motorway project report.

Şimşek O. 2002, Bolu Tunnel Re-Alignment At Stretch 2F Tunnel Section Geological and Geotechnical Report, IC Consulenten

Tokgözoğlu, F. ve Işık, S., 2002, Bolu Dağı Tünelleri Proje ve Yapım Aşamaları, International Conference/Workshope & Exhibition on Tunnelling & Underground Space Use.

İzmir Metrosu II. Aşama İnşaatı Projesi Kapsamında Kazı ve Desteklemesi Yapılmış Olan Tünellerin ve Aynaların Bekleme Süresince Duraylılığının Takibi ve Korunmasına Yönelik Alınan Önlemler

The Measurements and Monitoring of Excavated and Supported Tunnel and Faces of IInd Stage of Izmir Metro Project During the Non-Working time

Metin Eriş, Yolaç Yıldız, H. Ender Gözden, Levent Nuray

STFA Tünel Grup

ÖZET İzmir kentinin ulaşım problemlerini çözmeye yönelik olarak hazırlanan İzmir Metro Projelerinin 2. si olan 2. Aşama İnşaatı istenmeyen nedenlerle 5,5 ay gibi bir süre durmak zorunda kalmıştır. 5 kuyudan 9 ayna ile çalışılan bu projede bu süre içinde kazılmış ve desteklemesi yapılmış tünellerin duraylılığını saplamak ve gözlemleme işlerini yürütmek için yapılan çalışmalar bu bildiride sunulacaktır.

ABSTRACT The 2nd stage of Izmir Metro Project, which is the 2nd Project was developed for solving traffic problems of Izmir City, however it was stopped unwillingly. This study explains the works of measurements and monitoring for durability of excavated and supported tunnels and faces, which the project has 5 shafts and 9 faces, during this period.

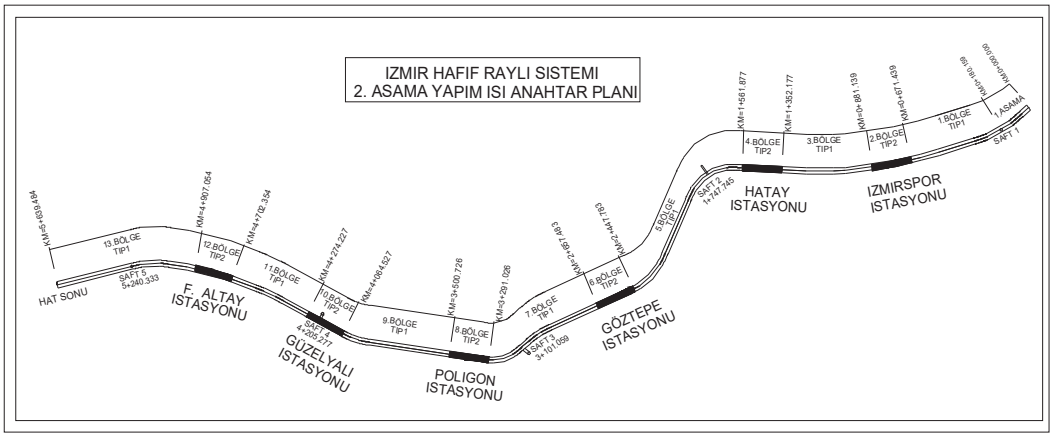
1. GİRİŞ

İzmir Metrosu II. Aşama İnşaatı Projesi güzergâhı L= 5639.484m. olup, İZRAY Projesi kapsamında bulunan İzmir Hafif Raylı Sistemi II. Aşama'sı, Fahrettin Altay'dan başlayıp, Üçyol'da I. Aşamayla birleşmektedir. Tamamı tünel (derin ve sığ tünel) ile geçilecek olan projede bilet holleri ise aç – kapa şeklindedir. Projenin anahtar planı *şekil -1*

Güzergah üzerinde sırasıyla; İzmirspor İstasyonu(km:0+673.439 – 0+881.518), Hatay İstasyonu(km:1+354.177–1+559.877), Göztepe İstasyonu(km:2+449.779 – 2+655.483), Poligon İstasyonu(km:3+293.017–3+498.726), Güzelyalı İstasyonu(km:4+066.527 – 4+272.227) ve Fahrettin Altay İstasyonu (km: 4+708.197 – 4+904.976) olmak üzere toplam 6 adet istasyon bulunmaktadır. Şekil 1. de istasyon kazı lokasyonları uydu görüntüsü üzerinde verilmiştir. Şekil 2 de İzmir Hafif raylı Sistemi 2. Aşama Anahtar Planı verilmiştir. Mevcut projede kazı çalışmaları 62 m^2 aynaya sahip Tip 1, 112,62 m^2 aynaya sahip platform tüneli Tip 2, Tip 3, Tip 4 olmak üzere dört gruba ayrılmaktadır. Projede planlanan kazılardan Tip 1 tünel kazısı, Tip 2 Peron tüneli kazısı, Tip 3, Tip 4 merdiven ve bağlantı tünelleri kazıları şeklindedir.

Proje güzergahında geçilecek olan birimler jeolojik olarak Üst kretase yaşlı Bornova karmaşığı, Neojen yaşlı Altındağ formasyonu ile Yamanlar volkaniti ve alüvyonlar ile temsil edilmektedir. Tamamı

metropol kent içinde açılmaya devam eden tünel güzergahının ortalama % 37 'si Yamanlar volkanitleri olarak isimlendirilen andezit ve aglomera içinde, % 16'sı kiltaşı – silttaşı – kumtaşı – konglomera ardalanması şeklindeki Altındağ formasyonunda, % 47'si kumtaşı – kiltaşı – grafit şist (şeyl) ardalanmasından oluşan Bornova karmaşığı ve çakıllı, killi kum / çakıllı kumlu kil(alüvyon) oluşturmaktadır.

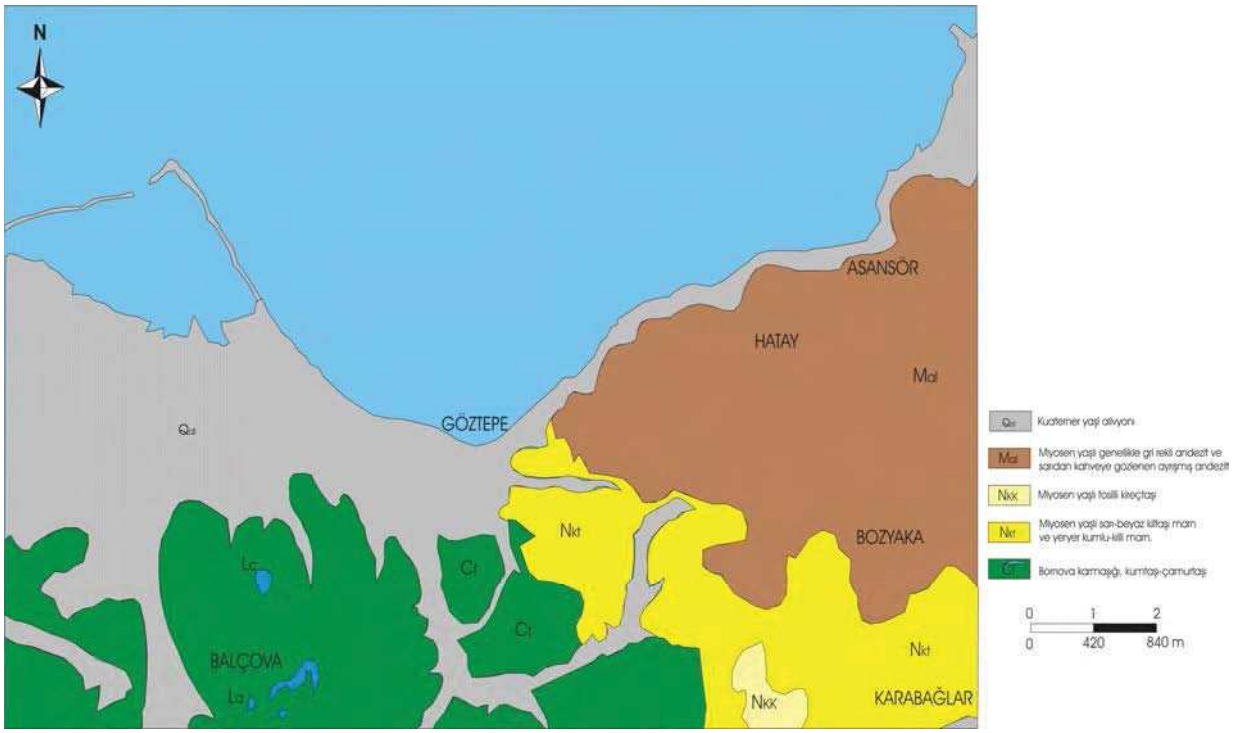


Şekil 1. İzmir Metrosu II. Aşama Çalışma Anahtar Planı

2. GÜZERGAHIN JEOLOJİK DURUMU

İzmir ve çevresinin genel jeolojisi incelendiğinde kısaca, levha içi volkanizma ürünü Miyosen yaşlı bazalt-andezit-dasit-riyolitler ile bunların piroklastikleri olan tüf ve aglomera birimleri *Yamanlar Volkanitleri* olarak tanımlanmaktadır. Bu Miyosen yaşlı volkanik birimler Neojen karasal çökelleri ile eşzamanlı olduğundan yanal geçişlidir. Kil, silt, kum ve çakılın değişken karışımlarından oluşan Kuvaterner yaşlı Alüvyon diğer kayaçları uyumsuz olarak örtmektedir.

Neotektonik koşullarda gelişen Batı Anadolunun tipik horst-graben yapısını oluşturan bu bölgelerde proje güzergahı grabenin güney yükseltisi içinde bulunmaktadır. Bölgenin genel jeolojik haritası Şekil 2'de olduğu gibidir.

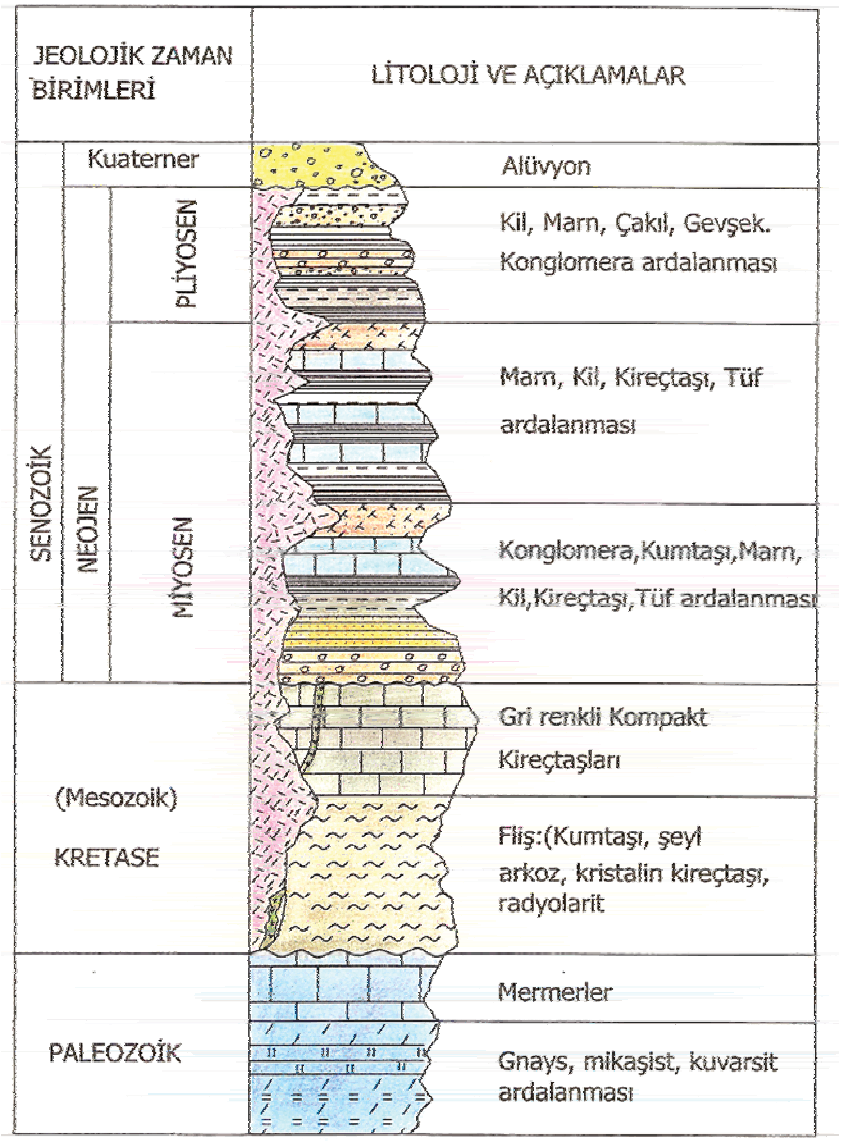


Şekil 2. İzmir İli Çalışma Alanı Yakını Genel Jeoloji Haritası

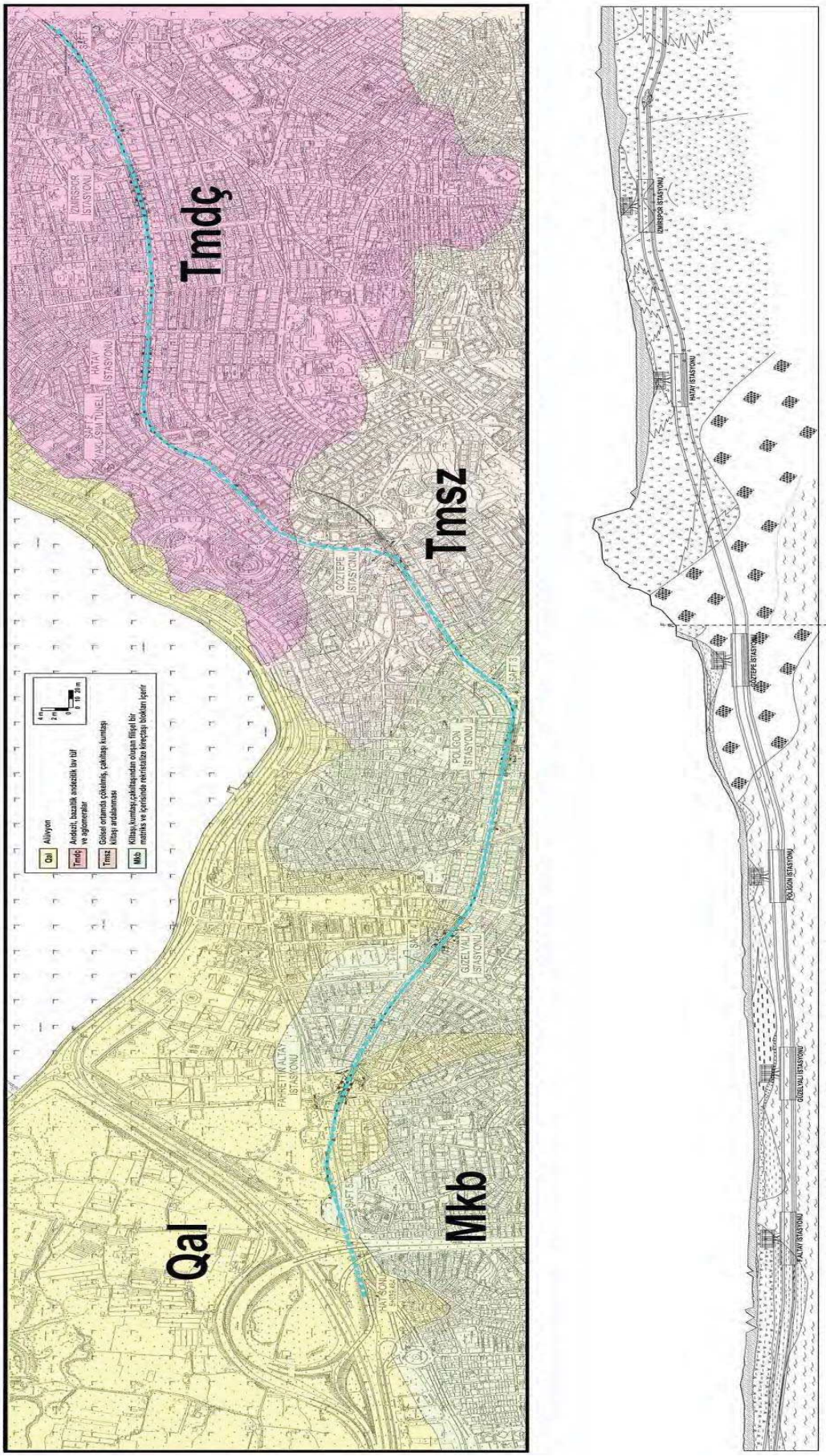
İzmir hafif Raylı Sistemi (İZRAY) güzergahının Üçyol – F.Altay aralığını oluşturan birimler egemen olarak, Üst Kretase yaşlı Bornova Karmaşığı(Bornova Flişi), Neojen yaşlı Altındağ Formasyonu ile Yamanlar Volkanitleri ve alüvyonlar halinde bulunur. Tüm bu birimler yüzeyde yapay dolgu ile örtülüdür. İzmir Metrosu II. Aşama İnşaatı Projesi güzergâhı jeolojisi ve boyuna kesiti Şekil- 4 'de olduğu gibidir. Proje güzergahında tüm birimler litolojik ve stratigrafik (Şekil-3)olarak kısaca şu şekilde gösterilebilir.

Bornova Karmaşığı: Proje güzergahında yaklaşık 2 km.lik bir kısımda izlenen ve genel olarak alüvyon çökellerle örtülü Bornova Flişi, kiltaşı, kumtaşı ve grafit şistlerden oluşmaktadır. Kumtaşı; açık gri sarımsı kahverenkli, ince taneli yersel budinaj ve merceksi yapılı, az-orta ayrışmalı ve orta dayanımlıdır. Yer yer 5-15 cm. katmanlanma sunar. Kiltaşı;. sarımsı kahverenkli-gri, az-orta derecede ayrışmış, orta- zayıf dayanımlıdır. Orta –sık çatlaklıdır. Grafit şist koyu gri-siyah, ince-orta taneli, az-orta derecede ayrışmış, yer yer kuvars çakıllı, orta-zayıf dayanımlıdır. Karmaşığın tamamı şeyl olarak da tanımlanabilir.

Altındağ Formasyonu: Güzergahın bir bölümünü oluşturan Altındağ Formasyonu, kiltaşı, silttaşı, kumtaşı, ve konglomeranın ardalanması ile temsil edilmektedir.



Şekil-3 Bölgenin stratigrafisi



Şekil-4 Güzergah Jeolojisi ve boyuna kesiti

Andezit-Aglomera-Tüf: Yamanlar Volkanitleri olarak isimlendirilen birimler proje güzergahında geniş yayılım gösterir. Volkanitler genel olarak andezit, aglomeradan oluşmakta olup yer yer tüf seviyeleri içermektedir. Andezit, aglomera ve tüfler yanal geçişlidir. Andezitler gri-pembe renkli, değişik ayrışma dereceli, volkano sedimanter yapısına bağlı olarak akma düzlemi, soğuma ve tektonik çatlaklıdır. Aglomeralar ise alt ve üst dokanakları andezitlerle sınırlı, kırmızı-kahverenkli ve değişik ayrışma dereceleri sergileyen tüf matriks içinde değişken andezit blokları içeren niteliktedir.

Alüvyon(Qal): Yeşilimsi gri kahverenkli-koyu gri ince taneli, orta sıkı-sıkı ve kötü derecelenmeli egemen birim çakıllı killi kum-çakıllı kumlu kil-killi kumlu çakıl olarak izlenen alüvyonal çökeller proje güzergahında km: 2+300 den itibaren geniş bir yayılım göstermekte ve ortalama kalınlığı 2-10 m. arasında değişmektedir.

3. İZMİR METROSU II. AŞAMA İNŞAATI BEKLEME SÜRESİNCE YAPILAN ÇALIŞMALAR

İzmir Hafif Raylı Sistemi (İZRAY – LRTS) İkinci Aşama İnşaatı projesi kapsamındaki güzergahta yüklenicinin sahadan çekilmesini(06.11.2006) takiben ihalenin yenilenmesi süreci boyunca aradan geçen yedi ay içinde mevcut 62 m^2 aynaya sahip anahat tünelleriyle 112,62 m^2 aynaya sahip platform tünel ve aynalarında duraylılığın devamlılığının sağlanması amacıyla alınan koruyucu tedbirler ana hatlarıyla aşağıda kısaca açıklanmıştır:

- Proje kapsamında şantiyelerin kurulu olduğu beş adet lokasyonda *(Şaft 1 Üçyol Şantiyesi, Şaft 2 100. Sokak Şantiyesi, Şaft 3 Özdemir Sabancı Parkı Şantiyesi, Şaft 4 Güzelyalı İstasyonu Tansaş Parkı Şantiyesi, Şaft 5 Gözlüklü Martı Parkı Şantiyesi)* drenajların devamlılığını ve işyeri güvenliğini sağlayacak şekilde güvenlik elemanları ve pompa operatörleri yerleştirilmiştir.
- Tünellerde periyodik olarak yapılan kesit okumalarında(optik konverjans) olası bazı anomalilerin gözlenebilmesi durumunda herhangi bir deformasyonu önceden engellemeye yönelik seyyar acil müdahale ekibi oluşturulmuş ve haftada yedi gün ve yirmi dört saat görev yapabilecek şekilde organize edilmiştir. Oluşturulan acil müdahale ekibi ve ekipmanı listesi ektedir.

Tünel içlerinde birincil desteklemesi tamamlanmış bölgelerde gözlemsel olarak da görevli mühendis ve teknisyenlerce devamlı, deformasyon habercisi olabilecek püskürtme betonda çatlaklar, bulon plakalarında eğilme, su gelirlerinde değişme gibi olaylar takip altına alınmıştır.

Yüzeyde yol üstünde bulunan oturma bulonu ve bina üzerlerindeki nivelman noktaları periyodik ölçümlerle kontrol edilmiştir.

Anomalilerin gözlenebileceği kritik lokasyonlar belirlenerek buradaki mevcut imalatlara ilaveten acilen yapımı gerekebilecek bulonların imalatına ve püskürtme beton atımına yönelik anahtar durumdaki ekipman ve malzemeye *(Jumbo, bulon enjeksiyon pompaları, beton püskürtme makine ve sarf malzemeleri gibi)* idare tarafından el konulmuş ve sahada sürekli kullanılabilir durumda bulundurulması sağlanmıştır.

Oluşturulan acil müdahale ekibine lojistik destek olarak(Makine, ekipman ve malzeme tedarik etmede yardımcı olması) yardımcı olması için İdare tarafından İzbeton A.Ş koordine edilmiştir.

Kontrollük elemanları tarafından rutin olarak tünel ayna ve duvarlarında yapılan gözlemlere aksatılmadan devam edilerek, bekleme süresi içinde istihdam edilen ölçme ekibince yeraltında konverjans kesitleri ve yerüstünde oturma bulonlarından periyodunda toplanan datalar ve bu verilere

dayalı yapılan yorumlamalar, işverene düzenli olarak raporlanmıştır.
Bu genel tedbirlere ilave olarak tünel ve portallerde alınan önlemlerin şantiyelere göre dağılımı, içinde bulunulan jeolojik profiller ile aşağıdaki gibi değişmektedir:

Şaft – 1 Üçyol T1 Anahat Tüneli:

İzmir Metrosu 1.Aşama Projesi kapsamında yapılmış olan, 15 metre çapında ve 31,94 metre derinlikteki mevcut şaft doğrudan tünel aksına inmektedir. 11,32mt'lik kör tünelden başlanarak diğer lokasyonlara nazaran daha stabil durumdaki B2 klasta Yamanlar Volkaniti aglomera ve andezitleri içerisinde devam ettirilen kazı ve desteklemenin 422,34m ilerlemede durdurulmasıyla az ayrışmış gri-kahverengi, az nemli, çatlaklı andezitler içinde ayrışmaya açık olarak bekleyen tünel aynası öncelikle tek sıra halinde Q221/221 çelik hasır ve 15 cm kalınlıkla C20 püskürtme betonuyla kapatılarak ayna yakınında konverjans kesit okumasına yönelik optik ölçüm istasyonu tesis edilmiştir.

Şaft 1 T1 anahat tüneli üretim noktasında güzergâhın başlatıldığı Km 0+180,159 ile tünel aynası arasındaki 442,34m'lik kısımda gerçekleştirilmiş olan imalatların eksikliklerinin tamamlanmasına başlanmış ve öncelikle bu bölgede imalat eksiliği halinde kalan 119 adet 4m ϕ26mm SN bulon imalatı tamamlanmıştır. Tünel duvarları ve aynasında sürekli kontrollere ve konverjans kesitleri ve tünel üstü güzergah oturma bulonlarına ilişkin periyodik okumalara devam edilmiştir.

Şaft – 2 100. Sokak Yaklaşım ve Anahat Tünelleri:

6 metre genişlikte U biçimli ve 161,74 m uzunlukta yaklaşım tüneliyle erişilen güzergahta Yamanlar Volkanitleri ve Altındağ formasyonu içinde yapılan anahat tüneli kazı ve desteklemesi azalan km istikametinde 18,53m ve artan km istikametinde 95,62m ilerlemede durdurulmuştur.

Yer üstünden yaklaşık 23m aşağıda bulunan azalan km istikametindeki tünel aynası üst yarı altere andezit – andezitik aglomeradan oluşan Yamanlar Volkanitleri, alt yarı ise açık kahverengi – sarı renkli killi – siltli – marn ardalanmalı Altındağ Formasyonu, Aglomera – Altındağ Formasyonu sol diyagonal dokanağında sağ ve sol omuz bölgelerinde su geliri mevcuttur. Yer üstünden yaklaşık 27,5m aşağıda bulunan artan km istikametindeki tünel aynası ise benzer şekilde sol ve sağ omuzları yatay düzlemde kesecek şekilde andezit blokları içeren aglomera – Altındağ Formasyonu dokanağında sol ve sağ omuzlardan su geliri bulunmaktadır. Yeraltı suyu etkisi altında bozuşmaya maruz kalacak şekilde bekleyen tünel aynalarında gerekli drenajlar bırakılarak öncelikle çift sıra halinde Q221/221 çelik hasır ve 20 cm kalınlıkla C20 püskürtme betonuyla kapatılmıştır. Her iki aynada alınan bu ortak tedbirlere ilave olarak C2 klastaki azalan km istikameti arın ve destek topuğundaki 24 adet ayna çivisi duraylılığı arttırmaktadır.

Tünel tabanlarında alttan ring kapatılmasında eksik kalan kısımlar ve üstyarı tabanlarını oluşturan Altındağ Formasyonunun kiltaşı – çakıllı çamurtaşlarından meydana gelmesi nedeniyle tabanda su etkisiyle ayrışmayı engellemek amacıyla bir kat Q221/221 çelik hasır ve C20 püskürtme beton kullanılarak geçici olarak kaplama yapılmıştır. Benzer şekilde yaklaşım tüneli ve anahat tünelleri birleşim bölgesi rampası da C20 geçici invert betonlarıyla tahkim edilmiştir.

Şaft 2 T1 anahat tüneli azalan ve artan km aynaları arasındaki 114,15m'lik kısımda gerçekleştirilmiş olan proje dahili imalatların eksikliklerinin giderilmesine başlanmış ve

öncelikle alt yarılarda üretim noksanlığı halinde bekleyen 336 adet 4m ˙26mm SN bulon imalatı tamamlanmıştır.

Her iki tünel aynası yakınında konverjans kesit okumasına yönelik optik ölçüm istasyonu tesis edilmiştir. Tünel duvarları ve aynasındaki gözlemlerle konverjans kesitleri ve tünel üstü güzergah oturma bulonlarına ilişkin periyodik okumalara devam edilmiştir.

Tünel içi ve portaldeki drenaj sistemi ve pompaj havuzları, her iki aynadan toplam 12 lt/dak debiyle gelen yer altı suyunun tünelde birikmesine fırsat vermeyecek şekilde yeniden kazılıp betonlanarak düzenlenmiştir.

Şaft – 3 Özdemir Sabancı Parkı İşyeri:

13 metre çap ve 19,93 metre derinliğindeki şaftı takiben T1 ana hat tünel geometrisinde yapılan 38,82m uzunluktaki bağlantı tüneliyle güzergaha girilerek artan istikamette Bornova Karmaşığını oluşturan kumtaşı – kiltaşı – grafit şist *(şeyl)* ardalanması ile azalan km istikametinde açık kahverengi – sarı renkli killi – siltli – marn ardalanmalı Altındağ Formasyonu içinde yapılan 245,60m uzunluktaki anahat tüneli kazı ve desteklemesinin azalan km istikametinde B2 klasta ve artan km istikametinde C2 klasta durdurulmasıyla su gelişi de bulunan ve bozuşmaya maruz kalacak şekilde bekleyen tünel aynaları öncelikle çift sıra Q221/221 çelik hasır ve 20 cm kalınlıkta C20 püskürtme betonuyla gerekli drenajlar bırakılarak kapatılmıştır. Her iki tünel aynası yakınında konverjans kesit okumasına yönelik optik ölçüm istasyonu tesis edilmiştir.

Şaft 3 T1 anahat tüneli azalan ve artan km aynaları arasında kalan proje gereği imalatlardaki eksikliklerin giderilmesine başlanmıştır. Öncelikle azalan km aynasıyla son bulon roundu arasında bulonsuz bırakılan 12,75m'lik bölüm tahkim edilerek diğer kısımlarda spot dağılmış eksiklikler halinde bekleyen toplam 167 adet 4m ˙26mm SN bulon imalatı tamamlanmıştır.

Azalan km istikametindeki ana hat tüneli tabanında alttan ring kapatılmasında eksik kalan 47,20m'lik kısmın bir kat Q221/221 çelik hasır ve C20 püskürtme beton kullanılarak geçici olarak kaplaması yapılmıştır.

Tünel içi drenaj sistemi ayna ve tavanlardan toplam 0,8 lt/dak debiyle tünele akan yeraltı suyunun fazla birikmeden şaft üstüne atılmasını sağlayacak şekilde yeniden düzenlenmiştir.

Şaft – 4 (Tansaş Parkı) Güzelyalı İstasyonu Platform ve Peron Tünelleri:

13 metre çap ve yaklaşık ilk 7m si alüvyon içinde açılan 20,57 metre derinlikte şaft kazı ve tahkimatının bitirilmesini müteakiben T3 *(İstasyon peron bağlantı tüneli)* geometrisinde kazı ve tahkimatına başlanan bağlantı tüneli 14,60 metre sonra Güzelyalı istasyonu 10,41m uzunluktaki T3 peron tüneline dönüşerek T2 istasyon platform tüneliyle birleşmiştir. Bu istasyon yapısı içerisinde Üstyarıda toplam 76,55m platform tüneli kazı ve desteklemesi yapılarak B3 klas içinde yarım bırakılan artan ve azalan km istikametleri aynaları Üstyarıda– kumtaşı bantları içeren sarı – kahve kiltaşı ve alt yarılarıysa yeşimsi gri renkli şeyllerden oluşan Bornova Karmaşığı içerisinde yer almakta ve daha çok dokanak bölgesinde yoğunlaşan su geliri bulunmaktadır. ~5cm kalınlıklı İnce bir koruma betonu ile kaplı halde bekleyen bu tünel aynaları ve destek topukları çift kat Q221/221 ve ~20 cm C20 püskürtme beton ile gerekli drenajlar bırakılarak kapatılmıştır.

Destek topuğu üst boşluğuna delici kızağın sığmaması sonucu radyal delinemediği için

bulonsuz bırakılmış olan son beş rounddaki 103 adet L = 6m ̣26mm SN bulon ışınsallıkları bir miktar gözardı edilerek, optimum açıyla yerleştirilmiştir.

Azalan km istikameti son 30,15m'lik mesafede açıkta bırakılan tünel tabanında ringin alttan kapatılması amacıyla çift kat Q221/221 çelik hasır ve C20 betonu kullanılarak karşılıklı iksa ayakları birbirine kilitlenmiştir.

Toplam olarak yaklaşık 1 lt/dak debiyle gelen yeraltı suyunu toplayan tünel içi drenaj sistemi kademeli pompaj havuzları yapılarak yeniden düzenlenmiştir.

Şaft – 5 (Gözlüklü Martı Parkı) Ana hat Tüneli:

13 metre çapla yaklaşık 4 m'si alüvyonlar içinde açılan 24,28 metre derinlikteki şaft imalatını müteakiben başlayan anahat tüneli imalatında B3 klastaki azalan ve artan km istikametlerindeki tünel aynaları Üstyarıda– kumtaşı bantları içeren sarı – kahve kiltaşı ve altyarılarıysa yeşimsi gri renkli şeyllerden oluşan Bornova Karmaşığı içerisinde yapılan toplam 250,20m kazı ve destekleme sonrası durdurulan aynalardan toplam 0,8 lt/sn debiyle gelen yer altı suyu drenajlar içine alınarak ayna yüzey ve destek topukları çift kat Q221/221 çelik hasır ve C20 püskürtme beton kullanılarak kapatılmıştır.

Artan km istikameti aynası destek topuğu üst boşluğuna delici kızağın sığmaması sonucu radyal delinemediği için son üç roundda bırakılmış olan 13 adet L = 4m ̣26mm SN bulon optimum açıyla delinerek yerleştirilmiştir.

Yine artan km istikameti anahat tünelinde ringin alttan kapatılmasına yönelik olarak önceden yapılmış püskürtme betonun aşınmasıyla bozulan kısımlar onarılarak profil düzeltilmiştir.

Tünel içi drenaj sistemi ayna ve tavanlardan toplam 0,8 lt/dak debiyle tünele akan yeraltı suyunun fazla birikmeden şaft üstüne atılmasını sağlayacak şekilde yeniden düzenlenmiştir.

SONUÇ

İzmir Hafif Raylı Sistemi (İZRAY – LRTS) İkinci Aşama İnşaatı projesi 22.04.2005 tarihinde başlamış fakat yüklenicinin 06.11.2006 tarihinde sahadan çekilmesi ile kesintiye uğramıştır.
Bu süre içinde proje güzergâhı (L= 5639.484m.) boyunca beş(5) çalışma bölgesinde, tünel kazı ve destek çalışmaları olarak birincil desteklemesi tamamlanan bölüm T1 Ana Hat Tüneli ve T2 İstasyon Tüneli kesitinde toplam 1056 metre (%18,7) ancak tamamlanmıştır.
İhalenin yenilenmesi süreci içinde geçen yedi aylık zamanda, yoğun yapılaşmanın olduğu, mevcut altyapılar ve üstyapıların bulunması nedeniyle, projenin de çoğunluğunun "Sığ Tünel" olarak geçmesi nedeniyle çevreye verebileceği olumsuz etkinin minimize edilmesi için idare ve müşavirlik tarafından organize edilerek acil müdahale ekibi oluşturulmuştur.

- Bu oluşturulan organizasyonda idare, müşavir ve acil müdahale ekibi ile gereken takipler yapılarak önlemler alınmıştır.
- Yüklenicinin 06.11.2006 tarihinde sahadan çekilmesi ile kesintiye uğrayan projede, bekleme süresince oluşabilecek olumsuzlukların önlenmesi için tüm çalışma bölgelerinde eksik kalmış imalatlar (püskürtme beton, bulon, ayna kapatılması, geçici invert betonu vs.) tamamlanmıştır.
- Tünel birincil destekleme sonrasında olumsuzluklara neden olabilecek su

gelirlerinin drenajı yapılarak sürekliliği sağlanmıştır.

- Acil müdahale ekibi ve ekipmanı (delici makine, püskürtme beton makinesi, bulon ve enjeksiyon makinesi ve sarf malzemeleri) ilk müdahaleyi yapabilecek şekilde şantiyede devamlı hazır tutulmuştur.
- Şantiyelerin güvenliği ve emniyeti 24 saat kontrol altında tutularak gerekli önlemler alınmıştır.

Yüklenicinin 06.11.2006 tarihinde sahadan çekilmesi ile kesintiye uğrayan proje, 11.05.2007 tarihinde yeni yüklenicinin başlamasına kadar geçen süre içinde mevcut 62 m^2 aynaya sahip anahat(T1) tünelleriyle 112,62 m^2 aynaya sahip platform tüneli (T2) ve aynalarında duraylılığın devamlılığının sağlanması amacıyla alınan koruyucu tedbirler ile önemli bir problemle karşılaşılmamıştır.

KAYNAKLAR

Aksoy, C. O. Ve Onargan, T. D.E.Ü Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir Metrosu II.Aşama İnşaatı İstasyon Kazıları Değerlendirme Raporu. (2006)

İ.T.Ü. Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği Çalışma Grubu, (1993); İzmir Belediyesi, İzmir Metro Sistemi (İZRAY) Fahrettin Altay-Basmane Güzergahının (1. Aşama) Mühendislik Jeolojisi, Rapor No: 9210-TR-03, Cilt 1.

İ.T.Ü. Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği Çalışma Grubu, (1993); İzmir Belediyesi, İzmir Metro Sistemi (İZRAY) Fahrettin Altay-Basmane Güzergahının (1. Aşama) Mühendislik Jeolojisi, Rapor No: 9210-TR-03, Cilt 2.

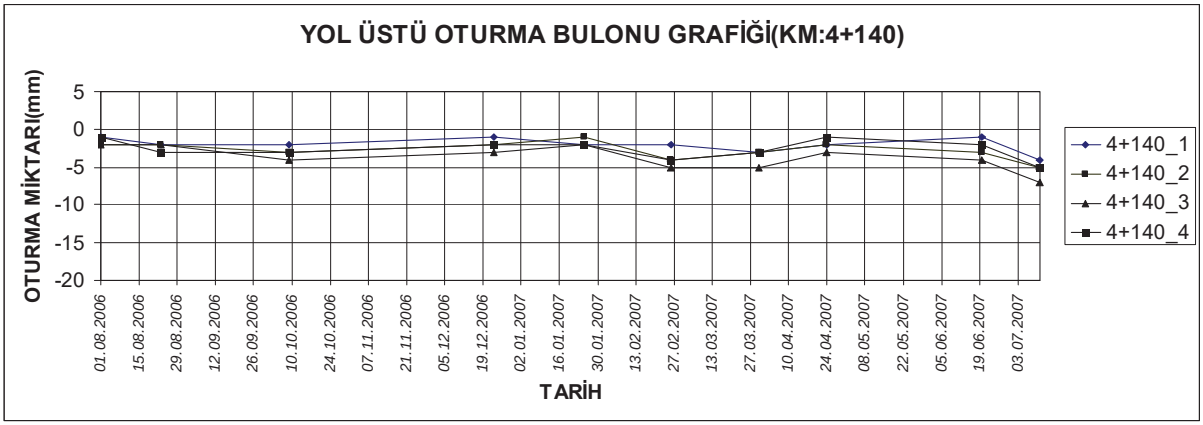
İzmir Büyükşehir Belediyesi, İzmir Hafif Raylı Sistem II. Aşama, Ön Jeoteknik Değerlendirme Raporu.(Yüksel Proje 1997)

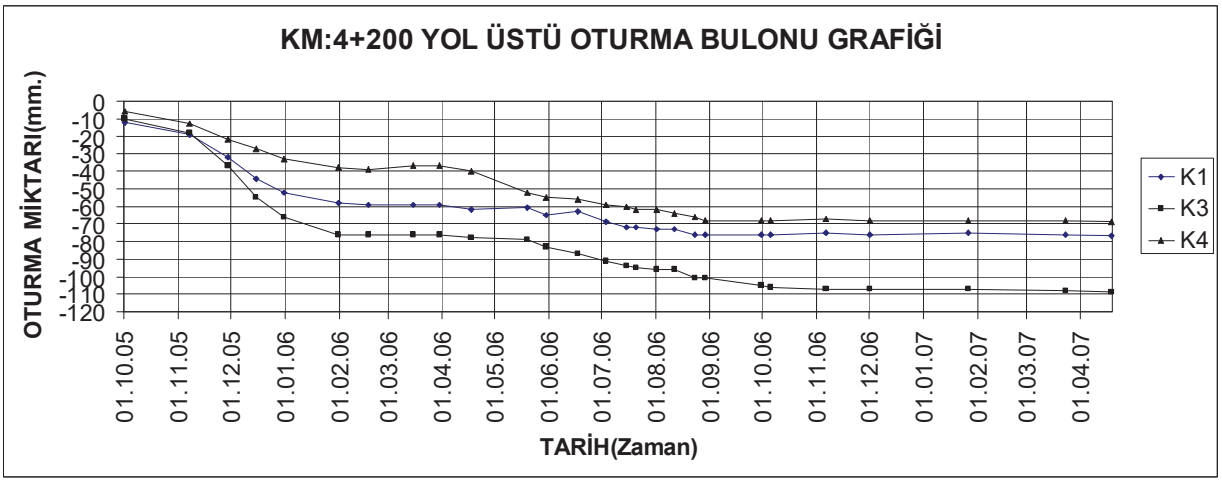
EKLER:

Ek -1 : Ekip ve Ekipman Listesi

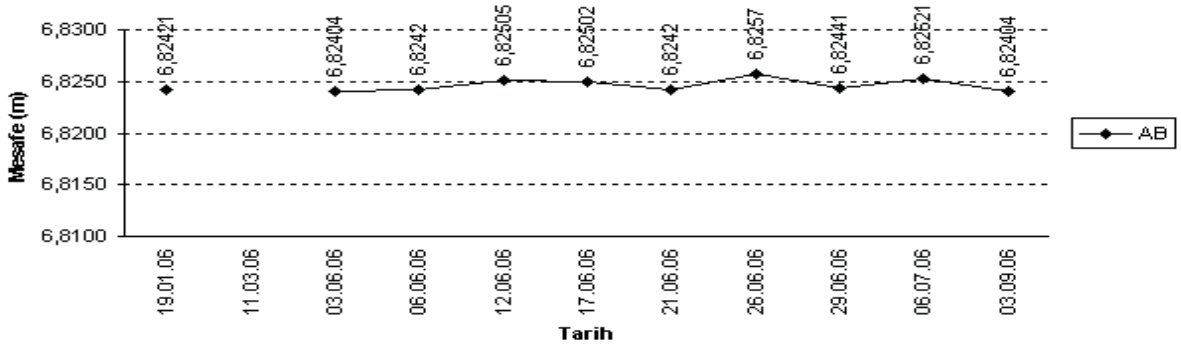
PERSONEL:	Adet:	KULLANILAN EKİPMAN - MAKİNE:	Adet
Mühendis	1	Yükleyici	1
İnş. Tek.	1	Kamyonet	1
Harita Tek.	1	CAT beko-loder	1
Alet Opr.	1	Bulon Enj. P.	1
Şenör	2	Jumbo (Delgi makinesı)	1
Formen	1	Mini Beko - Yükleyici	1
Çavuş	1	Püskürtme beton makinesi	3
İşçi	3	El tipi sehpalı delici tabanca	2
Elektrikçi	1	Drenaj pompası (1,5” – 4”)	16
		Sarf Malzemeleri *(P. Beton, çimento, katkı,*	
		Q221 çelik hasır, Ø26 bulon, hortum, nozul,	
Tamirci	1	*hidrolik yağ vs.)*	
Kaynakçı	1	Yedek Parça *(o-ring, keçe, filtre vs.)*	
		Tesisat yedekleri *(armatür, vana, fittings*	
Jumbo Opr.	1	*mlz. vs.)*	
Kamyonet Şoförü	1		
Güvenlik	10		
Yükleyici Opr.	1		

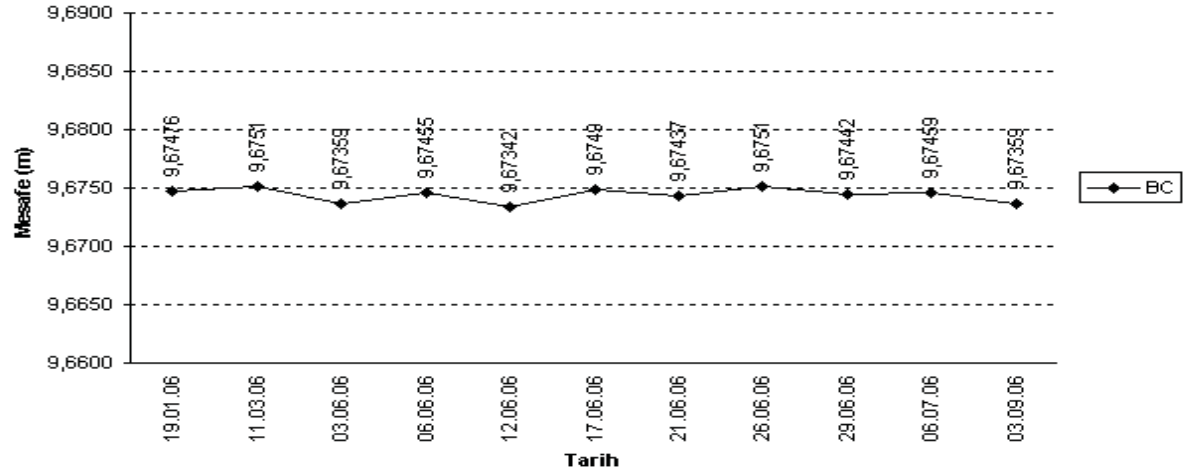
Ek -2 Yol Üstü Oturma Bulonu ve Tünel İçi Konverjans Ölçümleri Deformasyon Takibine Örnek Grafikler

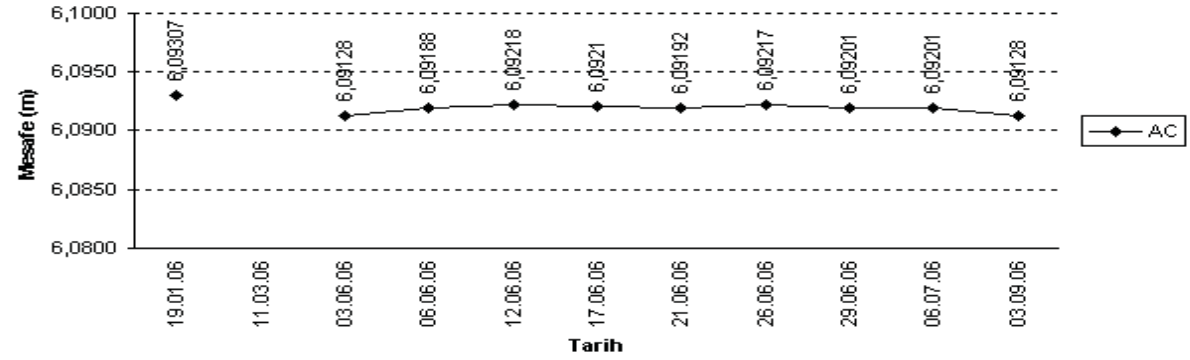




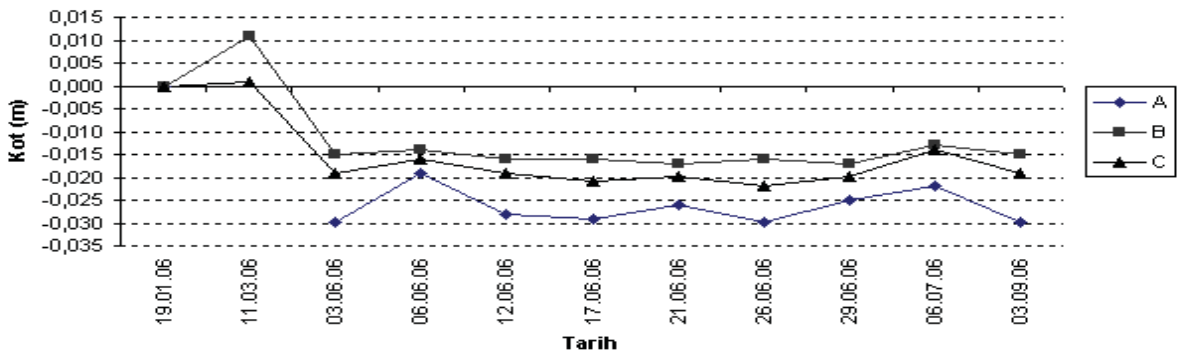
5+191.50 MS-100 A-T KONVERJANS KESİTİ GRAFİKLERİ







Kot Farkları



Ek-3 : Fotoğraflar

08/12/2006

08/12/2006

Büyük Ölçekli Bir Yeraltı Açıklığının Statik ve Dinamik Duraylığı

Static and Dynamic Sta ility of A arge nderground pening

Melih Geniş
onguldak araelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, onguldak

Ömer Aydan
Tokai Üniversitesi, Deniz İnşaat Mühendisliği Bölümü, Shizuoka, aponya

ÖZET Bu çalışmada, Japonya'nın Gifu vilayetinde yapılması planlanan yeraltı hidroelektrik santrali için oluşturulacak büyük ölçekli yeraltı açıklığının duraylık değerlendirilmesi yapılmaktadır. 1891'de büyüklüğü 8 olan kara depreminin meydana geldiği bir bölgede yüksek birincil gerilme altında ve yaklaşık 550 m derinlikte granit içinde açılacaktır. Öncelikle kaya malzemesi ve kaya kütlesi özellikleri ile arazide yapılan birincil gerilme ölçümleri kısaca verilmiştir. Sonra iki ve üç boyutlu gerilme çözümlemesi kullanılarak yapılan statik ve dinamik koşullardaki analiz sonuçları sunulmuş ve tartışılmıştır. Maksimum arazi ivmesinin 0.6-0.7 *g*'den büyük değerlerinde açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesinin artış gösterdiği belirlenmiştir. Bu nedenle en büyük arazi ivmesi bu eşik değerinden daha az ise açıklıkta önemli hasarların oluşmayacağı ortaya konmuştur.

ABSTRACT In this study, a series of studies for the static and dynamic stability assessments of a large underground opening for an hydroelectric power house planned to be constructed in Gifu Prefecture of Japan is presented. The cavern will be excavated in granite under high initial stress condition and approximately 550 m below from ground surface and the area experienced the largest inland earthquake with a magnitude of 8 in 1891. Firstly, properties of rock material and rock masses and in-situ stress measurements are summarized. Then, the results of a series of analyses, using a two and three-dimensional elasto-plastic numerical codes under static and dynamic conditions are presented and discussed. When maximum ground acceleration exceeds 0.6-0.7 *g*, it results in the increase of plastic zones around the opening. Thus, it is important to note that there will be no yield zone around the cavern if the maximum ground acceleration is less than this threshold values.

1 GİRİŞ

Günümüzde elektrik enerjisi üretimi, gaz ve petrol depolama, yiyecek maddesi depolama ve diğer amaçlı büyük ölçekli yeraltı açıklıklarının açılması yaygınlaşmaktadır. Yeraltı açıklıklarının duraylılık tahmin-lerinin gerçeğe yakın yapılabilmesi için kaya kütlesinin mekanik özellikleri ve ortamın birincil gerilme ölçümü gereklidir. Çoğu durumlarda bu ölçümlerin zor ve pahalı olması nedeniyle görgül bağıntılar kullanılarak tahminler yapılmaktadır. Özellikle uzun süreli hizmet vermesi beklenen büyük ölçekli yeraltı açıklıklarında en azından birincil gerilmelerin ölçümü, statik ve dinamik yükler altındaki yeraltı açıklığın duraylığı ve davranışının değerlen-dirilmesinde daha sağlıklı sonuçların alınması açısından büyük önem taşımaktadır.

Bu çalışmada Japonya'nın Gifu vilayetinde yapılması planlanan yeraltı hidroelektrik santrali için oluşturulacak büyük ölçekli yeraltı açıklığının statik ve dinamik

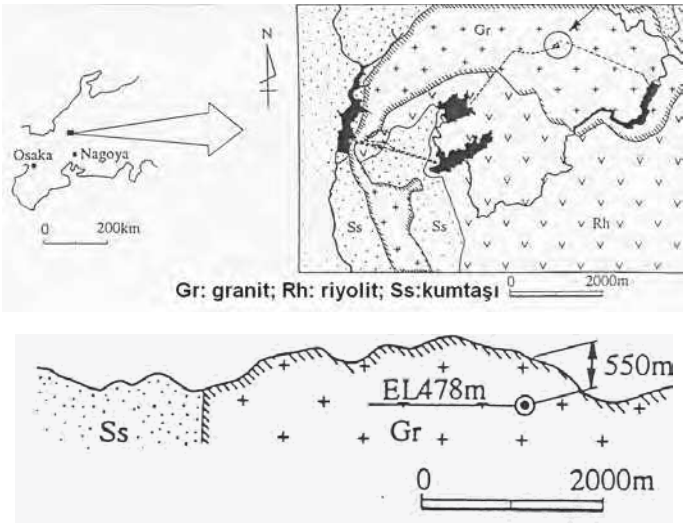
duraylığının değerlendirilmesi için bir takım sayısal analizler yapılmaktadır.

Söz konusu açıklığın inşa edileceği bölge Japonya'da 1891 yılında büyüklüğü 8 olan depremi oluşturan faydan yaklaşık 20 km uzaklıktadır. 550 m derinlikte granitik kayaç içerisinde açılacak bu açıklık inşa edildiğinde Japonya'da en derin yeraltı santralı olacaktır. Açıklığın boyutları 182.4x50.2x24 m'dir. Aynı bölgede yaklaşık 340 m derinlikte benzer geometriye sahip açılmış Okumino yeraltı santralı da bulunmaktadır. Bu çalışmada öncelikle kaya malzemesi ve kaya kütlesinin mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılan arazi ve laboratuvar çalışmalarının sonuçları kısaca sunulacaktır. Ayrıca araştırma sahasında çok kapsamlı birincil gerilme ölçümleri de yapılmıştır. Elde edilen birincil gerilme değerlerinin Japonya'daki diğer yeraltı hidroelektrik santrallarında gözlemlenen değerlerinden oldukça yüksek olduğu ortaya çıkmıştır (Ishiguro vd. 1997, 1999). Kaya kütlesi sınıflandırması için Japon Denken sınıflaması ile RMR ve Q sistemi kullanılmıştır. Açıklığın duraylı-lığının incelenmesi DENKEN kaya kütlesi sınıflamasındaki iki ayrı kaya sınıfına göre yapılmıştır. DENKEN kaya sınıflaması için detaylı bilgi Kikuchi ve Saito (1975); Ulusay ve Aydan (1997) tarafından verilmiştir. Sayısal analizlerde sonlu elemanlar yöntemi ile sonlu farklar yöntemi kullanılmıştır. Statik durum için iki ve üç boyutlu sayısal elasto-plastik analizler karşılaştırılmıştır. Daha sonra üç boyutlu durum için dinamik analiz sonuçları sunulmuş ve tartışılmıştır.

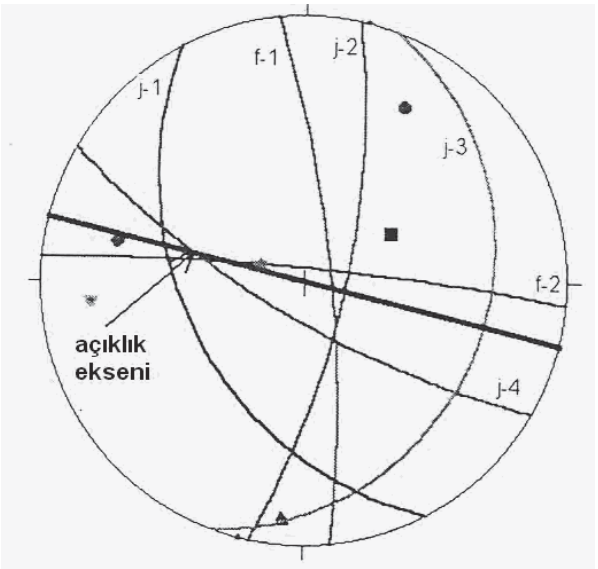
2 KAYA MALZEMESİ VE KÜTLESİ ÖZELLİKLERİ

2.1 Jeoloji ve Süreksizlik Durumu

Yeraltı açıklığının oluşturulacağı kaya birimi Kretase yaşlı granittir. Sahanın genel jeolojisi Şekil 1'de gösterilmektedir. Granit orta boyutlu kristallerden oluşmaktadır. Açıklığın oluşturulacağı kaya kütlesindeki ana süreksizlikler 4 eklem takımı ve 2 fay olarak sınıflandırılmıştır (Şek.2).



Şekil 1. Saha yeri ve genel jeolojisi.



Şekil 2. Süreksizliklerin stereo izdüşümü.

2.2 Kaya Kütlesi Sınıflandırması

Sahadaki kaya kütleleri Japonya'da baraj ve yeraltı santrallarının inşasında kullanılan DENKEN sınıflama sistemine göre B ve CH sınıfı kaya kütlesi olarak tanımlanmıştır. B sınıfı kaya kütlesi süreksizlikler aralığı geniş olup çok az süreksizlik takımına sahip kaya kütlesidir. Ayrıca kayada ve süreksizlik yüzeylerinde ayrışma ve/veya lekelenme görülmemektedir. Diğer taraftan CH sınıfı kaya kütlesi süreksizlik aralığı küçük olup daha fazla sayıda süreksizlik takımı içeren kaya kütlesidir. Süreksizlik yüzeylerinde ayrışma ve/veya lekelenme gözlenir. B ve CH kaya kütlesi sınıfları ile RMR ve Q sınıflaması değerleri Çizelge 1'de verilmiştir (Aydan and Kawamoto, 2001). Bu sahada süreksizlik yüzeylerindeki lekelenme, granitik kayacın oluşumundan sonra volkanik sokulumların neden olduğu termal bozunma sonucu oluşmuştur.

Çizelge 1. Kaya kütlesi puanları.

Sınıf	RMR	Q
B	67 - 79	16.7 – 20.0
CH	44 - 62	2.78 – 4.17

Karşılaştırmalarda görgül ilişkiler olarak Aydan ve Kawamoto (2000); Hoek vd. (1997, 2002) ve Ikeda (1970) kullanılacaktır. Çizelge 1, Çizelge 2 ve Çizelge 3'te verilen değerler ile söz konusu yaklaşımlarda önerilen görgül ilişkilerden sağlam kayanın özellikleri ile normalize edilmiş kaya kütlesinin özellikleri Çizelge 4'te verilmiştir. Zayıf kayalar için daha önceki karşılaştırmalarda da görüldüğü üzere Hoek'un yaklaşımından, kaya kütlesinin dayanımı küçük ve deformasyon modülü yüksek olarak elde edilmektedir (Aydan and Kawamoto 2001, Aydan vd. 1997, Aydan ve Geniş, 2004). Burada bir kez daha Hoek'un önerisinin arazi ölçümleri ile elde edilen sonuçlarla uyumlu olmadığı ve sert kayalara da pek uygulanabilir olmadığı sonucuna varılabilir.

Çizelge 2. Kaya malzemesinin fiziksel ve mekanik özellikleri.

Sınıf	Birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	Young Modülü (GPa)	Poisson oranı	Tek eksenli basınç dayanımı (MPa)	İçsel sürtünme açısı	P Dalga Hızı (km/s)
B	26	25 – 46	0.16 – 0.22	217 - 218	59 – 62	4.6 – 5.5
CH	26	5.0 – 21.4	0.18 – 0.27	110 - 153	53 - 58	3.9 – 5.1

2.3 Kaya Malzemesi ve Kütlesinin Fiziksel ve Mekanik Özellikleri

Kaya kütlesinin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla laboratuvar ve arazi deneyleri yapılmıştır. Laboratuvarda fiziksel özellikler olarak birim hacim ağırlığı, boşluk oranı ve P dalga hızı ölçümleri ile mekanik özelliklerin belirlenmesi için de tek eksenli basınç, dolaylı çekme ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. B sınıfı ve CH kaya sınıfını temsil edecek karotlar araziden alınmıştır. Her bir kaya sınıfı için kaya malzemesinin fiziksel ve mekanik özellikleri Çizelge 2'de verilmiştir.
Arazi deneyleri her bir kaya sınıfını temsil edecek bölgelerde, dalga hızı ölçümleri, geçirgenlik deneyleri, ve plaka yükleme deneyleri yapılmıştır (Çiz. 3). Yerinde kesme deneyleri değerleri 50x50x20 cm boyutuna sahip örnekler kullanılarak yapılmıştır. Plaka yükleme deneylerinde plaka çapı 30 cm olmakla birlikte yükleme plakasınının çapının etkisini incelemek üzere 15 cm'den 60 cm'ye kadar değişen çaplarda da bazı yerinde deneylerde yapılmıştır.

Çizelge 3. Kaya kütlesi özellikleri.

Sınıf	Em (GPa)	cm (MPa)	ϕm (°)	Vpm (km / s)
B	10 – 20	5 – 6	60 – 65	4.0 – 4.5
CH	5 – 13	3.8 – 4.0	54 – 56	2.3 – 4.0

Kaya kütlesinin özelliklerinin belirlenmesinde yerinde deneylerin kullanılması uygun olmakla birlikte bazı görgül ilişkiler de kullanılmaktadır. Burada bu görgül yaklaşımların geçerliliğine ışık tutmak amacıyla bir karşılaştırma yapılacaktır.

Çizelge 4. Değişik yöntemlere göre kaya kütlesinin dayanım ve deformasyon özelliğinin tahmini ve karşılaştırılması.

Yöntem	B-Sınıfı		CH-Sınıfı	
	E_m / E_i	$\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$	E_m / E_i	$\sigma_{cm} / \sigma_{ci}$
AK	0.25-0.39	0.25-0.39	0.12-0.22	0.12-0.22
Hoek	0.57-1.15	0.16-0.31	0.33-0.93	0.05-0.12
Ikeda	0.53-0.67	0.53-0.67	0.20-0.61	0.20-0.61
Ölçülen	0.4-0.44	0.17-0.25	0.24-0.42	0.15-0.17

2.3 Birincil Gerilme Ölçümleri

Sahada detaylı bir birincil gerilme ölçümü yapılmıştır. Daha önce yapılan gerilme boşaltma yöntemi (overcoring) ile yapılan ilk çalışmalarda, Japonya'da bugüne kadar diğer yeraltı açıklıklarının oluşturulduğu sahalarda gözlenen birincil gerilme değerlerinden daha yüksek gerilme değerleri elde edilmiştir. Bu nedenle çeşitli birincil gerilme ölçüm yöntemleri kullanılarak sahada birincil gerilmelerin büyüklükleri yeniden detaylı olarak tespit edilmiş ve karşılaştırılmıştır.

Birincil gerilme ölçümleri sonucu yatay düzlemdeki birincil gerilme bileşenlerinden biri yaklaşık doğu-batı yönünde büyüklüğü 21.9-26.9 MPa, diğeri ise kuzey-güney doğrultusunda büyüklüğü 11.2-14.2 MPa ve düşey bileşen ise 7.4-11.3 MPa arasında değişim gösterdiği elde edilmiştir. Bu konu ile ilgili daha detaylı bilgiler Ishiguro vd. (1997), Ishiguro vd. (1998) ile Aydan ve Kawamoto (2001)'de bulunabilir.

3 ÇÖZÜMLEMELER

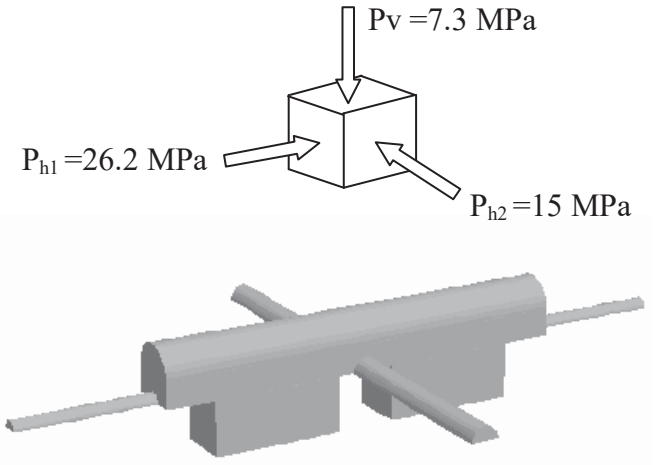
Yeraltı hidroelektrik santraline ilişkin iki boyutlu çeşitli çözümleme yöntemleri kullanılarak yapılan statik koşullardaki duraylık değerlendirmeleri daha önceki çalışmalarda detaylıca sunulmuştur (Aydan and Kawamoto, 2001). Burada kullanılan üç boyutlu elasto-plastik sayısal analizler ile iki boyutlu analizlerde elde edilen sonuçları kısaca karşılaştırmak amacıyla bazı sonuçlar özetlenecektir. Bu çalışmada yeraltı açıklığının üç boyutlu statik ve dinamik koşullarda yapılan defromasyon-gerilme çözümlemeleri ve duraylık koşulları incelenecektir. Çözümlemelerde sonlu farklar yöntemini esas alan üç boyutlu sayısal gerilme çözümlemesi yapan bir program olan FLAC^{3D} kullanılmıştır (Itasca, 2005). Oluşturulan modelin önce birincil gerilmeler altında statik çözümlemesi yapılmıştır. Sonra, statik çözümlemesi yapılan modele dinamik yükleme uygulanmıştır.

3.1 Açıklık Geometrisi

Yeraltı hidroelektrik santrali açıklığı 182 m uzunlukta, 24 m genişlikte ve türbinlerin olduğu bölümde 47 m yüksekliğe sahiptir. Ana açıklığın uzun eksenine dik erişim tüneli ve açıklık uzun eksenine paralel drenaj tüneli de üç boyutlu sonlu farklar ağında modellenmiştir (Şek. 3). Diğer küçük açıklıklar modelleme güçlüğü nedeniyle ihmal edilmiştir.

3.2 Birincil Gerilme Alanı

Arazide değişik yöntemler kullanılarak yapılan birincil gerilme ölçümleri ve diğer çözümlemelere dayalı arazideki birincil gerilme bileşenleri yatayda 26.2 MPa ve 15 MPa ve düşey bileşen ise 7.3 MPa olarak seçilmiştir. Düşey birincil gerilmenin en küçük bileşen olduğu durumda, açıklığın uzun ekseni duraylık açısından en uygun olan konumlandırma gereği, yataydaki büyük asal birincil gerilme bileşenine paralel olacak şekilde konumlandırılmıştır.



Şekil 3. Üç boyutlu modelin izometrik görünümü ve birincil gerilme durumu

3.3 Sayısal Çözümlerdeki Malzeme Davranış Modelleri ve Varsayımlar

İki boyutlu analizlerde sonlu elemanlar yöntemi kullanılmıştır. Bu analizlerde Drucker-Prager yenilme ölçütünü kullanan elastik kusursuz plastik davranış modeli, sadece çekme yenilmesini gözönüne alan davranış modeli ve Mohr-Coulomb ölçütünü esas alan ve süreksizlerde kayma ve çekme yenilmesini modelleyen çözümlemeler (Aydan ve Kawamoto, 2001).

Üç boyutlu çözümlemelerde sonlu farklar yöntemi kullanılmıştır. Bu analizlerde çekme dayanımı ile sınırlandırılmış Mohr-Coulomb ölçütünü esas alan ve elastik-kusursuz plastik davranış modeli varsayılmıştır. Dinamik analizlerde ise model statik olarak yüklendikten sonra dinamik analiz yapılmıştır. Dinamik modellerde deprem mühendisliğinde yaygınca kullanılan yüzde 5'lik viskoz sönümleme yaklaşımı uygulanmış ve model sınırlarında dalga yansımasını engellemek için

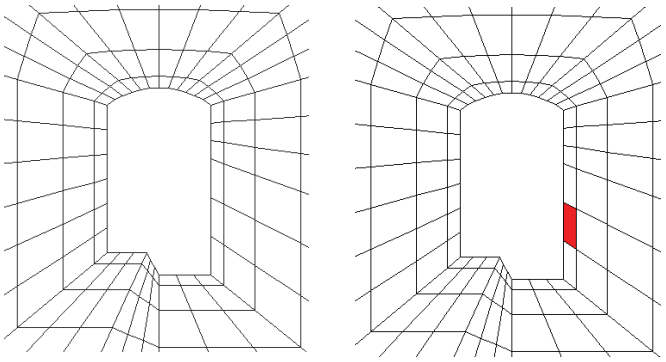
Lysmer ve Kuhlemeyer (1969)'in önerdiği sınır vizkoz sönümleyicileri kullanılmıştır (Itasca, 2005). Çözüm-lemelerde kullanılan malzeme özellikleri Çizelge 5'te verilmiştir.

Çizelge 5. Kaya kütlesi özellikleri.

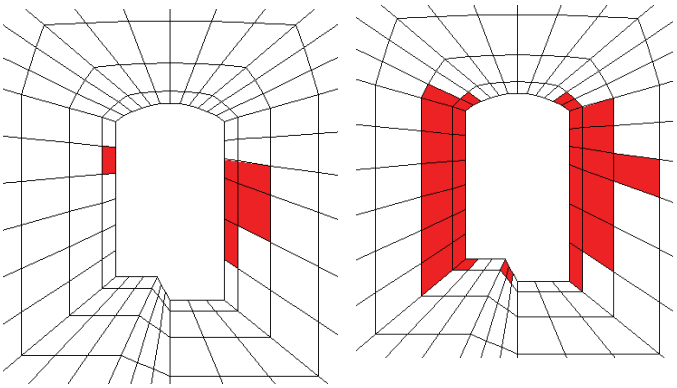
Sınıf	Em (GPa)	$c\,m$ (MPa)	$\phi\,m$ (°)	$\sigma\,t$ (MPa)
B	15	5.5	62	0.5
CH	9	3.9	55	0.4

3.4 İki Boyutlu Statik Çözümler

Burada iki boyutlu statik çözümleme sonuçlarının sunulmasında ana amaç iki ve üç boyutlu analizlerin arasında bir farklılığı görmektir. İki boyutlu analizlerde üç farklı davraış modeli için elde edilmiş açıklık çevresindeki yenilme bölgeleri B ve CH kaya kütle sınıfları için Şekil 4'te gösterilmiştir. B sınıfı için açıklık çevresinde yenilme bölgesi oluşmamakta ve kaya kütlesinin elastik davranış göstermesi gerekmektedir.



a. B kaya kütlesi b. CH kaya kütlesi



c. çekme yenilme modeli d. süreksizlik yenilme modeli

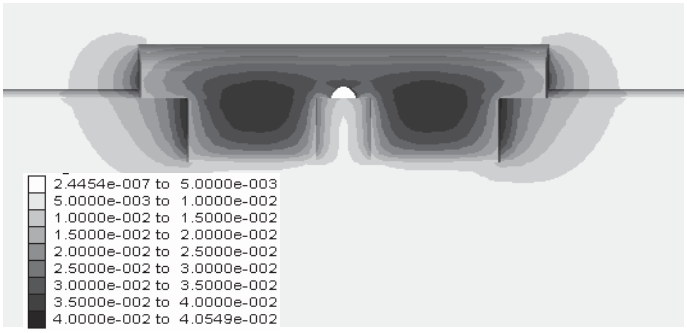
Şekil 4. Değişik modellere göre açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri

Diğer yandan CH kaya kütlesi için açıklık çevresinde yatay gerilmelerin yüksek olması ve açıklığın geometrik şekli nedeni ile sağ yan duvarda bir yenilme meydana gelmiştir. Eğer kaya kütlesi çekme gerilmesi sonucu yenilmesi halinde, biraz önce değinilen nedenden dolayı yenilmeler sadece yan duvarlarda oluşmuş ve açıklığın tavan ve tabanında yenilme meydana gelmemektedir. Açıklık çevresinde yatayla açısı 60° ve 120° olan iki süreksizlik takımı düşünülerek yapılan çözümlerde de yenilme yan duvarlarda ve açıklığın taban ve tavanda kısmi bir yenilme gözlenmektedir.

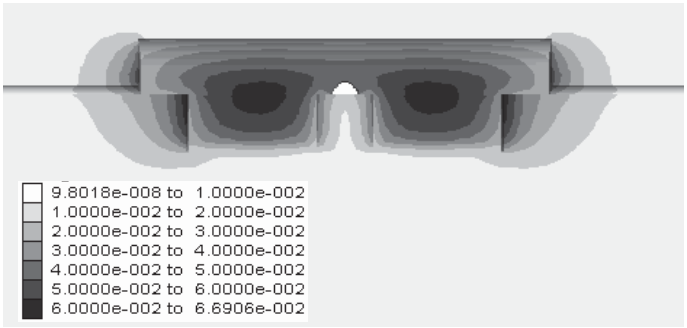
En büyük yer değiştirmeler yan duvarlarda olup klasik elasto-plastik analizde B sınıfı kaya kütlesi için 35.6 mm ve CH sınıfı kaya kütlesi için ise 59.4 mm'dir.

3.5 Üç Boyutlu Çözümlemeler

Çözümlemelerde kullanılan kaya kütlesi özellikleri Çizelge 4'te verilmiştir. B ve CH kaya sınıfları kullanılarak yapılan çözümleme sonucu açıklık çevresinde oluşan yer değiştirme değerleri Şekil 5'te ve açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi ise Şekil 6 ve 7'de verilmiştir. Tüm çözümle-melerde tahkimatsız açıklık durumu göz önünde bulundurulmuştur.

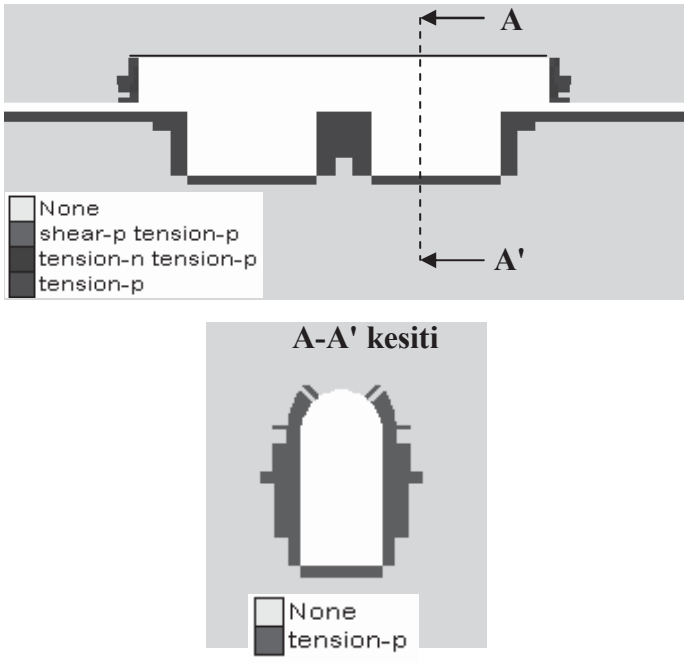


a. B sınıfı kaya kütlesi

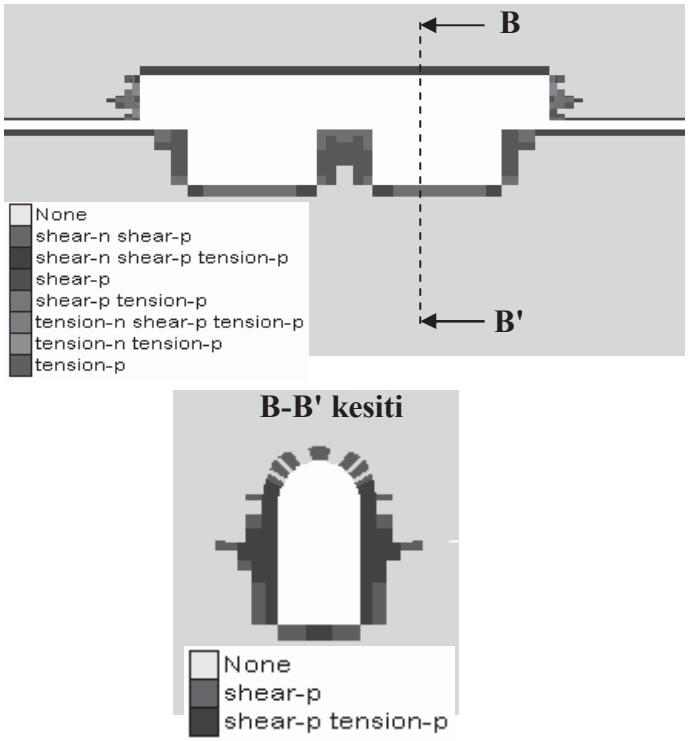


b. CH sınıfı kaya kütlesi

Şekil 5. Yerdeğiştirme dağılımları (birim: m)



Şekil 6. B sınıfı kaya kütlesindeki açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri.



Şekil 7. CH sınıfı kaya kütlesindeki açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri.

B ve CH sınıfı kaya kütlesinde açılan açıklıklarda en büyük yerdeğiştirmeler ana açıklığın yan duvarlarında ve türbin odalarının orta bölgelerindeki köşelerde oluşmaktadır. CH sınıfı kaya kütlesinde oluşan en büyük yerdeğiştirme 67 mm ve B sınıfı kaya kütlesinde ise 41 mm'dir.

B sınıfı kaya kütlesinde açıklık tabanı ve yan duvarlarda çekme modunda yenilme gözlenmektedir. Buna karşın CH sınıfı kayada açılık tavanında kesme modunda, yan duvarlarda ve tabanda ise hem kesme hem de çekme modunda yenilmeler oluşmaktadır. CH sınıfı kaya kütlesinde oluşan yenilme bölgesi kalınlığı tavanda ve tabanda 4.5 m, açıklığın uzun ekseni boyunca yan duvarlarda 12-18 m arasında değişim göstermektedir. Burada elde edilen yenilme bölgeleri iki boyutlu analiz sonuçları ile biraz farklıdır. Genelde iki boyutlu analiz sonuçları üç boyutlu analize göre daha tutucu sonuçlar vermesi beklenir. Fakat kullanılan üç boyutlu sonlu farklar yöntemine dayanan sayısal programın kullanılmasından elde edilen yenilme bölgeleri iki boyutlu sonlu elemanlar yöntemine dayanan hem klasik elasto-plastisite hem de çekme yenilmesi çözümlerinden daha geniş bir bölgede oluşmaktadır. Bu da sonlu farklar yöntemi ile plastisite kuramının uygulanmasında bazı sorunların olduğu şeklinde düşünülebilir.

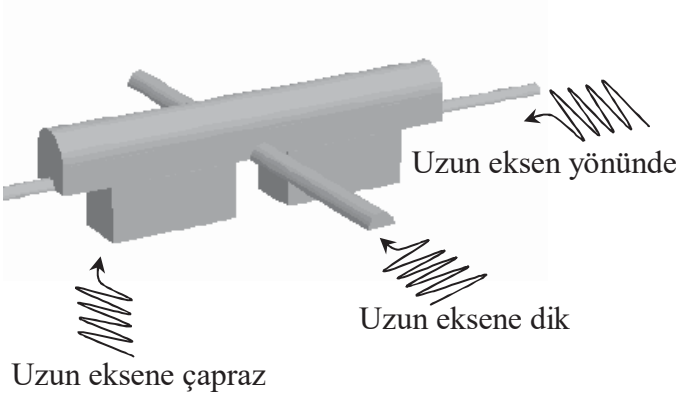
3.6 Dinamik Gerilme Çözümlemeleri

Üç boyutlu dinamik analizler için de FLAC^{3D} programı uygulanmıştır. Yapıların deprem sırasında davranışını inceleme konusunda yapıya etkiyecek ivme dalgası ve özellikleri oldukça önemlidir. Bu çalışmadaki dinamik yüklemelerde; sabit genlikli sinüs şeklinde ivme dalgası, oluşturulan modelin tabanına yalnızca "x" (açıklığın uzun eksenine dik) ve yalnızca "y" (açıklığın uzun ekseni boyunca) doğrultularında ayrıca hem "x" hem de "y" yönünde (açıklığın uzun eksenine çapraz) aynı anda uygulanmıştır (Şek.8). Bu dalga şekli aşağıda verilen eşitlik ile elde edilmektedir.

$$y(t) = A' \sin(2\pi ft) \qquad (1)$$

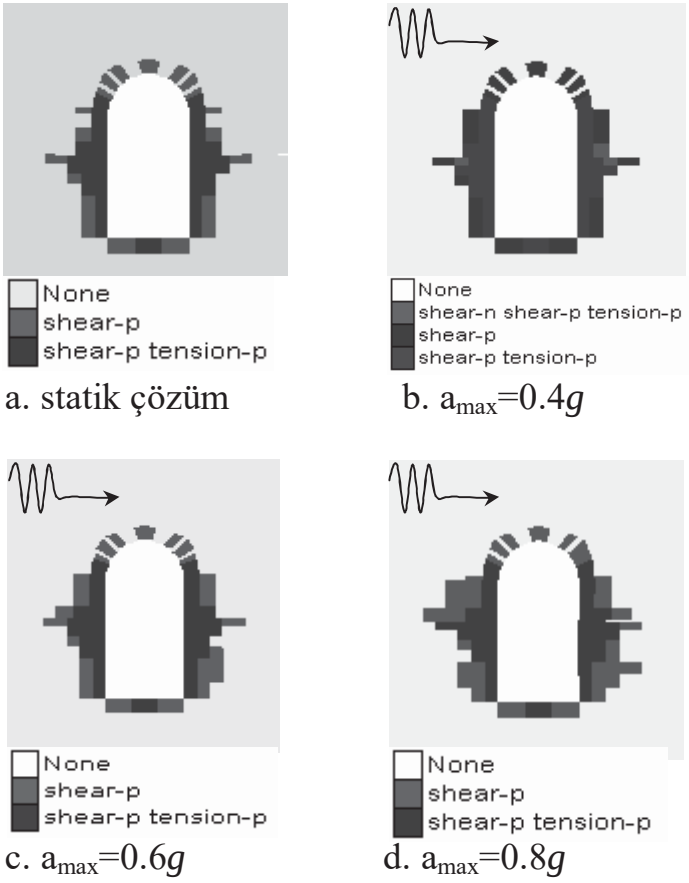
Burada; A', dalganın en büyük genliği; f, dalga frekansı ve t ise zamandır. Daha öncede belirtildiği üzere sınırlarda dalganın yansımasını engellemek için model sınırlarında (taban hariç) "viskoz sınır" kullanılmıştır. Ayrıca dalganın model içinde doğru yayılabilmesi için; oluşturulan sonlu farklar ağının en büyük boyutunun 10 katından daha uzun dalga boyuna sahip sismik dalga uygulanmıştır. Uygulanan

dalganın en büyük etkin frekansı bu nedenle 1 Hz ile sınırlı tutulmuştur.



Şekil 8. Dinamik çözümlemelerde yatay düzlemde uygulanan dalga yönleri.

Dinamik çözümlemelerin tümü en zayıf CH kaya sınıfı göz önününde bulundurularak yapılmıştır. Ayrıca çözümlemede tüm açıklıkların tahkimatsız olduğu durum incelenmiştir. Çözümlemelerde öncelikle frekans içeriği aynı fakat farklı büyüklükteki ivme dalgaları açıklığın uzun eksenine dik olarak uygulanmıştır. Beklendiği gibi frekans içeriği aynı olan sismik dalgaların ivme genliği arttıkça açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgelerinde artış gözlenmiştir. En büyük yenilme bölgesi açıklığın ve transformatör odasının bulunduğu (yaklaşık açıklık merkezinden uzun eksen boyunca 40 m uzaklıkta) yan duvarlarında oluştuğundan o bölgeden alınan kesitte yenilme bölgelerinin artışı gösterilmiştir (Şek. 9). İncelenen birincil gerilme durumuna da bağlı olmak üzere bu yeraltı açıklığında statik yüklemeki duruma benzer şekilde dinamik yükleme özellikle açıklığın yan duvarlarında yenilme bölgesi oluşumunu artırmaktadır. Özellikle bu artışlar uygulanan ivme genliğinin $0.6g$-$0.7g$ ($1g$=9.81 m/s^2) değerinden daha büyük değerlerde daha da artmaktadır. Bu bulgular ilk yazarın daha önceki çalışmalarından elde ettikleri sonuçlar ile benzerlik göstermektedir (Geniş, 2002; Geniş ve Gerçek 2002). Açıklığın uzun eksenine dik en dış yan duvarlarında dinamik yükleme sonucu oluşan ilave yenilme bölgesi gelişimi oldukça az olmuştur.

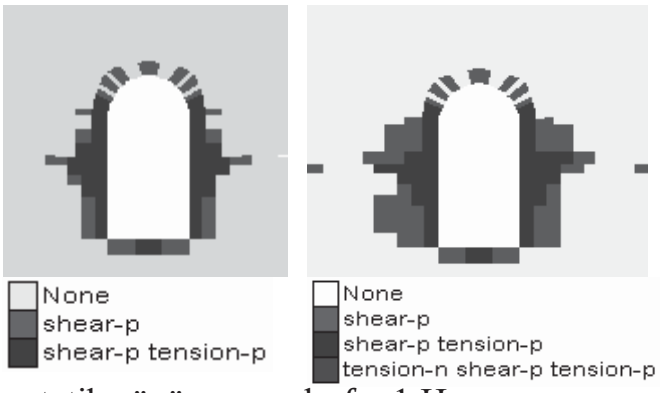


a. statik çözüm b. a_{max}=0.4g

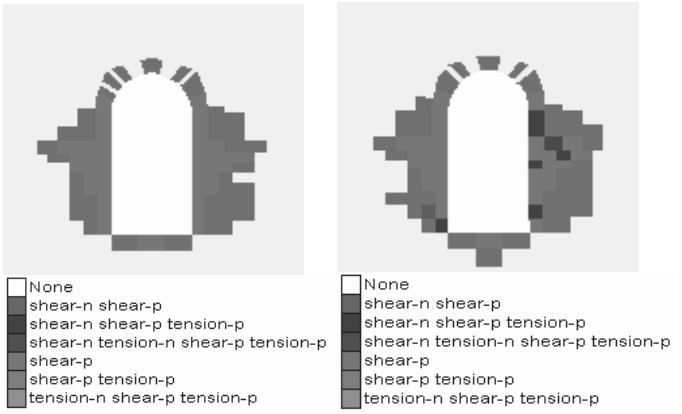
c. a_{max}=0.6g d. a_{max}=0.8g

Şekil 9. İvmesi geniliğinin yenilme bölgesi artışına etkisi (f=1 Hz, B-B' kesiti).

Aynı ivme genliğine sahip fakat farklı frekans içeriğine sahip dinamik dalgaların açıklıkta oluşturduğu yenilme bölgeleri üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Çözümleme-lerde açıklığın uzun eksenine çapraz şekilde dalga yayılımı uygulanmıştır (Şek. 10-11). Genliği aynı fakat frekans içeriği farklı ivme dalgası uygulanması durumunda ivme dalga frekansı (salınım süresi uzun) azaldıkça açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi dramatik şekilde artmaktadır. Düşük frekanslı dalganın açıklığın uzun eksenine dik yan duvarlarında statik duruma göre 2-2.5 kat yenilme artışı oluşturmaktadır (Şek. 10d). Bu artış açıklığın uzun eksenini boyunca açıklık tabanında da belirginleş-mektedir (Şek. 10d). Bu durum açıklıkların hakim salınım süresinin varlığına işaret etmektedir. Özellikle dinamik yükleme ile kaya kütlesi kayma (kesme) modunda yenilmeye uğramıştır.



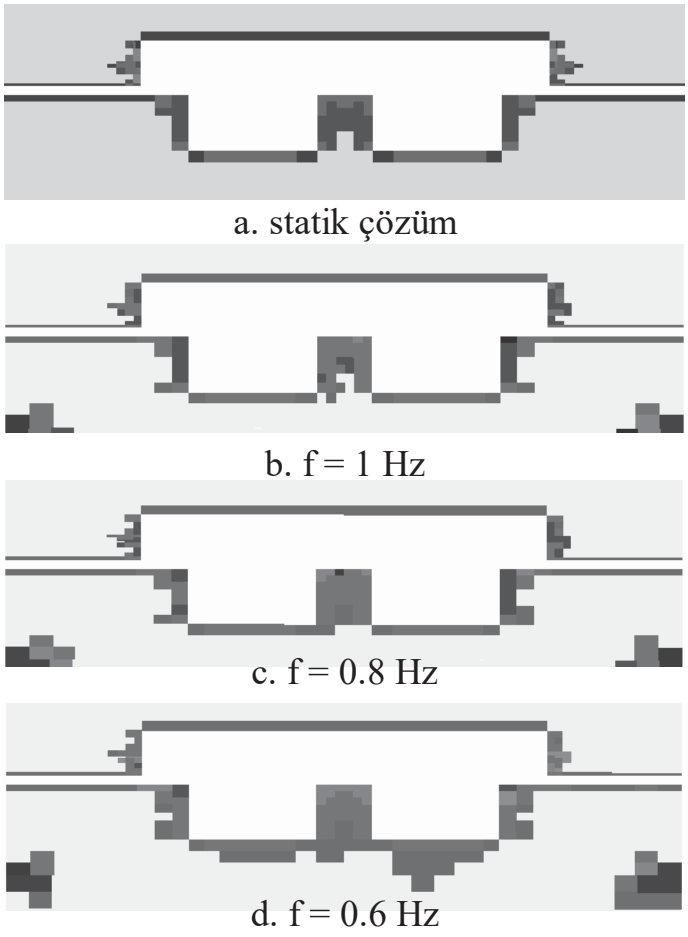
a. statik çözüm b. f = 1 Hz



c. f =0.8 Hz d. f = 0.6 Hz

Şekil 10. İvme dalga frekansının yenilme bölgesi artışına etkisi (a_{max}=0.8g, B-B' kesiti).

İvme dalgasının etkime yönünün açıklık çevresinde oluşturacağı yenilme bölgesi geometrisine olan etkisi araştırılmıştır. Göz önünde bulundurulan dalga yayılma yönü Şekil 12'de gösterilmiştir. Aynı genlik ve frekans içerindeki ivme dalga açıklığa yatay düzlemde açıklık uzun ekseni yönünde, açıklık uzun eksenine dik doğrultuda ve yatay düzlemde açıklık uzun ekseni ile açı yapmak üzere üç farklı şekilde uygulanmıştır. Açıklık çevresinde en büyük yenilme bölgesi, açıklığın uzun eksenine açı yapacak şekilde uygulanan ivme dalgası ile oluşmuştur. Açıklığın uzun eksenine paralel dalga yayılımı diğer konumlara göre en az hasar oluşumu göstermiştir (Şek.12c). Tüm dalga yayılım doğrultularında dinamik yükleme sonucu oluşan yenilme açıklığın yan duvarlarında oluşmaktadır.



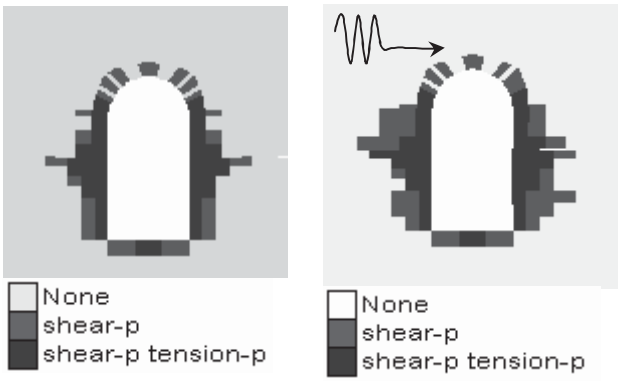
a. statik çözüm

b. f = 1 Hz

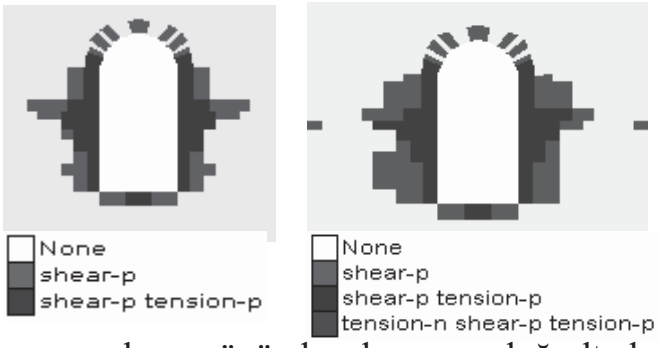
c. f = 0.8 Hz

d. f = 0.6 Hz

Şekil 11. Dalga frekansının açıklığın uzun ekseni boyunca yenilme bölgesi artışına etkisi (a_{max}=0.8g).



a. statik çözüm b. uzun eksene dik yönde



c. uzun eksen yönünde d. çapraz doğrultuda

Şekil 12. Dalga etkime yönünün yenilme geometrisine etkisi (a_{max}=0.8g, f =1 Hz).

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada Japonya'nın Gifu Vilayetinde yapılması planlanan büyük ölçekli yeraltı açıklığının statik ve dinamik yapısal duraylılığı incelenmiştir. İki ve üç boyutlu analizlerde statik çözümleme sonucunda açıklığın özelikle yan duvarlarında yenilme bölgesi oluşmaktadır. Fakat kullanılan FLAC^{3D} programından elde edilen yenilme ve yerdeğiştirme değerleri iki boyutlu sonlu elemanlar yönteminden daha büyük olmaktadır. Gerçek ve Geniş (1999); Geniş (2002); Aydan ve Kawamoto (2001)'nın yaptığı çalışmalarda, farklı gerilme durumunu gözönüne alan sayısal analizlerde düşey birincil gerilmenin en küçük asal bileşen olduğu durumda açıklığın uzun ekseninin yatayda en büyük birincil gerilmeye paralel konumlandırılması duraylık açısından oluşacak yenilme bölgesini en düşük düzeyde tutacaktır.

Yapılan dinamik analizlerde açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri ivme genlik ve frekans değerlerine bağlı olarak yenilme bölgelerinin büyüklüğünde farklılıklar oluşmaktadır. Özellikle bu artış ivme genliğinin 0.6-0.7 g'den büyük değerlerinde oluştuğu gözlenmiştir. Bu durum çeşitli araştırmacılar tarafından incelenen gerçek deprem gözlemleri ile uygunluk göstermektedir. Sonuç olarak çok yüksek ivme üretmeyen büyük depremlerde derin açıklık çevresinde önemli hasarların oluşmayacağı sayısal çözümler ile ortaya konmuştur.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın yapılmasında gerekli destek ve önerileri için Nagoya Üniversitesi'nden emekli Ordinaryüs Prof. Dr. T. Kawamoto'ya; çalışmaya finansal destek ve yerinde deneylerle gerilme ölçümleri verilerini sağlayan Chubu Electric Firması'na; ikinci yazara arazi çalışmalarında yardımcı olan Chubu Electric Firmasından Y. Ishiguro'ya teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Aydan, Ö. and Kawamoto, T. 2000. The assessment of mechanical properties of rock masses through RMR rock classification system. *eoEng2* , UW0926, Melbourne.

Aydan, Ö. and Kawamoto, T. 2001. The stability assesment of a large underground opening at great depth, *th Int. Mining Congress of Turkey-IMCET* , E.Ünal vd. (ed.), p.277-288, Ankara.

Aydan, Ö. ve Geniş, M. 2004. III. Amenhotep kaya mezarının (Mısır) çevre kayasının özellikleri ve açıklıklarının duraylılığı. *VII. Bölgesel aya Mekaniği Sempozyumu*, A. Ceylanoğlu ve B. Erdem(eds.), TUKMD, s.191-202, Sivas.

Aydan, Ö., Ulusay, R. and Kawamoto, T. 1997. Assessment of rock mass strength for underground excavations. *The th S ock Mechanics Symposium*, p.777-786.

Geniş, M. 2002. *eometrik tasarım değiştirgelerinin derin yeraltı a ıklıklarında yenilme ölgesinin oyutlarına etkilerinin statik ve dinamik koşullarda araştırılması*. ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Zonguldak.

Geniş, M. ve Gerçek, H., 2002. Çevre kaya kütlesinin mekanik özelliklerinin derin yeraltı açıklıklarının sismik duraylılığına etkisi, *VI. Bölgesel aya Mekaniği Sempozyumu*, C. Şensöğüt ve İ. Özkan (ed.), Türk Ulusal Kaya Mekaniği Derneği, s.259-266, Konya.

Gerçek, H. and Geniş, M. 1999. Effect of anisotropic in situ stresses on the stability of underground openings, *Proceedings of the th International Congress on ock Mechanics,* ISRM, vol.1, Balkema, p.367-370, Rotterdam.

Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int . ock Mech. and Min. Sci*., 34(8), p.1165-1186.

Hoek, E., Carranza-Torres, C., and Corkum, B. 2002. Hoek-Brown failure criterion–2002 Edition. *Proc. 5th North American ock Mechanics Symposium*, Toronto, p.267-273.

Ikeda, K. 1970. A classification of rock conditions for tunnelling. *st Int. Congr. Eng. eology*, IAEG, p.1258-1265, Paris.

Ishiguro, Y., Nishimura, H., Nishino, K and Sugawara, K., 1997. Rock stress measurement for design of underground powerhouse and considerations, *ock Stress*, E. Sugawara and Obara (ed.), Balkema, p.491-498, Rotterdam.

Ishiguro, Y., Nishino, K., Murakami, Sugawara, K. and Kawamoto, T., 1999. In-situ initial rock stress measurement and design of deep underground powerhause cavern, P*roceedings of the th International Congress on ock Mechanics,* ISRM, Balkema, Rotterdam.

Itasca, 2005. *F AC D-Fast agrangian Analysis of Continua- ser Manuel (dynamic option) (Version 2.2)*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.

Kikuchi K. and Saito, K., 1975. A proposed method for the classifications of rock grades in conmection with bearing resistance of foundation rock, *Proceedings of the th apan ock Mechanics Symposium*, p.66-70.

Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. 1969 Finite dynamic model for infinite media, . *Eng. Mech.*, 95(EM4), p.859-877.

Ulusay, R. ve Aydan, Ö., 1997. Tünel açma makinalarıyla yapılan kazı işlemlerinin olumlu ve olumsuz yönlerinin değerlendirilmesi: Takisato Tuneli (Japonya) örneği, *eolo i Mühendisliği,* 51, s.51-61.

İzmir Metro 2. Aşama İnşaatı Tanımı

The Definition of 2nd Stage of İzmir Metro Construction

Hasan Aydın
İzmir Büyükşehir Belediyesi, İzmir
C. Okay Aksoy
Dokuz Eylül Üniversitesi, Müh. Fak. Maden Müh. Bölümü, İzmir

ÖZET İZRAY Projesi kapsamında yer alan İzmir Hafif Raylı Sistemi II. Aşama İnşaatının, Fahrettin Altay'dan başlayıp, Üçyol'da I. Aşamayla birleşerek tamamlanması planlanmaktadır. Güzergah üzerinde sırasıyla; İzmirspor İstasyonu, Hatay İstasyonu, Göztepe İstasyonu, Poligon İstasyonu, Güzelyalı İstasyonu, Fahrettin Altay İstasyonu olmak üzere toplam 6 adet istasyon bulunmaktadır. Toplam güzergah boyu 5460 m'dir. İstasyon tünelleri 122 m^2, hat tünelleri ise 64 m^2 dir. Bu çalışmada yapılacak olan işin tanımlamalarından bahsedilmiştir.

ABSTRACT The construction of 2nd Phase of Izmir Light Rail System within the IZARAY Project is planned to start from Fahrettin Altay and to end in Uçyol combining with the 1st Phase. Along the tunnel line, there are totally six stations, namely İzmirspor station, Hatay station, Göztepe station, Poligon station, Güzelyalı station and Fahrettin Altay station. Total Project length is 5460 m. The station tunnels and connection tunnels have 122 m^2 and 64 m^2 cross-section, respectively. This study is mentioned about the definition of works, which are concerning the Project.

1 GİRİŞ

İzmir Hafif Raylı Sistem 2.Aşama İkmal İnşaatı, 1.Aşama İnşaatının bitim noktası olan Üçyol İstasyonundan sonra başlamakta, ilk istasyon İzmirspor olup, Fahrettin Altay İstasyonunda son bulmaktadır.

II.Aşamanın genel tasarım kriterleri;

- Trenlerin maksimum hızı 80 km/saattir.
- Eğimler normalde %4 değerini geçmemektedir.
- Hızın düşük olduğu istasyon yakınlarındaki bölgeler dışında, küçük kurblar kullanılmaktan kaçınılmıştır.
- İstasyonlar, özel konumlu Fahrettin Altay hariç yolcu yürüme mesafelerini azaltacak ve etkin hat kesişim noktalarını sağlayacak şekilde konumlandırılmıştır.
- İstasyonlardaki uzun durma sürelerinden kaçınmak için bilet sistemi kullanılacaktır.

2 PROJE ALANI

İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi (HRS) II.Aşama ikmal inşaatı işi güzergahı 1.Aşama İnşaatı kapsamında tamamlanan hat üstyapısı uç noktasından (0+141.500 km) Hatay, Göztepe ve Poligon semtlerinin altından derin tünel olarak geçtikten sonra Fahrettin Altay Meydanını geçtikten sonra (km:5+383,650) sona ermektedir.

Bunun dışında altı adet kenar peronlu ve peron katı derin tünel, bilet holü katı derin temelli üstyapı olarak inşaa edilecek istasyonlar mevcuttur.

3. TÜNEL KAZISI

Kazı sırasında aynada yapılacak jeoteknik gözlemlerle zemin sınıfına karar verilecek ve bu kararda son söz Mühendisin olacağı gibi planlanmıştır. Kararlaştırılan zemin sınıfına bağlı olarak uygulanacak projelerde elde edilecek profilin tanımı aşağıdaki gibi olacaktır.

Son beton kaplamanın gerekli teorik iç geometrisi ile betonun ve püskürtme beton kaplamanın tasarım kalınlığına ve beklenen deformasyona göre teorik kazı hattı (A-hattı) tayin edilecektir.

A-hattı kazılacak minimum profili gösterir. Genel olarak bu hattın içinde kaya kalmayacaktır.

C-hattı son beton kaplama hattıdır ve deformasyon toleransının ortasından geçmektedir.

Düşük kaliteli kayada son kaplamanın inşasından önce belli bir deformasyon oluşacağından, bu beklenen deformasyonları karşılamak üzere teorik profil uygun şekilde genişletilecektir. Bu nedenle oluşabilecek fazla kazılar ilave olarak ödenmeyecektir.

Yüklenici tarafından teslim alınan tüm kazı ve destekleme çalışmaları tamamlanmış kesimlerdeki tünel gabari ölçümleri, yüklenicinin yapacağı röleve çalışmaları ile idareye sunulacak, son beton kaplama imalatlarına başlanmadan önce gerekli ise yüzey bozuklukları ve gabari sorunun mevcut olduğu tüm kesimlerde yapılması gereken tüm tarama ve tadilat işlemleri ile Mühendisin alınmasını uygun gördüğü ilave tedbirler Yüklenici tarafından yapılacaktır.

4 İNŞAAT GEREKSİNİMLERİ

4.1 Emniyet Tedbirleri

Kazıda emniyet Yüklenicinin sorumluluğunda olacak ve geçerli uluslararası ve yerel kanunlara, yönetmeliklere ve emniyet kurallarına uyulacaktır. Her ilerlemeden sonra tünel cidarları temizlenecektir. Sondaj ve kazıdan dolayı ortaya çıkan toprak ve çamurun kaldırılması işlemleri, toz, duman, buhar, gaz, sis ve diğer atmosfer durumlarını geçerli uluslararası ve yerel kanunlar, yönetmelikler ve emniyet kurallarına uyacak şekilde kontrol altında tutan metot ve ekipmanla yapılacaktır. Uygun elektrik tesisatı kullanılacak ve yeraltı işlerinde tünel içinde hava kirliliğinin kontrolü için uygun havalandırma cihazları kullanılacaktır.

4.2 Kazı Sıraları

Kaya ve toprak şartlarına göre, Yüklenici proje ve şartnamelerde belirtilen kazı yöntemlerine ve başlık sıralarına bağlı kalacaktır.

Her ilerlemenin uzunluğu ve tahkimat elemanlarının zamanında konulması, üst kazı, kademe ve taban kemeri kazısıyla bağıntılıdır. Kötü şartlar yüzünden kazı metotlarında değişiklik gerekebilir.

Ceplerin kazılması tünelin ön tahkimatının kurulmasından sonra yapılacaktır. Cepler için tahkimat elemanları yerel jeolojik duruma göre şantiyede Yüklenici tarafından kararlaştırılır.

Tünel kazısının düzenli bir şekilde tünel aynasından alınıp, şaft (baca kuyuları) vasıtası ile yüzeye çıkarmak ve depoya nakletmek işini; programa uygun ve diğer iş kalemlerini aksatmayacak şekilde yürütülmelidir. Bunun için gerekli önlemler işe başlamadan evvel sağlanacaktır.

Kazının devamı süresinde, zemin klasının gerektirdiği deformasyon takibi istasyonlarını yapmak zorunludur. Kazı sürdükçe geride kalan ölçüm istasyonlarındaki hareketler ölçülüp değerlendirilecektir. Bu bilgiler takip edilen desteklemenin doğruluğunu gösterir. Yüklenici inşaatın gerektirdiği kazı toleransından başka her klasta zeminin

özelliklerine bağlı olarak deformasyon olacağını göz önünde tutacaktır ve ona göre iksa konulmasında önlemini alacaktır.

Tünel inşaatlarında zemin (kaya veya toprak), jeolojik olarak kazıdan sonra kendisini ilk desteklemeye kadar ayakta tutabilmesi yönünde sınıflandırılır. İyi zeminler kendini uzun süre destekleme olmaksızın ayakta tutar ve bu kesimde; çevreden tünel içine kazı dışı fazla dökülme, baskı, veya sökülme malzemesi gelmez.

Zayıf zeminlerde kazıdan sonra kayanın klas durumuna göre sırası ile, çevrede çatlamalar, sökülmeler ve dökülmeler olur (granuler ve parçalı zeminlerde), veya deformasyon, kapanma ve hatta su miktarı çok ise akma olur (killi zeminlerde). Aşağıda çeşitli zeminlerde kaya klası ve zemin cinsine göre ne gibi teknik önlemler alınacağı açıklanmaktadır. İş zamanında bitirilemez ise tüm çevreye önlenemez zarar verilir. Diğer taraftan zeminin destek önlemlerini almamak tünelde deformasyona ve göçüklere yol açar.

Metro inşaatlarında tünel yapımı şehir içinde olduğu için zaman çok değerlidir ve işin hızına dikkat etmek vazgeçilmez bir olgudur. İşin hızlı yapılması zemin desteğinin de yararına olduğu gibi diğer masraflar bakımından Yüklenicinin de yararınadır.

Tünel yapımında kazı sırasında desteklemede amaç tünele gelen yüklerin dengelenmesi, bu yüklerin çevre boyunca dağıtılması, ve alt bölüme iletilmesidir (ring closure). Bu sebeple zayıf zeminlerde zemin cinsine göre kazı kesiti kendini tutabilmesi ve deformasyon ile kapanmanın önlenmesi için yan desteklerin arası altta invert yapısı ile tamamlanır.

a)Klaslar göre Kazıların Yapılması

-Kaya veya Zemin cinsi B2 tipi olan bölümlerde Tünel Kazısı :
Bu tip zemin gevrek kaya kütlesi diye adlandırılır. Deformasyonları azdır ancak destek elemanları zamanında konulursa daha da az deformasyon olacaktır. Zamanında püskürtme betonu atılıp ve hasır çelik konulursa destek işleri tamamlanmazsa gevşeme hızlı olur, hava çatlaklara nüfuz eder (**weathering**). Bu yüzden sökülme olur ve kopmalar meydana gelir. Destek konulduktan sonra da bu gevşek kütleler çevredeki ilk kaplamaya baskı yapar ve deformasyonlara neden olur.

Bu klastaki zeminde su akışı olması halinde bozuşmuş ve ayrışmış kaya kütleleri hızlı hareket eder. Zeminin genel dayanımını azaltır. O sebeple bu gibi sızıntı olan yerlerdeki su; çıktığı yerde kaynağından PVC boru ile alınıp gerekli drenaj hattına verilmelidir. Su süratle çalışma yerinden uzaklaştırılmalıdır. Özetle tabanında su biriktirilmemelidir.

Tünel ayna tavanı çatlaklı ise ve kazı sırasında dökülebilir ise süren kullanılacaktır. Süren çakma işleri aynaya zarar vermemelidir. Jumbo delgi suyu çabuk desarj edilerek zeminin bozulmaması sağlanacaktır.

-Kaya ve Zemin cinsi B3 Tipi olan bölümlerde Tünel Kazısı :

Kırıklı Kaya (az gevrek) kütlesi olarak adlanır. Parçalı kazıda bile kaya kütlesinde dökülmeler meydana gelebilir. Kırıklar arasında bağlantı çimentosu olmadığından dökülme hızlı olur. Kazıda bu durum göz önüne alınarak parçalı ayna kazısı öngörülmektedir. Kazı biter bitmez kaya kütlesinin hava almasını durdurmak ve dolayısı ile fazla dökülmeyi önlemek için ön püskürtme beton (shotcrete) hemen hazır bulundurulur ve yüzeylere uygulanır. Su bu klastaki zemine de stabilite bakımından zararlıdır ve yukarıda anlatıldığı gibi kaynağından boru ile uzaklaştırılacaktır.

Tünel aynasında kazı ; tüm kesit üst yarı ve alt yarı olarak ayrı kademelerde yapılmalıdır. Kazı boyu L= 1,50 m olacaktır. Kazı mühendisleri bu kazı derinliği miktarına

zeminin stabilitesine göre yerinde karar verecektir.

-Kaya ve Zemin cinsi C1 Tipi olan bölümlerde Tünel Kazısı :

Destek ve kazı kademeleri onaylı projelerde olduğu gibi yapılacaktır.
Çok ayrışmış ve kırılmış kaya kütlesi bu klasa girer. Kütle içinde gerilmeler olduğundan kazı sırasında dökülmeğe hazır durumdadır. Kayanın kazı sırasında basınçtan fırlaması mümkündür. Kaya parçacıklarının ara dolgusu yeterli sürtünmeyi sağlıyamaz. Bu nedenle stabiltesi çok düşüktür.

Su bu klastaki zemine de stabilite bakımından çok zararlıdır ve yukarıda anlatıldığı gibi kaynağından boru ile uzaklaştırılacaktır. Su kaya parcacıkları arasındaki yarı çimentolu malzemeyi kolaylıkla eritip, stabiliteyi bozar ve zemin hareketi hızlanır. Ayna önünde **basınçlı su** olabilir, ve tehlike doğurur, hatta aynanın heyelan yapmasını dahi meydana getirir. Bu sebeple ileriyi görmek için ayna ortasına 4-5 kademede(round) bir ileri kontrol deliği 1-3 adet ve 6-12 m boyda yapılmalıdır (explatory borehole). Bu bizi birçok tehlike ve önlemsizlikten korur ve ön tedbir almamızı sağlar. Zemin sağlam ise de hızlı gitmemize ışık tutar. Diğer taraftan suyun basıncını önlemek için uzun drenaj delgisi 3-5 adet ayna üstünden uzunca vurulur. Gelen sular deliklere konulan borular ile ayna önünde toplanır birlikte pompa ile dışarı atılır.Kazı adımı yani round boyu zemin 1,00 m olmalıdır. Kazı esnasında hidrolik kırıcı uclu beko kullanılacaktır. Kazılan malzeme ayna önünden nakledilecektir. Projesine göre alt yarıdan sonra ön destekleme invert yapılacak ve (T1) için aynadan max.60m, (T2) için ise aynadan max.38m geriden gelecektir. Bu invert işinin yapımı çevre ringini tamamlamak içindir.

Destekleme elemanları her round (adım=Kademe) için projesine göre tamamlanarak kazıya devam edilecektir. Shotcrete betonu yukarıda bahsedildiği gibi hazır tutulacak ve kazının gerektiren yerinde kullanılacaktır. Yine tünel ayna tavanında projede bahseliden ve bir ileri kademedeki kazı dökülmelerini önleyici **süren desteklemeleri** işi tamamlanacaktır.

Kaya ve Zemin cinsi C2 Tipi olan bölümlerde Tünel Kazısı:

Destek ve kazı kademeleri onaylı projelerde olduğu gibi yapılacaktır. Bu tip kaya –zemin cinsi **baskılı tip** olarak adlandırılır. Kazı çevresini kaplayan zonlar plastik ve basınçlı etki gösterir. Bu tip kazılarda destekleme bittikten sonra da zemin deformasyon etkisini uzun süre sürdürür ve o nedenle ölçümün peryodu da uzatılır.

Su bu klastaki zemine de stabilite bakımından çok zararlıdır ve yukarıda anlatıldığı gibi kaynağından boru ile uzaklaştırılacaktır. Su plastikleşmekte olan zemine etki yapar , stabiliteyi bozar ve zemin hareketi hızlanır.

Tünel kazısında invert bulunmaktadır ve kazı en az üç kademede tamamlanacaktır. Kazı alt kademesinde projesine göre invert tesis edilecek olup, invert betonu kazıyı (T1) için max.40 m, (T2) için ise max.35m geriden takip edecektir. Kazıda Round boyu 0.75 m olarak uygulanacak olup, ayrıca dökülme şartlarına göre ayna kazıları da parçalı yapılacaktır.

Desteklemede projesindeki uzun enjeksiyonlu boru sürenler yerleştirilecektir. Çevre destekleme biter bitmez bir ileriki kazıların sürenleri ikmal edilecek ve biten kısımların da bulonları tamamlanmış olacaktır.

Kaya ve Zemin cinsi C3 Tipi olan bölümlerde Tünel Kazısı:

Bu tip kaya–zemin cinsi çok baskılı tip olarak adlandırılır. Kazı çevresini kaplayan zonlar plastik ve aşırı basınçlı etki gösterir. Kazıdan sonra zemin hızlı deformasyona

yönlüdür o sebeple acil destek ister. Bu tip kazılar destekleme bittikten sonra da deformasyon etkisini çok uzun süre sürdürür ve ölçümün peryodu da uzatılır.

Su bu klastaki zemine de stabilite bakımından çok zararlıdır ve yukarıda anlatıldığı gibi kaynağından boru ile uzaklaştırılacaktır. Su plastik zemini akışkanlaştırır ve stabiliteyi bozar ve zemin hareketi hızlanır. Tünel kazısında invert bulunmaktadır ve kazı en az üç kademede tamamlanacaktır.

-Kaya ve Zemin cinsi C4 Tipi olan bölümlerde Tünel Kazısı:

Bu tip kaya –zemin cinsi **akıcı tip** olarak adlandırılır. Kazı çevresini kaplayan zonlar plastik ve aşırı basınçlı etki gösterir. Kazıdan sonra zemin kazılan bölüme akmak ister. Düşük kohezyonlu zemindir. Kazının muhakkak küçük aynalar şeklinde bölünerek yapılması gerekir. Hızlı deformasyona yönlüdür o sebeple acil destek ister. Bu tip kazıların destekleme bittikten sonra da deformasyon etkisi çok uzun süre sürer ve bu nedenle ölçümün peryodu da uzatılır. Su bu klastaki zemine de stabilite bakımından çok zararlıdır ve yukarıda anlatıldığı gibi kaynağından boru ile uzaklaştırılacaktır. Su plastik zemini akışkanlaştırır ve stabiliteyi bozar ve zemin hareketi hızlanır.

Ayna önünde basınçlı su olabilir, ve tehlike doğurur, hatta aynanın heyelan yapmasını dahi meydana getirir. Bu sebeple ileriyi görmek için ayna ortasına 4-5 vardiyada bir ileri kontrol deliği 1-3 adet ve 6-12 m boyda yapılmalıdır (explatory borehole). Bu, yükleniciye zamanında önlem alma olanağı sağlar. Zemin sağlam ise de hızlı gitmemize ışık tutar. Tünel kazısında invert bulunmaktadır ve kazı en az birkaç kademede tamamlanacaktır. Desteklemede elemanı olarak enjeksiyonlu uzun boru sürenler veya şemsiye borulama sistemi (umbrella arch) yapılacaktır. Çevre destekleme biter bitmez bir ileriki kazıların sürenleri ikmal edilecek ve biten kısımların da bulonları tamamlanmış olacaktır.

b-) Nakliyeler

Tünel kazıları tünel aynalarında alt yarılarda ve şaft dibinde bekletilmeden yeterli sayıda kamyon yükleyici temin ederek nakledilecek bu sökülmüş kazılar (tünel pasası) şaft üstüne portal vinç veya mobil vinç yardımı ile taşınacak oradan da nakliye kamyonları ile depo sahasına nakledilecektir. Her şafta tünel içine (2 kazı aynası için) 2 yükleyici ve 4-5 adet kamyon tahsis edilecektir. Döküm sahasındaki düzeltme işleri dozer götürülerek aralıklı olarak sağlanacaktır bu işleri müteahhit programa alacaktır.

c-) Aydınlatma

Tünel içleri şaftiçi ve üstü işçilerin kazaya uğramaması için uygun aydınlatma sistemi ile elektrikli olarak aydınlatılacaktır ve tüm elektrik hatları tehlikeyi önlemek için tünel duvarına çiviler çakarak açıkta giden şantiye kablo tipi ile donatılacaktır.Çalışma mahallerine 750-1000 w lık ışıldaklar (projektörler) konularak ayrıca ilave aydınlatma yapılacaktır.

d-) Havalandırma İşleri

Yüklenici tünelde sağlıklı bir ortamı sağlamak için gerekli havalandırmayı sağlıyacaktır. Bu konuda pratik hesap tünel kesitindeki havanın 20 m/dakika hızla hareket ettiğinin dikkate alınmasıdır. Ayrıca yakıt ile çalışan makinelerin çıkardığı zehirli gazlar (harmful emisson) dikkate alınacaktır.

Örnek: Kesit 62 m2 ise 20 m hıza göre 62m2 x 60 dak x 20 m/dakika = 74 400 m3 yani yaklaşık **75 000 m3 /saat** havanın tünele basılması anlamına gelmektedir. Bu Karayolları Tüneller Teknik Şartnamesi 350.03.02.03 bölümündeki şartları da sağlamalıdır. Yüklenici buna göre havalandırma fanını seçecek ve tesis edecektir.

e-) Drenaj İşleri

Kazıların devamı süresince ve inşaatın diğer aşamalarında ana sistem (proje) drenajı çalışmaya geçinceye kadar Yüklenici, bu inşaatta çıkan suyu inşaata ve zemine zarar vermemek için sahadan uzaklaştıracaktır. Bunun için ayna önlerine çamur pompası konulacak ve şaft diplerine de sabit kadameli pompalar tesis edilecektir.

Tünel dışına çıkarılan su şehir şebekesine verilmeden evvel havuzlarda dinlendirilecek ve kilden arıtılmış su şebekeye verilecektir. Aksi halde şebeke tıkanmaktadır ve yüklenici bu konudan sorumludur. Tünelde yapılacak drenaj nedeni ile zemindeki boşluklardan dolayı çevre yapılarda oluşabilecek oturmalar sonucunda meydana gelecek hasarın giderilmesi ve gerekli önlemi almak Yüklenicinin sorumluluğundadır. (Örneğin tünel içersinden su gelen bölgelere jet grout yapılması,yol yüzeyinden tünel üstüne jet grout yapılarak zeminin geçirimizleşirilmesi, ayrıca binaların özellikle istasyon tünelleri bölgesinde kazıya çok yakın olması ve tünel kazısının binalarda oturmaya neden olmasını önleyici tedbirler-kazık yapılması gibi.)

5 İKSA

Tünel kaplamasının kazılan tünelin stabilitesi için gerekli olan elemanlarından oluşan ön tünel iksasının inşaat detaylarını içerir. Ön iksa elemanları inşaat sırasındaki stabilite için gerekli oldukları gibi, iç kaplama ile birlikte yeraltı boşluğu için kalıcı bir iksa da oluştururlar.

Kaya durumlarındaki değişiklikler sonucu, projelerde gösterilen standart iksa sistemleri inşaat sırasında değişiklikler gerektirebilir.

Bu bölüm Delme Tünel inşaatında belirtilen ana iksa elemanları ile sınırlı kalmamak üzere aşağıdakileri içerir:

a- Kaya bulonları(SN, PG, IBO, IBI, SWELLEX, MEKANİK BOLT, VS)
b- Püskürtme beton
c- Çelik hasır ve donatı
d- Çelik iksa
e- Süren elemanları (Her tür süren uygulamaları için boru, çubuk, sac, levha vs.)
f- Umbrella Arch (Şemsiye boru kemer)
g- Jet-Grout
h- Ayna destek çivisi
i- Geçici invert
j- Taban kemer betonu
k- Konsolidasyon ve tasman (oturma)'nın azaltılması için enjeksiyon

- KAYA BULONLARI

Yerel veya sistematik olarak tünel tavanına ve yan duvarlarına ve gerekirse taban kemerine ön iksanın bir parçası olarak konulan ve kaya kemer ile püskürtme betonun beraber çalışmasını sağlayarak ön iksanın taşıma kapasitesini artıran kaya bulonları için geçerlidir.

a) Ankraj Çubuğu

Ankraj çubuğu standart nervürlü donatı çeliğinden olacaktır. Bulonların dişleri kesintisiz olarak kesilecektir. Diş uzunluğu en az 12 cm olacak, yağla kaplanacak ve hasardan korunması için plastikle sarılacaktır. Çelik çubuklar uygun standart spesifikasyonlara uyacaktır. (TS 708)

b) Taşıma Plağı, Somun ve Rondelalar

Taşıma plağı 15 X 15cm ve d=10mm olacaktır, somun ve rondelalar standart ve spesifikasyonlara uygun olacaktır.

c) Çimento, ince kum, su ve hızlandırıcı katkıyı içeren enjeksiyonun kalitesi "Enjeksiyon Spesifikasyonları"'na uygun olacaktır.

Hızlandırıcıdaki klorid içeriği hızlandırıcının ağırlığının %1'i ile sınırlı olmalıdır.

- PÜSKÜRTME BETON

Tünel kazılarının müteakip yapılacak ilk destekleme imalatlarında ana eleman olarak Yaş karışım püskürtme betonu esas olacaktır. Fakat su gelen aynalarda ve / veya göçüklerde gerektiğinde kullanılabilecek durumda kuru karışım atılabilecek ekipman hazır tutulmalıdır. Yüklenici tünelde kuru tip püskürtme beton uygulaması yapacak ise ona göre gerekli basınçlı havayı (min 6-8 atü) sağlıyacak hava kompresör düzeni, hava borusu hatları ve hava tanklarını temin edecektir. Ayrıca kuru tipte beton atmanın gerektirdiği tünel içi havalandırmasını sağlayacaktır.

Püskürtme beton karışımı, mukavemet gelişimi ve nihai mukavemet şartlarını karşılamak üzere aşağıdaki faktörler dikkate alınarak laboratuvar ve arazi deneyleriyle dizayn edilecektir.

— Çimento muhtevası
— Agregalar
— Katkı maddeleri, Priz hızlandırıcı
— Priz alma ve mukavemet gelişimi
— Karışım sıcaklığı

Kuru karışım Püskürtme Betonu, çimento ve agreganın karıştırılmasından itibaren 90 dakika içerisinde uygulaması tamamlanmayan püskürtme betonu kullanılmamalıdır.

Yaş Karışım Püskürtme Betonu, agrega, çimento, su karışımı beton hazırlanmasından itibaren geçen 45 dakika içerisinde püskürtülmelidir.

- HASIR ÇELİK

Hasır çelik yüksek mukavemetli çelikten olacak ve ilgili standart spesifikasyonlara uyacaktır. Hasır çelik kazıdaki düzensizlikleri, devamsızlıkları mümkün olduğu mertebe yakın takip edecek şekilde yerleştirilecektir. Hiçbir zaman alttaki tabaka ile hasır çelik arasındaki mesafe 10 cm'ye geçmeyecektir. Hasır çelik parçaları, salınım yapmayacak şekilde zemin ve iksaya sıkıca sabitlenecektir. Bu sabitleme amacıyla kullanılacak ilave elemanlar için ayrıca bir bedel ödenmez.

Hasır çelik mümkün olan en uzun parçalar halinde yerleştirilecektir. Yan yana parçalar uygun spesifikasyonlara göre bindirilecektir. Püskürtme beton kaplamalarda gereken en az bindirme boyu 30 cm'dir.

- ÇELİK İKSALAR

Kazıdan hemen sonra koruma ve esas tahkimat olarak, daha sonra püskürtme beton kaplama için donatı ve yük dağıtıcı eleman olarak çalışırlar. Çelik iksalar "H-kiriş", "U-kiriş" veya "kafes kiriş" olabilir.
Çelik iksalar, yuvarlak donatılı kafes kiriş (3'lü donatılı) veya L, H ve/veya U profillerden yapılabilir. Çelik iksalar ve aksesuarları aşağıdaki yönetmeliklere uygun olmalıdır..

a- Çubuklar : DIN 488, TS 708
b- Lama çelik, korniyer ve bulonlar : DIN 17100, DIN 21547, DIN 21541
c- Kaynaklanabilirlik : DIN 488/7

KAYNAKLAR

İBB, İzray 2. Aşama İnşaatı Teknik şartnamesi, 2007.

İzmir Metrosu 2. Aşama İnşaatı İstasyon Tüneli Kazılarının 3 Boyutlu Sayısal Modelleme Yöntemi İle Değerlendirilmesi

Evaluation of Station Tunnel E cavations of 2nd Stage of İzmir Metro ith Dimensional Numerical Modeling

C. Okay Aksoy, Turgay Onargan
Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET İZRAY Projesi kapsamında yer alan İzmir Hafif Raylı Sistemi II. Aşama İnşaatının, Fahrettin Altay'dan başlayıp, Üçyol'da I. Aşamayla birleşerek tamamlanması planlanmaktadır. Güzergah üzerinde sırasıyla; İzmirspor İstasyonu, Hatay İstasyonu, Göztepe İstasyonu, Poligon İstasyonu, Güzelyalı İstasyonu, Fahrettin Altay İstasyonu olmak üzere toplam 6 adet istasyon bulunmaktadır. Mevcut projede tünel kazıları Tip 1(hat tüneli), Tip 2, Tip 3 ve Tip 4 (istasyon tüneli) şeklinde planlanmıştır. Çevre binaların güvenliğinin incelenmesi amacıyla sonlu farklar yöntemine dayalı analiz yapan FLAC 3D programı yardımıyla 2 farklı model oluşturulmuştur. Bornova karmaşığı olarak isimlendirilen kaya formasyonu içerisinde açılan istasyon tünellerini temsil eden iki modelin birbirinden farkı, püskürtme beton kalınlığıdır. Model 1'de 25 cm olan püskürtme beton kalınlığı Model 2'de 30 cm olarak seçilmiştir. Her iki modelde de tip2 ve tip 3 istasyon tünellerinin açılması durumunda yeryüzü oturmalarının literatürde izin verilen değerlerin üzerine çıktığı belirlenmiştir.

ABSTRACT The construction of 2nd Phase of Izmir Light Rail System within the IZARAY Project is planned to start from Fahrettin Altay and to end in Uçyol combining with the 1st Phase. Along the tunnel line, there are total six stations, namely İzmirspor station, Hatay station, Göztepe station, Poligon station, Güzelyalı station and Fahrettin Altay station. Within the present Project, the tunnel excavations have been planned as Type 1 (line tunnel), Type 2, Type 3 and Type 4. Two different models have been formed with the help of FLAC 3D software package that analyze depending on finite differences method in order to investigate the security of the surrounding buildings. The difference between the two models which represent the station tunnels driven within the Bornova melange is the thickness of schotcrete. Being 25 cm in Model 1, the shotcrete thickness has been chosen as 30 cm in Model 2. In both models, it has been determined that in case Type 2 and Type 3 station tunnels are driven, the ground settlements are found well above the limits allowed in the literature.

1. GİRİŞ

Yumuşak zeminler içerisinde açılan yeraltı açıklıklarının dizaynında özellikle tahkimatın (beton, çimentolama, çelik tahkimat, kaya civatası vb.) kurulması belirli bir gecikmeyle yapılmakta bu da kısa ve orta vadeli süreler için önceden gerilme ve deformasyon hesaplamalarını zorunlu ve önemli kılmaktadır. Özellikle yerleşim alanlarının altında açılan metro tünelleri gibi yer altı açıklıklarının yeryüzündeki yapılara vereceği olası zararların önceden kestirilmesi büyük önem taşımaktadır.

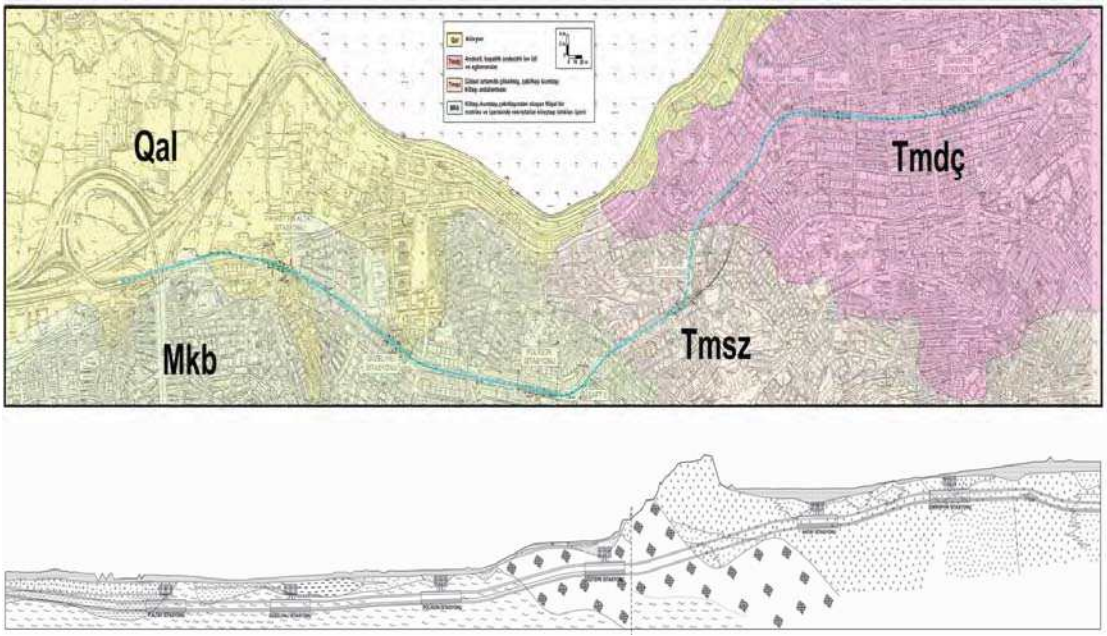
Nümerik yöntemlerle yapılan modelleme çalışmaları son yıllarda hızlı bir gelişim göstermiş ve arazi kontrolünde geniş uygulama alanı bulmuştur. Sayısal (nümerik) yöntemler bilindiği üzere

diferansiyel ve integral yöntemler olarak iki ana grupta incelenmesine karşın bu yöntemlerin yanı sıra hybrid ve ayrı eleman (distinct element method) metodları da kullanılan yöntemler olarak bilinmektedir.

Bu çalışmada İzmir Metrosu tünel kazılarında karşılaşılacak kaya ve zemin formasyonlarda yapılan jeoteknik, kaya ve zemin mekaniği çalışmaları ile elde edilen verilerle oluşturulan nümerik modelleme çalışmalarından elde edilen veriler değerlendirilmektedir.

2. GÜZERGAHIN JEOLOJİSİ

İzmir Hafif Raylı Sistemi (İZRAY) güzergahının Üçyol - F.Altay aralığını oluşturan jeolojik birimler egemen olarak Yamanlar volkanitleri ve Alüvyon, Altındağ Formasyonu ve Bornova karmaşığından kuruludur. Bu birimler yüzeyde yapay dolgu ile örtülüdür. Proje güzergahının sonlarına yakın bölümlerde geniş alanlar kapsayan Kuvaterner yaşlı alüvyon, çakıllı killi kum, çakıllı kumlu kil ve kumlu killi çakıl seviyelerinden oluşur. Çakıllı kumlu kil; yeşilimsi kahverengi-koyu gri, orta katı-katı, orta-yüksek plastisiteli olup yer yer organik kökenli seviyeler içerir. Çakıllı killi kum; yeşilimsi kahverengi, ince-iri taneli, çok az çakıllı, orta sıkı-sıkı özelliktedir. Kumlu killi çakıl; kil ve kum birimleri ile grift olarak gözlenen çakıl birimi kahverengi, killi, kumlu, sıkı-çok sıkıdır. Güzergahın jeolojisi ve boyuna kesiti Şekil 1'de verilmektedir.



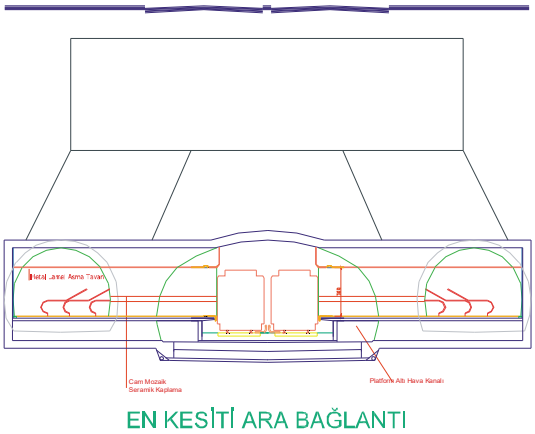
Şekil 4. Metro güzergahı jeolojisi ve boyuna kesiti

2 MODELLEME ÇALIŞMALARI

Çalışmanın bu bölümünde iki ayrı model oluşturulmuştur. Modeller, Bornova karmaşığı içerisinde açılan istasyon tünellerini temsil etmektedir. Modelleme çalışmalarında sonlu farklar metodu ile çalışan FLAC 3D programı kullanılmıştır. Modellemede kullanılan proje geometrileri şekil 2 ve 3'te verilmektedir.

Yapılan jeoteknik çalışmalar sonucunda güzergahtaki kaya kütlelerinin özellikleri belirlenmiştir. Elde edilen veriler Çizelge 1'de verilmektedir.

Şekil 2. İstasyon kazılarında planlanan tünel tipleri



Şekil 3. İstasyon Tünel Kazıları Tip-2,Tip-3 ve Tip-4 En Kesiti

2.1. Materyal ve Metod

Bornova karmaşığı diye tanımlanan olağan üstü zayıf kaya kütlesi içerisinde açılması planlanan T2, T3 ve T4 tünelleri için Poligon istasyonu örnek olarak alınmıştır. Geometriye ait veriler projeden birebir olarak alınmıştır. Desteklemeye yönelik veriler ise literatürdeki ve dünyadaki diğer uygulamalarda olduğu gibi alınmıştır. Yapılacak olan istasyon tüneli kazıları sonrası yeryüzünde oluşacak olan çökmelerin literatürde belirtilen hasar sınır değerleri ile karşılaştırması yapılmıştır (Attawel vd, 1986; Heath, 1997; O'Relly ve New, 1982) .

2.1.1 n estek

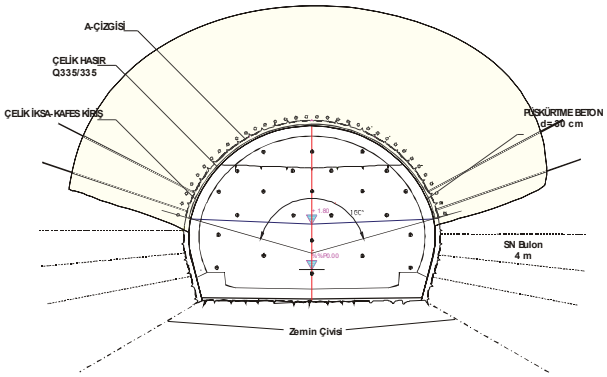
Ön destek için, çelik kafes iksa, püskürtme beton ve tel hasıra ek olarak ayna stabilitesi için 12 m uzunluğunda zemin çivileri ve 4 inch (10,16 cm) çapında ve çelik boru kemer oluşturmak için 9 m uzunluğunda çelik boru kullanılmıştır. Çelik boru kemerin enjeksiyonlandığı varsayılmıştır. Her kazı havesinden sonra zemin çivilerinin kesildiği ancak çelik boru kemerin püskürtme betonun kaya tarafında kaldığı varsayılmıştır. Ön destekleme tipi şekil 4'te verilmektedir.

Çizelge 1. Bornova Karmaşığı Çamurtaşı-Kumtaşı Formasyonu İçin Kaya Kütle Sınıflama Değerlendirme Çizelgesi (Onargan ve Aksoy, 2006)

LİTOLOJİ	TANIMLAMA	T METRE	%	Ip MPa	GSI		RMR		Q	
Kb_1	**ÇAMURTAŞI –KUMTAŞI** Siyah Orta derecede ayrışmış, Kırıklı tamamen parçanmış, süreksizlik açıları 40-70° arasında	3+130.000	0	0,30	21	ÇOK ZAYIF	16	ÇOK ZAYIF	0,011	OLAĞAN ÜSTÜ ZAYIF
Kb_2	**ÇAMURTAŞI –KUMTAŞI-KİLTAŞI** Kahverengi tamamen ayrışmış, çok zayıf dayanımlı	3+230.000	0	0,26	35	ÇOK ZAYIF	14	ÇOK ZAYIF	0,0088	OLAĞAN ÜSTÜ ZAYIF
Kb_2	**ÇAMURTAŞI –KUMTAŞI** Gri-Siyah az-orta derecede ayrışmış, orta dayanımlı, yer yer 10-15 cm lik şeyl bantları geçilmektedir.	3+440.000	40	0,45	40	ÇOK ZAYIF	25	ZAYIF	0,088	AŞIRI DERECEDE ZAYIF
Kb_2	**ÇAMURTAŞI –KUMTAŞI-KİLTAŞI-SİLTTAŞI** Sarımsı kahverengi, tamamen ayrışmış, çok zayıf dayanımlı, kuvars çakılları içermekte	3+700.000	10	0,31	35	ÇOK ZAYIF	17	ÇOK ZAYIF	0,0088	OLAĞAN ÜSTÜ ZAYIF
Kb_2	**ÇAMURTAŞI –KUMTAŞI** Siyah, çok-orta derecede ayrışmış, çok zayıf-zayıf kırıklı tamamen parçalanmış, 5-10 cm lik kumtaşı bantları içermektedir.	4+010.000	0	0,31	30	ÇOK ZAYIF	18	ÇOK ZAYIF	0,0044	OLAĞAN ÜSTÜ ZAYIF
Kb_1. Kb_2	**ÇAMURTAŞI –KUMTAŞI-KİLTAŞI-SİLTTAŞI** Kahverengi tamamen ayrışmış çok zayıf dayanımlı	4+160.000	0	0,29	23	ÇOK ZAYIF	12	ÇOK ZAYIF	0,0044	OLAĞAN ÜSTÜ ZAYIF

Kb_1 : Parçalı çok ayrışmış (Bornova Karmaşığı) ; Kb_2 : Az ayrışmış, koyu gri, ince yapraklı (Bornova Karmaşığı) ; Ip : Nokta Yük Dayanım İndisi

Modelleme çalışmalarında kullanılan parametreler Çizelge 2'de verilmektedir.



Şekil 4. Uygulanmakta olan projede önerilen çelik boru kemer ve ön sağlamlaştırma sistemi en kesit görünümü (Onargan ve Aksoy, 2006)

Çizelge 2. Modellerde kullanılan malzemelerin mekanik parametreleri (Aksoy vd, 2006)

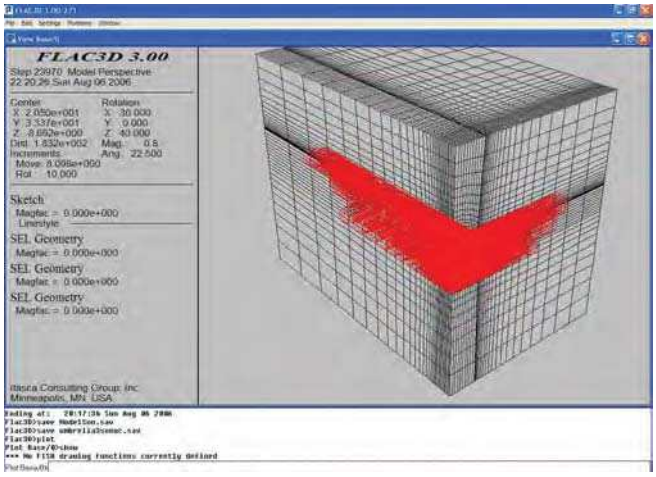
	(Qa)	(Kb_1)	(Kb_2)
Elastisite Modülü (GPa)	0,090	0,540	0,650
Poisson Oranı	0,35	0,3	0,27
Kohezyon (MPa)	0,13	0,18	0,32
İçsel Sürtünme Açısı (^{0})	12	16	19
Doğal Birim Hacim Ağırlık (kg/m^3)	2000	2630	2680

a lü yon
1 arçalı çok ayrışmış Borno a armaşığı
2 z ayrışmış koyu gri in e ya raklı Borno a armaşığı

Modele ait ağ yapısı, zemin çivileri pürkürtme beton, çelik iksa ve çelik boru kemere ait model şekli Şekil 8'de verilmektedir. Zemin çivilerini temsil edebilmek için "Cable" eleman ve çelik boru kemer, çelik iksa ve püskürtme betonu temsilen "Shell" elemanlar seçilmiştir. Bu çalışmada diğer uygulamalarda yapıldığı gibi çelik kemerin etkisi püskürtme beton ile kombine edilmiştir. Bu çalışmada ki örnek için kullanılan veriler aşağıda verilmiştir.

Ön Destekleme ve püskürtme beton;

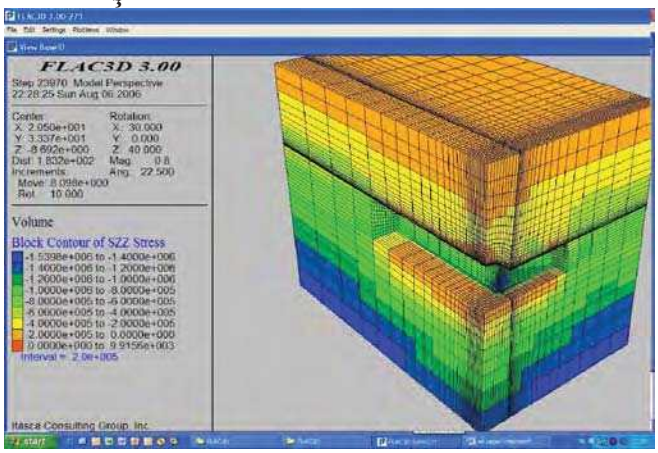
Young Modulu, E: 10,5 Gpa
Poisson Oranı, v: 0,25
Zemin çivileri;
Cable Modulu:45 Gpa
Zemin Çivisi çekme kapasitesi:250 KN
Enjeksiyon malzemesi kohezyonu: $2,0*10^5$ N/m
Enjeksiyon Malzemesi Dayanımı: $1,75 * 10^7$ N/m/m



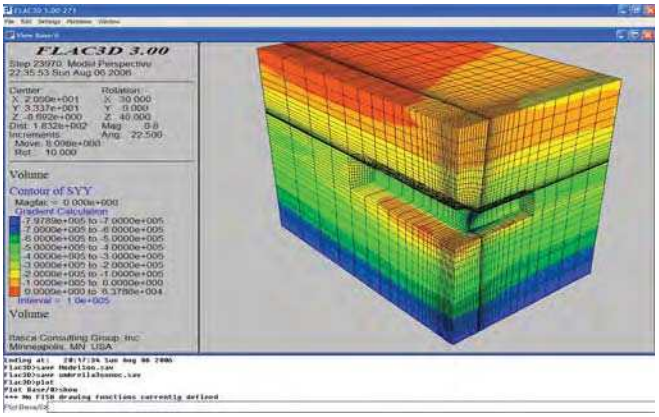
Şekil 8. Zemin çivileri+püskürtme beton+çelik iksa+çelik boru kemer görünümü

2.2.1. Model 1

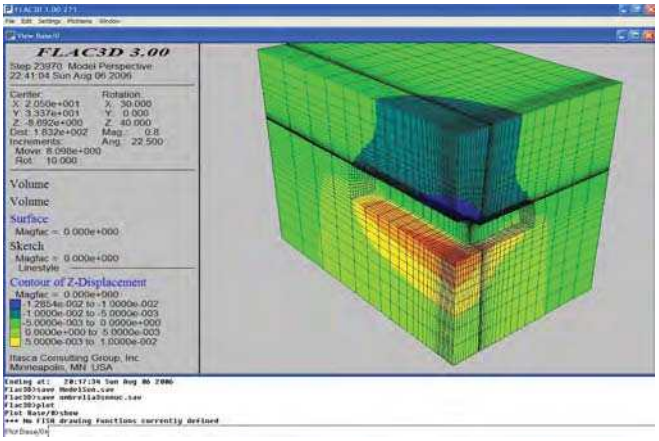
Model 1'de, aynaya üst yarıda 2 m$^{2'}$ de bir alt yarıda 4 m^{2}' de bir 12 m uzunluğunda zemin çivisi, bütün tünel çevresine 30 cm aralıklı 4 inch ve 9 m boyunda çelik boru kemer uygulaması yapılmıştır. Ayrıca kazı esnasında çelik iksa aralığı 1 m ve püskürtme beton kalınlığı 25 cm ve iki kat çelik hasır alınmıştır. Model 1'in analizi sonucunda elde edilen düşey ve yatay gerilme durumu ile düşey ve toplam yer değiştirme durumları kontursal ve vektörel olarak aşağıda verilmiştir.



Şekil 9. Model 1 düşey gerilmelerin kontursal görünümü



Şekil 10. Model 1 yatay gerilmelerin kontursal görünümü

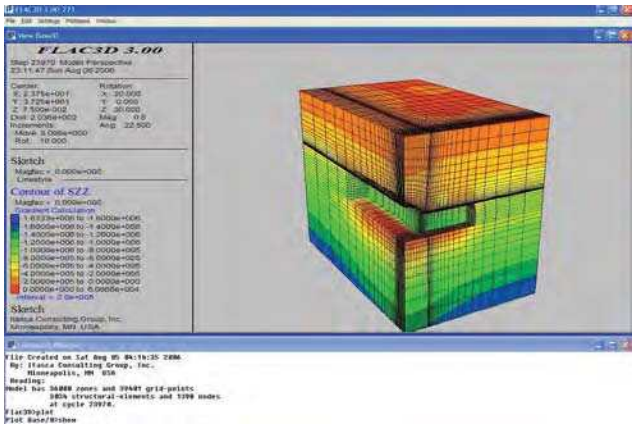


Şekil 11. Model 1 düşey yer değiştirmelerin kontursal görünümü

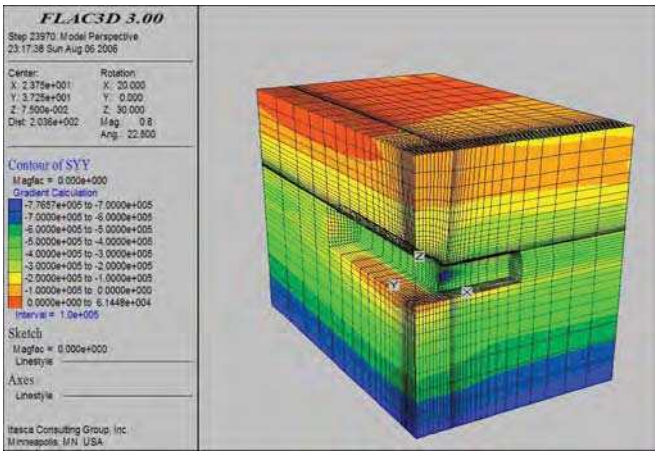
Model 1 sonuçlarına göre T2 ve T3 tünellerinin kesişim bölgesinde gerilme yığılması olmakta ve maxsimum 1,6 Mpa (16 kg/cm^2)'lik bir düşey gerilme oluştuğu belirlenmiştir. Ayrıca, yine tünellerin kesişim bölgesinde 0,797 Mpa (7,97 kg/cm^2)'lik bir yatay gerilme oluşmaktadır. Hem yatay hemde düşey gerilmeler açısında bakıldığında her iki gerilme de kaya kütlesinin dayanımından yüksek olduğu saptanmıştır. Bununla birlikte, yerdeğiştirme konturlarına bakıldığı zaman düşey yönde maksimum 12,8 mm'lik bir düşey yerdeğiştirme gözlenmesine rağmen yeryüzündeki yerdeğiştirme miktarı bu değerin altında fakat izin verilen oturma miktarı olan 10 mm'nin üzerinde olacağı gözlenmektedir. Bu model çalışmasında T4 tüneli olmamasına rağmen yeryüzündeki yer değiştirme miktarları 10 mm'nin üzerinde gerçekleşmiştir. Bu modele T4 tünelinin eklenmesi ile yeryüzüne olan etkide bir miktar daha artma olacağı kesindir. Ayrıca T4 tüneli yeryüzüne daha yakın ve bir bölümü Alüvyon içerisinde açılacağı için yeryüzüne olan etkisi daha fazla olacaktır. Bununla beraber, T4 Tünelinin çökme çanağı binalara dik veya dike yakın açı yapacağından bina temellerinin değişik noktalarında değişik etkileri olacaktır. Bu durumda bina bütün olarak oturmayacak, farklı noktalar farlı miktarlarda oturacaktır. Bu durum binaların taşıyıcı sistemlerine zarar verebilir ölçüde gerçekleşebileceği belirlenmiştir.

2.2.2. Model 2

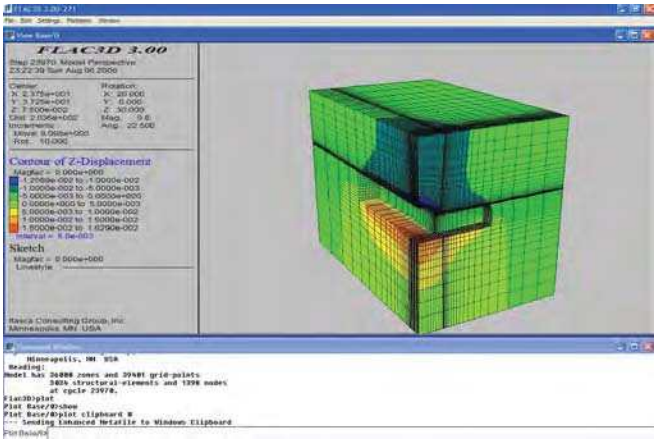
Bu modelin Model 1'den tek farkı püskürtme beton kalınlığının 30 cm alınmasıdır. Bunun dışında tamamen Model 1 ile aynıdır. Bu modelde püskürtme beton kalınlığının 30 cm olarak modellenmesi çelik boru kemerinde daha sağlam olarak modele katılmasını beraberinde getirmektedir. Model 2'nin çözümü sonucu elde edilen veriler kontursal gösterim olarak aşağıdaki şekillerde verilmiştir.



Şekil 12. Model 2 düşey gerilmelerin kontursal görünümü



Şekil 13. Model 2 yatay gerilmelerin kontursal görünümü



Şekil 14. Model 2 düşey yer değiştirmelerin kontursal görünümü

Model 2 sonuçlarına göre T2 ve T3 tünellerinin kesişim bölgesinde gerilme yığılması olmakta ve maksimum 1,6 Mpa (16 kg/cm^2)'lık bir düşey gerilme oluşmaktadır. Ayrıca, yine tünellerin kesişim bölgesinde 0,776 Mpa (7,76 kg/cm^2)'lık bir yatay gerilme oluşmaktadır. Hem yatay hem de düşey gerilmeler açısında bakıldığında her iki gerilme de kaya kütlesinin dayanımından yüksektir. Bununla birlikte, yer değiştirme konturlarına bakıldığı zaman düşey yönde maksimum 12,09 mm'lik bir düşey yer değiştirme gözlenmesine rağmen yeryüzündeki yer değiştirme miktarı bu değerin altında fakat izin verilen oturma miktarı olan 10 mm'nin civarında olacağı gözlenmektedir. Bu model çalışmasında T4 tüneli olmamasına rağmen yeryüzündeki yer değiştirme miktarları 10 mm'nin üzerinde gerçekleşmiştir. Bu modele T4 tünelinin eklenmesi ile yeryüzüne olan etkide bir miktar daha artma olacağı kesindir. Ayrıca Model 1'de söz konusu olan durum aynen bu durumda da geçerlidir. T4 tüneli yeryüzüne daha yakın ve bir bölümü Alüvyon içerisinde açılacağı için yeryüzüne olan etkisi daha fazla olacaktır. Bununla beraber, T4 tünelinin çökme çanağı binalara dik veya dike yakın açı yapacağından bina temellerinin değişik noktalarında değişik etkileri olacaktır. Bu durumda bina bütün olarak oturmayacak, farklı noktalar farlı miktarlarda oturacaktır. Bu durum binaların taşıyıcı sistemlerine zarar verebilir ölçüde gerçekleşebilir. Bununla birlikte, ön desteklemenin artırılması ve püskürtme beton kalınlığının artırılması T2, T3 ve T4 tünellerinin yeryüzüne olan etkilerini önemsenecek kadar düşürmemektedir.

Bütün bunlara ek olarak, modellerde yeraltı suyunun etkisi kullanılmadığı için, yeraltı suyunun etkisi model sonuçlarında görülmemektedir. Yeraltı suyunun tünel içinden drenajı sonucunda örtü tabakasında oluşacak boşlukların kapanmasıyla yeryüzündeki çökme miktarı artacaktır (Goodman, 1965; Jacob ve Lohman, 1952; Hwang ve Lu, 2007)

3. SONUÇ

Mevcut projede var olan kazı ve tahkimat sistemlerine ek olarak ayna stabilitesinin arttırılması ve kazı kesitini bir kabuk içine alarak (çelik boru kemer) kazının yeryüzüne etkisini minimuma indirmeye yönelik olarak projeye eklenen daha zayıf kaya klasları için öngörülen tahkimat sistemi analizlerde kullanılmıştır. İstasyon tüneli kazılarında, en yoğun tahkimat sisteminin kullanılması sonucu yeryüzündeki oturma miktarları 10 mm' nin (10 mm yapılarda hasar başlangıç değeri olarak literatürde belirtilmektedir) üzerinde çıkmıştır. Yeraltı suyunun drenajı ve kazıya paralel yer değiştirmesi sonucunda oluşacak boşluk hacimlerinin kapanması sonucu, çökme ve oturma miktarlarının artması, meydana gelebilecek ve yeryüzü

yapılarında hasar oluşturmaya yönelik risk faktörlerinin artması sonucu ortaya çıkabilecektir.

T2, T3 ve T4 istasyon tünellerinin kazısı sonrasında ortaya çıkabilecek problemleri ve kazının yeryüzüne olan etkilerini önceden tahmin edebilmek amacıyla, sonlu farklar metoduna dayalı gerilme-deformasyon analizleri yapılmıştır. Bu amaçla FLAC 3D programı kullanılmıştır. Bu analizler sonucunda T2 ve T3 tünellerinin açılması ile yeryüzündeki oturma miktarları 10 mm'nin üzerinde çıkmıştır. Güzergah üzerinde yoğun bir yapılaşma olması nedeniyle her zaman risk olduğu belirlenmiştir. Bununla birlikte istasyon tünellerinin bazılarının yüksek binaların tam altında açılacak olması, risk faktörünü daha da artıracağı tespit edilmiştir. Ayrıca çalışmaların yeraltı su seviyesinin altında olacağı ve yeraltı suyunun etkisi ve oluşacak boşluk hacimleri düşünüldüğünde bu oturma değerlerinin daha da artması kaçınılmazdır. T2 ve T3 tünellerinin açılması ile yeryüzündeki oturma miktarının hasar sınırının üzerinde çıkması nedeniyle T4 tünelinin etkisini incelemeye gerek kalmadığı görülmüştür. T4 tünelinin açılması ile elde edilen oturma değerleri daha da artacaktır. Ayrıca, T4 tünelinin çökme çanağı binalara dik veya dike yakın konumda olacağından, binaların bir bütün şeklinde oturmayacağı, binaların farklı noktalarının farklı oturmalara uğrayacağı belirlenmiştir. Bu durumda güzergah üzerindeki binalara hasar vermek kaçınılmaz olacaktır. T2 ve T3 tünellerinin açılması ile birlikte aynı etki T3 tüneli içinde geçerlidir. T3 tüneli'nin çökme çanağı binalara paralel konumda olmasına rağmen binalarda güzergah boyunca değişik noktalarda değişik oturma miktarları oluşacaktır. Bu oturma miktarlarının tünel ekseni boyunca yeryüzünde yaklaşık 100 metrelik bir genişlik boyunca etkili olacağı saptanmıştır. Oluşacak oturma miktarlarının minimum 10 mm'lik hasar sınırının üzerinde olması nedeniyle tünel açma çalışmalarının sonuçları binalar için risk teşkil edeceği öngörülmektedir.

T2, T3 ve T4 tünellerinin açılması sonucu yeryüzünde hasar sınırlarının üzerinde oturma olacağından bu tünellerin delme tünel yöntemi ile açılması binalar için risk teşkil edecektir. Yapılan saha ölçümleri ve gerilme-deformasyon analizleri bu hususu destekler niteliktedir.

KAYNAKLAR

Aksoy, C.O., Onargan, T, Küçük, K. Ve Kun, M., İzmir Metrosu II. Aşama Göztepe-F.Altay İstasyonları Arası Delme Tünel Kazı Ortamı ve Tahkimat Sistemi Değerlendirme Etüdü, İzmir, 2006.

Attawell, P.B., Yeates, J., Selby, A.R. Soil movement induced by tunneling and their effects on pipelines and structures, New York: Chapman and Hall, 1986.

Goodman, R. Groundwater, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1965.

Heath, G.R. Structures how ground settlement affects them. Tunnels and Tunneling International, 1997, pp.38-40.

Hwang J.H., Lu, C.C. A semi-analytical method for analyzing the tunnel water inflow. Tunneling and Underground Space Technology, 2007, 22: 39-46.

Jacob, C.E., Lohmann, S.W. Non steady flow to a well of constant drawdown in an extensive aquifer. Trans. of the American Geophysical Union, 1952, 33(4): 559-569.

O'Reilley, M.P., New, B.M., Settlement above tunnels in the United Kingdom, their magnitude and prediction. Proc. Tunneling 82, Brighton, 1982, pp. 173-181.

Onargan, T ve Aksoy, C.O., İzmir Metrosu İkinci Aşama Üçyol-Üçkuyular Güzergahı İstasyon Tünelleri Değerlendirmesi, 2006, İzmir.

Onargan, T ve Aksoy, C.O., İzmir Metrosu İkinci Aşama Üçyol-Üçkuyular Güzergahı İstasyon Tünelleri Değerlendirmesi-EkRapor,2006, İzmir.

STFA Mühendislik-Semaly S.A. Ortak Girişimi, (2005); İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 2. Aşama İnşaatı, F. Altay-Üçyol arası İstasyon Delme Tünel Tip 1 İnşaatı, Cilt 1, Kesin Proje Raporu.

STFA Mühendislik-Semaly S.A. Ortak Girişimi, (2005);İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 2. Aşama İnşaatı, F. Altay-Üçyol arası İstasyon Delme Tünel Tip 2-3-4 İnşaatı, Cilt 1, Kesin Proje Raporu.

İzmir Hafif Raylı Sistem Projesi 3. Aşama İnşaatı Kazısının Güvenlik Açısından Sayısal Modelleme ile Değerlendirilmesi

Evaluation of rd Stage of Izmir ail ay System ith the Numerical Modelling and eographical Information System egarding to E cavation Safety

Şükrü Songür
ATA İnşaat A. Ş. Şirinyer Tüneli, Şirinyer-İzmir

Selim Altun
Ege Üniversitesi, Müh. Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Bornova-İzmir

C. Okay Aksoy
Dokuz Eylül Üniversitesi, Müh. Fak. Maden Müh. Bölümü, Buca-İzmir

ÖZET İzmir Hafif Raylı Sistemin Geliştirilmesi Projesinin 3. ayağı olan Şirinyer İstasyonu ve tüneli projesi, İzmir Büyükşehir Belediyesi tarafından planlanan ve İzmir'in ulaşım sorununa çözüm getirecek olan iki hattan birisidir. Bu çalışmanın güzergahı üzerinde yerleşim oldukça yoğundur. Ana projede binaların bulunduğu bölgede desteksiz açık kazı yapılması planlanmış olmasına rağmen yapılan çalışma ile bu kazı çalışmasının çevredeki binalar açısında oldukça riskli olduğu belirlenmiştir. Bu amaçla sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan destek sistemi analizleri ile en uygun destek sistemi belirlenmiş ve projelendirilmiştir. Uygulamada, yapılan destekleme çalışmalarının amacına uygun olduğu tespit edilmiştir.

ABSTRACT Şirinyer Station and tunnel Project, which is the improvement Project of İzmir metro Project, is planed by İzmir Municipality and this project is one of the two project for solving İzmir traffic problem. The settlings are so dense on the Project direction. Although the unsupported excavation was planed on the mean Project, it is determined that the buildings are in the risky region by the previous study. Fort his purpose, the most suitable support system was determined by the finite element solution and was projected. It is determined that the support system was worked properly.

1 PROJENİN GENEL TANITIMI

Bütün büyük şehirlerde olduğu gibi İzmir'de de şehir içi ulaşım problemleri hat safhadadır. Bu yüzden ulaşım konusunda en uygun toplu taşıma çözümlerinden birisi olan raylı sistem tercihi İzmir için de uygun bir seçenektir. Bu kapsamda yerel yönetim tarafından mevcut demiryolu hatlarının iyileştirilmesi ve geliştirilmesi düşüncesiyle yola çıkılarak birçok noktada şehir içi banliyö hattının yoğun yerleşim bölgelerinden geçmesi ve yüksek kapasitede kullanıma sahip mevcut karayollarıyla hemzemin geçitler oluşturması demiryolu hatlarının belli bölgelerde yeraltı geçişleri şeklinde düzenlenmesini kaçınılmaz hale getirmiştir. Banliyö hattının Şirinyer geçişi de böyle bir konum da yer almaktadır. Bu geliştirme projesi kapsamında Şirinyer geçişi ve Şirinyer istasyonunun yeraltından tünel geçişi şeklinde gerçekleştirilmesi düşünülmüş ve projelendirilmiştir. Çağdaş

olanaklardan yararlanarak İzmir'in ulaşım problemlerine çözüm olması için hazırlanan ve ihale edilen bu proje toplam olarak yaklaşık 2.242 km'dir ve Aliağa-Menderes hattı üzerindedir.

Aliağa-Menderes hattı üzerindeki bu projede, Şirinyer istasyonu km: 6+299.000-6+549.000 arasında, Şirinyer tüneli ise km: 6+075.000-6+299.000 arasındadır. Bu çalışma İzmir Büyükşehir Belediyesi, İzmir Hafif Raylı Sistemi III. Aşama Şirinyer İstasyonu ve Tüneli güzergahındaki istasyon ve açık derin geçiş kısmına tekabül eden ve km: 6+450.000-6+600.000 arasında bulunan bölgeyi değerlendirmektedir. Zira bu bölgede istasyon aç-kapa kısımları ile açık derin geçiş kısımları mevcut yapılara çok yakın geçiş yapmaktadır. Mevcut projede bu kısımlarda yapılan derin kazıların destek sistemi olmadan gerçekleştirilmesi mümkün görülmektedir. Bu nedenle çalışma kapsamında söz konusu bölgedeki geoteknik koşullar yeniden değerlendirilerek geçmişte yapılan benzer çalışmalarda da (Özsan and Karpuzcu, 2001; Turner et al, 2004) olduğu gibi ilave iksa tedbirlerinin alınması durumu ele alınmıştır.

2 ÇALIŞMA ALANININ LOKASYONU

İnceleme alanı olan Şirinyer Tüneli ve istasyonuna Şekil 1'de görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi demiryolu geçişi özellikle Mehmet Akif ve Namık Kemal Caddeleri gibi yoğun kullanımlı karayolları ile hemzemin geçitler oluşturmakta ve bu hemzemin geçişler ise her iki ulaşım modunda da hız kaybı, konfor kaybı, can ve mal kaybı gibi dezavantajların yaşanabilmesine neden olmaktadır.

Şekil 1. Çalışma alanının uydu görüntüsü

3 MEVCUT ZEMİN KOŞULLARININ GEOTEKNİK AÇIDAN İNCELENMESİ

3.1 Basitleştirilmiş Zemin Profili ve Başlıca Tabakalar

İnceleme altında bulunan güzergahın km: 6+450.000-6+600.000 arası yapılması planlanan kazı işleri esnasında karşılaşılması beklenen formasyonlar yapılan 4 adet sondaj çalışmasına ait sondaj logları ile belirlenen balast malzemesi (0-0,20 m), Kahverengi Kumlu Killi Çakıl (GC) (0,20-4,40 m.), Gri Kahverengi Az Çakıllı Az kumlu Siltli Kil (CH) (0,20-5,20 m.), Kahverengi-Yeşilimsi Gri Çakıllı Kiltaşı (3,10-5,20 m.) ve Gri-Yeşilimsi Gri Kiltaşı (4,10-15,00 m.) olarak sıralanabilir. Bu formasyonlardan Kahverengi Kumlu Killi Çakıl gevşek yer yer kum zonları içermektedir.

3.2. Arazi ve Laboratuvar Deneyleri Sonuçlarına Göre Tabakaların Geoteknik Özellikleri

Bu formasyonlarda yapılan SPT deneyi sonuçlarına göre SPT-N sayısı ortalama olarak 8'dir. Bu formasyonun içsel sürtünme açısı $24,58^0$ ve kohezyonu 0,22 kg/cm^2'dir. Gri Kahverengi Az Çakıllı Az Kumlu Siltli Kil formasyonu incelendiğinde orta yüksek plastik özellikli olması ve tamamen ayrışmış olması kazı çalışmaları esnasında stabilite açısından bir takım sorunları da beraberinde getirmesi beklenebilir. Kahverengi-Yeşilimsi Gri Çakıllı Kiltaşı formasyonu incelendiğinde, çok zayıf-zayıf dayanımlı olduğu, çok ayrışmış, ve çok çatlaklı bir yapı gösterdiği gözlenmektedir. Yeraltı suyu bu çatlaklar boyunca kazı alanına sızma yapabilir. Ayrıca Karot Veriminin yüksek olmasına rağmen RQD değerlerinin düşük olması da bu formasyondaki kazı işinin nispeten kolay olacağını ancak stabilite açısında problem doğurabileceğini göstermektedir. Zayıf ve orta derece ayrışmış olan Gri-Yeşilimsi Gri Kiltaşı formasyonunun kırıklı olması stabiliteyi olumsuz etkileyecektir. Ayrıca, bu formasyonlar kil içerdiğinden su ile teması halinde şişme potansiyeli diğer bir sorun olarak karşımıza çıkabilecektir. Yapılacak olan kazının yaklaşık olarak %20 si GC formasyonunda, %10 u CH formasyonunda, %10 u Kahverengi-Yeşilimsi Gri Çakıllı Kiltaşı ve geri kalan %60'ı Gri-Yeşilimsi Gri Kiltaşı formasyonunda gerçekleşecektir. Kazı esnasında geçilecek formasyonların CR, RQD ve Kaya Kalitesi tanımları Çizelge 1'de verilmektedir.

4 KAZIDAN ETKİLENMESİ MUHTEMEL BİNALARIN RİSK DEĞERLENDİRMELERİ ve BİNALARDAKİ YAPISAL DURUMUN GÖRSEL OLARAK İNCELENMESİ

Bu çalışmanın gerekçelerden bir tanesi ve belki de en önemlisi Şirinyer aç kapa tüneli ve istasyonu güzergahı civarında bulunan ve yapılacak derin kazı kenarlarına çok yakın mesafelerde yer alan yapıların, yapılacak kazılardan ne ölçüde etkilenebileceklerinin önceden incelenmesi ve değerlendirilmesidir. Bu kapsamda yapıların mevcut koşullar altındaki halihazır durumları ve mühendislik özelliklerinin de belirli yaklaşıklıklarla tespit edilmesi ve gözlenmesi doğru olacaktır. Önceden yapılacak olan bu tespitler yapılara yakın mesafede açılacak olan derin kazının kazı sırasında yapıları ne ölçüde etkilediğinin belirlenmesini de sağlayacaktır. Bu itibarla güzergahta yapılacak olan kazı nedeniyle binalarda meydana gelmesi muhtemel problemleri önceden kestirip, bunlar için çözüm önerileri getirmek amaçlı hazırlanan çalışmanın bu bölümünde, çalışılan bölümdeki binalar risk gruplarına ayrılarak bu binaların dijital görüntüleri alınmıştır. Ayrıca binaların mevcut yapısal durumları hakkında gözlem ve izlenimlere dayanan bilgiler bina bazında listelenerek Çizelge 2'de verilmiştir. Kazı esnasında bu binalar detaylı şekilde izlenecek olması nedeniyle hazırlanan bu çalışma ile kazı sonrası oluşacak deformasyonlarda gözlenmiş olacaktır. Özellikle risk grubu yüksek yapıların kazı sırasında dikkatli bir şekilde izlenmesi ve oluşabilecek sorunlara acil çözümler üretilmesi doğru olacaktır.

5 YAPILACAK OLAN KAZIDA KARŞILAŞILABİLECEK SORUNLAR

Hattın güzergahı göz önüne alındığında istasyon geçişi ve devamındaki açık derin geçiş kısımlarına denk gelen 22,80 m ve 19,50 m boyutlarındaki kazı taban genişliklerinin bulunduğu kısımlarda kazının dik yapılması halinde kazı kenarlarının mevcut binalara çok yakın mesafelerle geçtiği görülmüştür. Dahası 2/1 eğimli bir şev yapılması halinde ise kazı kenarlarının mevcut yapılarla kesiştiği ve böyle bir kazıyı gerçekleştirmenin özellikle 6+450.000-6+600.000 km'leri arasında kalan kısmın batı tarafında mümkün olamayacağı sonucuna varılmıştır. Sonuç itibariyle güzergahın bu kısımlarında kazı şevlerinin dik olarak yapılması zorunluluğu ortaya çıkmıştır.

Çizelge 1. Tünel kazısında karşılaşılacak kaya ve zeminlere yönelik CR, RQD ve Kaya Kalitesi Tanımlamaları

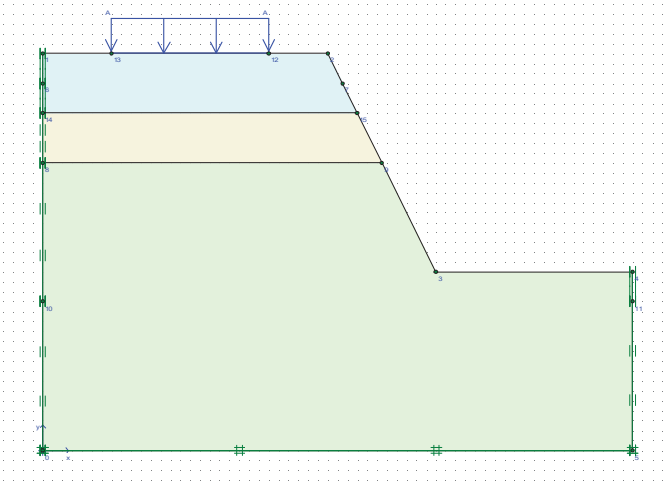
Sondaj No	Derinlik (m)	Litoloji	CR	RQD	Kaya Kalitesi
SK-1	0-3,10	Kahverengi, Kumlu Killi Çakıl, Gevşek, yer yer kum bantlı	0	0	Çok zayıf kaya
SK-1	3,10-5,20	Gri-Kahverengi, Az çakıllı az kumlu siltli Kil, orta-yüksek plastik, nemli, orta katı, çok ayrışmış	0	0	Çok zayıf kaya
SK-1	5,20-8,00	Kahverengi-yeşilimsi gri, çakıllı kiltaşı, çok derece ayrışmış, nemli, çakıllar kireçtaşı parçacıklı, gözenekli.	60	10	Çok zayıf kaya
SK-1	8,00-15,00	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrışmış	80-100	20-30	Çok zayıf-Zayıf Kaya
SK-2	4,65-15	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrışmış	70-90	14-32	Çok zayıf-Zayıf Kaya
SK-3	4,10-15,00	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrışmış	50-100	0-40	Çok zayıf-Zayıf Kaya
SK-4	4,40-15,00	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrışmış	40-95	0-24	Çok zayıf-Zayıf Kaya

C arot azanım üzdesi, D aya alite östergesi

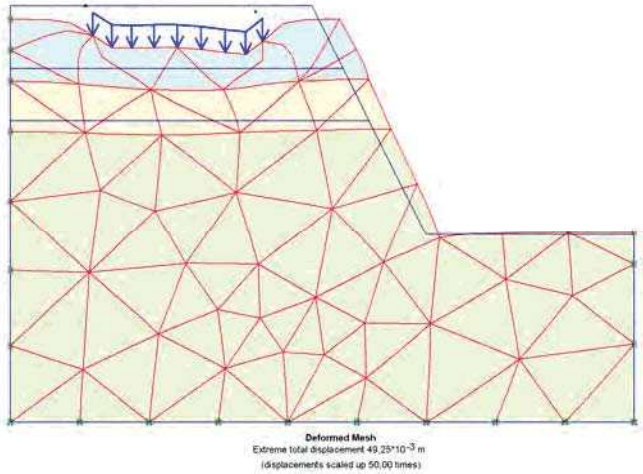
Çizelge 2. Şirinyer istasyonu ve devamında yeralan kazıya yakın binaların özellikleri

ŞİRİNYER İSTASYONU CİVARINDAKİ KONUTLAR										
Bina No	Parsel	Risk	Kat sayısı	Yaklaşık Oturma alanı (m2)	Hatta paralel boyut (m)	Bina türü	Bodrum kat	Yapım yılı	Kazı kenarına uzaklık (m)	Ek Açıklamalar
1	P1	Orta	5	441	21	Karkas	Var	1978	14,8	
2	P2	Orta	5	504	21	Karkas	Var	1976	13,8	
3	P3	Zayıf	2	240	15	Yığma	Yok	Çok eski	11	
4	P4	Zayıf	2	255	15	Yığma	Yok	Çok eski	10	
5	P5	Zayıf	2	210	15	Karkas	Yok	Çok eski	9,5	
6	P6	Yüksek	2	100	10	Karkas	Yok	Çok eski	6,5	
7	P7	Yüksek	2	150	10	Karkas	Yok	Çok eski	7	
8	P8	Yüksek	4	224	14	Karkas	Yok	Çok eski	5,3	Temeli sorunlu
9	P9	Yüksek	4	110	11	Karkas	Var	1978	9,2	
10	P10	Orta	4	130	13	Yığma	Yok	1980	9,5	
11	P11	Orta	5	143	13	Karkas	Yok	1980	10,3	
12	K27	Yüksek	4	122	10,8	Karkas	Var	1970	8	
13	K26	Yüksek	4	105	9,7	Karkas	Var	1990	3	
14	K25	Yüksek	4	120	10,2	Karkas	Yok	1980	2,95	
15	K24	Yüksek	2	119	10,1	Yığma	Yok	1960	8,55	
16	K23	Yüksek	2	120	10,2	Yığma	Yok	Çok eski	8,55	
17	K22	Yüksek	3	128	10	Karkas	Yok	1985	5,25	
18	K21	Yüksek	4	150	10	Karkas	n/a	1976	7,5	
19	K20	Yüksek	4	108	7,2	Karkas	Yok	2001	4,5	
20	K19	Yüksek	1	143	11,9	Yığma	Yok	Çok eski	8,7	
21	K18	Yüksek	3	108	10,8	Yığma	Yok	Çok eski	8,7	
22	K17	Yüksek	3	110	11	Yığma	Var	Çok eski	8,7	
23	K16	Yüksek	2	97	10	Yığma	Yok	Çok eski	8,7	
24	K15	Yüksek	3	125	8,9	Karkas	Yok	1988	6,8	
25	K14	Yüksek	4	169	11,2	Karkas	Yok	1988	6,5	
26	K13	Yüksek	4	157	11,1	Karkas	Var	1988	6,5	
27	K12	Yüksek	4	138	9,9	Karkas	Yok	n/a	6,5	
28	K11	Yüksek	4	137	8,7	Karkas	Yok	n/a	6	
29	K10	Yüksek	4	262	16,8	Karkas	Var	n/a	7	
30	K9	Yüksek	4	251	15,6	Karkas	Var	1993	7,9	
31	K8	Yüksek	4	159	10	Karkas	Yok	1993	9	
32	K7	Yüksek	1	77	8,5	Yığma	Yok	çok eski	17	
33	K6	Yüksek	4	143,1	9	Karkas	Yok	1997	8	
34	K5	Yüksek	4	281,75	16,1	Karkas	Yok	1997	8,8	Temeli sorunlu
36	S10	orta	4	135,7	11,5	Karkas	Yok	2006	8,5	
37	S11	Yüksek	5	142,8	10,2	Karkas	Yok	1999	10,8	Temel sorunlu
38	S12	Yüksek	4	201,88	10,3	Karkas	Yok	1996	11,5	Temel sorunlu
39	S13	Yüksek	1	70,38	6,9	Yığma	Yok	çok eski	13,6	
40	S14	orta	2	137,24	7,3	Yığma	Yok	çok eski	9,2	
41	S15	Yüksek	2	111,15	9,5	Yığma	Yok	çok eski	11,2	
42	S16	orta	2	104,88	7,6	Yığma	Yok	çok eski	11,5	
43	S17	orta	1	91,7	7	Yığma	Yok	çok eski	10,2	
44	S18	orta	4	184	8	Karkas	Var	1998	9,9	
45	S19	orta	5	153,6	11,5	Karkas	Var	2003	11,5	
46	S20	orta	4	206	10,3	Karkas	Yok	2000	9,25	
47	S21	Yüksek	5	119,21	9,1	Karkas	Var	2004	8,6	
48	S22	Yüksek	5	158,4	13,2	Karkas	Var	2001	8,6	
49	T9	Düşük	5	137,76	12,3	Karkas	Yok	1998	19,2	
50	T8	Düşük	4	130	12,5	Karkas	Yok	1996	20	
51	T7	Orta	4	225	15	Karkas	Yok	1996	21	
52	T6	Orta	5	361,95	19,05	Karkas	Yok	1996	20	
53	T5	Düşük	4	247,97	18,1	Karkas	Yok	1996	15,5	
54	T4	Düşük	5	270,3	15,9	Karkas	Yok	1996	17,6	
55	T3/2	Düşük	2	265	16	Karkas	Yok	1980	17	
56	T3	Düşük	4	313,96	18,8	Karkas	Yok	1996	13	
57	T2	Düşük	2	339,3	19,5	Karkas	Yok	1996	20	
58	T1	Düşük	4	151,2	12,6	Karkas	Yok	1996	27	
59	İ1	Yüksek	1	81,84	8,8	Yığma	Yok	çok eski	2,7	
60	İ2	Yüksek	2	171	18	Yığma	Yok	çok eski	4	

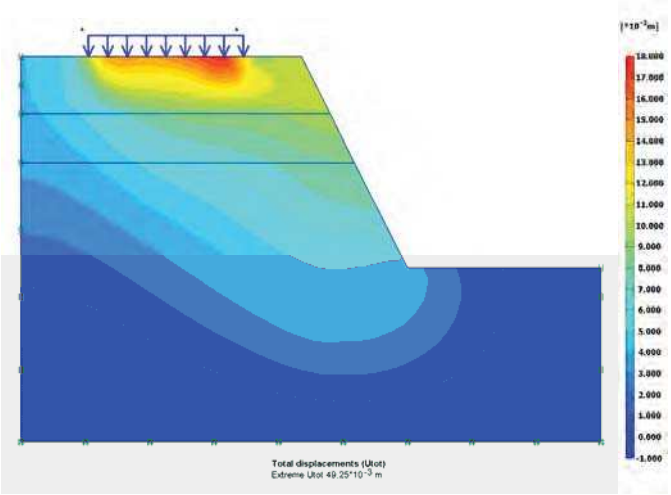
Gerek mevcut proje öncesinde yaptırılan sondajlar ve gerekse bu rapora esas teşkil etmesi amacıyla bu bölgede yaptırılan ilave sondajlar ve bu sondajlarla birlikte yapılan arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen veriler göz önüne alınarak 2/1, 3/1 eğimli ve dik geçişlere ait desteksiz sonlu elemanlar analizi çözümleri yapılmış ve 2/1 eğimde şevli derin kazı geçişlerinin mümkün olduğu, ancak 6+450.000-6+600.000 km'leri arasında kalan kısmın batı tarafında yapısal koşulların böyle bir geçişe izin vermediği; diğer durumlarda ise sistemin göçtüğü görülmüştür. Yapılan çözümlerde kazı kenarında 3 m mesafede 4 katlı bir binadan zemine aktarılabilecek yükler dikkate alınmıştır. Yine yapılan analizlerde zemin profili ve zemin tabakalarına ait parametreler yapılan sondajlardan elde edilen verilere dayanarak belirlenmiştir. Bu çözümlere ait gerilme, deformasyon ve yükleme koşullarına ait şekiller Şekil 2-5 arasında sunulmuştur. Bu sonuçlardan yola çıkarak gerek civardaki mevcut yapıların güvenliğinin sağlanması ve gerekse kazı çukurunun emniyetli bir şekilde açılmasının temin edilmesi için söz konusu kısımda iksalı bir sistemin oluşturulması zorunluluğu ortaya çıkmaktadır.



Şekil 2. 2/1 eğimli sistem için oluşturulan iki boyutlu model



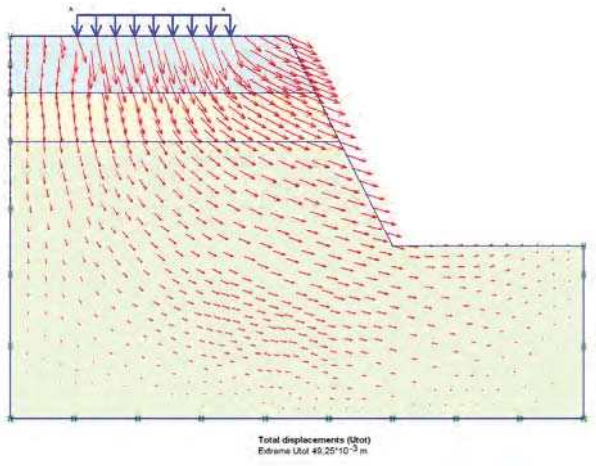
Şekil 3. 2/1 eğimli sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların abartılı görünümü



Şekil 4. 2/1 eğimli sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonlar

6 DESTEK SİSTEMLERİNE AİT ÖNERİ VE DEĞERLENDİRMELER

Özellikle 6+450.000-6+600.000 km'leri arasında batı cephesi tarafında yapılacak olan 11 m'lik derin kazının iksasız geçilme olanağının olmadığı düşüncesinden yola çıkılarak mevcut zemin profili ve özellikleri göz önüne alınmak suretiyle destekli geçiş için değişik alternatif çözümler ve analizler yapılmış ve koşullara en uygun olabilecek çözümün fore kazıklı destek sistemi olduğu sonucuna varılmıştır. Böyle bir sistem oluşturularak yine PLAXIS sonlu elemanlar analiziyle çözüm yapılmış ve bu sistemin ancak tek sıra ankrajla desteklenmesi halinde stabilitesinin sağlanacağı sonucuna ulaşılmıştır.

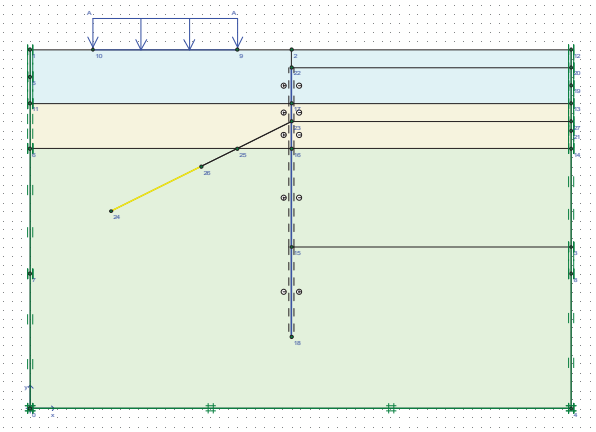


Şekil 5. 2/1 eğimli sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların yönelimi

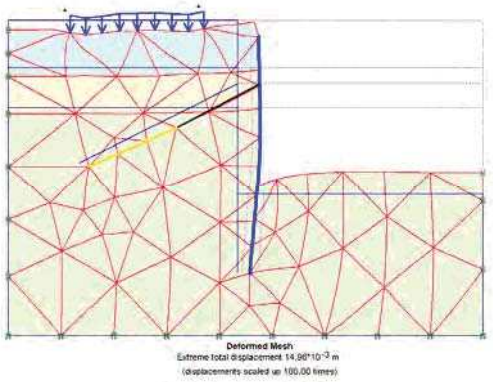
Bu durumda 80 cm çaplı ve 15m boyundaki fore kazıklarla destek sisteminin oluşturulması halinde fore kazıklardan oluşan sistemin yaklaşık olarak 15 mm yatay hareket yapacağı, mevcut binalarda ise yaklaşık 13 mm'lik oturmaların yaşanabileceği belirlenmiştir. Bu değerlerinde sistemin ve çevre koşullarının güvenliği açısından kabul edilebilir değerler olduğu düşünülmektedir. Bu çözüme ait şekiller Şekil 6-11 arasında verilmiştir. Modellemede kullanılan parametreler Çizelge 2, 3, 4 ve 5'de verilmektedir.

Burada özellikle yüzeyden yaklaşık 5m derinliğe kadar devam eden killi çakıl ve kil tabakalarından gerek kazı çukuruna su sızmasının engellenmesi ve gerekse civardaki yapılarda temel altı zemininde boşluk suyu basıncındaki azalmadan kaynaklanabilecek ani ve konsolidasyon oturmalarının önüne geçebilmek amacıyla fore kazıklı destek sisteminin sızdırmazlığının sağlanması gerekmektedir. Sonlu elemanlar modelinden de görüldüğü gibi kazı çukuruna doğru su akış çukurda bir risk yaratmayacaktır.

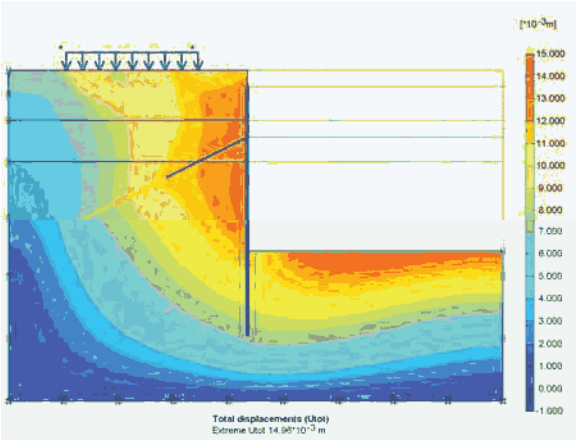
Böyle bir sistem tavsiyesinde bulunurken civardaki yapı stoğu ve özellikleri de göz önüne alınmıştır. Betonarme karkas ve yığma türü yapılardan oluşan binalar incelendiğinde genellikle yetersiz ve veya zayıf yapısal koşullara sahip olduğu ve dışardan gelebilecek rahatsızlıkların binaları olumsuz bir şekilde etkileyebileceği kanaatine varılmıştır. Bu nedenle söz konusu bölgede desteksiz veya yetersiz desteklerle şev kazısı oluşturmanın çok riskli veya mümkün olamayacağı düşünülmektedir.



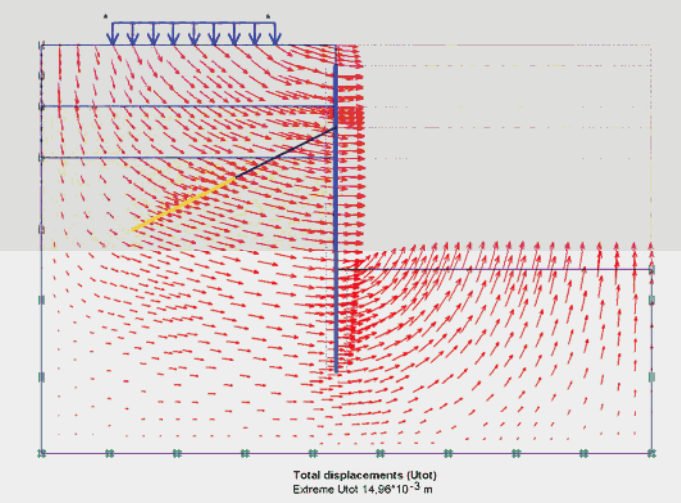
Şekil 6. İksalı sistem için oluşturulan iki boyutlu model



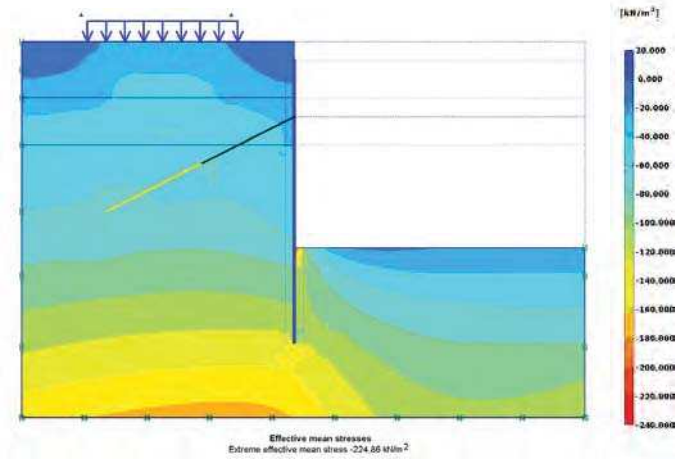
Şekil 7. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların abartılı görünüşü



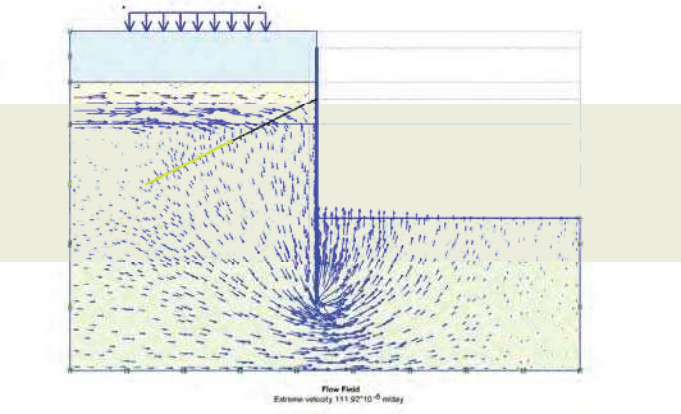
Şekil 8. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonlar



Şekil 9. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların yönelimi



Şekil 10. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan efektif gerilmeler



Şekil 11. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan boşluk suyu akımı modeli

Çizelge 2. Modelde kullanılan zemin parametreleri

Mohr-Coulomb		**1 Kil**	**2 Kil Tasi**	**3 Killi Çakil**
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m³]	17,00	18,00	16,00
γ_{sat}	[kN/m³]	20,00	20,50	20,00
k_x	[m/day]	0,010	0,000	1,000
k_y	[m/day]	0,010	0,000	1,000
e_{init}	[-]	1,000	1,000	1,000
c_k	[-]	1E15	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m²]	20000,000	60000,000	10000,000
ν	[-]	0,350	0,300	0,300
G_{ref}	[kN/m²]	7407,407	23076,923	3846,154
E_{oed}	[kN/m²]	32098,765	80769,231	13461,538
c_{ref}	[kN/m²]	22,00	150,00	5,00
φ	[°]	24,00	15,00	24,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m²/m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
$c_{increment}$	[kN/m²/m]	0,00	0,00	0,00
$T_{str.}$	[kN/m²]	0,00	0,00	0,00
$R_{inter.}$	[-]	0,80	1,00	0,60
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

Çizelge 3. Kazık parametreleri

No.	**Identification**	**EA** [kN/m]	**EI** [kNm²/m]	**w** [kN/m/m]	**ν** [-]	**Mp** [kNm/m]	**Np** [kN/m]
1	Fore Kazık	1,4E7	7,46E5	8,40	0,15	1E15	1E15

Çizelge 4. Enjeksiyon parametreleri

No.	**Identification**	**EA** [kN/m]	**ν** [-]
1	Enjeksiyon	100000,00	0,00

Çizelge 5. Ankraj parametreleri

No.	**Identification**	**EA** [kN]	**|Fmax,comp|** [kN]	**|Fmax,tens|** [kN]	L spacing [m]
1	Ankraj	200000,00	1E15	1E15	2,50

7 GENEL DEĞERLENDİRME VE SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında, İzmir banliyö sisteminin geliştirilmesi projesi 3. etap Şirinyer Tüneli ve İstasyonu yapım inşaatının belirli kısımları inceleme altına alınarak, projenin gerçekleşmesi halinde ortaya çıkabilecek sorunlara çözüm üretmek amacıyla çeşitli çalışmalar ve değerlendirmeler yapılmıştır. Bu çalışmada tünel ve istasyon geçişinin belli bölgelerinde derin kazı sırasında bazı sorunların ortaya çıkabileceği ve projede öngörülen kazı yöntemlerinin uygulanmasında riskli durumların meydana geleceği düşüncesiyle ilave incelemeler yapılmış ve bu araştırmalar sonucunda bazı çözüm önerilerinde bulunulmuştur. Bu kapsamda raporun hazırlanma amacına bağlı olarak yapılan çalışmalar sıralanacak olursa:

- Şirinyer tüneli ve istasyonu yapım inşaatının özellikle 6+450.000-6+600.000 km'leri arasında projede desteksiz geçiş öngörülen derin kazının civarda bulunan binalarda riskli durumlar yaratabileceği düşüncesiyle bir çalışma başlatılmasına karar verilmiştir. Bu çalışmada gerek mevcut binaların ve gerekse kazı çukurunun güvenliği ön planda tutularak ilave bazı araştırmalar yapılması düşünülmüştür.
- Sözkonusu binaların kazı kenarına çok yakın mesafelerde yer alıyor olması binalarda da bir ön gözlem ve inceleme çalışması yapılmasını zorunlu hale getirmiştir. Güzergah üzerinde yeralan bu binaların kazı sırasında kazıdan olumsuz etkilenme olasılıkları göz önünde tutularak kazı öncesi binalarda gözlem ve tespitlerde bulunulmuş ve binaların mevcut durumları görüntüler alınmak suretiyle de ortaya konmuştur.
- Derin kazının binalara yakın geçiş yapılan kısımlarında kazının yapılabilirliği ve iksa gerekip gerekmeyeceği konusunda daha sağlıklı bir çalışma yürütebilmek amacıyla ilave sondajlar ile arazi ve laboratuvar çalışmaları yapılmasına karar verilmiştir. Bu düşünceyle en riskli kısım olan 6+450.000-6+600.000 km'leri arasında 4 adet her biri 15m derinliğinde ilave sondajlar yapılmış, ayrıca bazı arazi deneyleri gerçekleştirilmiştir. Sondaj verileri ve arazi deneyleri birlikte değerlendirilerek bölgedeki zemin yapısı ve mühendislik özellikleri hakkında yargıya ulaşılmıştır.
- Söz konusu bölgede istasyon kısmı ve devamındaki açık derin geçiş kısımlarında yapılacak olan yaklaşık 11 m yüksekliğindeki derin kazının mevcut projede desteksiz yapılması öngörülmüş ve 2/1 şev eğimiyle bu kısımların geçilebileceği düşünülmüştür. Oysaki böyle bir eğim yapılması halinde kazının her iki tarafından yaklaşık 5.5m'lik açılımların yapılması gerektiği, fakat özellikle söz konusu bölgenin batı cephesinde bu açılımı yapmanın mümkün olamayacağı anlaşılmıştır. Zira kazı güzergahı üzerinde yaklaşık 100 m'lik bir mesafede yeralan binaların kazı kenarına 3-4 m mesafelerde yeraldığı görülmektedir. Bu nedenle bu kısımlarda eğimli şev geçişiyle kazı yapmanın fiilen olanaksız olduğu sonucuna varılmıştır.
- 2/1 eğimiyle 11 m derinliğinde bir kazının mevcut zemin koşullarında yapılabilirliği incelenmiş ve yapılan sonlu elemanlar analizinde bu eğimle kazının gerçekleştirilebileceği sonucuna varılmıştır. Şev eğiminin 3/1'e çıkarılması durumunda ise sistemin göçtüğü ve bu eğimle kazının yapılamayacağı yine yapılan sonlu elemanlar analiziyle belirlenmiştir. Eğimin dik yapılması durumunda da kazının başarısız olacağı tespit edilmiştir.
- Mevcut binalara bu ölçüde yakın geçişlerin olması ve dik şevle desteksiz olarak geçmenin zaten mümkün olamayacağı bilinciyle söz konusu bu

kısımlarda destekli bir sistemin gerçekleştirilmesinin kaçınılmaz olduğu düşünülmektedir. Bu düşünceyle bu kısımda çeşitli destek yöntemlerinin uygulanabilirliği araştırılmış ve sonuçta fore kazıklı destek sisteminin en uygun olabilecek çözüm olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

- Yapılan sonlu elemanlar analizlerinde 15 m boyunda ve 80 cm çapında aralıklı fore kazık sisteminin tek sıra ankrajla desteklenmesi halinde yeterince güvenli bir tahkimat oluşturacağı sonucuna varılmıştır.

KAYNAKLAR

Turner, J.P., Steele, J.A., Maher, W.F., Zortman, M.R., Carpenter, J.R., 2004, Design, construction, and performance of an anchored tangent pile wall for excavation support, *eotechnical Special Pu lication, n 2 , eosupport 2 - Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mi ing, emedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Proceedings of Sessions of the eoSupport Conference Innovation and Cooperation in eo, 2 ,* p 322-333.

Özsan, A., Karpuz, C., 2001, Preliminary support design for Ankara subway extension tunnel, *Engineering eology,* Vol.59, N:1-2, p 161-172

İzmir-Karşıyaka Tüneli ve İstasyonları İnşaatı İksa Destek Sistemi Uygulaması

Strut application to the Support System of Tunnel Construction in İzmir- arşıyaka

Hasan Bar
HİFA E Pro e Müdürü, İzmir

Selim Altun
Ege Üniversitesi, Mühendislik Fak. İnşaat Müh. Bölümü, Bornova, İzmir

C. Okay Aksoy
Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fak. Maden Müh. Bölümü, Tınaztepe, İzmir

ÖZET İzmir Aliağa-Menderes Demiryol hattının geliştirilmesi projesi kapsamında Karşıyaka geçişi kısmında aç-kapa tipindeki tünel ve yeraltı istasyonlarının inşa edilmesi planlanmıştır. Öngörülen ve projelendirilen iksa sisteminin daha sonradan yapılan arazi deney ve sondajlarının yeniden değerlendirmesi sonucunda ana destek elemanı olan fore kazıkların, güzergâhın değişik kısımlarında radye temel altında kazı tabanına doğru kapandığı anlaşılmıştır. Yapılan analizlerde bu kapanmaya, bu seviyelerde mevcut olan ve kazıklara pasif destek sağlamakta zorlanan ve içerisinde yer yer organik malzemeler de bulunan yumuşak killi silt ve siltli kil tabakalarının neden olduğu düşünülmüştür.

Sonuç olarak güzergâhta zemin koşullarının belirli kısım ve derinliklerde zayıf davranışlar gösterdiği ve kazıkların bu negatif durumdan olumsuz yönde etkilendiği, bu kısımlarda radye temel altında belirli boylarda jet grout kolonlardan oluşan ve dikdörtgen şeklinde hücreler oluşturacak şekilde teşkil edilen bir destek sisteminin fore kazık iç kısımlarında imal edilerek bu sorunun önüne geçilebileceği kanaatine ulaşılmıştır.

ABSTRACT In the context of improving the railway line between Aliağa and Menderes in İzmir, cut and cover type tunnel and underground stations were projected to construct in Karşıyaka district. In the result of the re-evaluation of projected support system considering with data from newer soil testing and investigations, it was come out that the drilling piles, which was the main support component, were bending to inner side under the mat foundation in the some part of the line. In the analysis performed, it was evaluated that this bending results from the soft silty clay and clayey silt with organic materials located in this level and not provided to passive support to the piles.

As a result, it was concluded that the soil conditions in the some part and depth of the line displayed weak behaviours and piles were affected unfavourable in that levels, and constructed jet grout column supports designed cell form to the pile under the mat foundation prevented this trouble.

1 GİRİŞ

Yoğun yerleşim bölgelerinde yapılacak olan derin kazı ve yer altı yapıları çalışmalarında gerek kazı alanı ve gerekse civarda bulunan yerleşim yerlerinin yapılacak olan kazıdan etkilenmemesi için oluşabilecek riski en az seviyelerde tutan güven faktörleriyle çalışmak gerekmektedir. Ortaya çıkabilecek tehlikeli durumlar geri dönülmez zararlara yol açabilecektir. Geçmişte bu konu ile ilgili yapılmış birçok çalışma ve vaka analizleri mevcuttur. (Bowles, 1996; Özsan and Karpuzcu, 2001). Özellikle yumuşak zemin koşullarının var

Şekil 1. Güzergahın uydu fotoğrafından görüntüsü

olduğu zemin durumlarında çok daha dikkatli olunması gerektiği, dahası yer altı su seviyesinin de yüksek olması halinde iksa yapılarına çok daha fazla görevlerin düştüğü bilinmektedir (Kempfert and Gebreselassie, 2006; Turner et al, 2004). İzmir–Karşıyaka'da yapılan aç-kapa şeklindeki yer altı tünel inşaatı ve istasyonları da yer yer yoğun yerleşim alanları içerisinden geçen oldukça zayıf zemin koşulları içerisinde yapılmaktadır. Tünel kazısı için iksa sistemi olarak, yer altı su seviyesinin de yüksek olmasına bağlı olarak, fore kazık ve jet grout tan oluşan bir sistem düşünülmüş ve projelendirilmiştir.

Bununla birlikte sonradan yapılan zemin incelemeleri ve arazi deney sonuçlarına bağlı olarak fore kazıklardan oluşan iksa sisteminin bütün zemin araştırmaları sonucunda elde edilen geoteknik verilere göre yeniden analizi ve değerlendirilmesi yapılmıştır. Buna göre sistem idealize edilmiş bir zemin profilinde değil de değişik noktalarda elde edilen zemin profilleri ve özelliklerine bağlı olarak güzergâhın farklı noktaları için sonlu elemanlar modeliyle analiz edilmiş ve modellenmiştir. Modellerde analizin yapıldığı nokta civarında gerçekleştirilen araştırma ve yapılan deneyler sonucunda elde edilen parametreler kullanılmıştır. Böylelikle birçok farklı noktada o bölgedeki zemin koşulları dikkate alınarak kazıklı iksa sisteminin performansı çevre koşulları da göz önüne alınmak suretiyle deformasyon tabanlı analizlerle yeniden değerlendirilmiştir. Yapılan analizlerde bütün elemanlar ve zemin özellikleri model parametreleri olarak tanımlanmış ve sistem inşaat safhalarına uygun bir şekilde kademeli süreç durumu ile çözümlenmiştir.

Analiz sonuçlarında tünel güzergahı boyunca radye tabanı altında yaygın olarak bulunan zayıf siltli kil tabakası kazık performansını çok olumsuz etkilediği görülmüştür. Kazıklar işletme durumunda radye taban seviyesinin altında, inşaat durumunda ise iç destek seviyesinden sonra kazı tabanına doğru içeriye kapanmaktadır. Bunun sonucunda kazıkların elastik eğrisindeki değişim meydana gelmekte, yüksek kesit tesirleri doğmaktadır. Bu durumda çevre yapıların ve kazı alanının bu olumsuz durumdan etkilenmemesi için ilave bir tedbir alınması gerektiği hususu ortaya çıkmıştır.

2 GÜZERGÂH ZEMİN PROFİLİ VE ÖZELLİKLERİ

İzmir Metropolü'nün kuzey kıyı bölgeleri Gediz Nehrinin eski deltası olarak ortaya çıkmış ve zaman içerisinde çok yoğun bir şekilde yerleşim alanı olarak kullanılmaya başlanmıştır (Şekil 1). Bundan dolayıdır ki bölgenin genel zemin yapısı nehrin uzun yıllar içerisinde bölgeye taşıdığı ve çok derinlere kadar ilerleyen alüvyon türündeki zemin tabakalarından oluşmaktadır. Genel zemin türü orta sıkı siltli kum ve yarı katı siltli kil türü zemin birimleridir. Bununla beraber bölgedeki zemin tür ve davranışları derinlikle oldukça farklı değişkenlikler arz edebilmektedir. Dahası yeraltı su seviyesinin de mevsimsel olarak değişkenlik göstermekle beraber, oldukça yüksek seviyelerde bulunması ve henüz konsolidasyonunu tamamlamamış ince malzemeden oluşan zemin tabakalarının varlığı yapılacak olan üstyapılar için detaylı genel zemin araştırmalarını ve uygun temel sistemi çözümlerinin tasarlanmasını zorunlu kılmaktadır.

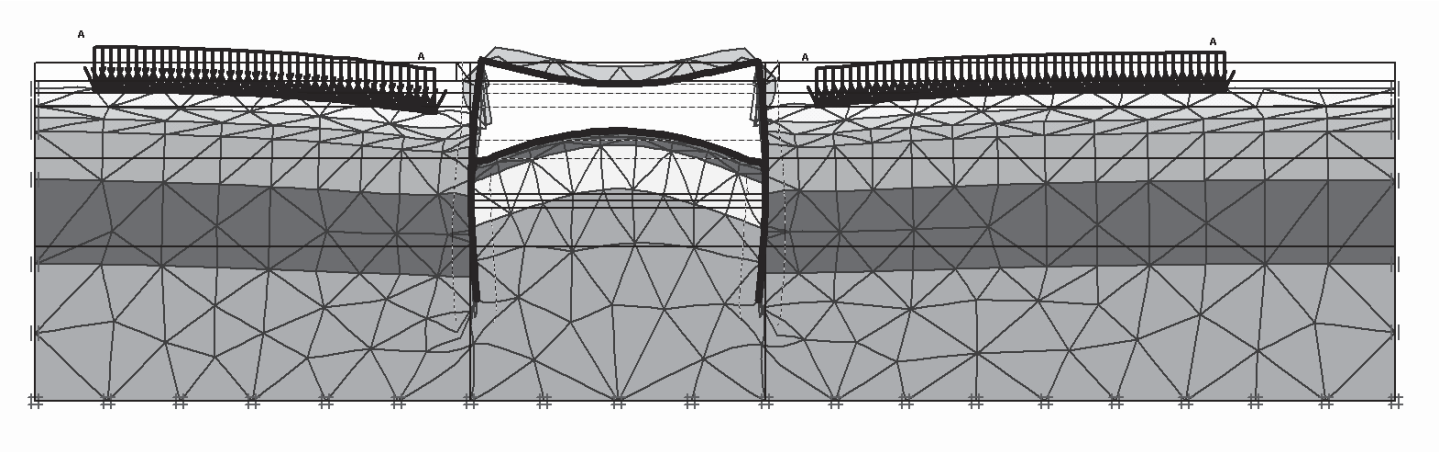
İnşa edilecek olan Karşıyaka tüneli ve yeraltı istasyonları da yukarıda bahsedilen zemin yapısı içerisinde gerçekleştirilecektir. Güzergâh üzerinde birçok noktada zemin araştırma çalışması ve arazi ve laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan zemin araştırmaları sonucunda genel zemin profili yüzeyde yer alan dolgu zeminin hemen altında yer alan ve değişik kalınlıklar sergileyen orta sıkı-sıkı siltli kum tabakası ve bu tabakanın üzerinde yataklandığı ve yine değişik kalınlıklarda yer alan yumuşak-yarı katı siltli kil tabakasından oluşmaktadır. Yüzeyden itibaren 10-15 m derinliklerinde yer alan bu yumuşak zemin tabakasının bulunduğu derinlik ve kalınlıkları yer yer değişiklik göstermekle beraber özellikle Karşıyaka-Nergis İstasyonları civarında en yüksek kalınlık değerlerine ulaşmaktadır. Bu derinliklerin de inşa edilecek tüneli ve yeraltı istasyonlarının radye temel alt seviyesi ve kazık alt kısımlarına rastlaması fore kazıklardan oluşan iksa sisteminin performanslarını olumsuz şekilde etkileyebilecektir.

Güzergâh üzerinde geçmişte yapılan zemin araştırmalarına ek olarak ilave arazi deneyleri ve sondajları gerçekleştirilmiş ve güzergâh üzerindeki 35 noktada arazi deneyi (CPT, SPT) yapılarak zemin profili bu deneyler ışığında yenilenmiştir. Buna göre özellikle güzergâhın belirli kısımlarında yukarıda bahsedilen seviyelerdeki zemin koşullarının beklenenden de olumsuz özellikler sergilediği, SPT-N sayılarının 3-5 civarlarında kaldığı görülmüştür. Benzeri düşük değerler CPT deney sonuçlarında da görülmüştür. Ayrıca yapılan sondajlarda silt ve kil tabakalarının organik malzeme içeriğine de sahip olduğu görülmüştür.

3 İKSA SİSTEMİNİN GEOTEKNİK AÇIDAN İNCELENMESİ VE İLAVE DESTEK ÖNERİSİ

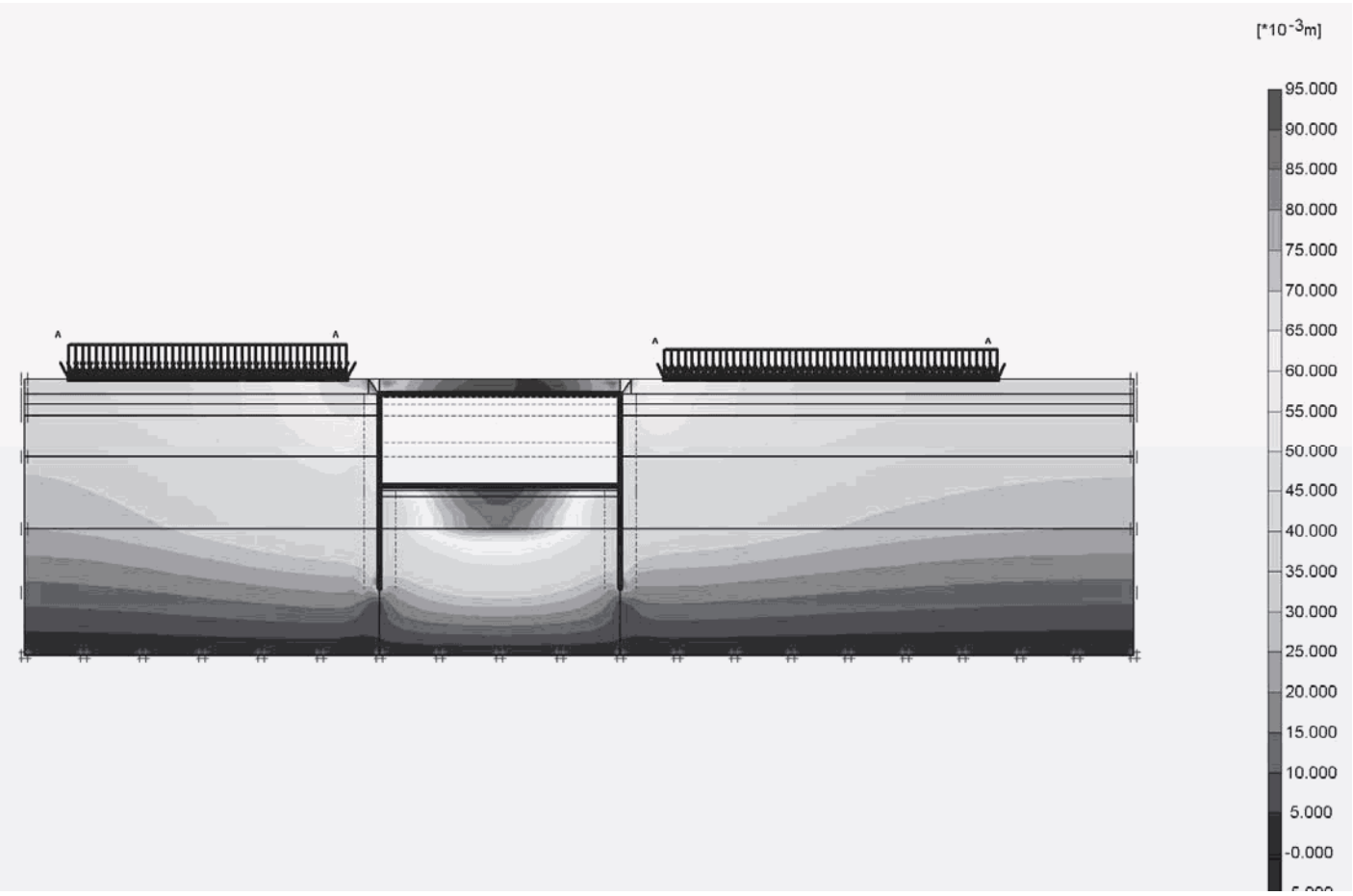
Tünel ve yeraltı istasyonları için yapılacak derin kazının geçtiği bölgelerin yoğun yerleşim alanları olduğu düşünüldüğünde açılacak olan kazı için yapılacak iksa sisteminin civardaki yapılarda olumsuz etkiler yaratmaması için yeterli performansı sağlaması gerekmektedir. Bu performans elbette iksayı oluşturan elemanların ve iksanın içerisinde bulunduğu zeminin özelliklerinin doğru tanımlanması ve sağlıklı tasarım parametreleri ile oluşturulmasına bağlıdır.

Bu düşüncelerle yola çıkılarak geoteknik problemlerde de sıklıkla kullanılmaya başlanan sonlu elemanlar yöntemi esaslı analizlerle karmaşık yapılı sistem güzergahın birçok kesiminde ele alınmak suretiyle modellenmiş ve iksa sisteminin performansı sorgulanmıştır (Louhenapessy, 1999). Analizlerde 2 boyutlu sonlu elemanlar modelleri kullanılmış ve sistem aşamalı kazı durumuna bağlı olarak zemin koşulları ve iksa özellikleri de tanımlanmak suretiyle modellenmiştir.



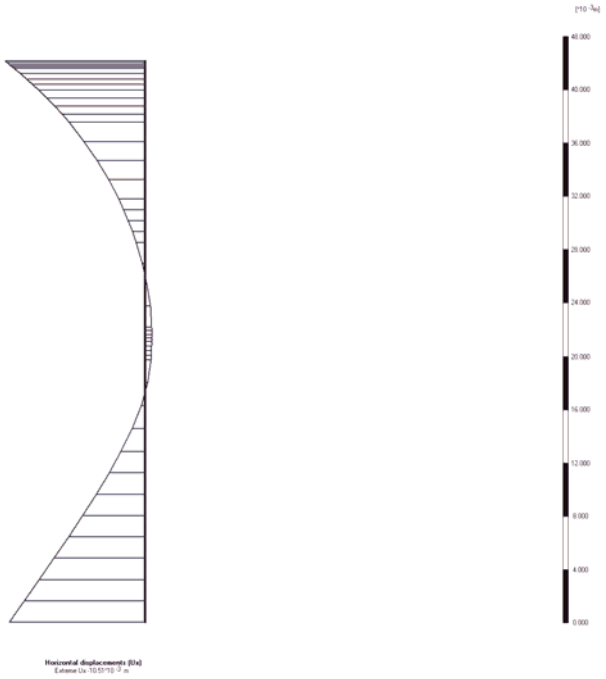
Şekil 2. Modellenen iksa sisteminde oluşan deformasyonların abartılı görüntüsü

.

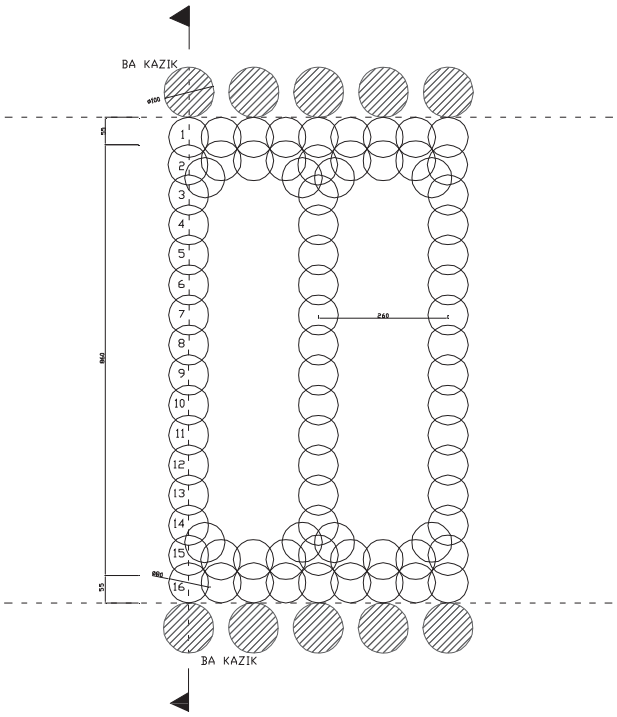


Şekil 3. Modellenen iksa sisteminde oluşan deformasyonların görüntüsü

Yapılan analizler sonucunda güzergahın Alaybey-Karşıyaka İstasyonları arasının büyük bölümü hariç, diğer kısımların çoğunda iksa sisteminin ana taşıyıcı unsurları olan fore kazıkların radye temel altında kalan kısımlarının inşaat safhasında temel altına doğru kapanarak deformasyona maruz kaldığı sonucuna ulaşılmıştır. Söz konusu bölgedeki zayıf zemin koşullarından dolayı oluşan bu deformasyonlar betonarme kazığın performansını olumsuz yönde etkilemekte ve kabul edilebilir değerlerin üzerine çıkmaktadır. Bundan dolayıdır ki kazıkların bu olumsuz duruma maruz kalmamaları için bir önlem alınması gerektiği hususu ortaya çıkmıştır. İksa sisteminin imal edilmesinden sonra yapılan analizlerle ortaya çıkan bu durumda iksaya destek olabilecek ilave bir yapının oluşturulmasına gerek olacağı sonucuna varılmıştır. Bu durumda alınabilecek önlemlerin çeşitliliğini kısıtlamaktadır.



Şekil 4. İksa sistemini oluşturan kazıklarda meydana gelen eğilme momentinin değişimi



Şekil 5. Temel altın seviyesinde kazıklı iksa sistemine destek olmak amacıyla yapılan JG kolonlardan oluşan elemanların uygulama yerleşimi

Bu duruma neden olan en önemli etkenin söz konusu zayıf zemin tabakası olması bilinciyle alınabilecek önlemlerden birisinin bu tabakanın bulunduğu derinliklerde kazıklara içten destek sağlayacak bir sistemin oluşturulması öngörüsü olmuştur. Yine bu derinliklerde oluşturulabilecek bu desteğin zemin içerisinde belirli boy ve aralıklardaki jet grout kolonlardan oluşan destek elemanlarıyla sağlanabileceği düşünülmüştür. Bu destek öngörüsü yine sonlu elemanlar analizine bu tabakada oluşturulması düşünülen jet grout kolonlarının model parametreleri tanımlanmak suretiyle girilerek yeniden bir analiz yapılmış ve sistem sorgulanmıştır (Bowles, 1996; Das, 2005). Yine değişik nokta ve zemin profillerinde yapılan bu analizlerde jet grout kolon boyları değiştirilmek suretiyle analizler yinelenmiştir. Yapılan analizler sonucunda düşünülen destek sisteminin kazıklarda meydana gelebilecek olumsuz duruma engel olabildiği ve böylelikle kazıkların içe kapanmasının önlendiği görülmüştür (Şekil 2-4).

Sonuç olarak güzergâhta zemin koşullarının belirli kısım ve derinliklerde zayıf davranışlar gösterdiği ve kazıkların olumsuz bu durumdan olumsuz yönde etkilendiği, bu kısımlarda radye temel altında belirli boylarda jet grout kolonlardan oluşan ve dikdörtgen şeklinde hücreler oluşturacak şekilde teşkil edilen bir destek sisteminin fore kazık iç kısımlarında imal edilerek bu sorunun önüne geçilebileceği kanaatine ulaşılmıştır (Şekil 5).

4 SONUÇLAR

Sonuç olarak güzergâhta zemin koşullarının belirli kısım ve derinliklerde zayıf davranışlar gösterdiği ve kazıkların bu negatif durumdan olumsuz yönde etkilendiği, bu kısımlarda radye temel altında belirli boylarda jet grout kolonlardan oluşan ve dikdörtgen şeklinde hücreler oluşturacak şekilde teşkil edilen bir destek sisteminin fore kazık iç kısımlarında imal edilerek bu sorunun önüne geçilebileceği kanaatine ulaşılmıştır. Güzergâhın özellikle Karşıyaka ve Nergis İstasyonları ve Nergis İstasyonu çıkış tünelinde uygulanması düşünülen bu sistemin hangi boylarda ve hangi aralıklarla yapılması gerektiğine dair analizler yapılmıştır. Buna göre:

- Jet grout kolonlarının yapılan deneme kazıklarının da incelenmesi sonucunda 70 cm. çapında ve 50 cm. eksen aralıklarıyla imal edilmesi uygun olacaktır. Mevcut zemin koşullarında daha yüksek çapta kolon elde

edebilmek kullanılan teknik ve yöntemle pek mümkün olmamaktadır.

- Jet grout desteklerinin fore kazık hizalarında olacak şekilde 3.90 m. aralıklardan oluşan hücreler şeklinde teşkil edilmesi uygun olacaktır. Bu aralık üç fore kazık eksen aralığına denk gelmektedir. İmalat sırasında belirli bir sıralamaya uyulmalı ve bu nedenledir ki aplikasyonlar çok özenli bir şekilde gerçekleştirilmelidir.
- Jet groutların boyları hemen radye temel altı dolgudan başlamak üzere en az 3.0 m olmalıdır. Özellikle nergis istasyonu civarında yumuşak zemin tabakası kalınlığının artması dolayısıyla kolon boyları kazıklara yeterli desteği sağlayacak seviyelere kadar uygulanmalıdır.
- Destek sisteminin güzergahın yeniden düzenlenen zemin profili ve çevre koşulları (mevcut binaların yakınlığı vs.) göz önüne alındığında Km:10+430-10+600 ve Km:11+015-12+090 arasında uygulaması gerektiği sonucuna varılmıştır.

Güzergahın diğer kısımlarında söz konusu seviyelerdeki zemin koşullarının kazıklar için nispeten yeterli pasif desteği sağladığı yapılan analizler sonucunda belirlenmiş ve bu kısımlarda destek sisteminin uygulanması gerekmediği sonucuna ulaşılmıştır.

KAYNAKLAR

Bowles, J.E., (5.ed.), 1996, *Foundation Analysis and Design*, McGraw Hill, New York, 1175 p.

Das, B.M., 2005, *Principles of eotechnical Engineering*, Thomson-Engineering, New York, 672 p.

Kempfert, H.G., Gebreselassie, B., 2006, *E cavation end foundation in soft soil*, Springer Press, New York, 576 p.

Louhenapessy, W.G., 1999,Tunnel support design with finite element analysis, *eotechnical Special Pu lication,* N 90, p 526-537.

Ozsan, A., Karpuz, C., 2001, Preliminary support design for Ankara subway extension tunnel, *Engineering eology,* Vol.59, N:1-2, p 161-172

Turner, J.P., Steele, J.A., Maher, W.F., Zortman, M.R., Carpenter, J.R., 2004, Design, construction, and performance of an anchored tangent pile wall for excavation support, *eotechnical Special Pu lication, n 2 , eosupport 2 - Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mi ing, emedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Proceedings of Sessions of the eoSupport Conference Innovation and Cooperation in eo, 2 ,* p 322-333.

"CABLETEC LC" ile Finlandiya'daki Kemi Krom Ocağında Kablo Cıvatalama Deneyimleri

Cable Bolting Experiences with "CABLETEC LC" in Kemi Chrome Mines, Finland

Patric Ericsson
Atlas Copco Rock Drills AB

ÖZET Dünyanın en büyük ikinci paslanmaz çelik üreticisi olan Outokumpu Stainless Oy, Kemi Finlandiya'da kendi krom madenine sahiptir. Outokumpu Chrome Oy madeni, Avrupa'da mevcut olan tek krom madenidir.

Burada, değerli bir hammadde olan kromun çıkartılması için modern ve akıllı bir tesis yatırımı yapılmıştır. Güçlü, rekabetçi dünya pazarı nedeniyle, en ufak detayına kadar işlemin en iyi şekilde yapılması ve müşterinin isteklerini mümkün olan en az masrafla yerine getirilmesi zorunlu olmuştur. Mevcut en iyi teknolojinin yardımıyla ve en iyi birkaç maden makinesi tedarikçisiyle yakın bir işbirliği sağlayarak günümüzde, efektif ve kazançlı bir üretim cihazı elde edilmiştir.

Outokumpu günümüzde, Cabletec'in Kemi maden ocağında yerleştirdiği kablo cıvatalarının performansından ve kalitesinden memnundur. Hem kablo cıvatalaması ile uğraşan personel, hem de sonradan maden çıkarma odasında yükleme ile uğraşan personel için alınan güvenlik önlemleri son derece geniştir. Çalışma çevresi, kablo cıvatalama sırasında ortaya çıkan harici koşullar göz önüne alındığında şüphe götürmez bir şekilde onay görmüştür. Birçok sorunlu nokta otomatikleştirilmiş ve kolaylaştırılmıştır. Bu proje Atlas Copco için son derece verimli olmuştur. Outokumpu ile yapılan işbirliği örnek teşkil etmiştir. Yeni ürün Cabletec LC'nin pazara tanıtılmasından sonra, dünyanın her yerinde birçok kullanıcı kendi uygulamalarında donanımın avantajlarından yararlanma fırsatı bulmuştur.

ABSTRACT This paper presents the cable bolting experiences with Atlas Copco Cabletec LC in Kemi Chrome Mines in Finland.

1 TARİHÇE

Krom maden yatağı, 1959 yılında keşfedildi. Hassas araştırmalar ve yatırım hesaplamaları yapılarak, 1964 yılında açık maden ocağı kurulmasına karar verildi. Madenin çıkartılmasına karar verildikten sonra, krom cevherinin çıkartılmaya başlanması 1968 yılını buldu. Madeni çıkarma hızı, konjonktür değişiklikleri ve yeni yöntem ve teknolojilerin uygulanması nedeniyle yıldan yıla değişmiştir. Günümüzde hız, yaklaşık 1,2 Mt. cevher/yıl' dır.

Çıkarma işlemi iki büyük açık maden ocağından yapılmıştır (Şekil 1). Dağıtılan ürünler ham cevher ve krom konsantresidir.

Şekil 1. Sağ tarafta bulunan arıtma tesisli iki açık maden ocağının üsten görüntüsü

Maden ocağı büyüdükçe, arzulanan cevhere ulaşmak için "gri kaya"nın daha çok işlenmesi gerekti. Neticede cevherin on katı kadar "gri kaya" çıkartıldığı hesaplanınca, kesin bir karara varıldı. Paletlerde sabit duramama problemi nedeniyle bazı güvenlik önlemleri oluşturuldu. Açık maden ocağındaki çıkarma işleminin adım adım sona erdirilmesine ve onun yerine yeraltına inilmesine karar verildi.

Çıkarma işlemi iki büyük açık maden ocağından yapılmıştır. Dağıtılan ürünler ham cevher ve krom konsantresidir.

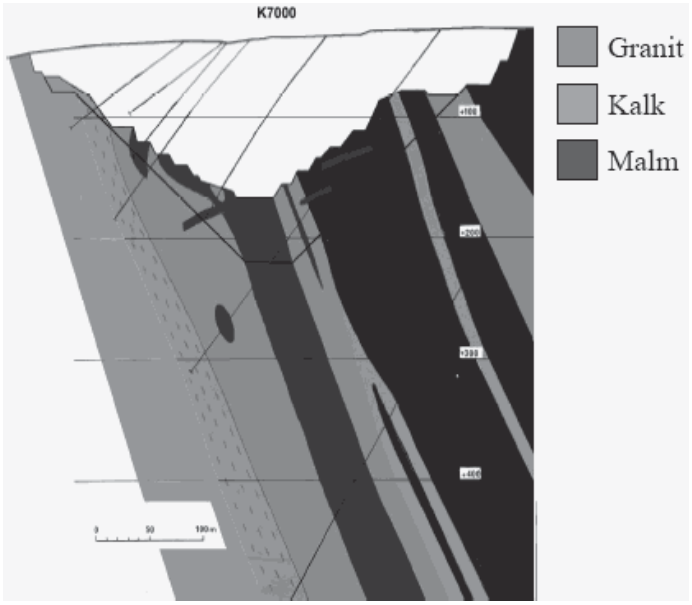
Maden ocağı büyüdükçe, arzulanan cevhere ulaşmak için "gri kaya"nın daha çok işlenmesi gerekti. Neticede cevherin on katı kadar "gri kaya" çıkartıldığı hesaplanınca, kesin bir karara varıldı. Paletlerde sabit duramama problemi nedeniyle bazı güvenlik önlemleri oluşturuldu. Açık maden ocağındaki çıkarma işleminin adım adım sona erdirilmesine ve onun yerine yeraltına inilmesine karar verildi.

2 KEMİ'DE YERALTI

Maden ocağında yeraltına girilmesine karar verildikten sonra, açık maden ocağı için bir tasfiye planı yapıldı. Bu plana göre, amaç 2007 yılı içinde tüm üretimin yeraltına alınması ve adım adım üretimin artırılması ve açık maden ocağında varılmış olan hıza ulaşılmasıydı. Önceki üretim sayılarına bakarak, 2008 yılında, sadece yeraltı maden ocağında elde edilen üretimin yaklaşık 1,2 Mt. cevher/yıl'a ulaşılması hesaplanmaktadır.

Kemi'deki yatak, 3 km'lik alana yayılmış olan 11 ayrı cevher damarından meydana gelmektedir (Şekil 2). Cevher damarları yaklaşık 700C'ye dayanmakta ve ortalama 40 metre enindedir. Maden araştırma sondajı konusunda büyük bir yatırım yapılmıştır ve bu sayede cevher damarlarının konumları tespit edilmiştir. Ancak derinlik henüz tespit edilememiştir.

Günümüzde yatağın yeraltındaki büyüklüğü %24,5 oranlı yaklaşık 41 Mt cevher Cr_2O_3'tür. Diğer mineral yatağı ise %29,1 oranlı yaklaşık 86 Mt cevher Cr_2O_3 olarak hesaplanmaktadır (2006/01/01).



Şekil 2. Cevher damarları ve çevresindeki koşullar

3 ALTYAPI

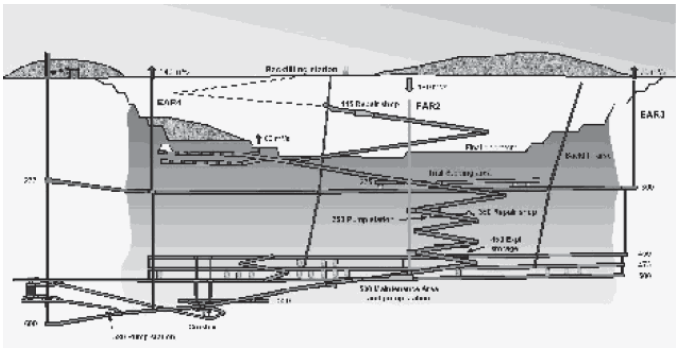
Yeraltındaki altyapının geliştirilmesi sırasında Kemi maden ocağı, NCC ve YIT ile birlikte çalışmıştır. Ana eğimli yolun girişi, açık maden ocağının kenarından 100 metre aşağıda yer almaktadır ve 8 metre genişliğinde ve 5,5 metre yüksekliğindedir. Bunun nedeni, araçların yukarı ya da aşağıya inerken yan yana geçebilmeleri içindir. Eğimli yol 600 metre derinliğe kadar devam eder ve burada nakil şaftının bağlantısında son bulur. Yol aşağıya inerken aşağı seviyelerdeki birçok başka yollara da bağlanmaktadır.

Yeraltındaki tesislerde farklı boylarda ve amaçlarda 3 imalathane bulunmaktadır. Birincisi 115 m seviyesinde bulunmaktadır ve açık maden ocağında kullanılan teçhizat için üs olarak kullanılmıştır. Ancak artık, madende çalışan müteahhitler tarafından kullanılmaktadır. 350 metre seviyesinde bulunan daha büyük bir imalathane, yeraltı teçhizatı için kullanılır. Bu da daha çok müteahhitler içindir. 23,000 m^3'lük ana imalathane de 500 metre seviyesinde yakın bir zamanda hizmete girmiştir. Yeraltındaki personele hizmet vermek için, yemek salonu ve personel odaları gibi başka rahatlama alanları da bulunmaktadır.

Aynı zamanda, madenin dış yapısıyla bağlantılı olarak, normal zamanlarda gözetebilmek ve çalışmaları

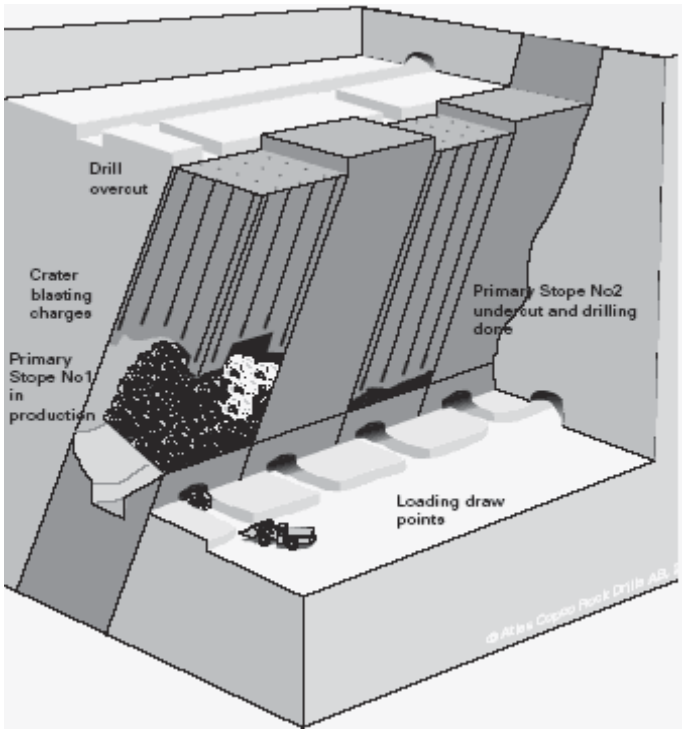
kolaylaştırabilmek amacıyla bir sistemin kurulumu üzerine büyük bir çalışma yapılmıştır. Bir bilgisayar ağı vasıtasıyla, LAN'ın WLAN ile birleştirilmesiyle, yer üstü ve ya yeraltında, istenildiğinde merkezi olarak data / bilgi alınabilir veya yollanabilir.

Atlas Copco'nun teçhizatları, Rig Remote Access (RRA) denilen bir sistemle donatılmıştır. Bu sayede maden ocağına bir ağ bağlantısı (network) ile bağlanılabilmekte ve delme planları aktarılabilmekte, logg dosyaları ve diğer datalar kolayca gönderilebilmektedir. Maden ocağının bilgi ağına girerek, dünyanın her yerinden, RRA aracılığıyla donanıma bağlanılabilir. Tüm ana galeriler, imalathaneler ve diğer galerilerin ana bölümleri, maden ocağının akıllı gözetim sistemine bağlanabilmek için erişim noktaları ile donatılmıştır veya donatılacaktır. Sistemin yardımıyla, hem makinelerin hem de personelin yeri hızlıca tespit edilebilir. Bu, çok ilerde olduğumuz, Outokumpu Chrome'un güvenlik düşünce sisteminde en ileri noktadır.



Şekil 3. Kemi Maden Ocağı'nın basitleştirilmiş bir resmi

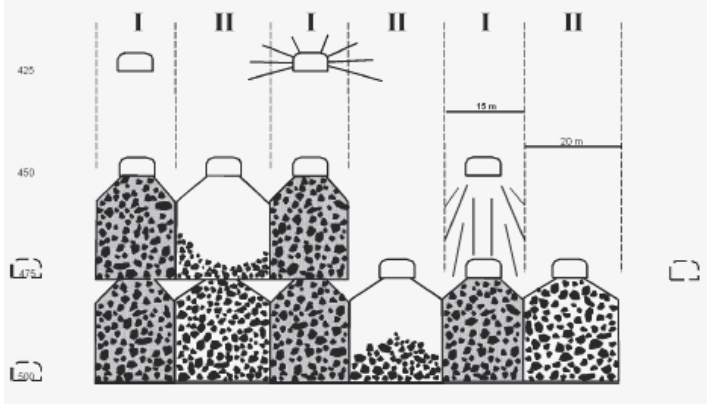
Yeraltındaki cevherin lojistiği, efektif ve masrafsız bir şekilde çözülmüştür. Şekil 3 ve 4'te kesiti görülen yeraltındaki cevherin, 560 metre seviyesindeki ufalama istasyonuna nakliyesi, 500 ve 550 metre seviyelerindeki çökertme şaftları aracılıyla yapılmaktadır. Cevher, titreşim bantları yardımıyla ufalanmaya gider. Ufalanan cevher daha sonra, aşağıda yer alan tüneldeki bant transferi ile 500 metre ilerdeki nakil ceplerine gönderilir. Cevher daha sonra, asansörle yüzeye çıkartılır ve buradan arıtım merkezine gider. Cevher yüklemesinin kapasitesi yaklaşık 514 t/h'tır. İyi bir havalandırma sağlamak için, yaklaşık 1,5 km uzunluğunda havalandırma şaftı açılmıştır. Hava emiş çapı 4 metredir ve hava üfleme çapı 3,5 metredir.



Şekil 4. Palet kesim ve dolum örneği

4 MADEN ÜRETİM YÖNTEMİ

Cevher damarlarının konumları ve yatağın büyüklüğü değerlendirildikten sonra, üretim yöntemi seçilmiştir. Bu seçim, palet kesim ve dolumu (bench-cut and fill) denilen bir yöntemle gerçekleştirildi. Önce, 275 metre ve 300 metre seviyelerinde, 15 metre genişliğinde ve 30–40 metre uzunluğunda birkaç test paleti yapıldı. Test paletleri üzerinde hesaplanan ağırlık 25000–30000 ton idi. Hem aşağı hem de yukarıya doğru olan delikler test edildi (Şekil 5).



Şekil 5. Sonuç

Deneylerin sonucunda, aşağıya bakan 51 mm'lik deliklerinin en iyi alternatif olduğu ortaya çıktı. Kötü kaya koşulları nedeniyle yukarıya bakan delikler, %30 daha efektif olmalarına rağmen kapsam dışı bırakıldı. Paletler günümüzde 25 metre yüksekliğinde. Ana palet 15 metre genişliğinde ve ikincil palet 20 metre genişliğindedir. Uzunluklar 10 ve 50 metre arasında değişmektedir. Paletlerin üzerindeki ağırlık 10000 ve 50000 ton arasında değişmektedir.

5 KAYA SAĞLAMLAŞTIRMA

Yeraltına inildiği zaman karşılaşılan en büyük zorluklardan birisi, maden çıkarılan odadaki tavanın güvenliğini sağlamaktır. Cevherin etrafındaki taşıyıcı kaya, kısmen çok yumuşak tavandan meydana geliyordu. Bu da cıvatalamayı zorlaştırıyordu. Bunu dikkate alarak, küçük paletler, sağlamlaştırılmış tavan, yan duvarlar ve maden çıkarma odasında çelik hasır ve demir halatlı dayanak tasarlanmıştır. Kemi'de tüm galerilere, iki katman halinde, her biri yaklaşık 2-3 cm kalınlığında beton püskürtülür. Betonun karışımında, bu koşullarda gerekli olan ekstra taşıyıcılık kazanması için çelik lifler bulunmaktadır. İki katmanın arası, Swellex tipi cıvata ile bağlanan bir çelik hasır ile ayrıca sağlamlaştırılmıştır (Şekil 6). Bu sürtünme cıvatalarının standart uzunluğu 2.4 metredir ve normal olarak her sıraya, bir metre arayla yaklaşık 8 cıvata yerleştirilir (Şekil 7).

Şekil 6. Çelik hasır uygulaması ve Atlas Copco Boltec LC

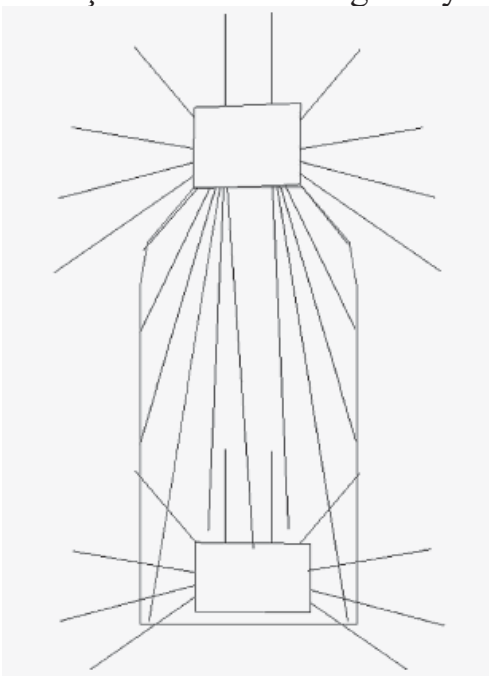
Şekil 7. Atlas Copco Boltec LC çalışma esnasında

Yerel koşullardaki belki de en büyük zorluk, üretim, delme ve daha sonra yükleme sırasında maden üretim odalarında yapılan çalışmayı güvenli hale getirmektir. Daha evvelki bir evrede, demir halat ile cıvatalama yönteminin bu görev için en uygun yöntem olduğunu görüldü. Paletlerin tasarımı ve sağlamlaştırma modeli, buna yön veren kaya koşullarına göre yerel olarak uyarlanmaktadır. Demir halat cıvatalarıyla kuvvetlendirme, hem ana paletlerde hem de ikincil paletlerde uygulanmaktadır. İşlemi daha da efektif yapabilmek için, diğer bir galeriye geçmeden önce, bulunulan galerinin cıvatalanması bitirilmeye çalışılır.

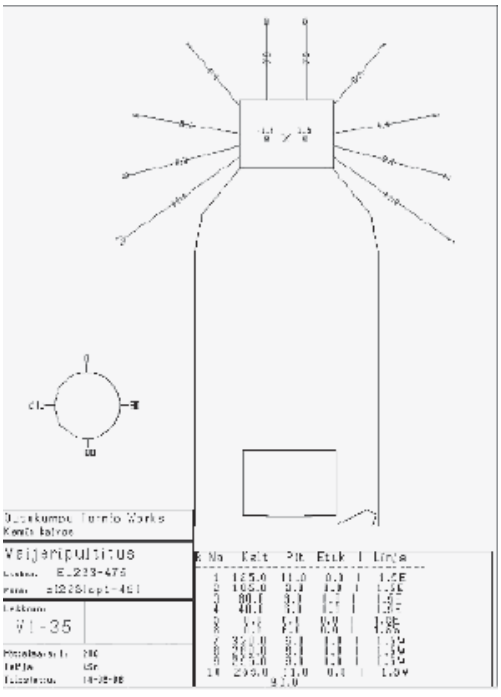
Her galerideki çalışmadan önce, saağlamlaştırmanın kapsamına karar verebilmek için, kayanın karakteri hakkında bir ön toplantı yapılır. Koşullara göre, prensipte delik başına bir veya iki demir halat uygulanır. Ayrıca ilk olarak demir halat cıvatalarına işaretler konulur. Bu yöntem daha sonra terk edilmiştir. Çünkü uygulama için gereken çalışma göz önüne alındığında yeteri kadar sağlamlaştırma sağlamadığı görülmüştür.

Günümüzde, işaret uygulaması, kaya koşulları istisnai olarak çok kötüyse kullanılmaktadır. Cıvata uzunluğu, yerleştirme ve koşullara göre değişmektedir. Ama en çok kullanılan uzunluklar 6–12 metredir. Yan duvarların aşağı bölümlerinde kuvvetlendirme, bu galeride çöküntü meydana gelmişse, kaya kalitesine göre gerekli görülürse yapılır (Şekil 8 ve 9).

Kemi maden ocağında efektif ve güvenilir bir sağlamlaştırma işleminin şartları, karşılaşılan özel koşullar göz önüne alındığında çok yüksektir. Outokumpu, bu iş için en uygun teçhizata sahip olan tedarikçisi Atlas Copco'ya yöneldi. Atlas Copco'nun ürün çeşitleri arasında zaten, iyi kurulmuş cıvatalama cihazı Boltec bulunuyordu. Ancak demir halatların uygulanmasından önce, yüksek istek ve beklentileri karşılayabilmek için tam bir çözüm bulunması gerekiyordu.



Şekil 8. Paletlerdeki delme planı ve cıvatalama planının tipik yerleşimi



Şekil 9. Paletlerdeki cıvatalama planının tipik yerleşimi

5.1 Kemi'de bir kablo civatalama aletinin geliştirilmesi

Bu üste, bir projeyi hedefe götürebilmek için, mevcut parametrelerin kapsamlı bir şekilde analiz edilmesi gerekir. Son kullanıcı ile yakın işbirliği içine girmek çok önemli bir faktördür. Her ürünün arkasında bir tasarım felsefesi yatmaktadır. Bu projede ortaya konulan felsefeler aşağıdadır:

- Güvenilirlik

—Kullanıcı, makinenin her kullanıldığında işin aynı kalitede olacağına güvenebilmelidir.

- Ulaşılabilirlik

—Konstrüksiyonun, maden ocağı çevresel koşullarına uygun olmalı ve gerekli çevre şartlarını eksiksiz olarak yerine getirmelidir.

- Üretkenlik

—Cihaz, kaliteyi bozmadan, hızlı ve efektif bir şekilde görevini yerine getirmelidir.

- Dakiklik

—Kullanıcının dakiklik konusunda koyduğu şartlara kesin olarak erişilmelidir.

- Hizmet canlısı

—Hizmet noktalarına hızlı ve kolay bir şekilde ulaşılabilmelidir.

- Uygun maliyetlilik

—Sonuca, en düşük maliyet ve en yüksek kalite ile ulaşılmalıdır.

- Zekâ

—Çalışma şekli ve iş çevresi, cihazın kontrol sisteminde kurulu olan zeki sistem ile kolaylaştırılmalıdır.

- Modül uyarlanması

—Atlas Copco'nun diğer ürünlerinin standardizasyonu için modül bazlı konstrüksiyon

- Destek fonksiyonu

—Tedarikçinin pazar sonrası desteği, müşteri açısından tam ve yeterli olmalıdır.

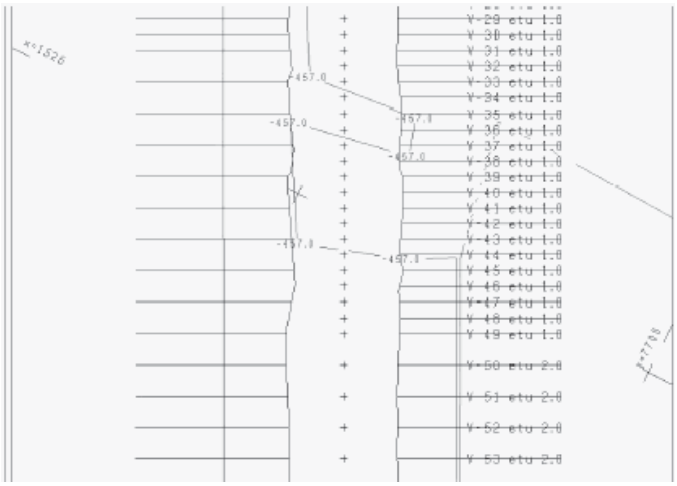
Yukarıda yazılanlar temel alınarak, daha sonra bir prototip haline gelen bir proje başlatıldı. Saha deneyleri ile birlikte prototip evresi bitirildikten sonra, Atlas Copco'nun yeni ürünü "Cabletec LC" 2005 yılında piyasaya tanıtıldı (Şekil 10).

Şekil 10. Cabletec LC

5.2 Cabletech LC ile Finlandiya'daki Kemi Maden Ocağında Kablo Civatalama

Cabletech'deki personel ataması günde 8 saat, iki vardiyalı ve haftada beş gündür. Bu çalışma temposunun kablo cıvatalama ihtiyacını karşılayabildiği ve maden ocağındaki diğer işlemlerle iyi senkronize olduğu görülmüştür. Outokumpu'nun personelinin iş morali çok yüksektir. Bu da, hangi teçhizat kullanılırsa kullanılsın erişilen pozitif sonuçlarda görülebilmektedir. Atlas Copco'nun yeni cıvatalama cihazı, piyasada daha evvel hiç görülmemiş, yenilikçi birçok çözüm içermektedir. Demir halat cıvatasının dökümü ve kurulumu için açılacak delikler için baz olarak, mevcut üretim delgeç makinesi Simba M7 kullanılmıştır. Demir halatın dökümünde çimento kullanıldığı için, kirlenmeyi minimumda tutmak amacıyla, çubuk şarjörlü delme ve delgeç makinesinden ayrı tutulmaları gerektiği anlaşılmıştır. Üretkenliği en üst düzeyde tutmak için, mevcut çözümlerden farklı bir çözüm gerekiyordu. Bu amaçla, bir tanesi delme ve diğeri çimento enjekte etme ve demir halat kurulumu için, iki sürgülü bir makine tasarlanmıştır.

Demir halat kurulumu, işine odaklanmış bir operatör gerektirdiği için, güvenliğinin alınması gerekenler diğer kişilerdir. Bu nedenle, ABC Regular denilen otomatik delme ortaya çıkmıştır. Bu fonksiyon ile donanım, operatörün delme işlemine birkaç basit düğmeye basmakla başlatabileceği ve bir sonraki delik açılırken sadece demir halat kurulumuna odaklanabildiği, "tek delik otomatiği" denilen bir sistemle çalışmaktadır. "İki sürgülü" konseptin diğer bir avantajı da, her iki sürgü de teleskop fonksiyonu ile donatıldığı için aynı anda iki sırada çalışılabilmektedir. Normal olarak teleskoplu delme sürgüsü en yakın, arka sıradaki donanımla ve ön sıradaki demir halat sürgüsüyle kullanılmaktadır. Galeriler her zaman, paletlerin en başından başlanarak arka tarafına doğru giderek cıvatalanır. Sıralar arasındaki mesafe, değişik galeriler için farklılık gösterir. Ancak tipik ölçü 1, 1.5 ve 2 metredir (Şekil 11).



Şekil 11. Kablo cıvatalama sırasında sıralar arasındaki mesafe

Donanımı kullanmış olan operatörler, daha efektif buldukları kendi yöntemlerini uygulamışlardır. Ancak genel olarak, delme ve demir halat kurulumu aynı anda yapılırsa, sistemin en hızlı olduğu söylenebilir.

Kemi maden ocağındaki çalışma çevresi, yönetim için her zaman en büyük önceliğe sahip olmuştur. Bunu sağlamak için çimentonun temiz ve basit bir şekilde kullanılması gerekiyordu. Bu nedenle Cabletec tam otomatik bir çimento kullanım sistemi ile donatıldı. Sistemde, suyun / çimentonun kalite kontrolü, W/C adedi, gibi birçok akıllı çözümler bulunmaktadır. Kontrol sisteminin, önceden programlanmış reçeteye göre karıştırmasına olanak sağlayarak, her yeni oran için her zaman doğru sayıda W/C adedi elde edilebilmektedir. Eğer dış koşullar değişirse, basitçe düğmeye basmak suretiyle, mevcut dört ayrı önceden programlanmış reçeteye kadar ayarlama yapılabilir. Amaç

çimentoda, çuval kullanımından mümkün olduğu kadar uzaklaşmaktı. Bu durum, donanıma monte edilen yaklaşık 1000 kg kuru çimentoluk bir çimento silosuyla çözüldü.

Donanımın verimliliği nedeniyle yerleşik çimento silosu, vardiya başına ortalama iki kere doldurulması gerekmektedir. Bu da, vida besleme sistemi bulunan mobil bir çimento silosu ile yapılmaktadır.

Donanımdaki silonun dolumu, 4-7 dakikada yapılır. Yaklaşık 45 dakika süren çuval dolumu ile kıyaslandığında inanılmaz bir zaman tasarruf sağlanmıştır (Şekil 12).

Her bir demir halat cıvatasının dökümü sırasında, çimento karışımının, olası pürüzleri doldurabilmek ve demir halatın daha sonra çimento tarafından tamamen sarıldığından emin olmak için, delikte düz bir tele uygulanması çok önemlidir. Eğer bu sağlanmazsa, harici suyun girmesi neticesinde cıvatanın paslanmasına yol açabilir. Bu nedenle kontrol sistemi, çimento pompasının hızını ve çimento hortumunun çıkış hızını senkronize etmiştir. Düz ve güzel bir tel geride bırakıldığı zaman ve sondaj deliğinin uygun bir şekilde dolduğu saptandığı zaman, metre başına yaklaşık 4 kilo değerinin ulaşılması gereken bir dolum değeri olduğu deneysel olarak tespit edilmiştir.

Şekil 12. Çimento birimi

Çimento ile uğraşıldığı zaman, gerekli fonksiyonları yerine getirebilmeleri için parçaların bakımı, temizliği ve kontrolü zorunludur. Kemi'de çimento teçhizatlarının vardiya başına iki kere temizliği için rutinler oluşturulmuştur. Temizlik yaklaşık 10 dakika zaman alır. Bu verilen süre, kolayca erişilebilirlik sağlanması ile geri kazanılmaktadır.

Verimli çimento kullanma sistemini eşlemek için, hızlı ve güvenli bir demir halat kullanımı gerekmektedir. Cabletec, maksimum 1700 kg taşıyabilen bir demir halat kasnağıyla donatılmıştır. Bir kaset sistemi sayesinde kasnak, kolay, hızlı ve güvenli bir şekilde yeni bir demir halat rulosuyla doldurulabilmektedir. Günümüzde kullanılan demir halatın çapı 15,2 mm'dir ve metre başına yaklaşık bir kilo gelmektedir. Bu da, yeni doldurulmuş bir kasnakta yaklaşık 1700 metre demir halat kullanılacağı anlamına gelmektedir. Kaset değişim sıklığı, yönteme ve kaya koşullarının delik başına bir veya iki demir halat gerektirip gerektirmemesine göre değişmektedir. Ortalama olarak haftada bir veya iki kez kaset değiştirilir. Daha önceden de bahsedildiği gibi, altı ila oniki metre uzunluğunda demir halat cıvataları yerleştirilir.

Çimento kullanımı ve demir halat kurma sisteminin kullanımı çok kolaydır ve son derece efektiftir. Günümüzde yerleştirilmiş olan demir halat cıvatalarının hacmini sınırlandıran delme işlemidir. Delmek için Atlas Copco'nun güvenilir çekici, COP 1838 ME kullanılmaktadır. Çok değişken kaya koşullarında günümüzde, en sert formasyonlarda 1 m/dakika hızından daha yumuşak dokularda 3,5 m/dakika hızında delinmektedir. Günümüzde kullanılan delme aleti, 51 mm çapında bir delme başlığı olan Speedrod R32'dir. Prototipten son ürüne geçene kadar Cabletec'te, operatörlere ve maden ocağı işletmesine danışılarak bir takım düzeltmeler ve modifikasyonlar yapılmıştır. Ürün, o günkü maden ocağı müdürünün gözetiminde performans testinden geçip onaylandıktan sonra, performans ve masraflar kaydedilmeye başlandı.

6 SONUÇLAR

Günümüzde Kemi Maden Ocağında ulaşılan Performans Değerleri şöyle sıralanabilir;

1. Yerleştirilmiş demir halat cıvatasının, delme, çimento enjeksiyonu ve demir halat kurulumu içeren zirve değerleri hemen hemen 40 m/h'tir.
2. Yerleştirilmiş demir halat cıvatasının, delme, çimento enjeksiyonu ve demir halat kurulumu içeren ortalama değeri yaklaşık 30-35 m/h'tir.
3. Önceden açılmış deliğe yerleştirilmiş demir halat cıvatasının değeri 100 m/h'tir.
4. Delme, çimento enjeksiyonu ve demir halat kurulumu içeren demir halat cıvatası 300 metrelik bir tabakaya yerleştirilmiştir.

Kemi maden ocağında yılda yaklaşık 85 km'lik bir demir halat cıvatalamasına ihtiyaç duyulmaktadır.

KAYNAKLAR

Ericsson, P, *Atlas Copco Rock Drills AB* (10 s.).

Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Projesinde Tünel Yapım Çalışmaları

Tunnel E cavation orks in Taksim- a ataş Funicular System Pro ect

Ali Yüksel
apı Merkezi üksel Doğuş enigün Belen İnşaat Anadoluray rtak irişimi, Üsküdar-İSTANB

Ergin Arıoğlu
apı Merkezi İnşaat ve Sanayii A.Ş., A - E Bölümü, amlıca, İstan ul

ÖZET: Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Projesi, halen çalışmakta olan Taksim-Levent arasındaki metro sisteminin Kabataştaki deniz iskelesinde deniz ulaşımı ve Meclisi Mebusan caddesindeki Tramvay hatı ile bağlantısını sağlanmış olacaktır. Sistem, giriş çıkış yapılarının bulunduğu iki uçtaki yeraltı istasyon yapıları ve % 5 - % 22 eğimli 544,37 m uzunluğundaki tünelden oluşmaktadır. Çalışmada, Kabataş tünel girişindeki jeolojik koşullar ele alınmış, yapılan zemin iyileştirme işlemlerinin sonuçları ve tünel deformasyonlarına etkisi konu edilmiştir . Toplam ~ 2.500 m^3 kadar hacminde yapay dolgu iyileştirilmiş olup, ortalama enjeksiyon alışı 0,97 t/m^3 olarak gerçekleşmiştir. Bu sayede tünel kazısı güvenli bir şekilde ve yapılara hasar verilmeden tamamlanmıştır.

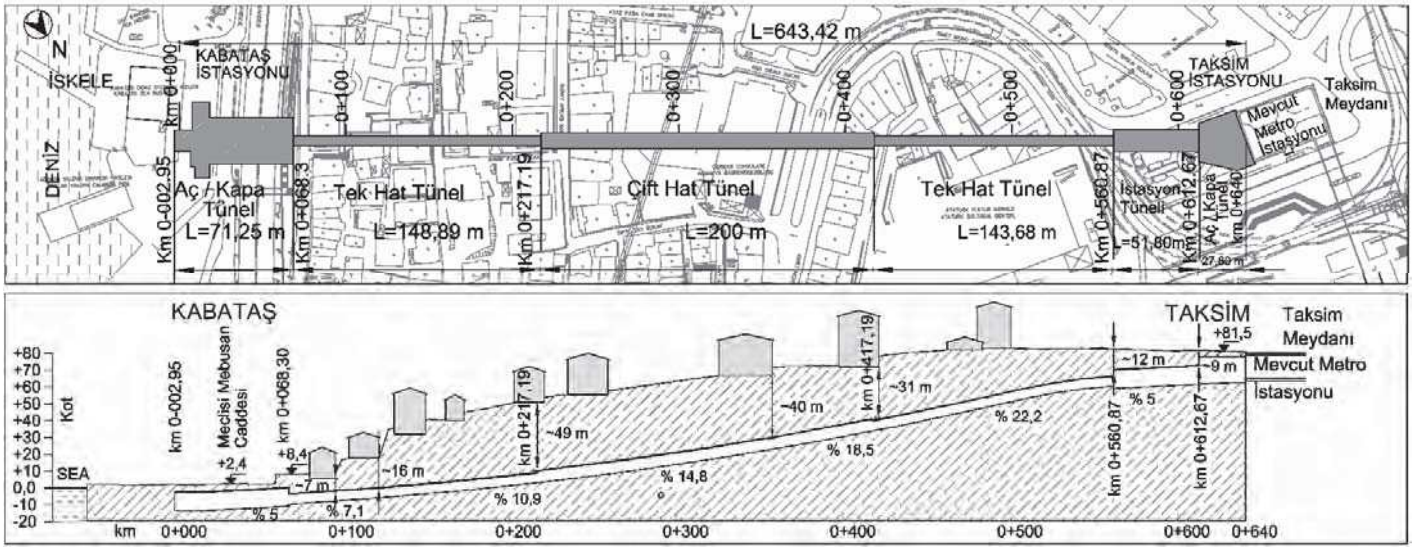
B T T: Taksim-Kabataş Funicular System Project is planned to integrate the metro system and sea transportation routes by connecting the Taksim Station of the Metro System and the Kabataş Sea Bus Pier. The system is also connected to the tramway line in Meclis-i Mebusan Street. The funicular system consists of two cut and cover underground stations and a deep tunnel with 5 to 22 % inclinations and 544 m length. In this paper, the unfavorable geological conditions at the tunnel entrance, the results of the subsequent soil improvement works and their effects on the tunnel deformations are presented in detail. Approximately 2.500 m^3 artificial fill was treated with an average of 0,97 t/m^3 grout intake. Thanks to the soil improvement, the tunnel was bored safely and without any damages to buildings.

1 TAKSİM-KABATAŞ FÜNİKÜLER SİSTEMİ

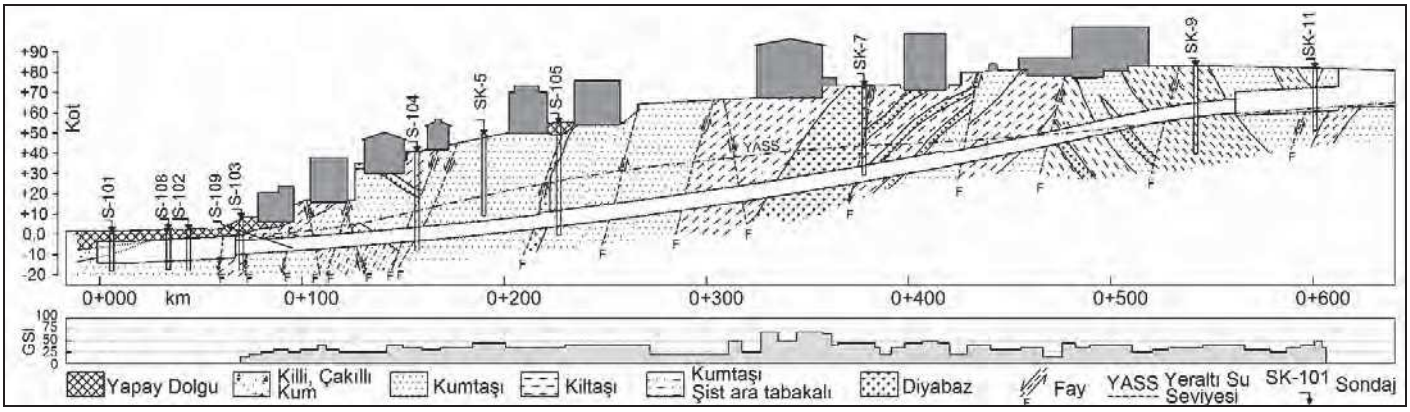
Fünküler sistem Kabataş ve Taksim arasında 55° KB doğrultuda doğrusal bir güzergah üzerinde toplam 643,5 m uzunluktadır. Kabataş (+2,0) ve Taksim (+81,5) arasındaki topoğrafik kot farkı sistemin halatlı (Füniküler) olarak tasarlanmasını gerektirmiştir. Kabataş ve Taksimdeki metro bağlantı bloğu yer altı istasyonu, kalan kısımlar ise derin tünel şeklinde inşaa edilmiştir. Güzergah Kabataşta -11,3 kotunda % 5'lik bir eğimle başlamakta, tedricen artarak km 0+488'de % 22,1'e ulaşmaktadır. Km 0+537'de yine % 5'e düşmekte ve Taksim İstasyonunda +64,7 kotunda son bulmaktadır (Şek.1). ***Çalışmada konu edilen Taksim a ataş Füniküler istemine ilişkin ilgiler ykar e ark. 2 5 kaynağında yeralmaktadır. Bu ildiride u çalışmadan geniş ölçüde yararlanılmıştır.***

2 JEOLOJİ VE FORMASYONLARIN JEOMEKANİK ÖZELLİKLERİ

Kabataş Taksim Füniküler Sisteminin büyük bir bölümü Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonuna ait kaya birimleri içerisinde bulunmaktadır. Derin deniz çökelme ortamında oluşmuş Trakya formasyonu, birbirleriyle yanal ve düşey geçişler gösteren kumtaşı-silttaşı ve kiltaşı ardalalanması şeklinde olup yer yer andezit ve diyabaz dayk ve sokulumları içermektedirler (Yoldaş, 2003). Kayaçlar çok sık çatlaklı, sık aralıklarla E-W doğrultulu 60~80° kuzey ve güneye eğimli faylarla kırklıdır. Kumtaşları ve kil taşları orta dayanımlı diyabazlar ise orta-yüksek dayanımlıdır.



Şekil 1. Kabataş-Taksim Füniküler Sistemi Projesi



Şekil 2. Kabataş-Taksim Tüneli jeolojik kesiti

Güzergah üzerinde yoğun yapılaşmadan dolayı yeterli sayıda araştırma sondajı yapılamamıştır. Ancak kazı sırasında gözlenen jeolojik durumun tahmin edilen profile büyük ölçüde uyduğu gözlenmiştir (Şek.2).

Sondajlar ve tünel kazı kayıtlarına göre Kabataş istasyonu civarında deniz seviyesinde bulunan yeraltı suyu kuzey batıya doğru, topoğrafyaya az-çok parelel olarak yükselmekte, Taksim istasyon tüneli öncesinde kazı kesitine girmekte, İstasyon tünelinde ise tünel tabanında (~+60.0) bulunmaktadır. Genel olarak, gözlenen su gelirinin, geçirimliliğin düşük olması sebebi ile kazı işlerinde olumsuz bir etkisi olmamıştır.

Çizelge 1'de geçilen ortamın jeomekanik büyüklükleri özetlenmiştir

Çizelge 1. Tünelde geçilen ortamın jeoteknik özellikleri (Yoldaş,2003)

Jeomekanik Büyüklükler	Kaya Tipi		
	Kumtaşı	Kiltaşı	Diyabaz
Birim Hacim Ağırlık, kN/m^3	26,1-27,5	27,4	27,8
Tek Eksenli Basınç Dayanımı, MPa	24,6-67,3	33,9-67,2	67
Elastisite Modülü, GPa	4,7-9,6	9,25	12
Poisson Oranı	0,2	0,19	0,16
RQD, %	0-10	0-10	25
Jeolojik Dayanım İndeksi, GSI	10-45	15-50	35-65
Kaya Kütlesi Basınç Dayanımı, MPa (*)	0,7-7,8	1,2-9,5	5,2-17.1
Kaya Kütlesi Kohezyonu, MPa	0,4-2,9	0,7-3,0	2,5-4,2
Kaya Kütlesi İçsel Sürtünme Açısı, °	24-36	26-38	34-42
Kaya Kütlesi Elastisite Modülü, GPa	0,5-6,2	0,77-8,2	8,2

( ) erindeki üyüklükler SI değerleri kullanılarak elirlenmiştir (Hoek et al. 2 2)

3 KABATAŞ İSTASYONU

3.1 İstasyon Yapısı

Kabataş-TaksimTünelinin Kabataş girişi istasyon yapısından sağlanmaktadır. İstasyon yapısı şehrin ana arterlerinden birisi olan Meclisi Mebusan Caddesi üzerinde bulunmaktadır. Genişliği 26 m, uzunluğu 71,25 m, derinliği ise güzergahın eğiminden dolayı 13,5 ile 16,5 m arasındadır. İstasyon yapısının içinde bulunduğu zemin profilinde yüzeyden itibaren ilk 2,0-2,5 m'lik derinlikte iri taş parçaları, inşaat artıkları, kiremit kırıklarından oluşan "yakın zaman dolgusu" bulunmaktadır.Bu dolgunun altında deniz tarafına doğru kalınılığı 8,50 m'ye kadar çıkan midye kabuklu kum tabakası yeralmaktadır. 10-12 m derinlikten itibaren üst kısımları ayrışmış durumda kumtaşı ve kiltaşından oluşan grovak kayacı devam etmektedir. İstasyonun tünel portali tarafında istasyonu diyagonal olarak kesen, (170/60) yönelimli fay zonu ile karşılaşılmıştır.

İstasyon kazı çukuru 45 cm aralıklı Ø 100 cm, uzunluğu 18-20 m arasında değişen fore kazıklar ile desteklenmektedir. Su geçirimsizliği kazık aralarında, sağlama kayaya kadar inen jetgrout kolonu uygulaması ile sağlanmıştır. İksa perdesine gelen yanal yükler 5m aralıklı iki sıra Ø 80 cm çaplı çelik boru iksalar ile desteklenmiştir.

3.2 Kabataş Tünel Portalı

Kabataş istasyonunun tünel girişi tarafındaki 12 m'lik kısmı tünel portalı olarak düzenlenmiştir. Bu kısımdaki yan duvarların ilk sıra boru iksalardan aşağısı ardgermeli halat ankrajlar ile desteklenmiştir. Zira bu hacim tünel girişinde yatay-düşey taşımalar ve kazı makinalarının manevra alanı olarak gerekmektedir. Araştırma delgileri sırasında S-103 ve eğimli olarak yapılan S-109 sondajlarına gore zemin profilinin km 0+072'de belirlenen çekim fayına kadar üstte 7,0 m yapay dolgu, onun altıda ise üst kısımları ayrışmış, kumtaşı, şist ara tabakalı kil taşlarından oluştuğu belirlenmiştir. (Yoldaş, 2003) Tünel portali tarafında ana caddeye parelel ve 6 m daha yüksekte olan İnebolu Sokağının bulunduğu kısımda kazı duvarının 9 m uzunluğunda mini kazık+ püskürtme beton ve 4 ayrı seviyede olan 12 m'lik zemin çivisi ile desteklenmesi öngörülmüştür. 1. sıra zemin çivileri bu sokaktaki altyapılar nedeniyle yapılamamış, II. sıra zemin çivilerinin yerine 20 ton kapasiteli, 18 m uzunlukta ardgermeli halat ankrajı yapılması düşünülmüştür. Ancak, bu ankrajların yapımı sırasında da delgilerin yapay dolgu içerisinde ilerlediği tesbit edilmesi üzerine minikazıklı perde duvarının arkasındaki zeminin daha detaylı olarak araştırılması için 3 adet 30 m uzunluğunda 15° eğimli araştırma sondajı daha yapılmıştır. Bu sondajlarda tünel ekseni üzerinde yeralan mevcut iki binanın eski yapı kalıntıları ve gevşek malzemeden oluşan yapay dolgu üzerine yapıldığı ve ortalama 5 m kalınlığındaki bu dolgunun tünel tavanının yaklaşık 2 m üstüne kadar indiği belirlenmiştir.

4 ZEMİN İYİLEŞTİRME ÇALIŞMALARI

4.1 Enjeksiyon Prosedürü

Elde edilen bu bulgular ile zemin ve çevre koşullarının değerlendirilmesi sonucunda tünel üzerinde bulunan yapay dolgunun çimento enjeksiyonu ile iyileştirilmesine karar verilmiştir. (Sağlamer, 2003).

Bu kararda başlıca iki husus etkili olmuştur;

- Zemin çivilerinin yer alcağı ortamın jeomekanik özelliklernin iyileştirierek mini kazıklı perde duvarın stabilitesinin istenen düzeye getirilmesi,
- Binalar ile tünel tavanı arasında kalan 7 m'lik mesafenin üstteki 4-5 m'lik kısmını yapay dolgu oluşturmaktadır. Tünel kazısı sırasında tünel tavanında "doğal kemerleşme" oluşmayacağı gibi, tünel kazısından kaynaklanacak oturmalar binalarda yapısal hasarlar oluşturacak düzeye çıkabilecektir.

Bu kapsamda iyileştirilecek bölüm tünelin etki alanı içerisinde bulunan Malatya ve Kabataş Apartmanlarının temellerini içine alacak şekilde 20 m genişliğinde maksimum 20 m uzunluğunda ve ortalama 6.0 m derinliğindedir (Şek.3). Enjeksiyon noktaları arasındaki mesafe yatayda 1.6 m düşeyde 1.5 m olup 1. seviyede 13 adet, 2 seviyede 12 ve

3. seviyede ise 11 adettir. Enjeksiyon delgilerinin düşey plandaki yerleşimleri Şekil 3'de gösterilmiştir. Delgi uzunlukları kaya ortama ~1 m girecek şekilde 6 ile 21 m arasında değişmektedir.

Enjeksiyon delgileri 89 mm çapında olup, roto-percussion delgi yapabilen Cassagrande marka C6 model makina ile yapılmıştır. Enjeksiyon karışımlarında su/çimento oranı 3/1, 2/1 ve 1/1 olarak seçilmiş, karışımın stabilitesinin sağlanması için çimento mikarının % 3 - 0,5'i kadar bentonit ve akışkanlaştırıcı katkı olarak da %1-0,8'i kadar Sikament R4 kullanılmıştır.

Enjeksiyon kademelerindeki enjeksiyon basınçları bina temelleri ve altyapıların bulunması sebebiyle ~5 m derinliğe kadar maksimum 1,5 bar seviyesinde, daha derinlerde ise maksimum 3 bar olarak uygulanmıştır. Araya girme metoduna (daralan sistem) uygun olarak önce 1. faz delikler (hem düşeyde hemde yatayda birer delik atlanarak) 3 m'lik kademeler halinde "yukarıdan aşağı" enjeksiyonlanmıştır. 2. faz deliklerde ise bütün delik boyu delindikten sonra yine 3 m'lik kademeler halinde "aşağıdan yukarı" enjeksiyonlanmıştır. Her kademede karışımların uygulama sırası Çizelge 2'de özetlenmiştir.

Çizelge 2. Enjeksiyon prosedürü

Aşama	Karışım	Refü Kriteri		Refü Durumu	
	w/c	Alış, kg/m	Basınç. bar	Evet	Hayır
1	3/1	17	3	Stop	→ Aşama 2
2	2/1	300	3	Stop	→ Aşama 3
3	1/1	300	3	Stop	→ Aşama 4
4	2/1	∑ 1.200	3	Stop	Priz için 6 Saat Bekleme → Aşama 5 ( )
5	1/1	300	3	Stop	İdareye Haber Verme.

(*) *imento ağırlığınca 25 kum ilaveli /c / karışım*

4.2 Enjeksiyon İşleri

Enjeksiyon işlemlerine 25.09.2003 tarihinde başlanmış ve 45 işgününde tamamlanmıştır. Toplam 3.193,7 m delgi (tekrar delgiler dahil) yapılmış, 243,5 ton çimento, 5,4 ton bentonit ve 1,9 ton akışkanlaştırıcı katkı malzemesi kullanılmıştır. 1. seviyede (+4,0) ortalama enjeksiyon alışı kuru çimento miktarı cinsinden 181 kg/m, 2. seviyede ise (+2,5) ortalama enjeksiyon alışı 40 kg/m olarak gerçekleşmiştir (Şek. 4, Şek.5). 2. seviyedeki alışlar 1.seviyedekinin ~ %20'si mertebesinde olmuştur. Bu durumun 1. seviyedeki enjeksiyonların yapımı sırasındaki enjeksiyon karışımlarının daha aşağı seviyelere de ilerlemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

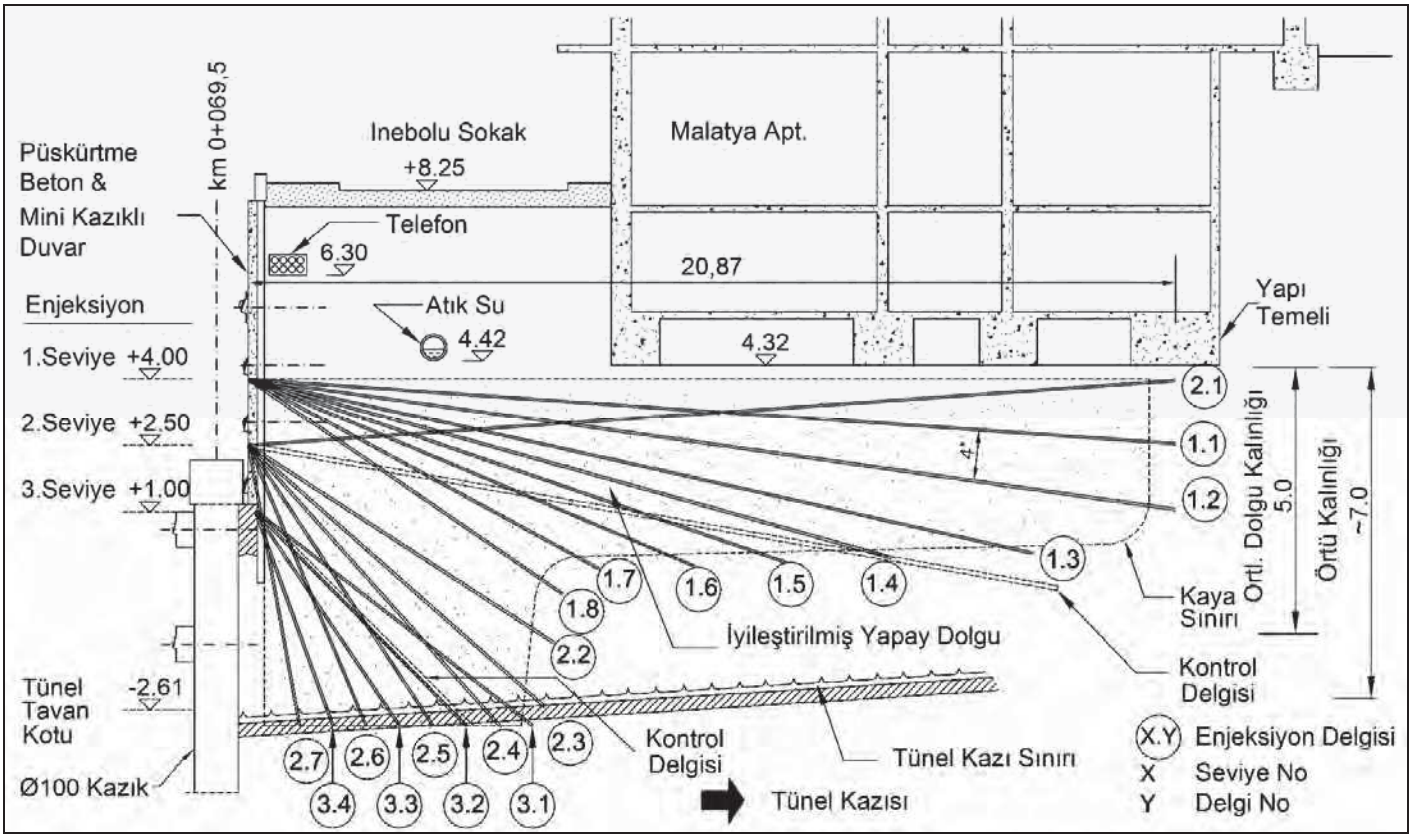
2. seviyedeki enjeksiyon işlemlerinin tamamlanmasından sonra, eğimi 10°, 18 m uzunluğunda ve eğimi 45°, 8 m uzunluğunda olan iki adet kontrol delgisi yapılmıştır. Bu deliklerde enjeksiyon işlemlerinin kalitesini kontrol etmek amacıyla basınçlı su testleri yapılmıştır. Testlerin neticesinde enjeksiyon yapılan ortamın geçirimliliği ortalama 4,5 Lugeon (lt/m.dak) olarak bulunmuştur. Bu sonuç, ortamın boşluklarının doldurularak "geçirimsiz" hale getirildiğini göstermektedir. Yine bu kuyulara kontrol amaçlı enjeksiyon yapılmış, ortalama enjeksiyon alışlarının 1. kuyuda 7,14 kg/m, 2. kuyuda ise 16,6 kg/m olduğu görülmüştür. Yapılan geçirimsizlik testleri ve kontrol enjeksiyonları iyileştirme işlerinin başarı ile tamamlandığını ifade etmektedir. Bu nedenle 3. seviyedeki enjeksiyon işlemine gerek duyulmamıştır.

5 TÜNEL ÇALIŞMALARI

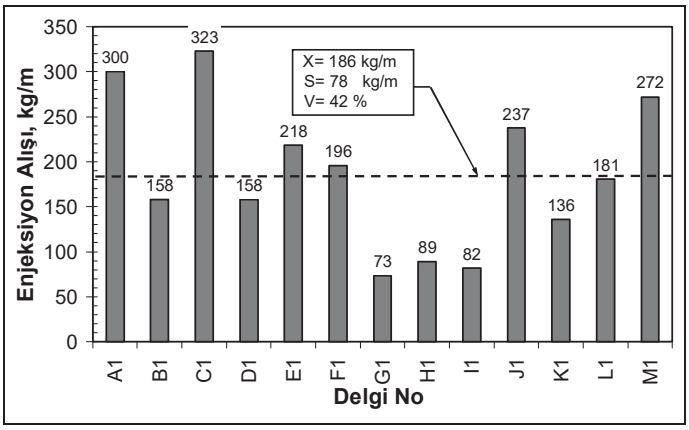
5.1 Tünel Kazı Destekleme İşleri

Kabataş-Taksim Tünelinin kazısı iki taraflı olarak yapılmıştır. Kazı çalışmaları Taksim tarafından Ekim 2003 tarihinde, Kabataş tarafından ise Mayıs 2004 tarihinde başlanmıştır. Jeolojik koşullardaki değişkenlikler ve zemin iyileştirme çalışmaları ile ilintileri de dikkate alınarak bu bölümde Kabataş tarafındaki tünel çalışmaları konu edilecektir.

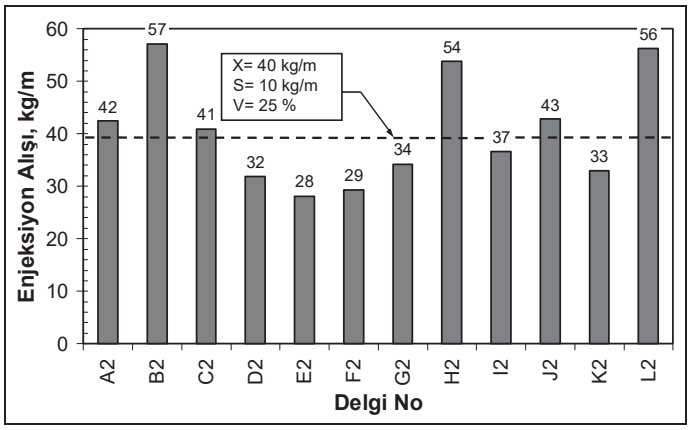
Girişte tünelin tavan kotu -2,61, taban kotu ise -9,86, örtü tabakası kalınlığı 11,5 m'dir. Ancak tünelin 8.m'si ile 27.m'si arasında bina temelleri ile tünel tavanı arasındaki mesafe ise ~7 m civarındadır. İlerleyen tünel bölümlerinde yüzey topoğrafyası aniden yükselmekte, tünelin 35. m – 52. m'leri arasındaki 2. sıra binaların bulunduğu yerde örtü kalınlığı 16 m'ye ulaşmaktadır.



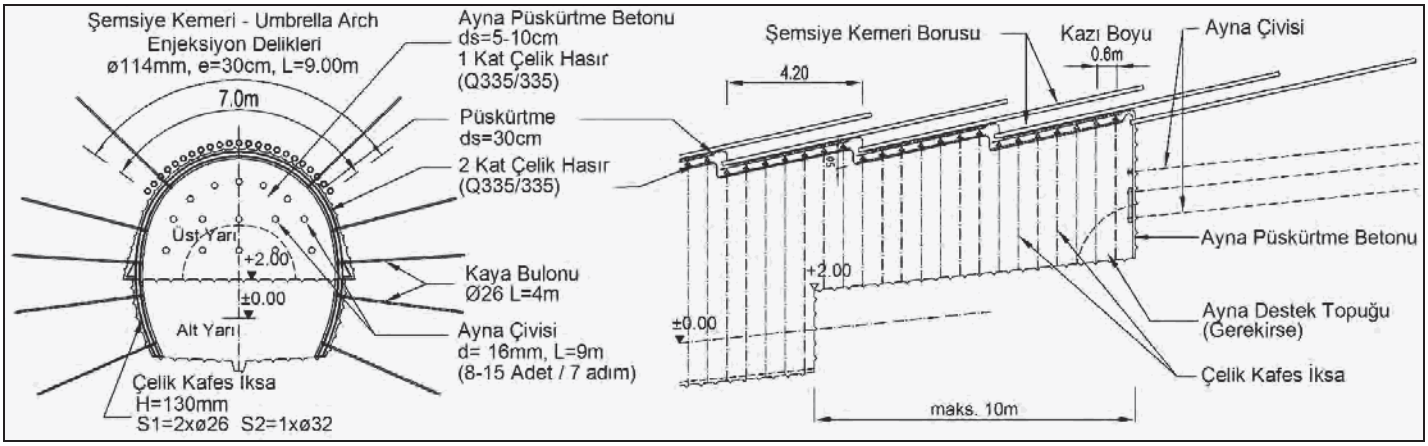
Şekil 3. Enjeksiyon delgilerinin düşey yerleşimi



Şekil 4. I.Seviye delgilerinde enjeksiyon alışlarının dağılımı



Şekil 5. II.Seviye delgilerinde enjeksiyon alışlarının dağılımı

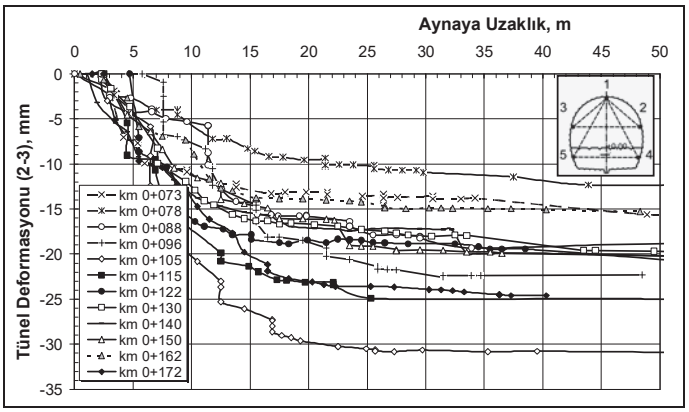


Şekil 6. Tek hat tüneli A3 tipi kazı destek sistemi

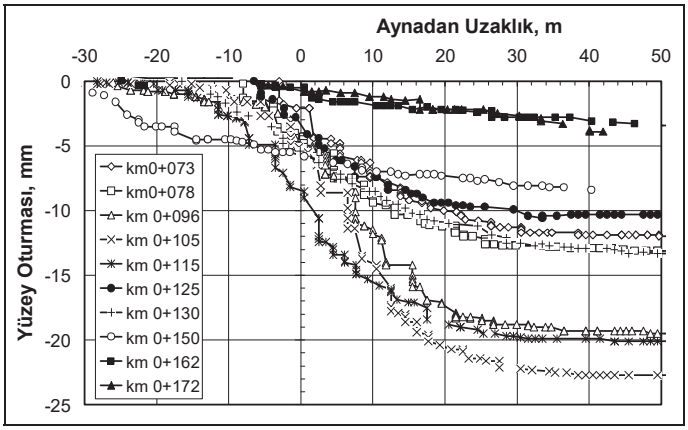
Tünelin kazı-desteklemesinde NATM-Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu uygulanmıştır. İlk 148,89 m'lik bölümde tünel tek hatlı olup, kazı yüksekliği 6,40 m, genişliği ise 6,56 m'dir. Uygulanan kazı şekli ve destekleme elemanları Şekil 6'da gösterilmiştir. İlk 37,8 m'lik kısımda (km 0+070,00 – km 0+107,80) örtü kalınlığının az olmasıve zayıf kaya koşulları nedeniyle "Şemsiye Kemeri - Umbrella Arch" uygulanmıştır. (Şek.6) Böylece tünel tavanında yatay kazıklardan oluşan bir kemer oluşturulmuştur km 0+107,[80]'den itibaren örtü kalınlığının 16 m'lere ulaşması üzerine şemsiye kemeri uygulamasına son verilmiş, bunun yerine süren çubuk uygulamasına geçilmiştir.

5.2 Konverjans ve Yüzey Oturma Ölçümleri

Yeni Avusturya Tünel Açma Metodunun ana prensipleri gereğince uygulanan kazı metodunun ve iksa siteminin performansını izlemek ve kontrol etmek üzere tünel jeolojisi yakından takip edilmiş ve deformasyon ölçümleri alınmıştır (Arıoğlu ve ark.,2003a, Arıoğlu ve ark. 2003b,). Bunun için yaklaşık 10 m'de bir, ayna jeolojik haritası hazırlanarak kaya sınıflaması yapılmış, oluşturulan ölçüm istasyonlarında tünel içinde konverjans ve yüzeyde oturma miktarları ölçülmüştür. Kabataş tünelinin ilk 100 m'sine ait konverjans ölçüm sonuçları Şekil 7 ve 8'de belirtilmiştir. (Yapı Merkezi, 2004)



Şekil 7. Konverjans–ayna ilerlemesi değişimleri



Şekil 8. Yüzey oturması- ayna ilerlemesi değişimleri

Çizelge 3. Zemin iyileştirmesinin etkisi

Parametre	Bölüm	
	km 0+078	km 0+115
Örtü Kalınlığı, m	~7	~16
Kaya – Zemin Tipi	Kumtaşı ve Kiltaşı ve Tünel üzerinde Yapay Dolgu	Kumtaşı
Kaya Sınıfı, GSI, (Hoek ve ark 2000, Ulusay ve ark,2000)	Parçalı / Çok Zayıf (Fay Zonu) 15	Bloklu – Tabakalı / Zayıf 30
Zemin İyileştirmesi	Tünel üzerindeki Yapay Dolgu iyileştirildi	İyileştirme yapılmadı
Destekleme Tipi (*)	A3 (Şemsiye Kemeri Desteklemeli)	A2
Kazı Adımı, m	0,60	1,00
Tünel İçi Konverjans, mm	12,4	24,9
Yüzey Oturması	12,6	19,9

( ) A cm püskürtme eton elik kafes iksa 2 kat elik hasır kaya ulonu şemsiye kemeri sistemi A2 25 cm püskürtme eton elik kafes iksa 2 kat elik hasır kaya ulonu süren u uk

Konverjans ve yüzey oturma ölçümleri değerlendirilecek olursa başlıca şu sonuçları çıkarmak mümkündür:

- Kabataş Tünelinin başlangıcı ile 20. m'si arasında tünel üzerindeki yapay dolguya yapılan enjeksiyon işlemi gerek tünel içi konverjans değerlerinin özellikle de yüzey oturmalarının düşük değerde olmasında anlamlı ölçüde katkıda bulunmuştur (Çiz. 3). Kazının ilerlemesi sırasında ayna km 0+091 (tünel ilerlemesi 21 m) iken 1. sıra binada (km 0+078 – km 0+096) meydana gelen maksimum farklı oturma değeri;

(ΔS/) (. mm-2. mm)/ 8 m /2.
olarak gerçekleşmiştir. Burada: Δ*S* farklı oturma değeri, bina uzunluğu'dur. Bu değer, betonarme yapılar için verilen yapısal hasarların başlangıç değeri (1/200)'den yaklaşık 11 kat daha küçüktür (Arıoğlu & Yüksel, 1999). Diğer kelimelerle, tünelin sığ olarak altından geçtiği binalarda herhangi bir hasar meydana gelmemiştir.

- Kaya koşullarının kısmen daha iyi olmasına karşılık, km 0+105'deki tünel içi konverjans değerlerinin önceki değerlerden büyük olması, destekleme tipindeki değişiklikten kaynaklanmaktadır. Zira km 0+107,^{80}'de A3 destekleme tipinden A2 destekleme tipine geçilmiş, püskürtme beton kalınlığı 30 cm yerine 25 cm'e, iksa aralığı ise 0,60 m yerine 1.00 m olarak değişmiştir. Önlem olarak iksa aralığı km 0+120'den sonra 0,80 m'ye düşürülmüş ve üst yarı ayak kısımlarında kaya bulonu uzunluğu 4 m den 6 m'ye çıkartılmıştır.
- "Konverjans–ayna mesafesi" değişimleri (Şek.7) yakından incelendiğinde, ayna ~10 m mesafeye ulaştığında konverjans artışı çok hızlı bir şekilde gelişmektedir. Bu mesafe alt yarı aynasının ölçüm istasyonunu geçtiği durumdur. Ancak ayna ölçüm istasyonunu ~20-25 m geçtiğinde konverjans artışı sönümlenmektedir. Diğer kelimelerle, tünelin desteklemesi yapılan geriye doğru 20-25 m'lik bölümü görsel olarak dikkatle izlenmelidir.
- Yüzey oturması–ayna mesafesi değişimlerinde sönümlenme mesafesinin 30 m civarında olduğu anlaşılmaktadır (Şek.8). En hızlı artışlar ise ayna, ölçüm istasyonunu geçerken başlamakta ~20. m'ye kadar devam etmektedir.
- Ölçülen konverjans miktarları dikkate alındığında, tüneldeki maksimum çapsal kapanma oranı, km 0+105'de
(u_i/ $_o$) , 2m/ . m . 5 ,5
değerinde meydana gelmiştir. Burada: u_i = maksimum tünel kapanması (konverjans), $_o$=tünel eşdeğer çapıdır. Bu deformasyon değeri "zayıf sıkışma" şartları için verilen sınır değerin (% 1) altındadır. (Barla, 1995, Arıoğlu ve ark.2002).
- Yüzey oturma değerleri tünel üzerindeki örtü kalınlığının artışı ile belirgin ölçüde azalmıştır. (Şek. 8)

6 SONUÇLAR

Bu çalışmada elde edilen beli başlı sonuçlar aşağıda sıralanmıştır:

- Kabataş girişine yakın bina temelleri ile tünel tavanı arasındaki ~7 m'lik mesafe tabii kemerlenme için yeterli değildir. Kabataş istasyonunun kazısı sırasında, tünel portalı tarafında, ortaya çıkan yeni jeolojik koşullar (bina temelleri altındaki yapay dolgu ve fay zonu) durumu daha da dramatik hale getirmiştir. Bu sorunun çözümü için bu kısmın çimento enjeksiyonu ile iyileştirilmesi yoluna gidilmiştir (Şek.3). Bu çalışmalar kapsamında toplam 3.193,7 m delgi yapılmış, 243,5 ton çimento kullanılmıştır.
- Çimento enjeksiyonu yapılan bölgede ve bunun dışındaki kısımlarda tünel çalışmalarında kaynaklanan konverjans ve yüzey oturmaları özellikle yapı hasarları açısından dikkatle takip edilmiştir (Şek.7, Şek. 8).
- Yapılan iyileştirme işleminin özellikle yüzey oturma değerleri üzerinde anlamlı biçimde olumlu etkisi olduğu görülmüştür (Çizelge 3). Dolayısıyla bu kritik bölgede tünel çalışmalarından kaynaklanan farklı oturma değeri yapı hasarı oluşturacak düzeyin oldukça altında (1/2.170) kalmıştır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve akademik destekleri için Yapı Merkezi Holding A.Ş. Yönetim Kurulu Onursal Başkanı Sayın. Dr. Müh. Ersin ARIOĞLU'na, Yönetim Kurulu Başkanı Sn. Emre AYKAR'a ve diğer üyelerine teşekkür etmeyi görev sayarlar. Ayrıca yazarlar bu projenin danışman mühendisleri olan Yük. Müh. Nejad AYAYDIN ve Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER'e değerli katkıları için teşekkür ederler. **Çalışmada belirtilen tüm görüş ve değerlendirmeler yazarlarına ait olup Yapı Merkezi-Doppelmayr Konsorsiyumu'nu ve diğer herhangi kurum ve kuruluşu bağlamaz**

KAYNAKLAR

Arıoğlu, E., Yüksel, A., 1999, *Tünel ve eraltı Mühendislik apılarında özümlü Püskürtme Beton Pro lemleri,* Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Yayını, İstanbul. 178 s.

Arıoğlu, B, Yüksel, A., Arıoğlu, Ergin, 2002. İzmir Metro Projesi Nenehatun Tünelindeki Geoteknik Çalışmalar ve Değerlendirilmesi, *ECAS2 2 luslararası apı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu,* 14 Ekim 2002, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, S. 358-368

Arıoğlu, Ergin, Girgin, C., 2003a. Kabataş – Taksim Füniküler Sistemi Projesinde km 0+085'deki Eski Binalarda Stabilite Araştırması *apı Merkezi, Are Bölümü, apor No 2 / ,* İstanbul, 8 s.

Arıoğlu, Ergin, Girgin, C. ,Yoldaş R., 2003b. Taksim Kabataş Füniküler Sistemi Projesinde geçilen formasyonlarda dikkat edilmesi gereken hususlar, *apı Merkezi Ar- e Bölümü.*, İstanbul.

Barla, G., 1995, Squeezing in Tunnels, *Ne s ournal International Society For ock Mechanics,* Vol.2, Number 3 & 4, Lizboa, S. 14-44

Aykar, E., Arıoğlu, B., Erdirik, N., Yüksel, A., Özbayır, T., Arıoğlu, E., Yoldaş, R, 2005, Tunnel Excavation Works in Taksim-Kabataş Funicular System Project, Proceeding of the 31th ITA-AITES World Tunnel Congress, (eds. Erdem&Solak), İstanbul, S. 973-979

Hoek, E., Marinos, P., Benissi, M., 2002. Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Every Weak and Sheared Rock Masses : the Case of the Athens Schist Formation *Bulletin of Engineering eology and the Environment,* Volume 57, p. 151-160

Nonveiller, E., 1989. Grouting *Theory and Practice,* Elsevier, Amsterdam, 250 pp

Sağlamer, A. 2003. Kabataş-Taksim Füniküler Sistemi Portal Yapıları İyileştirme Raporu, FS-TR-J2003 *apı Merkezi*, İstanbul. 8 s.

Ulusay, R. & Sönmez, H., 2000. Suggested modifications to the empirical Hoek-Brown failure criterion and their applicability: *eological Engineering ournal,* Volume 23/24 Number 1. S 77-99

Yapı Merkezi, 2003-2004. Kabataş-Taksim Füniküler Sitemi Projesi Deformasyon Ölçüm Kayıtları, *apı Merkezi,* İstanbul.

Yoldaş, R, 2003. Kabataş–Taksim Füniküler Sistemi Delme Tünel Geoteknik Değerlendirme Raporu, *apor No FS-T - 5, apı Merkezi*, İstanbul, S.39.

Bir Vaka Analizi: Heyelan Riski Olan Alanda Tünel İnşaatı

A Case Study: Tunnel Construction at an Area with Landslide Risk

Zuhal Etkesen
YTMK, Ankara, Turkey

Mahir Vardar
İTÜ Mining Faculty, İstanbul Turkey

Halil Karaoğlan
Civil Engineer (M.Sc.C.E) Istanbul Turkey

Aytuna Sasın
KGM,10th District, Trabzon, Turkey

Sina Kiziroğlu
KGM, Ankara,Turkey

Yavuz Ergintav
KGM, Ankara,Turkey

ÖZET Sarayköy Tünelleri Karadeniz Sahil Yolu projesi kapsamında Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından inşa ettirilmiştir. Çift tüp olarak tasarlanan tüneller çok ayrışmış ve zayıf Eosen yaşlı volkanik kayaçlar içinde açılmıştır.

Batı portali (Trabzon portali) çakıl-silt ve killi formasyonlardan oluşan 20–25 m lik bir örtü altında açılmıştır. Tünel hattı üzerinde bir köy ve tarımsal amaçla kullanılan alanlar mevcuttur.

Çok olumsuz jeolojik koşullar, topografik problemler, su problemleri ve kötü kaya kalitesi nedeniyle tüneller C2-C3 NATM sınıfına göre projelendirilmiş olup iyileştirme amacı ile jet-grout kolon uygulaması ve betonarme kazık çalışmaları yapılmıştır. Buna rağmen portal yapısının sağ tarafında yer alan ankrajlı kazıklı duvarda, yüzey hareketiyle ilişkili yatay hareketlenmeler meydana gelmiştir. Gerilme artışlarına bağlı olarak tünellerde deformasyon artışları gözlenmiştir.

Bu çalışma Sarayköy Tüneli Trabzon portalindeki ölçümler ve imalat aşamaları ile ilgili değerlendirmeleri kapsamaktadır.

ABSTRACT Sarayköy Tunnels were constructed under Black Sea Highway Project by General Directorate of Turkish Highways. Twin tube tunnels were excavated through highly altered Eocene aged weak volcanic rocks.

The western portal (Trabzon portal) was constructed under 20-25 m of overburden through gravel-silt and clay formations. There is a village settlement above the tunnel and area is widely used for agricultural purposes.

Due to very loose geological conditions, topographical problems, water income and adverse rock quality the tunnels were designed according to C2-C3 NATM class with jet-grout columns and concrete pile applications which were performed to improve the ground. However, lateral displacements at right anchored pile wall associated with ground movement occured. Deformations in tunnels due to increasing stresses were recorded.

This study covers the evaluation of measurements and construction phases of Sarayköy Tunnel's Trabzon portal.

1 INTRODUCTION

Sarayköy tunnels are located on the main transportation artery of Black Sea Coast Road, İyidere - Çayeli section (Km: 111+700-113+300), (Fig. 1). They are twin tube highway tunnels under-crossing a village and agricultural area. The tunnels are 10.25 m in width, 6.85 m in height and the horizontal distance between the tubes is 11 m and the overburden on the tunnel varies between 20-25 m at Trabzon (western) portal.

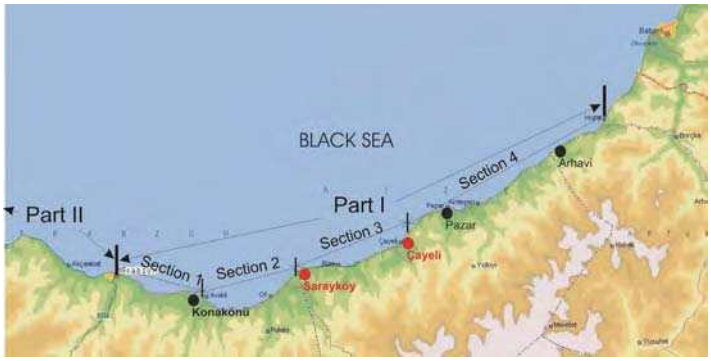


Figure 1. Main route of the Eastern Black Sea coastal express road

There exist landslide risks and weathering in gravelly, silty and clayey formations, tuffs-basaltic tuffs and agglomerate due to highly rainy climate and steep morphology of Black Sea region (Vardar M., Koçak B., Karaoğlan V., 2005)

According to the site investigations the western portal geologically consisted of Eocene aged weak volcanic rocks comprising of agglomerate, basaltic tuff, and monzo-gabbro and dolerite while the overburden was mainly formed of silt and clay. The groundwater table changed between 5-20 m in depth. Survey results indicated that there existed a landslide and creep over the western portal section, (Fig. 2). Due to very loose geological conditions, topographical problems, water income and adverse rock conditions the construction phases in the portal area were designed successively as; sequential excavation comprising of top heading, bench and invert excavations. Support system includes 25-30 cm shotcrete, double layer wire mesh, I-160 steel ribs, rock bolts, grouted forepoling, jet-grout and concrete piles if required.

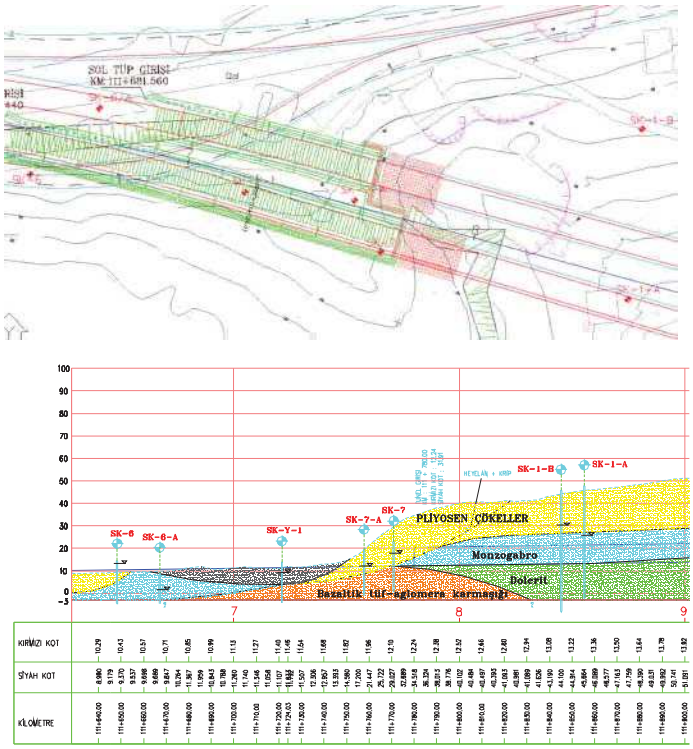


Figure 2. Plan view and geological cross-section of the western portal

The anchored pile wall was designed for the open section of portal area. Jet-grout columns were applied at the beginning of tunnel excavation area and a monitoring program was performed at the surface (Fig. 3) and inside the tunnel.

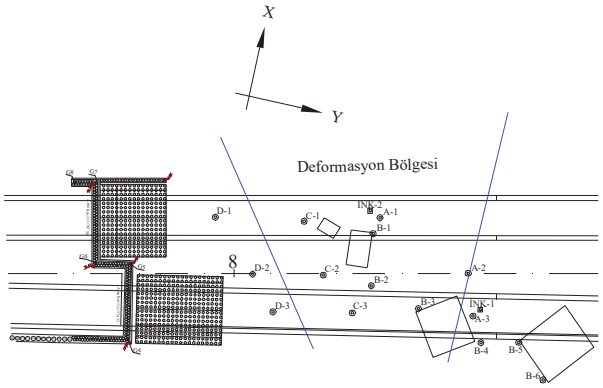


Figure 3. Deformation measurement points and inclonometer station location.

After 148 m and 91 m advance in top heading and bench respectively at T1 tube and 130 m and 88 m in top heading and bench respectively at T3 tube, cracks on the walls of houses and displacements on the village roads were observed. The maximum total displacement observed was 25 cm on the pile wall. Approximately 15 cm displacement was recorded inside the tunnel tubes.

2 GEOTEC NICAL E ALUATION

The descriptions related to the formations encountered during the construction were given above.

Before the tunnel excavation, anchored pile wall was constructed at right side of the portal as a measure to prevent potential landslide risk.

The rock mass conditions encountered during the tunnel construction are shown in two representative face maps from Km: 111+840 at T1 tube (Fig. 4) and Km: 111+890 at T3 tube (Fig. 5).

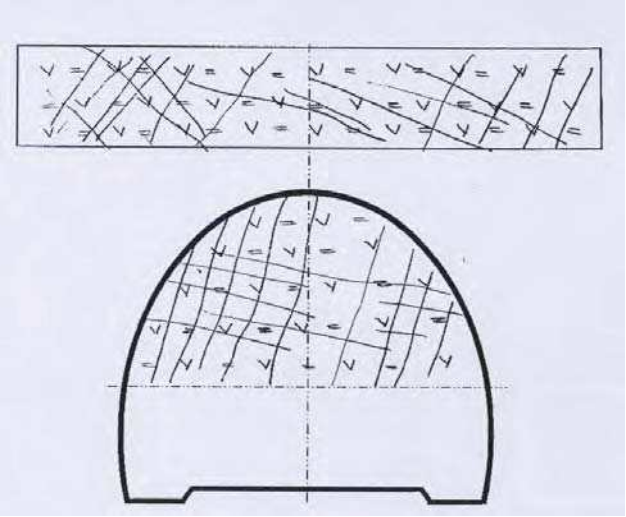


Figure 4. Km:111+840 tunnel face map-very weak rock (T1 tube)

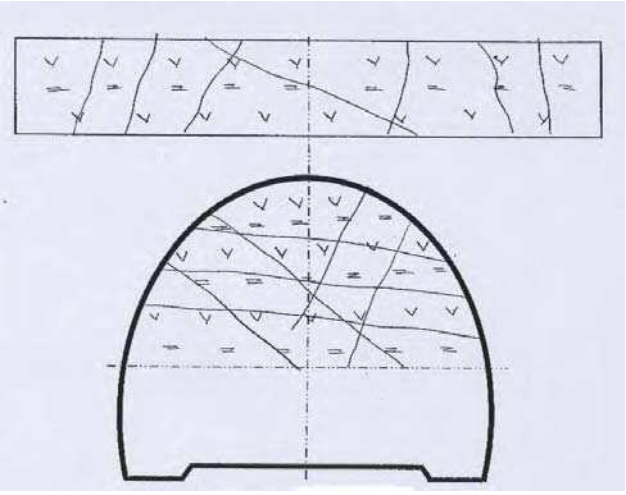


Figure 5. Km:111+890 tunnel face map-very weak rock (T3 tube)

Tunnel excavation started on 02.06.2005 for T1 tube and 26.06.2006 for T3 tube. Due to very loose geological conditions and presence of an old landslide at the tunnel area and its surroundings comprising of the village, maximum importance was given to the geotechnical monitoring works. The monitoring program consisted of measurements carried out both on the ground surface and inside the tunnel. 3D data at five points in the tunnel cross-section were recorded in the tunnel. Stations were established on the anchored pile wall and on the ground surface above the tunnel tubes. Inclinometers were established at three different locations in the ground above the tunnels. (Fig. 3) Construction continued until October 2005 without any problem.

At the beginning of October 2005 the distance between the faces of T1 and T3 tubes was reduced to 17 m.

After a heavy rain, monitoring records showed a movement on the ground above the tunnel. Cracks were observed on the walls of houses, village roads and retaining walls in association with an increase on the deformation records obtained from the tunnel. The horizontal deformation on the anchored pile wall was 25 cm, the cracks on the walls of houses reached up to 2.5 cm and inclinometer records showed 4.5 cm lateral displacement.In tunnel tubes 13-16 cm displacements were recorded for T1 and T3 tubes respectively. After intensive site survey and evaluation of monitored data, it was concluded that with the excavation of the tunnels the ground stresses increased and heavy rain accelerated the movement.

The deformations in the tunnel tubes did not exceed the tolerances for the support class. Therefore the tunnel support system was not changed but new construction sequences were utilized. The target was to stabilized the landslide by quick closure of the ring therefore by strengthening the toe of the landslide.

3 REMEDIAL MEASURES

Construction stages were organized as:

- inner lining should be constructed at a distance 10 m from the invert concrete up to 20 m behind the face at T1 tube,
- if the deformations increase between Km: 0+174 – 0+216, temporary invert should be constructed at top heading,

- after the completion of these works in T1 tube, similar construction methodology would be applied up to 20 m behind existing face at T3 tube,
- top heading excavation should not be started until the completion of the works mentioned above,
- in case of increasing surface deformations, evacuation of the houses above the tunnel should be considered,
- the excavation in T1 tube should be started. The excavation in T3 tube should be started when the distance between the faces of the tubes arrived 70 m,
- If the tunnel section became smaller due to deformations the thickness of inner lining should be decreased while concrete class was increased,
- Construction segment length should be at most 30 m for the inner lining. Joints should be established in every 30 meter for inner lining.

The construction stages were followed and the cracks on house walls were observed, they didn't increase during the remedial construction works. There was no need for vacation of the houses.

Stabilization was achived both at the surface and tunnel deformation measurements after the remedial measures. There was no need for landslide remedial works. The constructions of the tunnels were completed successfully.

CONCLUSION

Tunnel construction under a landslide area requires special care. It is very important to make well informed predictions depending on carefully performed monitoring works associated with construction methodology.

Especially for twin tube tunnel construction in a landslide area, the distance between the tube faces gain very high importance. Construction of invert concrete and inner lining earlier than usual for quick closure of the ring can be used as a contribution to the solution for the problems encountered in such conditions.

RE ERENCES

SPEKTRA Jeo. San. Ve Tic. A.Ş., 2001, Karadeniz Sahil Yolu İyidere-Çayeli Yolu (Km:107+135–140+150) Sarayköy Tünelleri, Kesin Proje Jeoteknik Etüt Raporu

EMAY Uluslararası Müh. Müş. Ve Ltd. Şti., 2001, Sarayköy Tüneli Kesin Proje Paftaları

Vardar M., Koçak B., Karaoğlan H., 2005, Tunnel Portal Problems in Landslide Areas-Black Sea Highway Project, Turkey, Underground Space Use Analysis of the Past and Lessons for the Future, Volume 1, pp 343–346

Cezayir Demiryolları Tizi-Ouzou T3 Tünelinde Yaşanan Sorunlar ve Uygulanan Çözüm Teknikleri

Pro lems and Solution Techniques Applied in the Tizi- uzou T tunnel of Algerian ail ays

Öner Yılmaz* Halil Murat** Doğan Demirok**

Maden Mühendisi, zgün İnşaat

Maden Mühendisi, zgün İnşaat Tizi- uzou Şantiyesi CE A İ

ÖZET Bu bildiride Cezayir demiryolları Tizi-Ouzou / Oued-Aissi demiryolu projesi kapsamında açılan T3 tüneli sırasında meydana gelen problemler ve bunların çözüm yolları tartışılmıştır. Tünellerin açımı sırasında maliyet azaltımı yapmak için önerilen destekleme sisteminde tasarrufa gidilmesi çok daha fazla problemlerle karşılaşılmasına ve maliyetin çok daha fazla artmasına neden olmuştur. Bununla beraber bu tünelin kazısında umbrella arch yöntemi kullanılarak başarılı bir kazı işlemi gerçekleştirilmiştir.

ABSTRACT In this paper, problems and solutions are discussed for the T3 tunnel funded by Algerian Railways with the inclusion of Tizi-Ouzou / Oued-Aissi railway project. Tunnel support costs are increased since it is asked for minimizing support system proposed by contractor before. These savings do not work in a tunnel having excessive loads and result with a rise in support costs much more than it is expected. Nevertheless, a successful excavation is performed by using umbrella arch method.

1 GİRİŞ

Cezayir demiryolları Tizi-Ouzou / Oued-Aissi demiryolu projesi 3 adet tüneli kapsamına almaktadır. Tünellerin tamamı şehir içinden ve yerleşim birimleri altından geçmektedir. Ek-1'de T1, T2, T3 tünelleri boy profili görülmektedir.

T1 tüneli giriş ve çıkış portalına 30m kalana kadar tamamen kompakt marndan, çıkış portalının 30m'lik bölümü ileri altere ve orta derece altere olmuş marndan oluşmaktadır. Söz konusu tünelde kazı ve destekleme aşamasında herhangi bir sorun yaşanmamıştır. T2 tünelinin ise giriş ve çıkış portalları 30m civarında altere ve çok altere marndan, geri kalan bölümlerin tamamı kompakt marndan oluşmaktadır. Kazı ve destekleme sırasında eklem ve çatlak sistemine bağlı olarak zaman zaman kesit dışı aşırı sökümler oluşmuştur. Bunların olduğu bölgelerde iksa aralığı (raund boyu) kısaltılarak kazı ve desteklemeye devam edilmiştir. Ancak T3 tünelinde, yüzeye yakın açılması, jeolojik yapısı ve daha önce bu tüneli açmak için yapılan çalışmaların başarısızlıkla sonuçlanması nedeniyle sorunlarla karşılaşılmıştır.

T3 tünelinin önce T3-A (giriş) portalında daha sonra T3-B (çıkış) portalında kazı ve destekleme çalışmalarına başlanmıştır. Bu bildiride T3 tünelinde kazı ve destekleme sırasında yaşanan sorunlar ve bu sorunların çözümünde uygulanan tekniklere yer verilmiştir.

2 TİZİ-OUZOU BÖLGESİ JEOLOJİSİ

Magreb'in (Libya, Tunus, Cezayir ve Fas sahil şeridini içine alan Kuzey Afrika sahili) bir iç parçası olan Kabilya masifinin (cezayir masifi, büyük kabilya masifi, küçük kabilya

masifi) kristallofiliyen (gnays, şist) temeli Kuzey Cezayir alpin orojenezine dayanır.

Büyük kabilya masifi, Cezayir'in başkentinin 100km doğusunda yeralan Tizi-Ouzou ilini çevreler. Kuzeyde Kuzey-Kabilya flyschs (şeyl ya da marn ile karışmış iri yapıda kumtaşı yada konglomera) tarafından çevrelenmiştir. Kuzey ve doğusu Oued-SEBAOU yükseltisi, batısı EL AMEUR çökeli, güneydoğusu yüksek DJURDJURA dağları, güneybatısı BOUGHENI çökeliyle sınırlanmıştır.

Kabilya masifi Paleozoik dönemli temel, mesozoik yaşlı kalker zinciri (SEBAOU yükseltisi) ve miyosen dönemli ve üst katmanlarda senezoik yaşlı marn Tizi-Ouzou çökel havzasının tabanını, yüzey ise kuaterniyer dönemden alüviyonlardan oluşur.

T1, T2, T3 tünelleri Tizi-Ouzou çökel havzasının içinde yer almalarından dolayı tabanda marn ve üst katmanlara doğru çıkıldıkça tektonizmanın ve iklimsel yağışların etkisiyle sıra ile nemli marn, az alterasyona uğramış marn, ileri alterasyona uğramış marn (çatlaklar, su geliri ve oksidasyon nedeniyle), killeşmiş marn ve oksidasyonunu tamamlamış içinde canlı kalıntıları bulunduran alüviyon tabakalarından oluşan formasyon içerisinde bulunmaktadır. Bu formasyonun en belirgin özelliklerinden birisi marn ve kil kontağında su taşıyan kumtaşı, konglomera ve silt bulundurmasıdır.

3 T3-A PORTALINDA KAZI VE DESTEKLEME ÇALIŞMALARI

3.1 Portal kazı ve desteklemesi

T3 tünelinde ilk olarak kazı ve destekleme çalışmalarına T3-A giriş portalında başlanmıştır. Tünel portalındaki formasyon ileri derecede alterasyona uğramış çok çatlaklı marn ve yer yer killeşmiş marndan oluşmaktaydı. Portal kazısı yaz aylarında yapıldığından zemin stabil görünmekteydi. Bu nedenle tek kat hasır çelik ve 15cm kalınlığında püskürtme betonla, tünel girişindeki şevler dik kesildiği için bulonlarla desteklenmiştir (Bulon delgi çapı 51 mm, L=6 m boyunda ve 20 mm çaplı nervürlü demirden yapılmıştır).

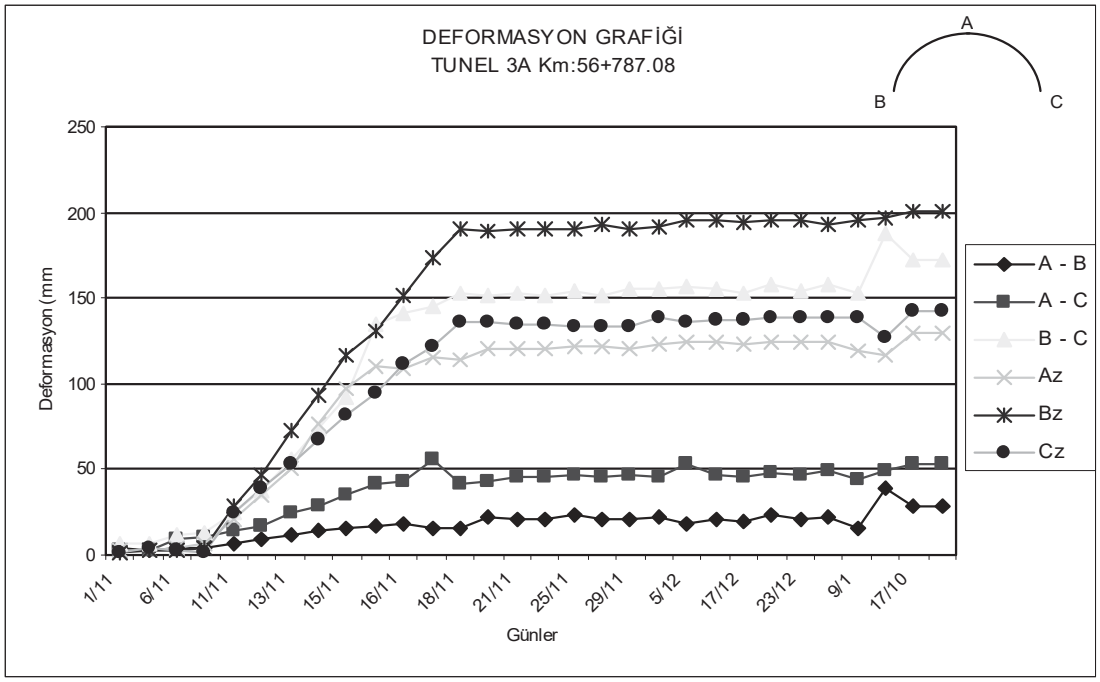
Tünel portalında kazı ve destekleme çalışmaları tamamlandıktan sonra tünel kazısına başlamadan önce portalda 17 adet umbrella-arch (şemsiye kemer) yapılarak tünel kazı ve desteklemesine başlandı. Tünel kazı ve desteklemesi tamamlandıktan sonra yağış sezonunda, söz konusu portalın kuzey ve güney şevlerinde kaymalar meydana gelmiş, bu tünelin stabilitesini olumsuz yönde etkileyerek tünel giriş portalını riske etmiştir. Kayan bölgelerin üst kotlarında kademeli olarak şev oluşturulmuş ve zaman kaybetmeden iki kat hasır çelik ve 20 cm kalınlığında püskürtme beton uygulanmıştır. İkinci kademe kazıya girmeden önce 130 mm çapında delik delinerek L=12 m boyunda 25 mm çapında nervürlü demirden yapılan ankrajlarla birinci kademe desteklemesi tamamlanmıştır. Aynı sistemle şevin taban kotuna kadar kazı ve desteklemesi yapılarak yeniden şev stabilitesi sağlanmıştır (Şekil-1).

Şekil 1. T3-A portalındaki kaymalardan görünüşler

3.2 Tünel kazı ve desteklemesi sırasında yaşanan sorunlar ve uygulanan çözüm teknikleri.

Portalda ilk yapılan umbrellla-arch'tan sonra tünel içerisinde iki raund daha umbrella-arch uygulandı. Tünelin umbrella-arch sistemi ile açılan 19.6 m'sinden sonra umbrella-archsız ilerlemeye devam edildi. İlk etapta 0.6 m raund aralığı ile başlanıp, raund aralığı sıra ile 0.8 – 1 ve 1.20 m'ye çıkarılarak kazı ve desteklemeye devam edildi. Tünelin aynı sistemle açılan 168.8m'lik bölümünden tünel aynasından geriye doğru 74m'lik bir bölümünde ani deformasyonlarla karşılaşıldı. Zaman içinde deformasyonlar artarak devam etti. İlk etapta tünel üstyarı ve altyarı aynalarında kazı ve desteklemeye ara verildi. Deformasyon bölgesi ilave bulonlarla takviye edildi. Deformasyon bölgesinde 3 hafta süresince günlük deformasyon ölçümleri yapıldı.

Şekil 2'deki deformasyon istasyonunun grafiği incelendiğinde ilk dört ölçümde milimetre seviyesindeki deformasyonlar 5. ölçümde ani bir artış göstermiş ve bir haftalık süre içinde 15 – 20 cm seviyesine çıktığı gözlenmiştir. Mevcut kazı ve destekleme paftalarında öngörülen deformasyon 3cm olarak belirtilmiştir. Meydana gelen 20cm'lik deformasyon, tünelin 74m'lik bölümünün öngörülen nihai beton kesitinin içine girmesine neden olmuştu. Yapılan ilave bulonlarla deformasyonlar sönümlenmiştir (ilave bulonlar; delgi çapı: 64 mm L=4 m, 25 mm nervürlü demirden PG tipi olarak yapıldı).



Şekil 2. Km: 56+787 de bulunan deformasyon istasyonunun grafiği.

Deformasyon nedeniyle üst yarı aynasında kazı ve desteklemeye kilometre 56+821.40'ta ara verilmiştir. Söz konusu kilometreden ileriye doğru yükselen iksa kullanılarak ve her raunda 20 adet süren çakılarak 0.6m iksa aralığı ile 3m ilerleme yapılmıştır. Devamında üstyarı aynasında 17 adet umbrella-arch uygulanarak 0.6m raund aralığı ile kazı ve desteklemeye devam edilmiştir. Km. 56+831.20'de tünel tavanında bulunan suya doygun malzeme tünel içine akarak tünel sol omuz bölgesinde kesit dışı aşırı söküme neden olmuştur. Bu sökümün olduğu bölge yüzeyde bir vadinin tabanıydı. Vadinin tabanı ile tünel arasındaki örtü kalınlığı 6-7m civarındaydı. Vadinin tabanı sazlıkla (bitki örtüsü) kaplı ve bataklık halindeydi. Aşırı söküm sözkonusu vadinin tabanında yüzeyde belirgin şekilde çökmeye neden olmuştur (Şekil 3).

Tünel güzergahında daha önce yapılan sondaj verileri tekrar gözden geçirilmiştir. Üst yarı aynasından ileriye doğru değişik açılarda 16m boyunda araştırma delgileri yapılarak

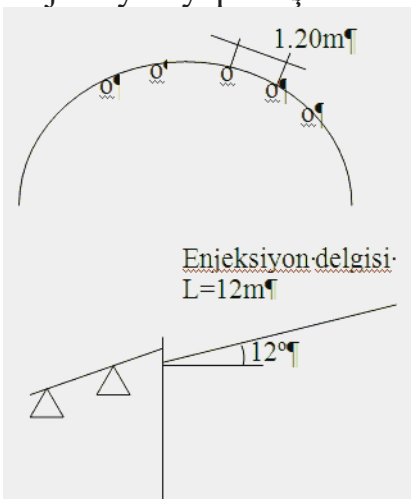
zemin hakkında detaylı bilgi edinilmeye çalışıldı.

Hem sondaj verilerinde hemde yapmış olduğumuz araştırma delgilerinden elde ettiğimiz veriler incelendiğinde; Tünel tavanında bulunan altere marnın üstünde sarı renkli bir kil tabakası ve hemen bu kilin üstünde çakıllı malzeme içinde suyun varlığı tesbit edildi. Sözkonusu zemin tünel güzergahı boyunca dalgalı bir yapı göstermektedir. Bu nedenle kazı ve destekleme sırasında bu zeminin zaman zaman tünel aynasına ineceği ve zaman zamanda tünel aynasının 1-2m üstüne çıkacağı yapılan araştırmalar sonucu hazırlanan jeolojik boy kesitte gözlemlenebilmektedir. (Ek-1 jeolojik boy kesit.) Tünel tavanındaki suyun varlığı da göz önünde bulundurularak aynadaki çalışmalar aşağıda belirtildiği gibi uygulanmaya başlanmıştır.

Şekil 3. Aşırı açılmanın yüzeyde oluşturduğu çökmeler.

3.2.1 onsolidasyon enjeksiyonunun ya ılması

Umbrella-arch delgilerine başlamadan önce tünel üstyarı aynasında Şekil 4'te görüldüğü gibi birisi tünel aksında olmak üzere 1.2m aralıklarla 2 adet eksenin sağında ve 2 adet eksenin solunda olmak üzere toplam 5 adet 130mm çapında, L=12m boyunda delik delinerek enjeksiyon yapılmıştır.

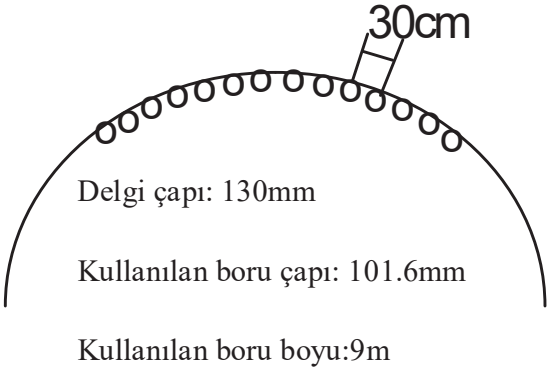


Şekil 4. Enjeksiyon yapmak için delinen delikler.

Enjeksiyonun amacı tünel tavanında bulunan su ve akışkan zeminin enjeksiyon şerbeti ile yer değiştirerek tünel tavanının konsolide edilmesini sağlamaktır.

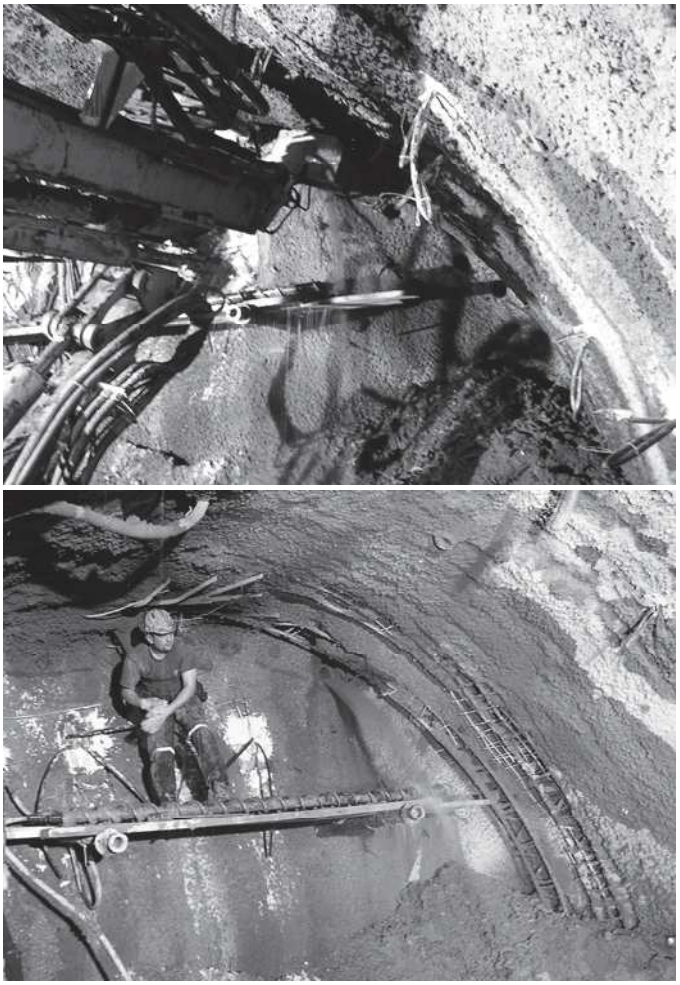
3.2.2 m rella ar orularının aralığının daraltılması

Daha önce uygulanan umbrella-arch borularının aralığı 50 cm olduğu için borular arasındaki zeminde boşalma olmaktaydı. Bu nedenle borular arası mesafe bir borunun merkezinden diğer borunun merkezine 30 cm olarak Şekil 5'te görüldüğü gibi uygulanmıştır.



Şekil 5. Umbrella-arch borularının tünel en kesitinde görünüşü

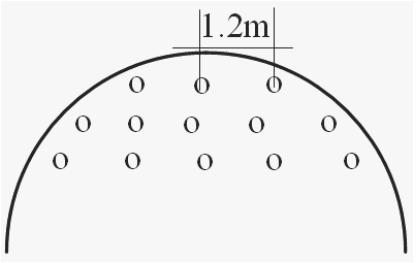
Çoğu zaman enjeksiyon için delinen deliklerden ve umbrella-arch delgisi sırasında 2-3lt/sn debide tünel içine akan su ile karşılaşılmış ve sözkonusu su delgi sırasında sorun yaratmıştır. Delgi sırasında su gelen delikler hemen borulanıp enjeksiyonu yapılmıştır (Şekil 6). Boruların içi ve çevresi ise enjeksiyonla doldurulmuştur.



Şekil 6. Umbrella-arch delgisi sırasında gelen sulardan görünüşler.

3.2.3 Tünel aynasında zemin çi isi uygulaması

Tünel aynasının zaman zaman ileri alterasyon geçirmiş marn ve kilden oluştuğu ve ayrıca marn-kil kontağındaki çakıllı malzeme içinde bulunan suyun varlığı ayna stabilitesi açısından önem kazanmaktaydı. Umbrella-arch boruları mesnet olarak bir tarafı gerideki iksaya basarken öndeki mesneti aynanın kendisi oluşturuyordu. Bu nedenle aynada meydana gelecek bir boşalma sistemin taşıma kabiliyetini yitirmesi demektir. Aynanın stabilitesini sağlamak için Şekil 7'de görüldüğü gibi L=12 m boyunda 130 mm çaplı delik delinerek 12 mm çaplı demir donatılı ayna göbek çivileri uygulanmıştır. Aynadan bir görünüm Şekil 8'dedir.

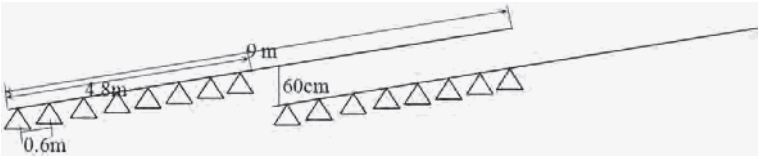


Şekil 7. Zemin çivisi paterni

Şekil 8. Tünel aynasından görünüş

3.2.4 Çi t indirmeli um rella ar altında kazı e destekleme ya ılması

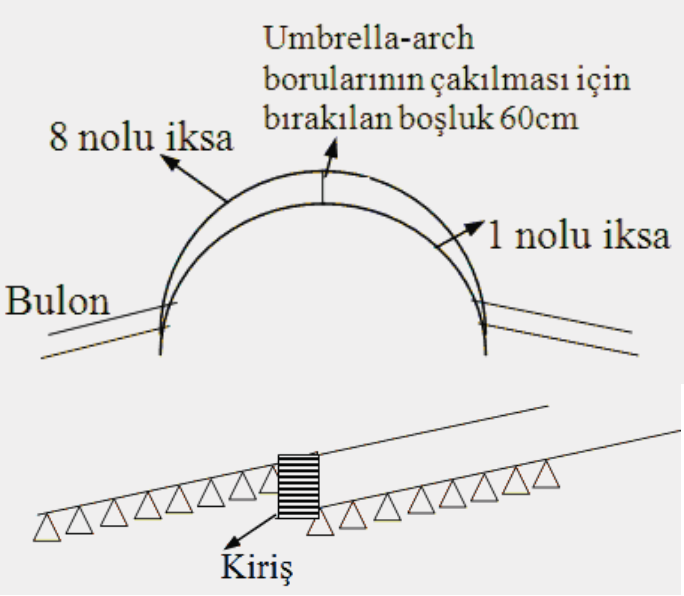
Yukarıda belirtilen çalışmalar tamamlandıktan sonra tünel üstyarı aynasında 0.6m raund aralığı ile kazı ve desteklemeye devam edilmiştir. 4.8m ilerleme yapıldıktan sonra üst yarı aynasına bir kat çelik-hasır konulup 5cm püskürtme beton uygulandıktan sonra 1-2 ve 3. maddelerdeki aktiviteler tekrar uygulanarak Şekil 9'da görüldüğü gibi çift bindirmeli umbrella-arch altında ilerlemeye devam edilmiştir.



Şekil 9. Tünel boy kesitinde çift bindirmeli umbrella-arch altında ilerleme yapılması

3.2.5 iriş ya ılması

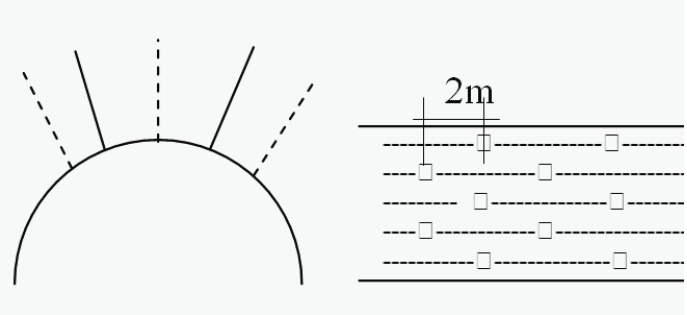
Umbrella-arch olarak 4”(10.16 cm) boru kullanılan sistemde yenilme raundun son iksasında başlar. Son iksanın güvenceye alınması sistemin güvenliği ile eşanlamlıdır. Bu nedenle raundun son iksasının altına 40cm eninde ve gabariye girmeyecek şekilde oluşan boşluk Şekil 10’da görüldüğü gibi kiriş donatısı ile desteklenip püskürtme beton uygulanmıştır.



Şekil 10. Tünel en kesitinde ve boy kesitinde kirişin görünümü

3.2.6 Tünele akan suların kesilmesi için enjeksiyon ya ılması

Kazı ve desteklemesi tamamlanan bölgelerde Şekil 11’de görüldüğü gibi oluşturulan enjeksiyon delgi paterni uygulanarak tünel içine akan suların tamamına yakınının kesilmesi sağlanmıştır (2m aralıklı bir sırada 2 diğer sırada 3 adet L = 3m delikler) Söz konusu enjeksiyon 64mm L=3m delikler delinip paker kullanılarak enjeksiyon yapılmıştır.



Şekil 11. Enjeksiyon paterni

3.2. G ulon uygulaması

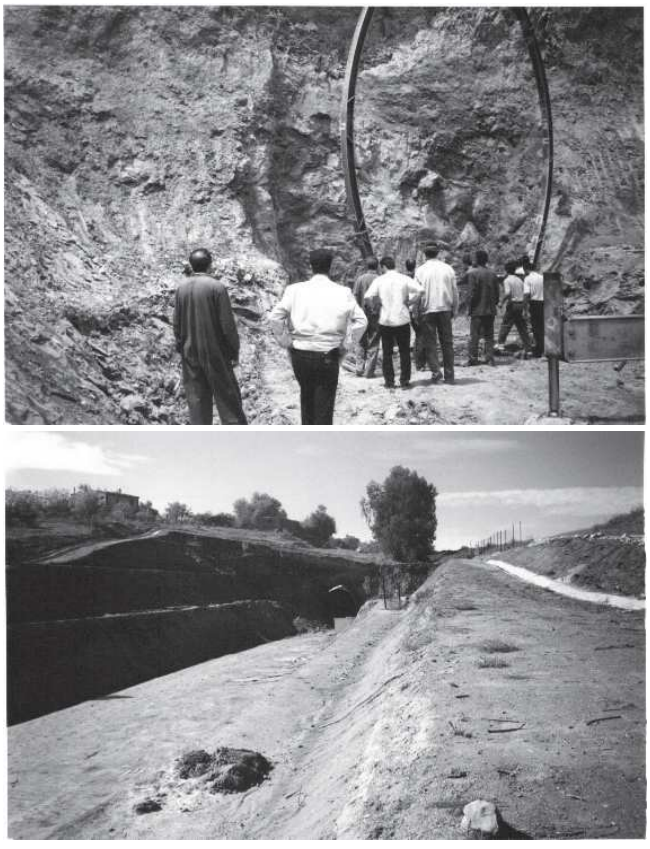
Daha önce 51 mm delik çaplı ve 20 mm çapında nervürlü demirden L=4m SN olarak yapılan bulonların yerine 64 mm delik çaplı ve 25 mm çaplı nervürlü demirden L = 4m PG bulon uygulamasına geçilmiştir.

Tünelin en sorunlu bölgeleri yukarıda belirtmiş olduğumuz yapım tekniği uygulanarak deformasyon olmadan ve hiçbir aşırı açılma meydana gelmeden kazı ve desteklemesi tamamlanmıştır.

4 T3-B PORTALINDA KAZI VE DESTEKLEME ÇALIŞMALARI

4.1 T3-B Portalı Tarihçesi

T3-B portalında 1992 yılında Kuzey ve Güney şevlerde kademeler teşkil edilerek tünel taban kotuna kadar kazı yapılmıştı. Kazıdan sonra şevlerde hiçbir destekleme yapılmamıştı. Tünel girişinde Kanopi teşkil etmek için tam kesit 3 adet HEB 240 Profilden imal edilmiş iksalar kurulmuş ve iksaların üzeride sacla kapatılarak tünel aynasında kazıya başlamak için hazırlık yapılmıştı (Şekil 12).



Şekil 12. Tünel portalında daha önce yapılan kazı çalışmalarından görünüşler

Ancak tünel aynasında kazıya başlamadan önce Güney şevde meydana gelen heyelan büyüyerek tünel portalını kapatmıştı. O günkü imkanlarla tünelin açılamayacağı anlaşıldığıd için tünel yapımına ara verilmişti. Hiç bir önlem alınmayan bölgenin tüm suları tünel portalına akmış ve portal bir bataklık haline gelmişti. (Şekil 13) Daha sonra yapılan yeni bir ihale ile 2006 yılında kazı ve destekleme çalışmalarına tekrar başlanmıştır.

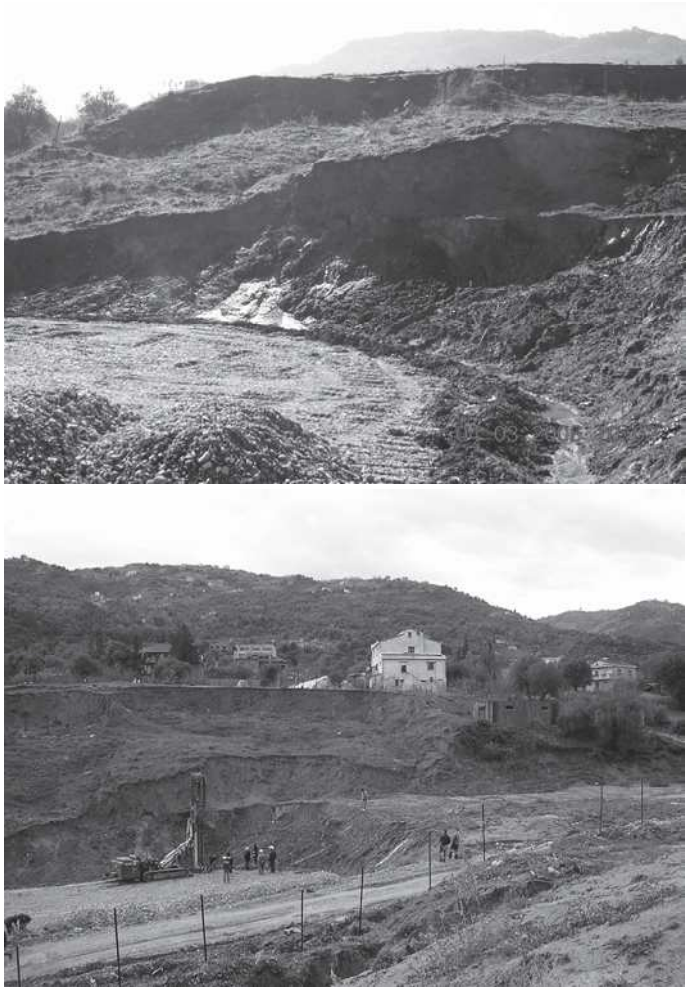
Şekil 13. Islah edilmeden önce Tünel portalı

4.2 Portalda Berlinuazın Teşkil Edilmesi

Tünel portalında ileriye doğru 50m'lik bir bölgenin kuzey ve güney şevlerinin dibine yapılan mini kazıklar ve kazıklar arası bölgenin aşamalı olarak kazılıp çelik-hasır püskürtme beton ve aktif ankrajlarla desteklenmesine berlinuaz adı verilir.

Berlinuaz çalışmalarına başlamadan portalda zemin ıslah çalışmaları yapılmıştır (Şekil 14). Zemin ıslah çalışmalarından sonra mini-kazıkların yapılmasına başlanmıştır (mini-kazık çapı: 30cm merkezden merkeze ara mesafesi 45cm ve kazık boyları 12.05m ile 15.5m arasındadır). Kazıkların son 3m'si marnın içine girmekteydi. (kazık soket boyu 3m olarak öngörülmüştür) (Ek-2 Kazıkların plan görünüşü.)

Kazıkların tamamlanmasından sonra kazık başlarına donatılı kiriş yapılmıştır. Karşılıklı kirişten kirişe kazı sırasında kapanmaya karşı 2.70m ara ile HEB-180 "I" profilden gergiler yerleştirilmiştir. Kazıklar arasında d=1.5m derinlikte kazı yapılarak 1 kat çelik-hasır ve 5cm püskürtme beton uygulanmıştır. Gergiler ile ilk sıra ankrajlar arası mesafe 5m olarak projelendirilmiştir. Bu nedenle 5m kazı yapılıp çelik-hasır ve püskürtme beton uygulanıp ankrajlar yapılıncaya kadar geçen sürede mini-kazıklarla oluşturulan perdede içeriye doğru deformasyon meydana gelmiş ve gergilerde burkulmalar oluştuğu için mevcut gergilerin 1.50m altına HEB-240 "I" profillerinden 2. sıra gergiler yerleştirilerek deformasyonlar durdurulmuştur (Ek-3 gergi montajından görünüşler).

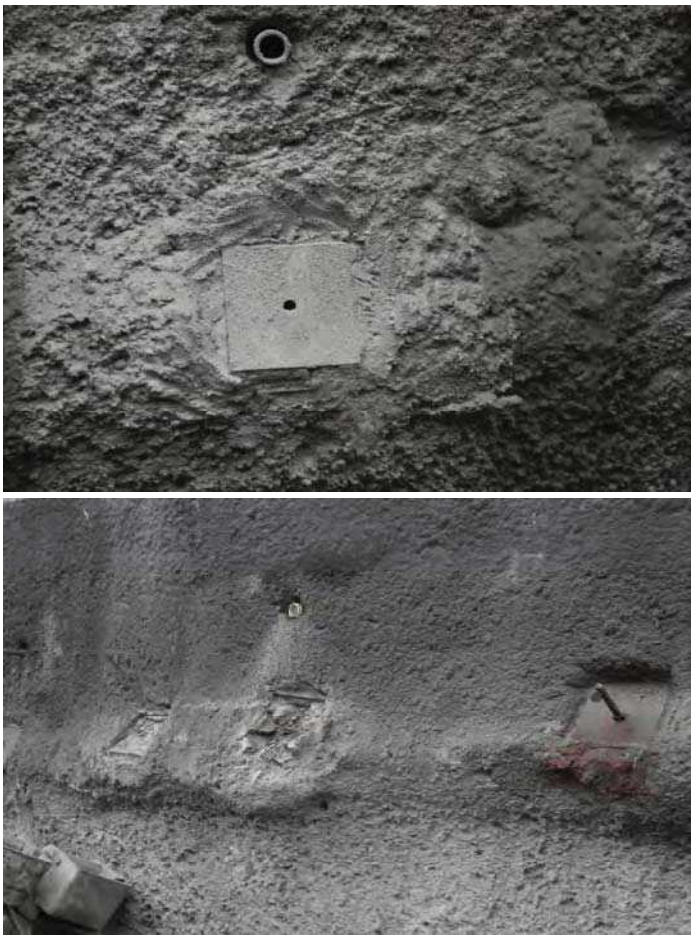


Şekil 14. Zemin ıslah çalışmalarından sonraki görünüşler

Berlinuaz bölgesinde kullanılan ankrajların delgi çapı 120mm, kullanılan nervürlü demirin çapı ise 20mm, L=8m boyunda aktif ankraj olarak yapılmıştır. Ankrajlar 5ton'a gerilip sıkılmıştır. Ankrajların başına donatılı kiriş yapılıp ankraj plakasının kirişe basması sağlanmıştır. Berlinuaz bölgesinin 1. sıra ankrajlarının tamamlanması ile berlinuazın ilk aşaması tamamlanmıştır.

Berlinuazda 2. sıra ankraj ile 1. sıra ankraj arası mesafe 4m olarak projelendirilmişti. 2. sıra ankrajın yapılabilmesi için minimum 4.5m kazı yapılması gerekiyordu. Aynı

sistemle yapılacak kazı ve destekleme sürşarjdan dolayı tehlikeli bir durum arzetmekteydi. Bu nedenle çözümler üzerine tartışılırken berlinuazın tabanındaki kazıya girmeden tünel üstyarı seviyesinden kazı ve desteklemeye başlayarak ilerlemeye devam edilmiştir. Tünel içinde ilerleme yapılırken berlinuaz bölgesinin ikinci aşaması için yapılması gerekenler şekillenmeye başlamıştır.



Şekil 15. Kopan ankraj başlıklarından görünüşler

Sistemi taşıyan aktif ankrajlardır. Berlinuazın mevcut 2 sıra olarak projelendirilen ankrajlarına 2 sıra daha ilave edilmesi gerekiyordu. Tasarruf adı altında yapılan kısıtlama ile bir sıra daha ilave edilmesi uygun görülmüştür. Ancak 1. sıra ankrajdan itibaren tabana doğru yapılan 2m kazıdan hemen sonra 1. sıra ankrajların diş açılan ve plaka takılan kısımında kopmalar başlamıştır. Plakanın kopması ankrajın artık çalışmaması demektir (Şekil 15). Bu nedenle kazılan bölge hemen pasa ile doldurulup 1. sıra ankrajların 1m üstüne ve 1m altına aynı sistemle ilave ankraj yapılarak deformasyonlar durdurulmuştur. İlave yapılan ankrajlarda kullanılan nervürlü demirin çapı 20 mm yerine 25 mm'ye çıkartılmıştır.

İlk projelendirme aşamasında güney ve kuzey perdeler için ikişer sıra aktif ankraj öngörülmüştü. Ancak kazı ve desteklemenin hemen başlangıcında zeminin durumu izlenerek ve sürşarj gözönünde bulundurularak güney perde için proje aşamasında öngörülen 2 sıra ankraja 2 sıra daha ve kuzey perde içinde proje aşamasında öngörülen 2 sıra ankraja 1 sıra daha ankrajın ilave edilmesiyle berlinuazın sorunsuz olarak tamamlanacağı görülmüştür. Ancak tasarruf adı altında güney perde için ilave olarak 1 sıra ve kuzey perdede sürşarj az olduğu için ilave ankraj yapılmasına gerek olmadığı ileri sürülmüştür.

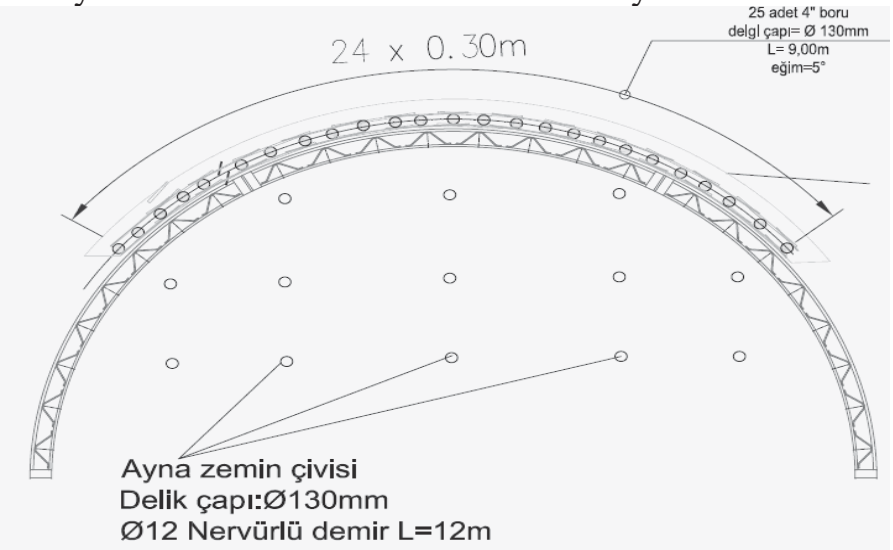
Güney perdede ilk etapta kopan ankraj başlıkları zemini harekete geçirdiği için 2 sıra yerine 3 sıra ankraj ve öngörülmeyen kuzey perdeyede 1 sıra daha ankraj ilave edilerek berlinuazın kazı ve desteklemesi tamamlanmıştır. Ek-4'da A-A kesiti proje aşamasında alınan kesiti, A'- A' kesiti uygulamadan sonra aynı yerde alınan kesiti göstermektedir. Ek-5 Kuzey ve Güney perdelerde uygulanan ankrajların profilidir.

4.3 T3-B Portalında Tünel Kazı ve Destekleme Çalışmaları

Berlinuaz bölgesi kazı ve desteklemesi sırasında aynı anda tünelin alın şevinde kazı ve desteklemeye devam edilmiştir. Tünel alın şevi de berlinuaz bölgesi gibi serbest ve akıcı zeminden oluşmaktaydı. Alın şevinin kazı ve desteklemesi sırasında sürekli bir su geliri gözlenmekteydi. Kazı ve destekleme sırasında su şevin tabanına kaymaktaydı ve aynı zamanda su ile birlikte alın şevinde zeminde kaymalar oluşmaktaydı. Şevdeki sözkonusu olumsuzluklar anında püskürtme beton ve çelik-hasır uygulanarak önlenmiştir.

Alın şevindeki desteklemeyi güçlendirmek için 120 mm delik çaplı 20 mm nervürlü demirden L=6 m boyunda zemin çivisi yapılmıştır. Alın şevinde açılacak tünel aynasının tamamı çelik-hasır ve püskürtme beton ile kapatılmıştır. Şekil 16'da görüldüğü

gibi tünel aynası zemin çivileri ve umbrella-arch boruları ile emniyete alınmıştır. Tünel üstyarı kazısına başlamadan ön püskürtme beton düzeni kurulmuş ve parçalı kazı yapılarak püskürtme beton uygulanmıştır. İksa montajı, çift kat çelik-hasır ve 30cm kalınlığında püskürtme beton uygulaması ile 6m kazı ve desteklemeye devam edilmiştir. Raund aralığı 0.6m olarak uygulanmıştır. Üstyarı aynasına hakim olan zeminin tamamı kohezyonsuz ve akıcıydı. Bu nedenle tavan bölgesini umbrella-arch boruları ve aynayı da zemin çivisi tutmaktaydı (Şekil 17). Ancak kazı ve desteklemesi yapılan raundların yan duvarlarının yalnız iksa, çelik-hasır ve püskürtme beton ile tahkim edilmesi mümkün değildi. Bu nedenle yan duvarlardaki desteklemeyi güçlendirmek için 120mm çapında delik ve L=6m boyunda 25mm nervürlü demirden her raundda 7 adet zemin çivisi yapılarak ilerlemeye devam edilmiştir. Tünelin altyarı tabanı marndan oluşmaktaydı.

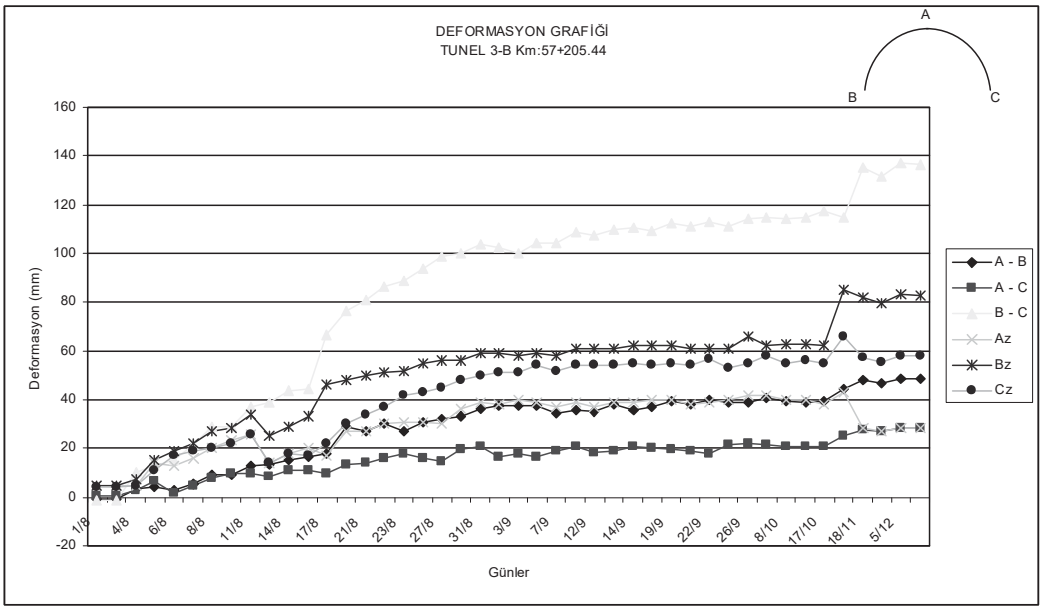


Şekil 16. T3-B tünel aynası zemin çivileri ve umbrella-arch boruları

Şekil 17. T3-B üstyarı aynasından görünüş

Deformasyonlara meydan vermemek için altyarı kazı ve desteklemesi üstyarının 15-20m gerisinden devam etmekteydi. Altyarı kazı ve desteklemesinin üstyarı aynasına yakın mesafede takip etmesi tünel içinde hareket kabiliyetini arttırmaktaydı. Aksi taktirde çamur içinde çok fazla ilerleme imkanı yoktu. Söz konusu tüpte aynı sistemle kazı ve deteklemeye 40m devam edilmiştir. Zeminin genel karakterinde bir değişiklik olmamasına rağmen tasarruf adı altında zemin çivilerine gerek olmadığı ve L=4m boyunda 51mm delik çaplı PG bulonlarla devam edilmesi öngörülmüştür. Ancak zemin çivisinden bulona geçtikten sonra 22m ilerleme yapılabilmiştir. 22m ilerleme yapılan bölgede bulunan deformasyon istasyonunda hemen deformasyonlar artarak devam etmiştir. İlk etapta sözkonusu bölge L=6m zemin çivileri ile takviye edilmiş ve tünel aynasından ileriye doğruda zemin çivileri kullanılarak kazı ve desteklemeye devam

edilmiştir. Diğer deformasyon istasyonlarında deformasyonlar 2 -3cm mertebelerinde gerçekleşirken sözkonusu istasyonda Şekil 18'de görüldüğü gibi 13 cm civarında gerçekleşmiştir. Tekrar başlangıçta uygulanan sistemin aynısı uygulanarak tünel kazı ve desteklemesi tamamlanmıştır.



Şekil 18. Km:57+205.44 deformasyon istasyonun grafiği

5 SONUÇLAR

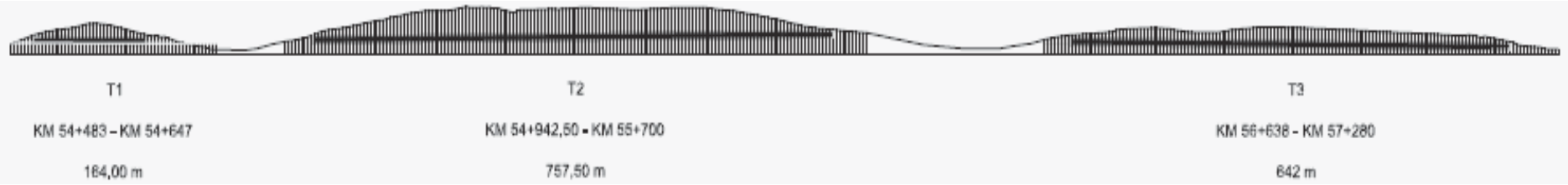
Toplam uzunluğu 642m olan T3 tünelinin ilk tünel açma denemesi başarısızlıkla sonuçlanmıştı. Tünelin zemin yapısı jeolojik ve jeoteknik verilerindende anlaşıldığı gibi problemli bir tünel konumundaydı. Böylesi sorunlu zeminde açılacak tünelde fazla hata yapma şansı yoktu. Tünel kazı ve destekleme çalışmalarına başlamadan önce ekip ve ekipman olarak gerekli hazırlıklar yapılmıştır. Proje aşamasında zeminle ilgili edilen veriler ve daha sonra güzergahta yapılan 3 sondajdan elde edilen veriler ve portal kazısı sırasında zeminin davranımının da izlenmesinden sonra hangi tür destekleme tipinin uygulanacağı belirginleşmiştir. Ancak tünelin T3-A portalında açılan 20m'lik bölgesinden sonra tasarruf adı altında kazı ve destekleme sistemini değiştirmek tam aksine tasarruf yerine hem maliyeti arttırmış hemde yeni problemlerin meydana çıkmasına neden olmuştur. Bu tür sorunlu tünellerde projelendirme aşamasında bir takım hatalar yapılabilir. Ancak tünel içine girdikten, zeminle ilgili doneler elde edildikten sonra, zeminin davranışı gereği yapılması gereken destekleme elemanları açığa çıktığında artık bunlarda tasarruf adı altında kısıtlamaya gitmek hem tünel emniyetini riske eder hemde maliyeti arttırır. Gereğinden fazla yapılacak bir destekleme elemanı tünel maliyetini kendi birim fiyatı kadar arttırır. Ancak eksik yapılan destekleme elemanından dolayı meydana gelen bir olumsuzluk tünel maliyetini bir kaç kat arttırdığı uygulamada görülmüştür.

T3 tünelinin T3-A portalında 170m'lik umbrella-archsız açılan bölümün dışında tünelin geri kalan bölümünün tamamı umbrella-arch ve zemin çivisi kullanılarak açılmıştır. Zemin yapısı gereği uygulanan söz konusu tahkimat sistemi ile her aynada ortalama 1m/gün ilerleme yapılarak tünelin kazı ve desteklemesi tamamlanmıştır. Tünelin en problemli bölümleri seçilen sözkonusu kazı ve destekleme sistemi ile sorunsuz bir şekilde tamamlanmıştır.

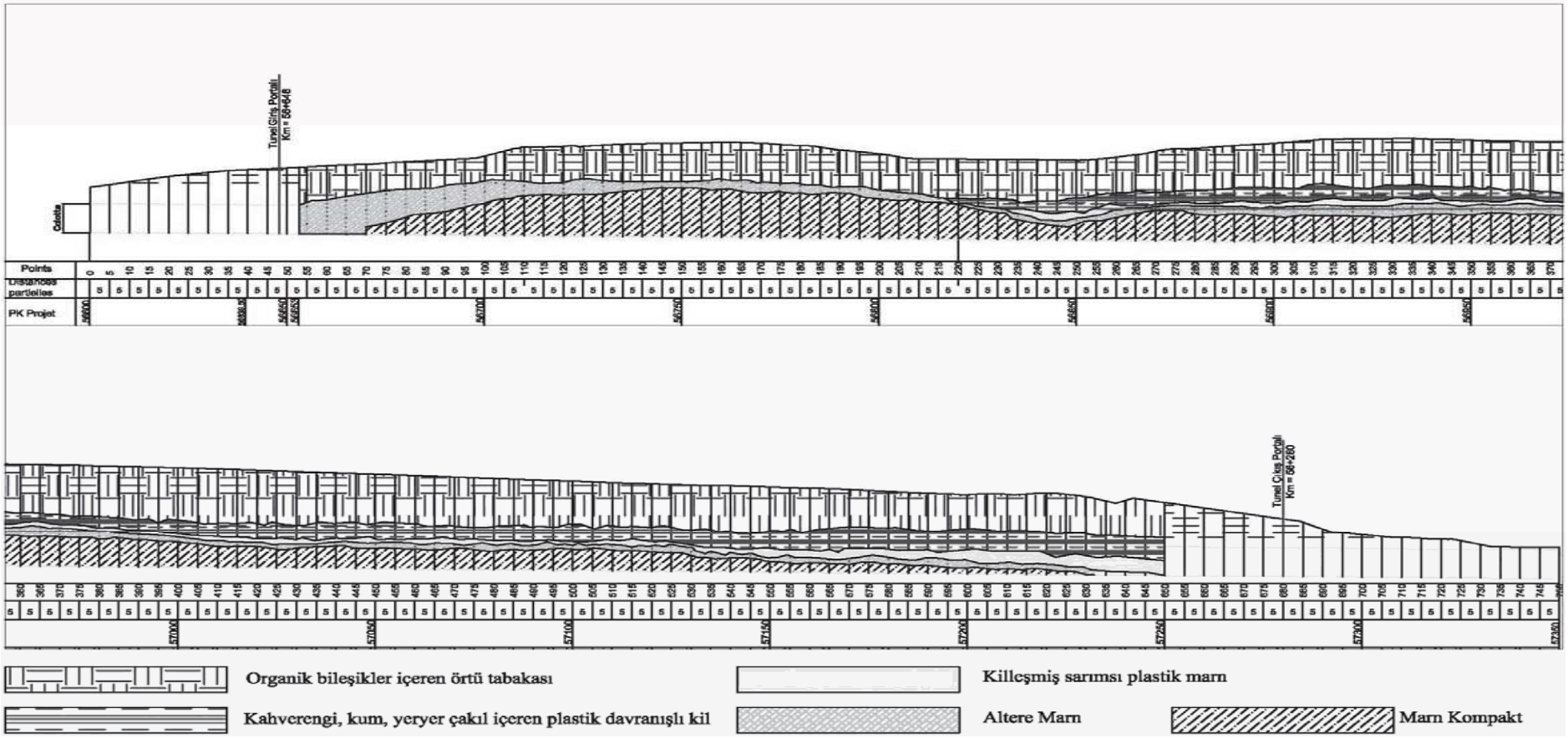
Daha sonra nihai iç kaplaması tamamlanan T3 tüneli hizmete hazır hale getirilmiştir.

Yıllar önce macera olarak başlayan tünel gerçek olarak sonuçlanmıştır. T3 tüneli eski bir macera ve yeni bir gerçektir.

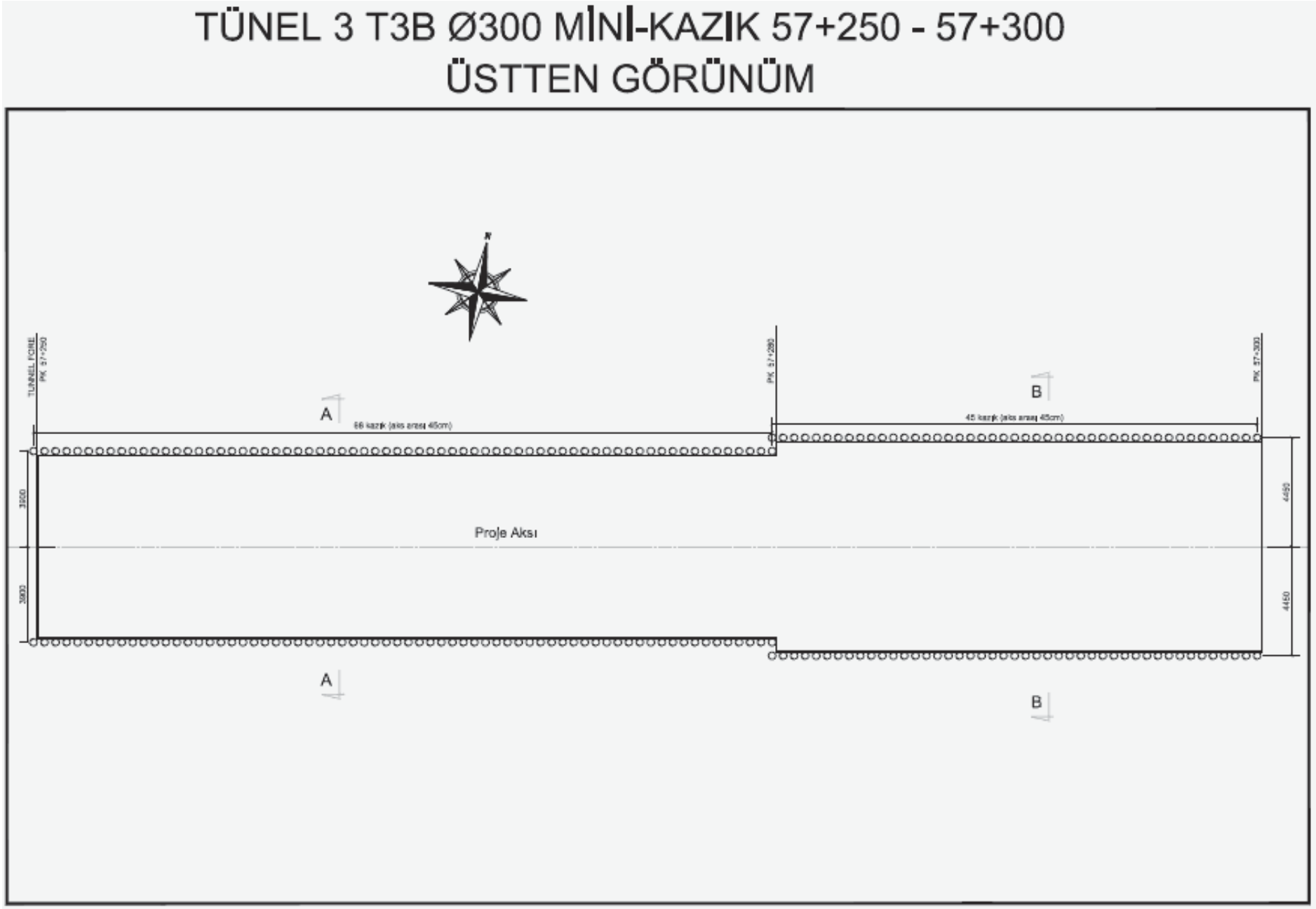
Ek-1 Tunellerin Boy Profili



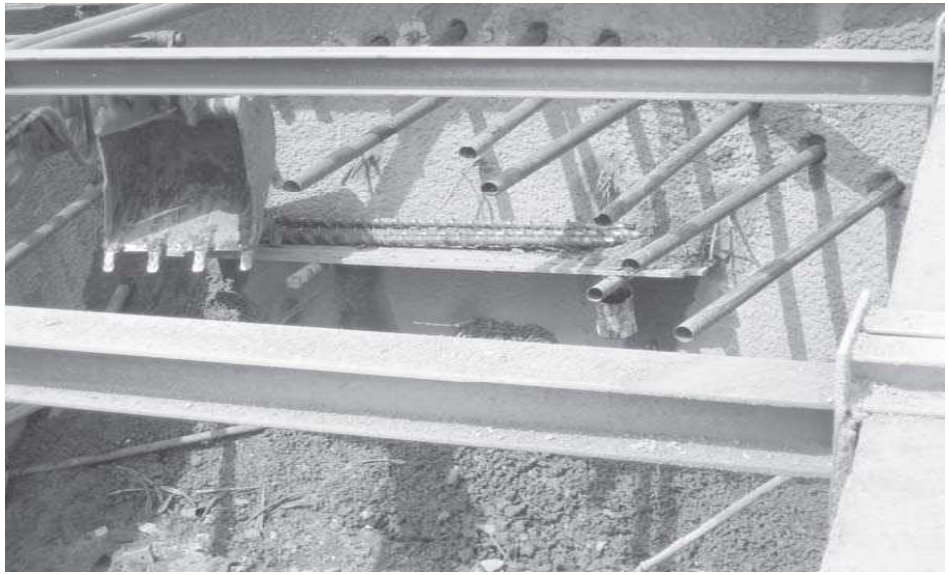
Tunel 3 Jeolojik Boy Kesit



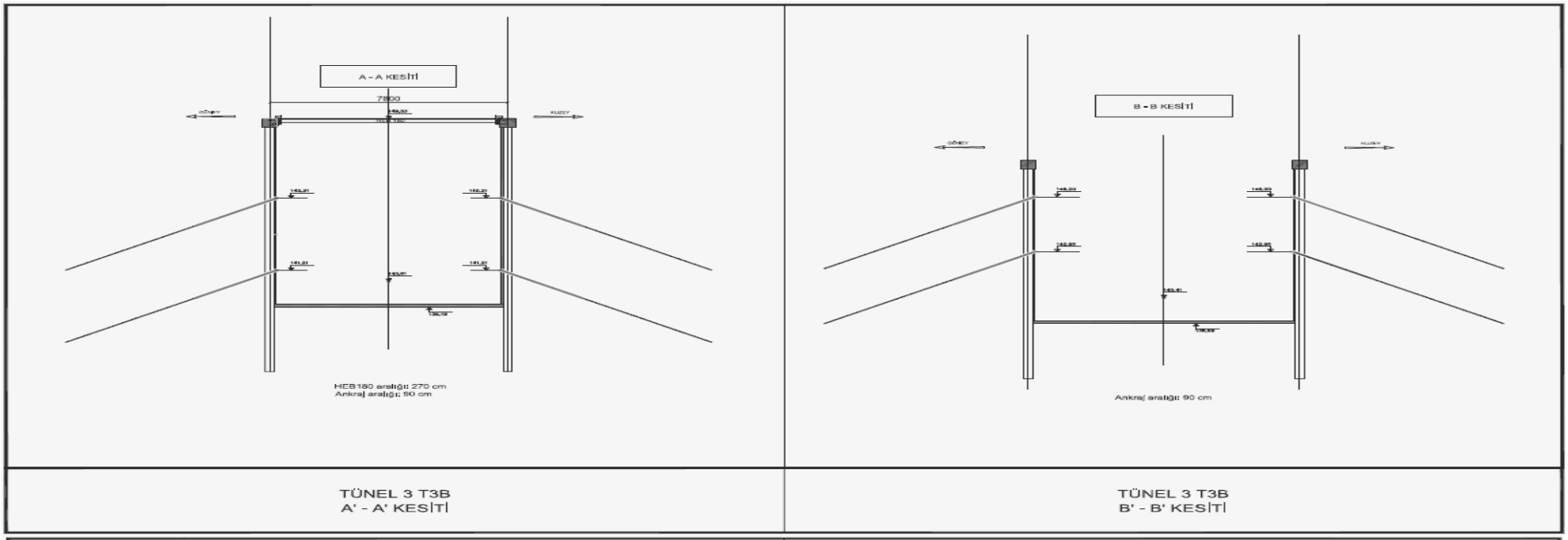
Ek-2 Kazıkların Plan Görünüşü



Ek-3 Gergi Montajından Görüntüler

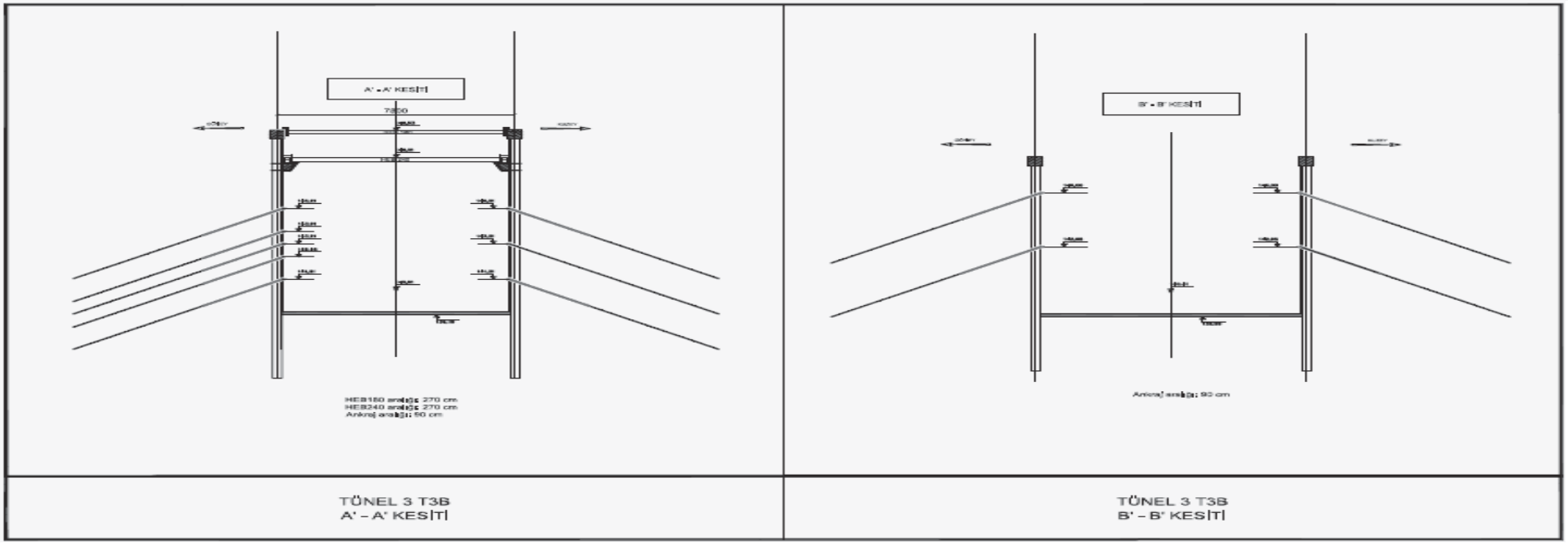


Ek-4 Berlinuaz Bölgesi En Kesitleri



TÜNEL 3 T3B
A' - A' KESİTİ

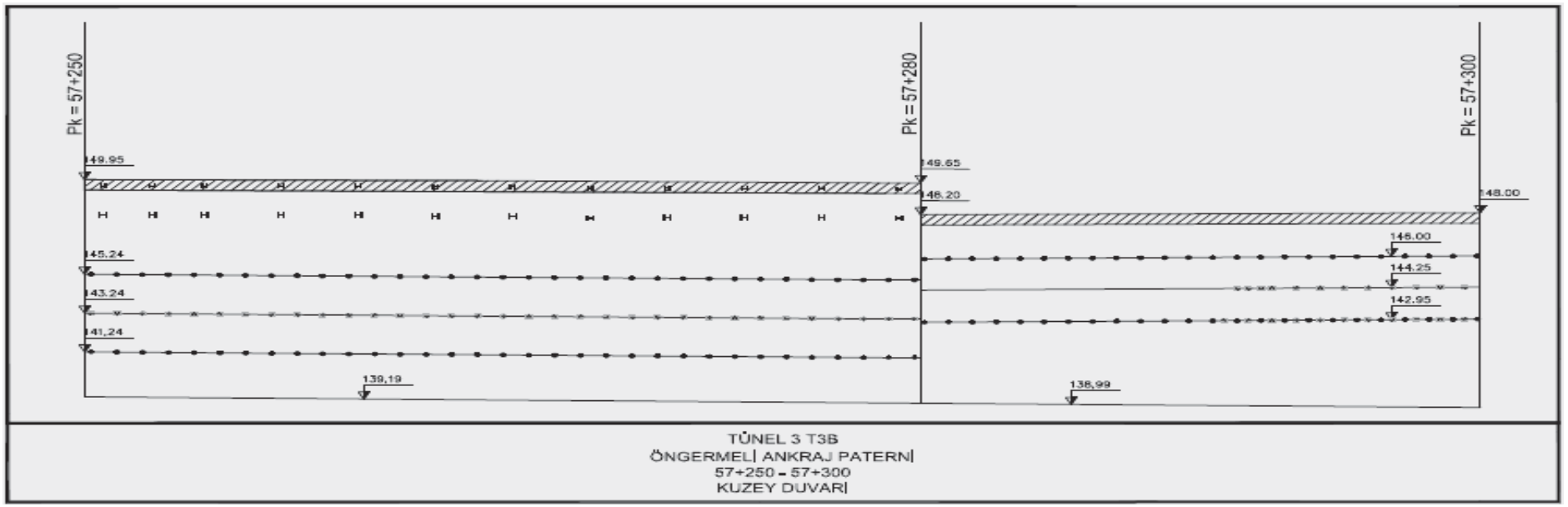
TÜNEL 3 T3B
B' - B' KESİTİ



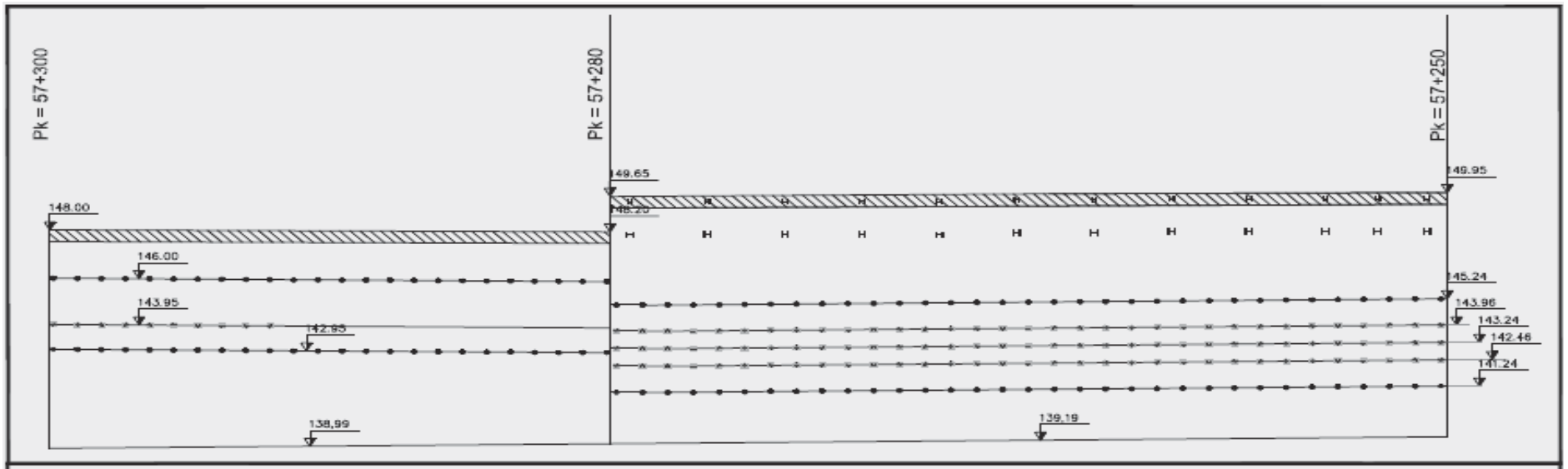
TÜNEL 3 T3B
A' – A' KESİTİ

TÜNEL 3 T3B
B' – B' KESİTİ

Ek-5 Kuzey Ve Güney Perdelerde Uygulanan Ankrajlar



TÜNEL 3 T3B
ÖNGERMELİ ANKRAJ PATERNİ
57+250 - 57+300
KUZEY DUVARI



TÜNEL 3 T3B
ÖNGERMELİ ANKRAJ PATERNİ
57+250 - 57+300
GÜNEY DUVARI

Pipe Umbrella Support Systems and Installation Methods

Volkmann, Günther M.
ALWAG Tunnelausbau Ges.m.b.H., Pasching/Linz, Austria

Button, Edward A.
Department of Earth Sciences, ETH Zurich, Zurich, Switzerland

Schubert, Wulf
Graz University of Technology, Institute for Rock Mechanics and Tunneling, Graz, Austria

ABSTRACT Pipe umbrella support systems are used as pre-support in weak ground tunneling. Special machines or conventional drill jumbos can install this support system but both the installation methods show different influence on stability demands and deformations. The negative influences can be minimized by choosing an adequate installation method or pipe type. This detailed analysis discusses the difference inherent in the installation methods of apparently same pipe umbrella systems.

1 INTRODUCTION

The construction of subsurface infrastructure in urban areas increased in the last decades. The ground conditions in these areas are often weak so conventional tunneling needs additional measures to support the working area. These measures are face bolts, spiles, pipe umbrella support systems, pipe roof systems, or horizontal jet-grouted columns for example. The application of these systems increases the stability during construction and it decreases the excavation induced deformations.

The pipe umbrella system consists of steel pipes, which are installed from the actual face to the front. The pipes are arranged at the outer shape of the excavation. Typically, these pipes are 12.0 m to 15.0 m long and their diameter ranges from 70 mm to 200 mm. The distance between the drill axis of two adjacent pipes varies from 25 cm to 50 cm so ground remains in between two supporting pipes.

This pre-support system is primarily working ahead of the primary lining so it is difficult to observe its influence on stability or deformations. For this reason, horizontal in-place inclinometer chains were applied to measure displacements ahead of the geodetic survey in the tunnel during construction.

The gained data was implemented in numerical calculations, which enabled to combine the same project conditions with different support concepts. The results regarding stability issues and deformation characteristics were evaluated and distinctive features investigated.

The main results of this basic investigation are presented at the beginning of this publication. Two construction-relevant issues are outlined in the following. These are the influence of the installation method on displacements and the used pipe type.

2 INCLINOMETER MEASUREMENTS

The geodetic survey in the tunnel starts after the installation of the primary lining so another measurement system was applied for observing the deformations ahead of geodetic observations. A 21.0 m long extra pipe was drilled directly above the pipe umbrella support. An in-place horizontal inclinometer chain was installed in this pipe and the instrumentation was connected to a data acquisition system at the tunnel wall.

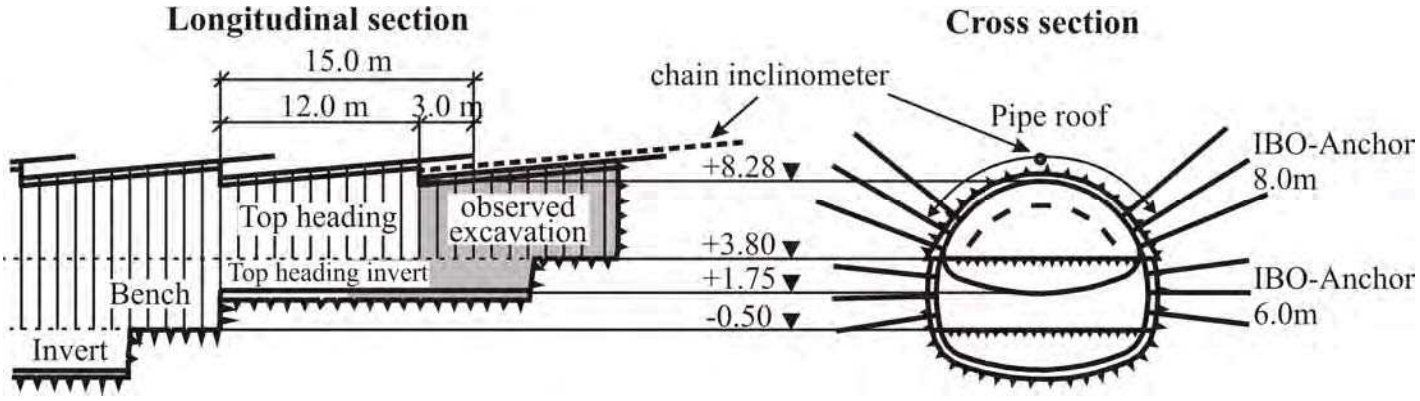


Figure 1. Sketch of the horizontal in-place inclinometer chain (Volkmann et al 2003)

The measurement configuration consisted of 10 inclinometer links. Each of these links was 2.0 m long and they are connected to one another leading to a closed measurement chain. This allows measuring settlements in the tunnel roof level up to 20.0 m ahead of the construction (Fig. 1).

3 RESULTS OF PREVIOUS INVESTIGATIONS

The evaluation of the minutely stored data showed the development of settlements for each construction step (Fig. 2). This includes excavation phases, installations of the primary lining, and installations of all other support features like radial bolts, micropiles, and pre-support systems. The observations detected that the installation of radial bolts, face bolts, or pipe umbrella pipes may also increase the deformations when the ground gets weaker. This characteristic is caused by unstable drill holes, erosion due to flushing, and the dynamic loading of the drill (Volkmann & Schubert, 2005).

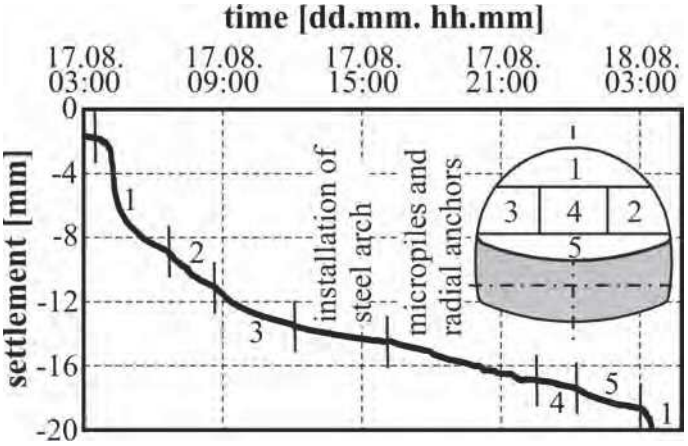


Figure 2. Development of settlements for one excavation and support round

These measurements also investigated the structural conditions of pipe umbrella support systems during construction. The deformations induced by the excavation load the pipes during construction. The highest deformation values occur around the face. The pipes are loaded most in this section because the pipes are stiff, compared to the surrounding ground. The loads are transferred in the longitudinal direction to the pipe's bearings. These bearings are the ground ahead and the already supported section in the tunnel. (Volkmann & Schubert, 2007). This load transfer increases the stability of the working area. Additionally, numerical calculations showed that this support system also decreases the deformations induced by the construction (Volkmann & Schubert 2006).

The resulting deformation of the pipes is primarily in the radial direction and shows two sections with higher curvature. One section is ahead of the face while the second one always appeared 1.0 m to 3.0 m behind the face position (Fig. 3).

4 INSTALLATION METHOD

Nowadays two variants are applied to install pipes with diameters between 80 mm and 200 mm. The first installation procedure starts with drilling holes for pipes. The pipes are inserted into the pre-drilled holes in a second step, so this method is called pre-

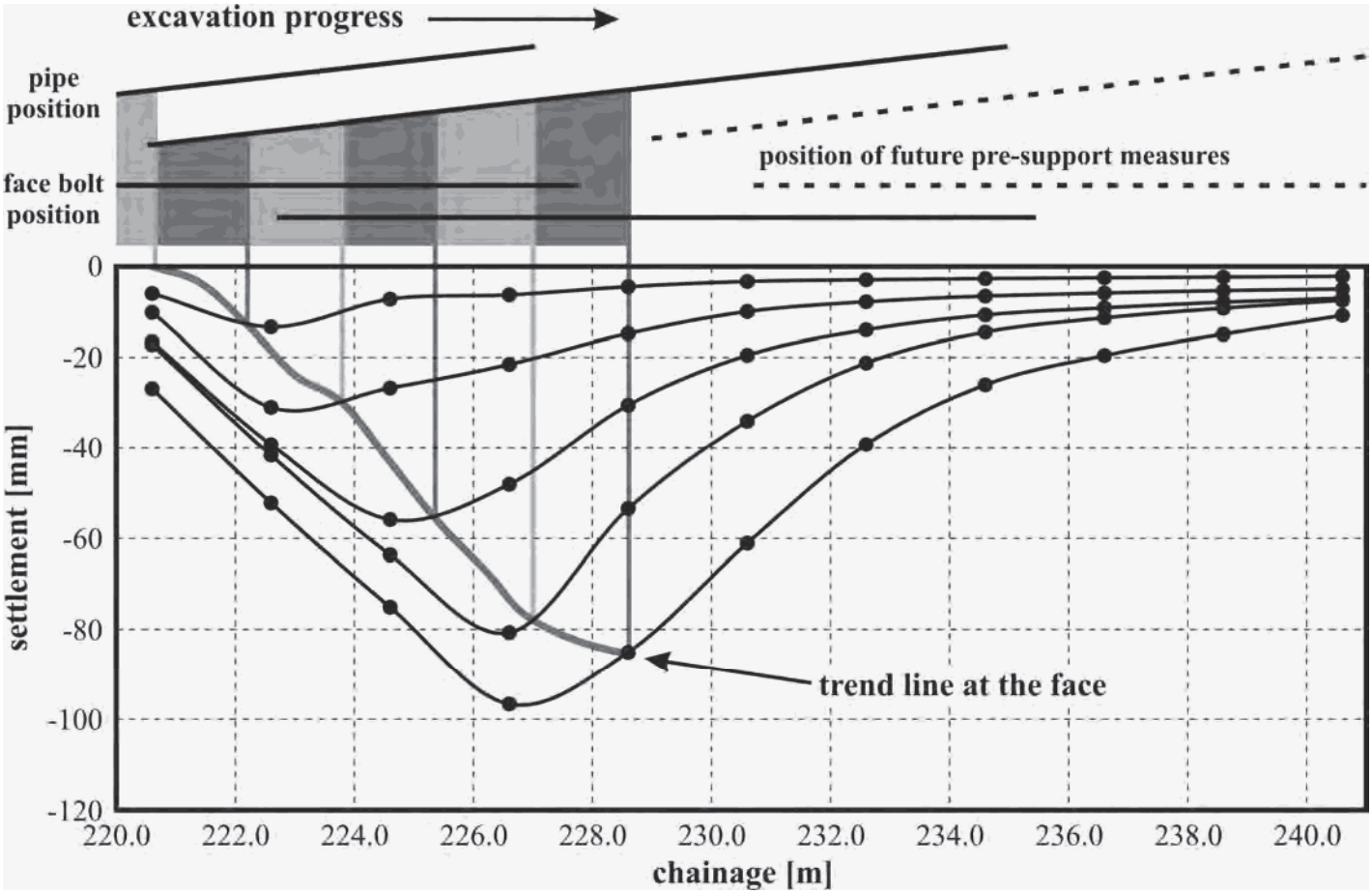


Figure 3. Development of measured deformations at the roof section

drilling method. The second method is called cased drilling method because the pipes follow immediately behind the drill bit so the pipe cases the drilling process (Volkmann 2004).

4.1 Observations during Installation

The development of settlements was observed on site during installations for both methods at comparable ground conditions (Volkmann & Schubert, 2006). Figure 4 and 5 present the results of the horizontal inclinometer measurements about 1.0 m above the installation. Each line in these diagrams presents the measured settlements after the installation of a finished pipe umbrella support system (28 pipes for Fig. 4 and 30 pipes for Fig. 5). The installations performed with the cased drilling system induce small settlement amounts. The results for the pre-drilling system vary dependent on the ground conditions observed during the following excavation. This installation procedure always induced higher settlement amounts when the ground got weaker. The observed higher amounts only appeared ahead of the face. Therefore, the usually performed geodetic survey in the tunnel cannot examine the performance of installations.

4.2 Cause and Effect

The difference in the observed settlements is caused by a combination of effects induced during installation.

The measurements display that even small holes for radial or face bolts can cause deformations in weak ground. The stress redistribution because of drilling holes for the pipes also causes deformations. The pipe that follows immediately behind the drill bit supports the drill hole from closing, while the deformations unhamperedly occur in pre-drilled holes. The pipe must fit into the remaining pre-drilled hole or it is not possible to install the pipe (Fig. 6). Only a repeated

reshape or the use of a bigger drill bit can provide a proper installation. Although these installation techniques increase the deformations, the installed pipe umbrella support increases the stability for the following excavation process.

Another difference between the two installation systems is the way of flushing and cooling during drilling. Water mostly influences the strength of weak ground negatively. When using a pre-drilling system, the backflow occurs in the annular gab between the drill rod and the unprotected ground. Water gets in contact with the ground over the entire hole length during drilling, which influences the quality of the later excavated ground negatively. The cased drilling system flushes inside the casing pipe so the water only gets in contact to the ground at the drill bit's position, influencing the ground's properties at a limited area.

The cuttings can be flushed with air too. However the flushed material can erode the drill hole walls when using a pre-drilling system.

The cased drilling system should be used to prevent high water saturation and flushing erosion of the ground. For projects with subsidence limitations and strain sensitive ground, this system should also be preferred because the risk for installation induce4d deformations is lower.

4.3 Numerical Calculation

The observations with horizontal inclinometers identified deformations related to the drill of holes in weak ground. To back-calculate the observed deformations of the Trojane tunnel, the influence of drill holes on the stress redistribution was examined in a UDEC calculation. The pipe umbrella support system at the Trojane tunnel consisted of 30 pipes, so the area of 30 pipes was excavated in the shape of a pipe umbrella support system in the numerical calculation. The overburden in the numerical calculation was 15.0 m. The geotechnical input parameters for the ground were taken from laboratory test results (Zlender B. 2003).

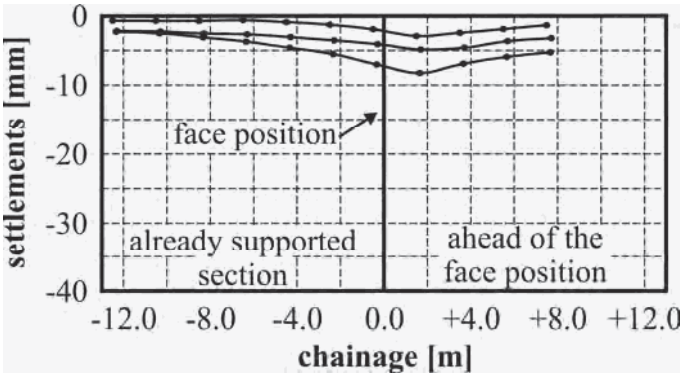


Figure 4: Measured settlements during three pipe umbrella installations by a cased-drilling system at the Birgl tunnel

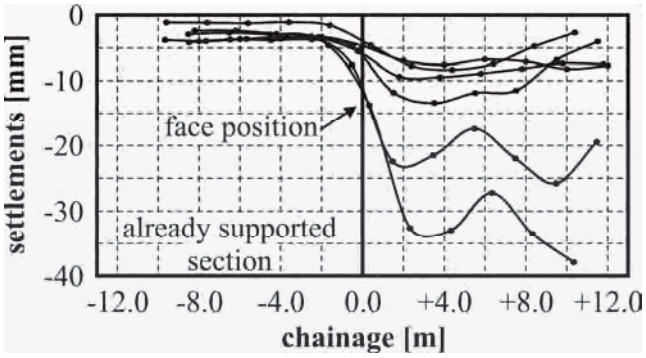


Figure 5: Measured settlements during six pipe umbrella installations by a pre-drilling system at the Trojane tunnel

Figure 6: Broken pipe because of a collapsed pre-drilled hole at the Trojane tunnel

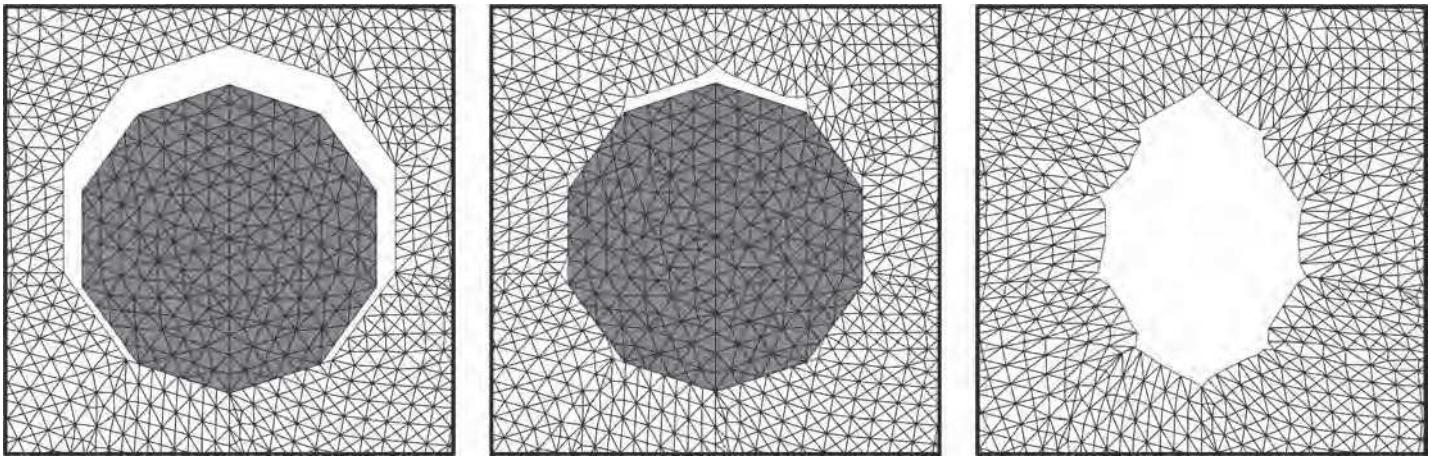


Figure 7: Exemplary detail of the numerical UDEC calculations showing the results for a hole in the crown area with and without the supporting effect of a pipe (diameter 114.6 mm)

Details of the calculations can be seen in Figure 7. It shows on the left side the original mesh before the calculation starts. The pipe in darker gray has an outer diameter of 114.6 mm. The plot in the middle shows the stabilized system when a pipe is supporting the drill hole during calculation (cased drilling system). The annular gap between the pipe and the ground that exists because of the bigger drill bit diameter is nearly closed. The right side of Figure 7 presents the calculated result without the supporting effect of the pipe (pre-drilling system). The deformations are much bigger and obviously, the remaining hole is smaller than the 114.6 mm pipe.

This verifies the interpretation that the stress redistribution due to drill holes mainly causes the bigger deformations (Fig. 5).

5 PIPE UMBRELLA PIPES

Typically, pre-drilling systems install the supporting pipes at once while cased drilling systems connect pipe pieces to one another during installation. Both pipe types are usually provided with injection holes for the grouting. This enables to fill the annular gap between the pipes and the ground with grout. The grout can also infiltrate open joints or pores in the ground. So the grout improves the load transfer and to a certain extent the ground.

The injection holes as well as the connections reduce the geometrical moment of inertia, so both features influence the strength and stiffness of the pipe umbrella pipes. Therefore, bending tests were performed with grouted steel pipe samples. Figure 8 shows an outline about the dimensions of the testing apparatus. The relative displacement of three measurement points measures the sample's deflection. This value was used as a feedback command controlling the test procedure.

Observations on site showed that the pipes are generally loaded in the elastic range. However, higher loads leading to a failure of the pipes cannot be excluded. Thus, the test's focus is in the elastic range, but the samples were loaded until failure or a significant drop in resistance occurred. Figure 9 and 10 presents the elastic part of exemplarily

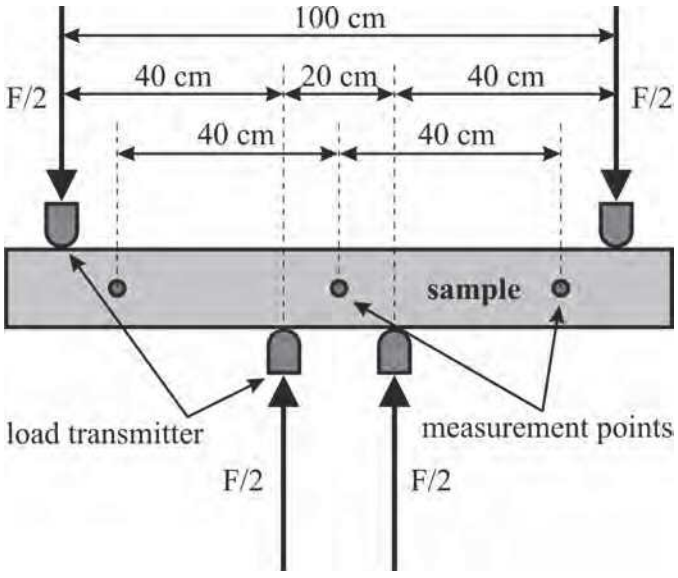


Figure 8: Bending test arrangement

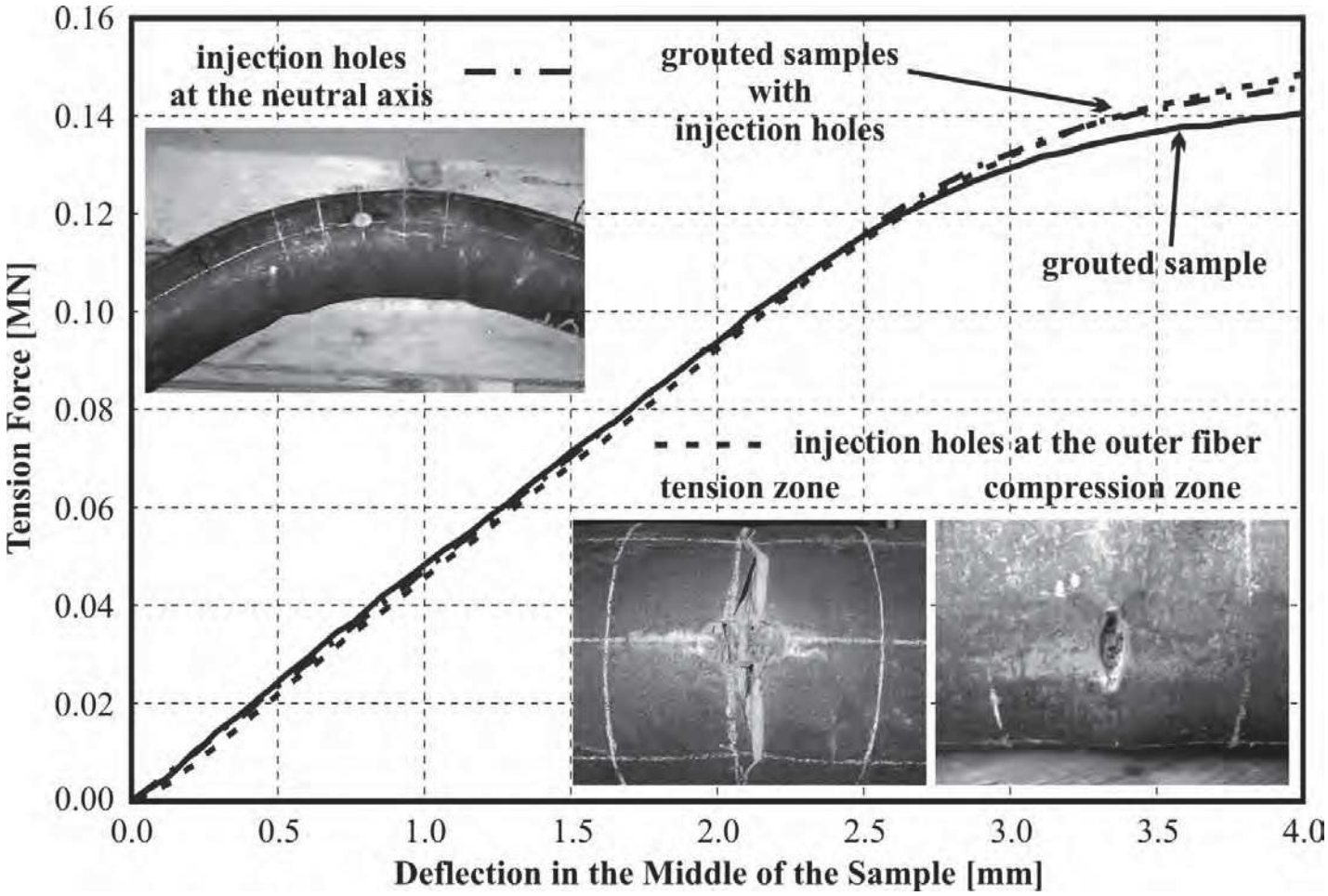


Figure 9: Bending test results of a grouted regular pipe and samples with injection holes

selected bending test results in a load - deflection curve diagram.

5.1 Injection Holes

The solid line in Figure 9 shows the results for a grouted regular steel pipe (114.3 mm x 6.3 mm). The dashed and chain dotted line stand for the result of the same grouted samples with injection holes in the middle of the sample. The influence of the injection holes was tested at neutral axis and outer fiber position, but no significant difference could be monitored in the elastic range during testing. Therefore, the injection holes do not influence the flexural strength of grouted steel pipes at construction relevant loadings.

5.2 Connection Types

The tests of grouted samples with standard thread connections identified this usually used connection type as weakest link in pipe umbrella pipes (Fig. 10). The picture in Figure 10 at the bottom shows this connection type after failure in the bending test. The flexural strength and the load of failure are lower, compared to the test result of the regular pipe.

This induces a decrease in the performance of pipe umbrella support systems during tunneling. A new connection type called “threaded nipple coupling” was developed to resolve this problem. This connection type shows a comparable flexural strength to the grouted regular pipe (Fig. 10) and a higher load at failure. This connection compensates the weakest link and increases the effectiveness of piecewise installed pipe umbrella pipes.

6 CONCLUSION

The pipe umbrella support system is an effective pre-support system, which is applied in conventional tunneling. The application of

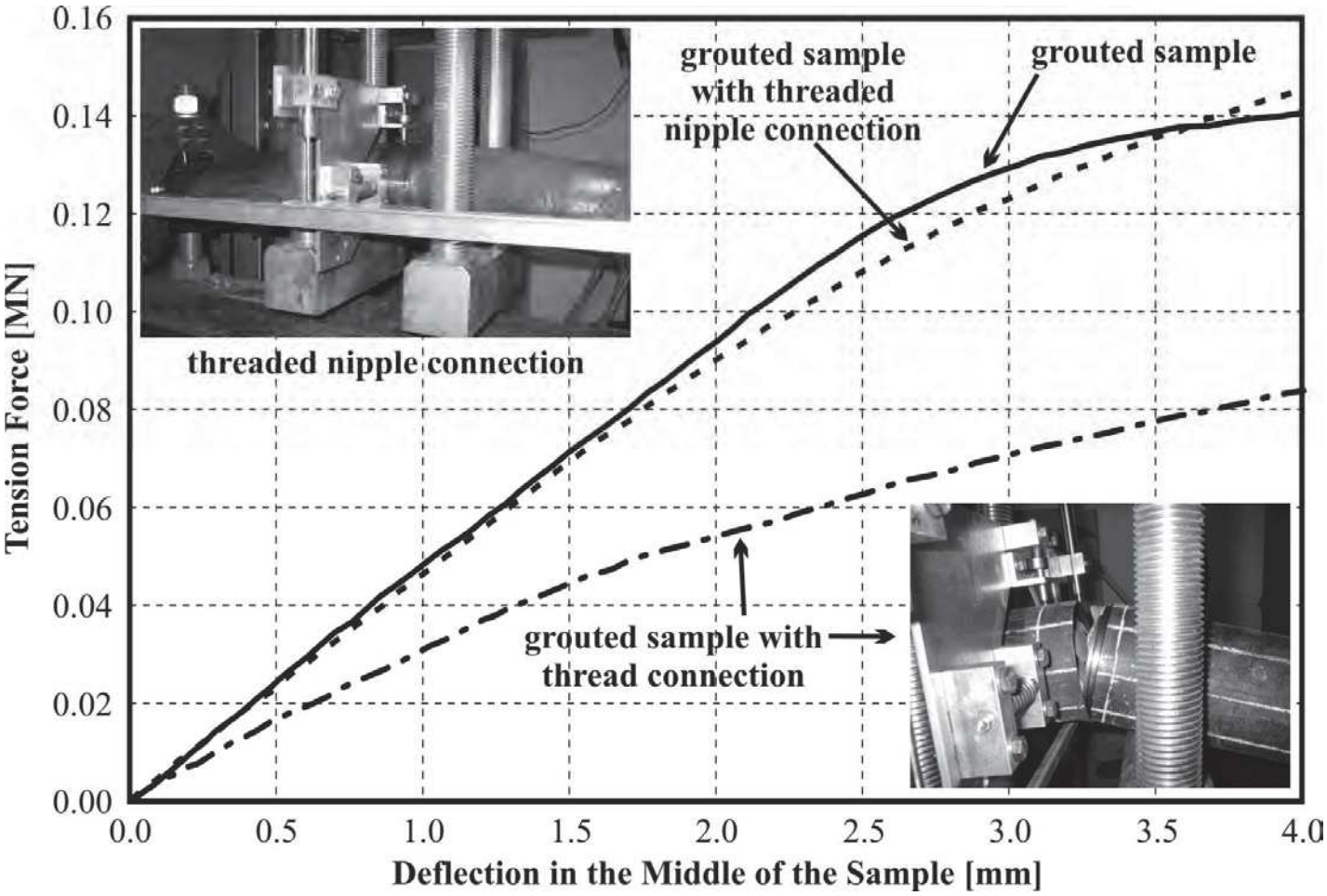


Figure 10: Bending test results of different connection types

this system increases the stability of the working area and it decreases the deformations during tunneling.

The pipes, which are arranged like an umbrella around the excavation shape, transfer loads in the longitudinal direction. Hence, critical areas are supported and less critical areas are used as abutments. These abutments are the ground ahead of the face and the primary lining. Typically this system is necessary in weak ground conditions. At these conditions, the drill holes for bolts or pipes may not be stable. Therefore, when using a pre-drilling system, bigger drill bit diameters or a reshape of the drill hole is required for preparing the necessary hole size. This problem does not exist, when a cased drilling system is used because the pipe immediately supports the drill hole.

Especially at urban projects, settlement limitations often rule the design. At weak ground conditions the risk for unstable drill holes increase. A cased drilling system inhibits this effect so the displacements stay small during installation.

Once installed, the deformations due to the following excavation activate the support effect of pipe umbrella systems. Thread connections decrease the moment of inertia, which creates hinges in the pipes during construction. These hinges decrease the effectiveness of the support system. A change of the connection to threaded nipple couplings eliminates this negative effect because this connection type has the same flexural strength as regular pipes.

The right choice of installation method and pipe type must agree with the project requirements. If the project requirements include settlement limitations in strain sensitive ground a cased drilling system with threaded nipple couplings is recommended. This combines the advantages of different methods during installation and construction.

REFERENCES

Muraki, Y., 1997. The Umbrella Method in Tunneling. MS thesis, *Massachusetts Institute of Technology, Dept. of Civil and Environmental Engineering*

Volkmann, G. M., E. A. Button & W. Schubert, 2003. eds. O. Natau, E. Fecker & E. Pimentel, Influence of the Zero Reading Time and Position on Geodetical Measurements, *Proc. of the International Symposium on Geotechnical Measurements and Modeling, 23rd-25th September 2003, Karlsruhe, Germany;* A.A. Balkema Publishers, Netherlands (pp 101-104)

Volkmann, G. M., 2004, ed. W. Schubert, A Contribution to the Effect and Behavior of Pipe Roof Supports, *Proc. of EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium,* (pp. 161-166)

Volkmann, G. M. & W. Schubert, 2005. eds. Y. Erdem & T. Solak, The Use of Horizontal Inclinometers for the Optimization of the Rock Mass – Support Interaction, *Proc. of the 31st ITA-AITES World Tunnel Congress, Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future, 7th-12th May 2005, Istanbul, Turkey,* A.A. Balkema Publishers, London, ISBN: 04-1537-452-9; (pp 967-972)

Volkmann, G. & Schubert, W. 2006, eds. C.F. Leung & Y.X. Zhou, Contribution to the Design of Tunnels with Pipe Roof Support. *In Proc. of 4th Asian Rock Mechanics Symposium, ISRM International Symposium, 8-10 November 2006, Singapore,* World Scientific Publishing Co. Pte. Ltd., ISBN 981-270-437-X, (p. 125)

Volkmann, G.M. & W. Schubert, 2007, eds. J. Bartak, I. Hrdina, G Romancov, J. Zlamal, Geotechnical Model for Pipe Roof Supports in Tunneling, *Proc. of the 33rd ITA-AITES World Tunnel Congress, Underground Space in the 4th dimension of Metropolises, Volume 1, Prague, Czech Republic, 5-10 May 2007* Taylor & Francis Group / Balkema, ISBN: 978-0-415-40802-8, (pp. 755-760)

Zlender, B. 2003. Triaxial Tests of Carboniferous Slates with Static and Dynamic Loading, *Proc. of ISRM 2003 – Technology Roadmap for Rock Mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy,* (pp. 1391-1394)

İstanbul Metrosu Tünellerinde Umbrella Arch (Şemsiye Kemer) Yöntemi ile Yüzey Deformasyonlarının Kontrolü

Control of Surface Settlement ith m rella Arch Method in Istan ul Metro Tunnels

Korkut Möröy*, Murat Hızel**, Serkan Küman***

eolo i üksek Mühendisi üksel Pro e luslararası A.Ş. İstan ul Metro ontrollüğü

eolo i Mühendisi Anadolu Metro rtaklığı

eolo i Mühendisi İstan ul Büyükşehir Belediyesi aylı Sistem apım Müdürlüğü

ÖZET İstanbul Büyükşehir Belediyesi' nce yürütülen İstanbul Metrosu Yenikapı – Taksim arası inşaatında tünel kazıları Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (YATAY) ile yapılmaktadır.

Modifiye YATAY diyebileceğimiz Umbrella Arch (Koruyucu Kemer) yöntemi ile yumşak kaya/zemin koşullarında yapılan kazı çalışmalarında oluşan deformasyonların, kabul sınır değerlerini aşmadığı hatta kabullerin çok altında kaldığı uygulamada görülmüştür. Bu nedenle; Umbrella Arch yönteminin sadece zemin ortamlarında uygulanmakla sınırlı kalmayıp, zayıf ve orta sağlam özellikteki kaya ortamlarında ve yerleşim bölgelerinin hemen altında, kemerleşme için yeterli kaya örtü kalınlığının bulunmadığı koşullarda yapılan tünel kazı çalışmalarında da uygulanabilecek emniyetli bir tünel kazı yöntemidir. İstanbul Metrosu Yenikapı – Taksim arası, tünellerin kazılarında Umbrella Arch Yönteminin yüzey deformasyonlarının kontrolünde başarılı olduğu uygulama sonuçlarından anlaşılmaktadır.

ABSTRACT In the Yenikapı-Taksim line of Istanbul Metro, tunnel excavations funded by Istanbul Metropolitan Municipality, are performed by New Austrian Tunnelling Method.

In the modified NATM with Umbrella Arch method, it has been realized that deformations created by excavation of weak rock/soft ground, do not exceed allowable boundary values and even they are so low. Therefore, the umbrella arch method is a safe roof support method in the excavations performed in tunnels having formations of weak and medium strength rock and constructed in urban areas. It is proven that a successful application of umbrella arch method is performed in the Yenikapı - Taksim Metro excavations since ground settlement values are so low

1 GİRİŞ

Dünyadaki hızlı nüfus artışına paralel olarak, plansız ve çarpık kentleşmeler meydana gelmektedir. Bu nedenle büyük şehirlerde; trafik, su, çevre kirliliği, altyapı gibi temel hizmetlerde önemli sorunlar yaşanmaktadır. Yapılan anket sonucuna göre de İstanbul'da bu sorunlar arasında, %29'luk bir oranla birinci sırayı trafik ve ulaşım sorunu almaktadır.

Metro tünelleri trafiği rahatlatmak ve konforlu bir ulaşım hizmeti sunmak için, trafiğin en yoğun olduğu bölgelerde inşa edilirler.

Bu nedenle metro tünellerinin yapımı sırasında yüzeyde oluşacak deformasyonların limit değerleri arasında tutulabilmesi son derece önemlidir.

Şehir içi, metro tünelciliğinin başarılı sayılabilmesi; kazı ve tahkimatın başarısın yanı sıra kazı sonrasında da konverjans ve yüzey oturmalarının, hem tünele hem de yüzeyde bulunan binalara zarar vermeyecek şekilde deformasyon kabul limit değerleri içersinde kalması ile mümkündür. Madencilik

vs. diğer tünel inşaatlarında tünel sağlam kaldığı ve vazifesini yapabildiği sürece konverjans ve yüzey oturmalarının önemi yoktur. Şehir içi tünelciliğinde ise bu çok önemlidir ve diğer tünel inşaatlarından ayıran fark budur.

Bu çalışmada İstanbul Metrosu Yenikapı-Taksim arası inşaatında özellikle Yenikapı-Unkapanı arası kısmında Güngören-Süleymaniye kili (zemin ortamı) içersinde açılan tünellerin kazısı sırasında görülen aşırı yüzey deformasyonlarının (oturmalarının), umbrella arch (şemsiye kemer) yöntemi ile nasıl limit değerler aralığına çekildiği anlatılmıştır. Benzer zemin-kaya koşullarında YATAY ve modifiye YATAY (umbrella arch) yöntemi ile yapılan tünel kazılarında gözlenen yüzey deformasyonları mukayese edilmiştir.

2 METRO PROJESİNİN TANITIMI

İstanbul Büyükşehir Belediyesi, İstanbul Metrosunu 03.07.1992 tarihinde Taksim-4.Levent hattını (1.aşama), 31.03.1998 tarihinde Taksim-Unkapanı hattını (2.aşama 1.kısım), 13.10.1998 tarihinde de Yenikapı-Unkapanı hattını (2.aşama 2. kısım) ihaleye çıkarmıştır.

Yenikapı-Taksim arasında güzergahın uzunluğu 5200m'dir (tek hat). Delme ve aç-kapa tüneller ile birlikte 3 adet yer altı (Şişhane, Şehzadebaşı, Yenikapı) istasyonu ile 1 adet yerüstü istasyonu (Haliç köprüsünde) inşaatını kapsar. Delme tünellerde 10 tip tünel kesiti kullanılmıştır.

Yenikapı-Unkapanı arası güzergahının uzunluğu 2600m. (tek hat) olup, 15.12.1998 tarihinde inşaatına başlanmış ve halen devam etmektedir. Ayrıca Hafif Raylı Sistemi Yenikapı istasyonuna bağlayan yaklaşık 700m. uzunluğundaki Yenikapı-Aksaray hafif metro hattı inşaatı da Yenikapı-Unkapanı arası inşaatı kapsamındadır.

3 YENİKAPI - TAKSİM ARASI GÜZERGAHIN JEOLOJİSİ

İstanbul Metrosunun inşaatı devam etmekte olan Yenikapı-Taksim arası bölümünde ana kaya Karbonifer yaşlı (yaklaşık 200 milyon yıl) Trakya Formasyonu'dur.

Unkapanı-Taksim arası inşaatı tamamen Trakya Formasyonu içersinde açılmıştır. Bu kısımda Trakya Formasyonu üzerinde kalınlığı 2-5m arasında değişen yapay dolgu zemin bulunmaktadır. Yine bu kısımda Trakya Formasyonu içerisinde yer yer Diyabaz dayklarına rastlanmıştır.

Yenikapı-Unkapanı arası inşaatında ise Yenikapı bölgesinde Trakya Formasyonu'nun üzerinde kalınlığı 5-15m arasında değişen Miyosen yaşlı (yaklaşık 5 milyon yıl) aşırı konsolide, çok katı-sert Süleymaniye Kil'i (Güngören Formasyonu) bulunmaktadır. Bunun üzerinde kalınlığı; 3-5m arasında değişen içerisinde su bulunduran gevşek-orta sıkı kumlu, çakıllı alüvyon vardır. Alüvyonun üzerinde ise kalınlığı 4-7m arasında değişen "yapay dolgu zemin" vardır.

Koksa ve Şehzadebaşı bölgesinde ise Yenikapı bölgesinden farklı olarak Trakya Formasyon'unun üzerindeki Süleymaniye Kil'inin kalınlığı 5-7m arasında değişmektedir. Burada Süleymaniye Kil'inin üzerinde 5-7m arasında değişen "yapay dolgu zemin" vardır.

Ana kaya olan Trakya Formasyonu genel olarak Kumtaşı, Silttaşı, Çamurtaşı ve Kiltaşı ile bunların ardalanmasından oluşmaktadır. Kumtaşı; kahverengi-gri ve açık yeşil renklerde, Silttaşı, Kiltaşı ve Çamurtaşı ise koyu gri renktedirler. Formasyon içerisinde kalınlıkları genelde 2-3m olan ve nadiren 20-30m ye ulaşan Diyabaz ve Andezit daykları bulunmaktadır. Çoğunlukla ileri derecede ayrışmış olan bu mağmatik sokulumlar kazı sırasında fazla güçlük çıkarmamaktadır. Ancak ayrışmamış Diyabaz özelliğinde olanlar önemli kazı güçlüğü yaratmaktadır. Trakya Formasyonu Alpin ve Hersiniyen olmak üzere her iki orajenez sırasında da sık sık kıvrımlaşmış, aşırı derecede kırıklanmış ve parçalanmıştır. Tabakalar dışındaki süreksizliklerin çatlak sistemleri, faylar makaslamalar ve düzensiz kırıklar oluşturmaktadır. Plastik özelliği nedeniyle Kiltaşı ve Çamurtaşları aşırı kıvrımlanırken, daha rijit olan kumtaşları kırılarak yer yer budinajlanmıştır. Kumtaşı tabakaları ise Silttaşı veya Kiltaşı tabakalarına göre daha kalın katmanlıdır (5-50m).

Tabaka yüzeyleri genelde düz, kaygan veya az pürüzlü (özellikle kum taşlarında) olup, kil ile sıvalıdır. Araştırma sondajları verilerine ve kazılarda yapılan gözlemlere göre RQD %0-50 arasında değişmektedir. RMR kaya kalite sınıflaması ise 20-55 arasında olup zayıf - orta sağlam kaya özelliğindedir.

4 JEOTEKNİK ÇALIŞMALAR

İstanbul Metrosu Yenikapı-Taksim arası inşaatında tünel kazıları; kent merkezinde, yoğun yapılaşmanın bulunduğu yerlerin altında, bazı bölgelerde çarpık kentleşme sonucu ortaya çıkan plansız ve dayanımsız yapıların altında yürütüldüğünden jeoteknik ölçümler ve ölçümlerin değerlendirilmesi büyük önem arz etmektedir.

Jeoteknik ölçümlerin değerlendirilmesi neticesinde en uygun kazı yöntemine ve tahkimat sistemine karar verilerek tünel kazı çalışmaları yönlendirilmektedir.

Bu zaten YATAY 'nin ikinci temel ilkesidir. Jeoteknik ölçümler; tünel içi ölçümler ve yüzeyde yapılan ölçümler olmak üzere 2'ye ayrılır (Şekil 1).

Tünel içerisinde konverjans ve optik konverjans ölçüm noktaları, ortamın jeolojik özelliğine (zemin-kaya), sağlamlığına göre 2-10m. aralıklarla tesis edilir.

Yüzey ölçüm noktaları ise (bina nivelman ve yüzey oturma bulonları), tünel kazısı yüzeydeki ölçüm noktasının altına gelmeden, minimum 40-50m önce tesis edilir. Tünel çapı (D) alınırsa, yüzeydeki ölçüm noktaları, formasyonun jeolojik özelliğine, sağlamlığına, örtü kalınlığına ve yüzeydeki binaların durumuna (cinsi, dayanımı, yüksekliği) göre tünel aksından itibaren her iki tarafa doğru 2.5D mesafesindeki alan içersine yerleştirilir.

Tünel kazısı yüzeydeki ölçüm noktasının altına gelmeden 30m. önce ilk ölçüm işlemi mutlaka yapılır.

Yüzeyde ve tünel içersinde ölçüm işlemleri her gün tekrarlanır. Ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesine göre, eğer deformasyon artışı var ise ölçüm sıklığı arttırılır (Günde 2-3 ölçüm). Bunun sonucuna göre tünel kazı destekleme tahkimat elemanlarının sayıları da arttırılarak deformasyon kontrolü sağlanır.

5 KAZI ÇALIŞMALARI

İstanbul Metrosu Yenikapı-Taksim arası inşaatında tünel kazıları; Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (YATAY) ile yapılmaktadır. Ancak tünellerin bir kısmında, özellikle Yenikapı bölgesinde, kritik zemin koşullarında ve hassas yapıların altındaki kazılarda, (YATAY) yöntemine ilave olarak Modifiye Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi diyebileceğimiz Umbrella Arch (şemsiye kemer) yöntemi de kullanılmaktadır.

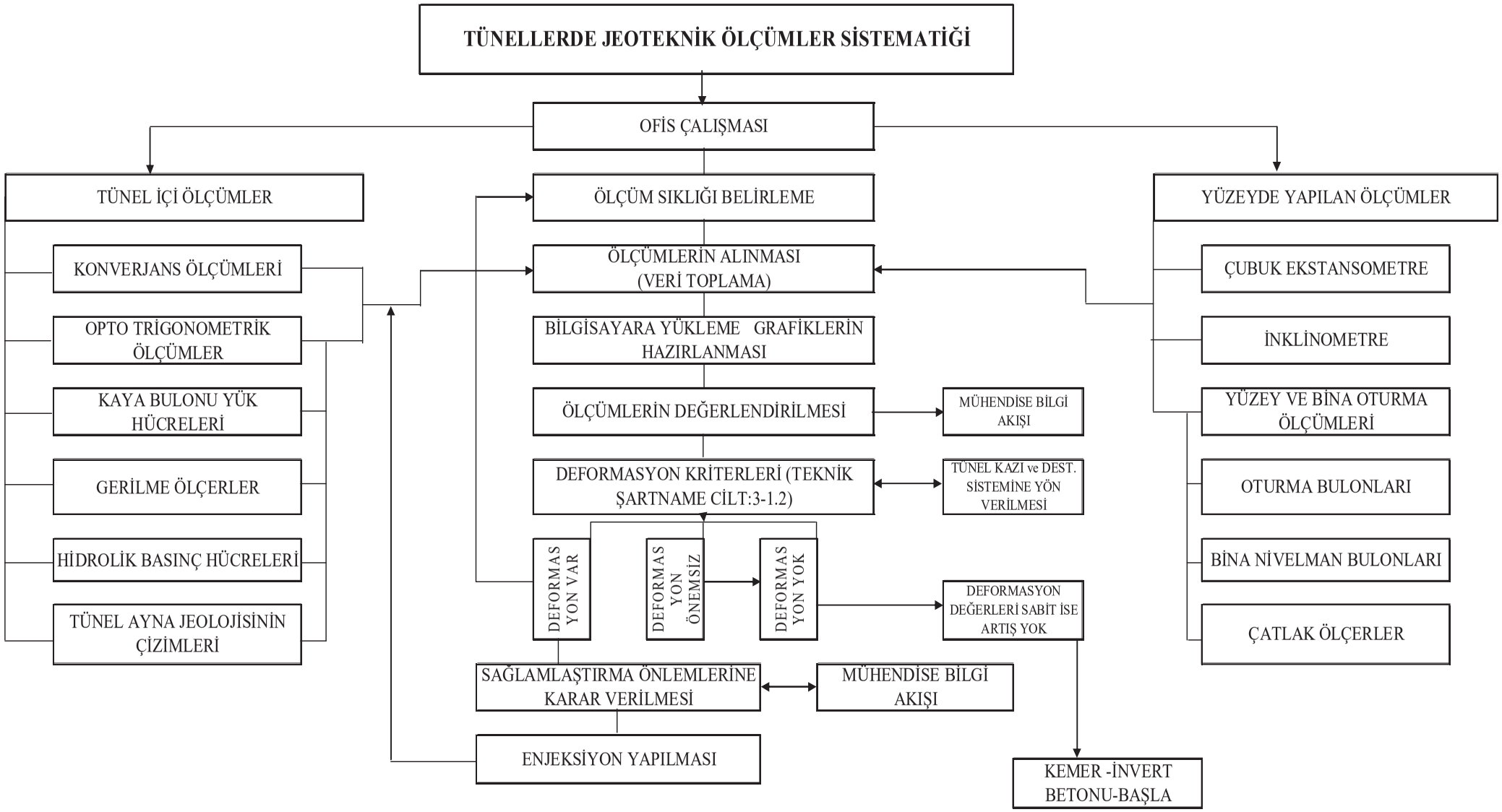
Şemsiye kemer, yani koruyucu kemer yöntemine geçilip geçilmemesinin gerektiğine, jeolojik koşullar, tünel üzerindeki örtünün kalınlığı ve yüzeydeki kritik binaların durumuna göre karar verilmektedir.

YATAY ile kazının ana felsefesi kayayı kayaya taşıtmak, kayayı ürkütmemektir. Kazı sonrasında kazı yapılan kısmın desteklenmesidir. Destekleme işlemi için tünel kesitinin tamamlanması beklenmez. Tünel üst yarısında iksa yerleştirilecek kadar bir kısım kazılır ve iksa yerleştirilir. Bunun amacı kayanın mukavemetini koruyarak hemen harekete geçirmek ve böylece tünel çevresindeki kayada kendini destekleyen genişçe bir halka oluşturmaktır. Diğer ikinci temel ilke ise; etkin bir jeoteknik ölçüm ağı oluşturarak, tünel içi konverjans ve yüzey oturmalarının sürekli ölçülmesi ve ölçüm sonuçlarının yorumlanması neticesinde tünel kazı yöntemine karar verilmesidir.

(A) tipi ana hat tünellerinde ve diğer tip tünellerde kazı üstyarı ve altyarı olmak üzere 2 aşamada yapılmaktadır. Tünel kazılarında 4 çeşit tahkimat kullanılmakta olup, bu tahkimat çeşitlerinin genel özellikleri Çizelge 1'de görülmektedir.

5.1 Klasik Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (YATAY)

İstanbul Metrosu tünellerinde üst yarıda kazı yapıldıktan sonra hemen hasır çelik ve iksa yerleştirilebilmekte ve ardındanda püskürtme beton uygulamasına geçilmektedir. 1.kat püskürtme betonu 1.kat hasır çelik ve iksanın



Şekil 1. Jeoteknik Ölçümler Sistematiği

12.04.1999 Korkut
MÖRÖY

tamamını kaplayıncaya kadar devam etmektedir. Kazı ilerlemesine paralel olarak bir iksa geriden de 2.kat hasır çelik ve püskürtme betonu uygulanıp taşıyıcı kabuk oluşturulmaktadır. Yine kazı ilerlemesine paralel olarak, kazı aynasının 2 iksa gerisinden "Enjeksiyonlu Kaya Bulonları" ile bu taşıyıcı kabuk desteklenmektedir. Üst yarı kazısı belirli bir mesafede ilerledikten sonra aynı şekilde alt yarı kazısı yapılarak tünel tam kesiti halinde tamamlanmaktadır. Yalnız bu yöntemde genelde alt yarı kazısında iksa kullanılmaz.

Çizelge 1. İstanbul Metrosu Yenikapı-Unkapanı Arası Tünel Kazılarında Kullanılan Tahkimat Çeşitleri

Tahkimat Cinsi	A1	A2	A3	A4
Ortam	Sağlam kaya	Orta-sağlam kaya	Zayıf kaya	Çok zayıf kaya - Zemin
Çelik iksa (kafes kiriş)	Yok	Var	Var	Var
Çelik hasır (Q221/221)	Tek kat	Tek kat	Çift kat	Çift kat (Q589/378)
Püskürtme beton kalınlığı (cm)	10-15	20	20	25-30
Enjeksiyonlu Kaya bulonu (adet)	4-5	6-7	7-8	7-8
Sürgü çubuğu (Ø 31.75mm – 38.1mm)	Yok	12 (mak.)	20 (mak.)	30 (Ø114mm) (mak.)
Ayna zemin çivisi	-	-	-	Ø14mm L=12m 16-24 adet
Kazı adımı (m)	1.5m	1.0-1.2	0.8-1.0	0.6-0.8

5.2 Modifiye YATAY (Umbrella Arch)

Bu yöntemde de kazı çalışmaları aynı klasik (YATAY) yönteminde olduğu gibi yürütülür. Ancak klasik yöntemden farklı olarak tünel tavan kısmına gelecek gerilmeleri karşılayabilmek amacıyla kazı aynasının tavanına 9m. uzunluğunda 114mm çapında çelik borular yerleştirilmektedir. Bu şemsiye boruları yatay ile 6-8 derecelik açı yapacak şekilde, 130mm çapında delinmiş olan deliklere yerleştirilir. Boruların aralıkları merkezden merkeze 20-30cm olup, tünel üst yarı en kesitinde 24-30 adet şemsiye borusu yerleştirilir. Boruların yerleştirilmesi işleminden sonra; boru dip kısımları kör kapalı manşon ile kapatılır ve boru ile delik arasındaki kısım alçı ile sıvanarak 2-3 bar basınçta 7/5 lik (çimento/su) enjeksiyon şerbeti basılır. Boruların delik içersinde rahatça ilerleyebilmesi için uçları sivriltilir. Sivri uçtan itibaren 3m. lik kısmı deliklerle perfore edilerek enjeksiyonun boru ile kuyu cidarı arasına yayılması ve hatta zemin veya kaya hangi ortamda kazı yapılıyor ise bu ortama da nüfuz etmesi temin edilir. Bu işlem enjeksiyon şerbeti geri dönüş hortumlarından gelinceye kadar yapılır.

Benzer şekilde ayna yüzeyinden ileriye doğru Ø130mm çapında 12m boyunda zemin çivisi delikleri delinerek her bir deliğin içerisine Ø14mm çapında nevürlü demir yerleştirilir ve aynı sistemde enjeksiyonu yapılır. Şemsiye borusu ve zemin çivisi yerleştirme işlemi her 6m lik periyotlarda tekrarlanır. Her 6m de bir yerleştirilen şemsiye borularının gabari içerisinde kalmaması için kazı kesiti projedekinden 50cm. daha geniş açılmaktadır. 6m. boyunca yükselen iksalar konularak bu 50cm lik genişlik tünel tavanında oluşturulur.

9m. boyundaki şemsiye borularının her 6m. de bir tekrarlanması ile 6m. lik kısmı kazı üzerinde kalmakta, 3m. lik kısmı ise bindirme olarak bırakılmaktadır. Bu şekilde kemeri oluşturan çelik boruların 6m lik kısmı iksalara basarken diğer ucu da ayna içerisinde kalarak iki ucu mesnetli kiriş gibi çalışmakta ve üzerine gelen gerilmeleri emniyetle taşıyabilmektedir (Şekil 2).

Çelik boruların, ayna zemin çivilerinin montajı ve enjeksiyonu tamamlandıktan sonra tekrardan tünel üst yarı kazısına başlanılmaktadır.

Umbrella Arch sisteminde bunlara ilave olarak iksa ayaklarından karşılıklı 4-6 m

boylarında zemin çivileri çakılmaktadır. Bu zemin çivileri enjeksiyonlu kaya bulonlarına ilave olarak Ø130mm'lik delik içerisine Ø26mm'lik nervürlü demirin yerleştirilip enjeksiyonlanıp, torklanması ile oluşturulur.
Tünel kazısı; zayıf kaya ortamlarında yapılıyor ise kazı iki aşamada, eğer kil gibi zemin ortamlarında ise kazı üç aşamada yapılmaktadır. Her bir kazı adımı 60cm olup, 10 adet çelik iksa kullanılmakta ve tekrar eden periyotlar halinde devam etmektedir.
Bu kazı yöntemindeki tüm tahkimat elemanlarının sayıları diğer klasik yöntemdeki gibi jeoteknik koşullara ve deformasyon durumuna bağlı olarak değişmektedir. Umbrella Arch yöntemindeki sağlamlaştırma ve destekleme elemanları Çizelge 2'de görülmektedir.

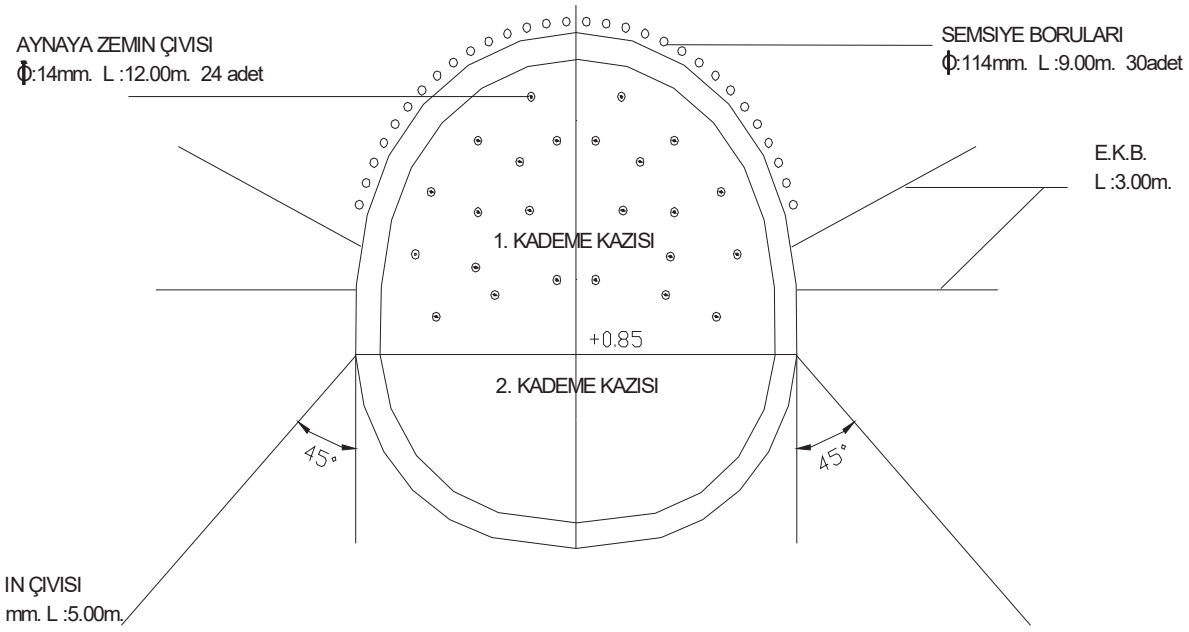
Çizelge 2. Umbrella Arch Yönteminde Kullanılan Destekleme Elemanları

Kazı tipi Umbrella Arch	A4
Umbrella Arch boruları (L=9m)	24-30 adet
Ayna Zemin Çivisi (L=12m. Ø14mm.)	16-24 adet
Çelik İksa	Kafes tipi
Hasır Çelik (Q335/335) (Q589/387)	Çift kat
Püskürtme Beton Kalınlığı	30-35 cm
Bulon (L=3-4m. Ø26mm.)	2/2 adet
Zemin Çivisi (iksa ayaklarından) (L=5m. Ø26mm)	2/2 adet
Kazı ilerleme adımı	0.6-0.8 m

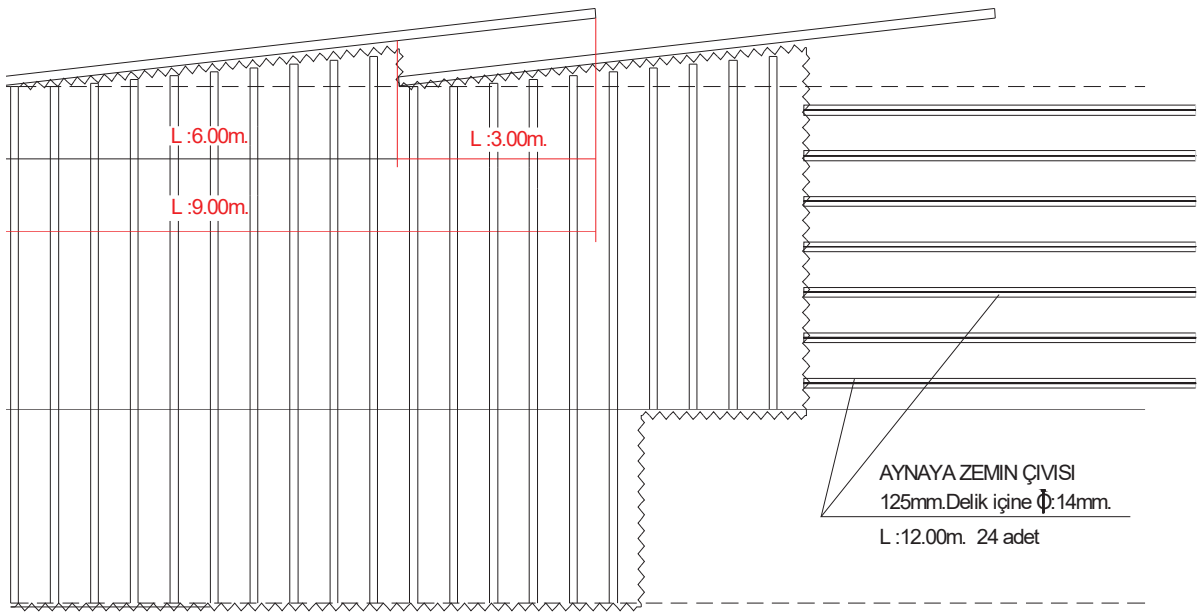
5.3 YATAY ile Umbrella Arch (Modifiye YATAY) Karşılaştırılması

İstanbul Metrosu Yenikapı-Taksim arası inşaatında özellikle Yenikapı bölgesinde aşırı konsolide çok katı-sert, şişme potansiyeli gösteren Kil (Güngören formasyonu) içerisinde klasik YATAY yöntemi ile tünel kazısı sırasında deformasyon kabul değerini aşan tünel içi ve yüzey deformasyonları olmuş ve yüzey deformasyonları 140mm'nin üzerinde idi. Klasik yöntemle kil içerisindeki tünel kazısında deformasyon kontrolü açısından başarılı olunamamıştı. Umbrella Arch yönteminde ise çelik boruların içleri ve çevreleri enjeksiyonla doldurulduğundan kiriş gibi çalışmakta ve tünel tavanına gelen basınç gerilmelerini karşılamaktadır. Aynı zamanda kil içerisinde 3 kademe, zayıf kaya ortamlarında 2 kademede yapılan tünel kazılarında üst yarı, alt yarı kazı kademeleri arasındaki mesafe, aynaya çakılan zemin çivileri yardımıyla çok kısa tutulabilmektedir. Bu sayede süratle alt yarı kazısı yapılarak ring tamamlanmakta ve tünel kesiti dairesel şekle gelmektedir.
Tünel kesitinin süratle dairesel şekle getirilmiş olması, deformasyon oluşumunu ve deformasyonların artmasını önemli ölçüde engellemektedir. Klasik yöntem ise zayıf zeminlerde aynada hareket oluşumunu engellemek için kazıda göbek bırakmak zorunluluğunu getirir. Ayna göbeği risk oluşturmadan fayda sağlamakta iken kazı kademeleri arasındaki takip mesafesi artmakta, tünel kesitini dairesel şekle getirme süresi uzamakta ve buna bağlı olarak istenmeyen deformasyonlar oluşmaktadır.
Umbrella Arch yönteminde diğer klasik yöntemden farklı olarak iksa ayaklarından çakılan zemin çivileri; iksalara gelen gerilmeleri tünel taban kotunun altındaki örselenmemiş zemin veya kayaya aktarmakta ve tünel dairesel kesite gelinceye kadar geçen sürede oluşabilecek istenmeyen deformasyonları önlemektedir.
Çizelge 3 - 4 ve 5'te benzer şartlar altında klasik YATAY ve Umbrella Arch yöntemi ile tahkim edilmiş tünellere ait örnekler verilmiştir. Aynı bölgede ve benzer zemin-kaya koşullarında açılmış olan bu tünellerde kazının, yüzey oturmalarının ölçüldüğü noktaya 20m. öncesinden başlanıp ölçüm yapılan noktayı 20m. geçinceye kadar, zamana bağlı olarak ölçülen deformasyonlar gösterilmektedir.

Şekil 2. Umbrella Arch Yöntemi Yandan Görünüş ve Kesitleri



(a) Kesit



(b) Yandan görünüş

Çizelge 3. Değişik zeminlerde açılan (A) tipi tünellerde tahkimat-yüzey deformasyonu ilişkisi 1

YER ADI	ZEMİN PROFİLİ	TÜNEL ÜZERİNDEKİ ÖRTÜ KALINLIĞI (m)	ÜSTYARI-ALTYARI ZEMİN DURUMU	UMBRELLA ARCH YÖNTEMİ							KLASİK KAZI YÖNTEMİ (YATAY)					YÜZEY DEFORMASYONLARI (BİNA NİVELMAN ve YÜZEY OTURMA BULONLARI) (mm)	
				İksa Tipi ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Zemin Çivisi	Altyarı Üstyarı Tak.Mes	Umbrella Boruları Adedi	İksa Tipi Ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Altyarı-Üatyarı Takip Mesafesi		
YENİKAPI ŞAFTI YH2U TÜNELİ Km: 4+629 ^{00}-4+670 ^{00} ARASI	DOLGU ZEMİN 2.00m ALÜVYON 2.50m KİL 7.00m	11.50	TAMAMI KİL ZEMİN İÇERSİNDE	-	-	-	-	-	-	-	KAFES İKSA 200mm ±0.00 Kotu	0.8-0.6-0.6-0.8m	25cm	EKB L=4.00m HER İKSADA 4 adet	5-10 m	**117 - 162 mm**	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	**Deformasyon Değerleri**
																20 m	0-1 mm
																5 m	9mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	40-44 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	94-100 mm
																20m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	117-162mm
YENİKAPI ŞAFTI YH2U TÜNELİ Km:4+675 ^{40}-4+750 ^{00} ARASI	DOLGU ZEMİN 3.50m ALÜVYON 4.00m KİL 5.60m	13.10	TAMAMI KİL ZEMİN İÇERSİNDE	KAFES İKSA 174mm 1.KADEME +2.00 kotu 2.KADEME ±0.00 kotu 3.KADEME -1.50 kotu	0.60m	30cm	KDB 1.KADEME İKSA AYAKLARIN-DAN KARŞILIKLI L=6.00m 2.KADEME İKSA AYAKLARIN-DAN KARŞILIKLI L=3.00m	AYNAYA Ø14mm L=12.00m 12 adet	2.40m	Ø114mm L=9.00m 24adet	-	-	-	-	-	**25 - 46 mm**	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	**Deformasyon Değerleri**
																20 m	0 mm
																5 m	10-15 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	20-30 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	30-40 mm
																20 m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	35-46 mm
YENİKAPI ŞAFTI YH2U TÜNELİ Km: 4+820 ^{00}-4+850 ^{00} ARASI	DOLGU ZEMİN 3.50m ALÜVYON 5.80m KİL 5.50m	14.80	TÜNEL ÜST YARISI SÜLEYMANİYE KİL'İ, ALTYRISI İSE KAYA (TRAKYA FORMASYONU İÇERSİNDE	KAFES İKSA 174mm 1.KADEME +2.00 kotu 2.KADEME ±0.00 kotu 3.KADEME -1.50 kotu	0.80m	30cm	EKB 1.KADEME İKSA AYAKLARINDAN KARŞILIKLI L=3.00m 2.KADEME İKSA AYAKLARIN-DAN KARŞILIKLI L=3.00m	AYNAYA Ø14mm L=12.00m 6-8 adet	2.40m	Ø114mm L=9.00m 14-18adet	-	-	-	-	-	**9 mm**	
																*** tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe**	**Deformasyon Değerleri**
																20 m	0 mm
																10 m	1 mm
																5 m	1-2 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	4 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	5 mm
																20 m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	9 mm
																***Not:** Bulonlar tünel aksından 15 m uzakta	

Çizelge 4. Değişik zeminlerde açılan (A) tipi tünellerde tahkimat-yüzey deformasyonu ilişkisi 2

YER ADI	ZEMIN PROFİLİ	TÜNEL UZERINDEKI ÖRTÜ KALINLIĞI (m)	ÜSTYARI-ALTYARI ZEMİN DURUMU	UMBRELLA ARCH YÖNTEMİ							KLASİK KAZI YÖNTEMİ (YATAY)					YÜZEY DEFORMASYONLARI (BİNA NİVELMAN ve YÜZEY OTURMA BULONLARI) (mm)	
				İksa Tipi ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Zemin Çivisi	Altyarı Üstyarı Tak.Mes	Umbrella Boruları Adedi	İksa Tipi Ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Altyarı-Üatyarı Takip Mesafesi		
KOSKA ŞAFTI KH2Y TÜNELİ Km: 5+700 00-5+640 00 ARASI	DOLGU ZEMİN 3.75m KİL 11.50m	15.25	TÜNEL ÜST YARISI SÜLEYMANİYE KİL'İ, ALTYRISI İSE TAMAMEN AYRIŞMIŞ, KİLLEŞMİŞ, ZEMİNLEŞMİŞ TRAKYA FORMASYONU	-	-	-	-	-	-	-	KAFES İKSA 136mm ±0.00 Kotu	0.8-0.6-0.6-0.8m	25cm	EKB L=4.00m 7-8 adet	3-8m	33-40 mm	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	Deformasyon Değerleri
																20 m	5 mm
																5 m	13 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	16 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	28-30 mm
																20m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	33-40 mm
KOSKA ŞAFTI KH2U TÜNELİ Km: 5+750 00-5+810 00 ARASI	DOLGU ZEMİN 5.00m ALÜVYON 4.50m KİL 13.00m	22.50	TÜNEL ÜST YARISI SÜLEYMANİYE KİL'İ, ALTYRISI İSE TAMAMEN AYRIŞMIŞ, KİLLEŞMİŞ TRAKYA FORMASYONU	-	-	-	-	-	-	-	KAFES İKSA 136mm ±0.00 Kotu	0.8-0.6-0.6-0.8m	25cm	EKB L=4.00m 7-8 adet	3-8m	8-13 mm	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	Deformasyon Değerleri
																20 m	0-2 mm
																5 m	1-5 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	2-6 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	7-10 mm
																20 m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	8-13 mm
KOSKA ŞAFTI KH2Y-3 TÜNELİ Km: 5+336 00-5+300 00 ARASI	DOLGU ZEMİN 8.80m ALÜVYON 3.50m TRAKYA FORMASYONU 7.30m (İLERİ DERECEDE AYRIŞMIŞ, ZAYIF KAYA FAY ZONU)	19.60	TAMAMI İLERİ DERECEDE AYRIŞMIŞ YER YER ZEMİNLEŞMİŞ TRAKYA FORMASYONU ZAYIF KAYA (FAY ZONU)	KAFES İKSA 174mm +0.85 kotu	0.60m	35cm	EKB L=3.00m HER İKSADA 4 adet	AYNAYA Ø14mm L=12.00m 20-24 adet ÜSTYARI İKSALARINDAN KARŞILIKLI Ø26mm L=5.00m HER İKSADA 2 adet	3-9m	Ø114mm L=9.00m 24-30 adet	-	-	-	-	-	7-10 mm	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	Deformasyon Değerleri
																15 m	0 mm
																5 m	1 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	2-4 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	4-6 mm
																20 m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	7-10 mm
																*Not: Yüzey oturma bulonlarıdır.	

Çizelge 5. Değişik zeminlerde açılan (A) tipi tünellerde tahkimat-yüzey deformasyonu ilişkisi 3

YER ADI	ZEMİN PROFİLİ	TÜNEL ÜZERİNDEKİ ÖRTÜ KALINLIĞI (m)	ÜSTYARI-ALTYARI ZEMİN DURUMU	UMBRELLA ARCH YÖNTEMİ							KLASİK KAZI YÖNTEMİ (YATAY)					YÜZEY DEFORMASYONLARI (BİNA NİVELMAN ve YÜZEY OTURMA BULONLARI) (mm)	
				İksa Tipi ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Zemin Çivisi	Altyarı Üstyarı Tak.Mes	Umbrella Boruları Adedi	İksa Tipi Ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Altyarı-Üatyarı Takip Mesafesi		
ŞİŞHANE ŞAFTI GH1U TÜNELİ Km: 8+850^{00}-8+730^{00} ARASI	DOLGU ZEMİN 3.50m KİLTAŞI-SİLTTAŞI 38.50m (TRAKYA FORMASYONU)	42.00	TAMAMI KİLTAŞI-SİLTTAŞI İÇERSİNDE ZAYIF KAYA (TRAKYA FORMASYONU)	-	-	-	-	-	-	-	KAFES İKSA 136mm ±0.00 Kotu	0.80 m	20 cm	EKB L=3.00m 7-8 adet	5-10 m	**20-25 mm**	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	**Deformasyon Değerleri**
																20 m	0 mm
																5 m	5-7 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	9-10 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	16-17 mm
																20m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	20--25 mm
GALATASARAY YAKLAŞIM GH1U TÜNELİ TÜNELİ Km: 8+861^{00}-8+960^{00} ARASI (FRANSIZ SARAYININ ALTI)	DOLGU ZEMİN 11.00m KUMTAŞI-KİLTAŞI 8.00m (TRAKYA FORMASYONU)	19.00	TAMAMI KAYA İÇERSİNDE KUMTAŞI-KİLTAŞI ZAYIF KAYA (YER YER DİYABAZ DAYKLAR İLE KESİLMİŞ) (TRAKYA FORMASYONU)	KAFES İKSA 174mm 1.KADEME +2.00 kotu 2.KADEME ±0.00 kotu 3. KADEME -1.50 KOTU	0.80 m	30 cm	EKB L=4.00m 6 adet HER İKSADA 2. KADEME İKSA AYAKLARINDAN KARŞILIKLI L=4.00m HER İKSADA 2 adet	AYNAYA Ø14mm L=12.00m 12-20 adet (Km:8+861 - 8+881 arası 12 Adet Km:8+881 - 8+960 arası 20 Adet)	3-5 m	Ø114mm L=9.00m 24 adet	-	-	-	-	-	**4 mm**	
																tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	**Deformasyon Değerleri**
																20 m	0 mm
																5 m	0-1 mm
																0 m (kazı aynası bulonun altında)	1 mm
																Bulonun altında altyarı kazısı yapılırken	2-3 mm
																20 m (kazı aynası bulonu geçtikten sonra)	4 mm

6 SONUÇLAR

Çizelge 3, 4 ve 5 incelendiğinde, umbrella arch (şemsiye kemer, koruyucu kemer) ile yapılan tünel kazısında, tavan kısmının, klasik YATAY ile desteklenen tünel tavanına göre daha duraylı olduğu ve yüzeyde oluşan oturmaların 4-6 kat daha az olduğu görülmektedir. Muhakkak ki umbrella arch yönteminin uygulanması için ekstra bir maliyet artışı ve kazı hızında da %10-20 arasında azalma söz konusudur. Ancak burada önemle dikkat edilmesi gereken nokta, umbrella arch yönteminin uygulanması ile oluşacak maliyet artışı değil, uygulanmaması sonucunda ortaya çıkacak olumsuzlukların getireceği maliyetler çok daha büyük olduğudur. Çünkü klasik yöntemde özellikle kil gibi zemin ortamlarında aşırı yüzey deformasyonları, oturmalar oluşacak ve bunun sonucu binalarda hasarlar meydana gelecektir. Binalarda meydana gelecek hasarların tanzimi, çok daha büyük maliyet artışlarını getirecektir. Bununla beraber yazılı ve sözlü basındaki kötü izlenim neticesinde uygulamayı yapan yüklenici için prestij kaybı gibi tazmini mümkün olmayan zararlar söz konusu olacaktır.

Zayıf ve akıcı zemin koşullarında Aç-Kapa Metodu da bir alternatiftir. Fakat Aç-Kapa yapılabilmesi için yüzeydeki binaların kamulaştırılması gerekmektedir. Burada da çıkacak anlaşmazlıklar ve yargıya intikali neticesinde, büyük zaman kayıpları yaşanabilecektir.

Sonuç olarak; umbrella arch yöntemi YATAY ile kazıda, yüzey deformasyonlarının kontrolü bakımından hassas bölgeler için çok önemli bir çözüm yöntemidir.

Günümüzde metro tünelciliğinde kazıda her ne kadar YATAY yerine TBM (tam cepheli tünel açma makineleri) ve çok zayıf zeminlerde EPBM (arazi basıncını destekleme sistemine göre çalışan makinalar) kullanılmakta ise de bu yöntemlerin kullanılması durumunda bile yine de kazıların önemli bir kısmı YATAY ile yapılmak zorundadır. Çünkü tünel aksına ulaşmak için gerekli olan yaklaşım tünelleri, iki hat arasındaki bağlantı tünelleri, istasyonların tamamı ve istasyonlar arasındaki bağlantı tünelleri YATAY ile kazılmak durumundadır. Bu nedenle ülkemiz şartları bakımından her türlü malzemenin yerli olarak temini ve uygulamada yeterli bir bilgi birikiminin kazanılmış olması nedeniyle Umbrella Arch (Şemsiye Kemer) yöntemi, özellikle zemin ve zayıf kaya ortamlarında, yüzey deformasyonlarının minimize edilmesi bakımından uygun bir yöntem olarak öne çıkmaktadır.

KAYNAKLAR

Erguvanlı, K, 1982. *Mühendislik eolo isi*, İ.T.Ü. Matbaası Gümüşsuyu, Yenilenmiş 3. Baskı.

Sayar, M, Sayar, C, 1962. İstanbul'un surları içindeki kısmının jeolojisi. İ.T.Ü. Maden Fakültesi.

Ketin, İ. Güner, G. 1989. İstanbul bölgesinde Karbonifer yaşlı Trakya Formasyonu'nun yapısal özelliği, *Mühendislik eolo isi Bülteni*, İstanbul Sayı: 11 s.13-18.

Eyigün, Y, Möröy, K, 2003, İstanbul metro projesinin tanıtımı, *l ü, Mühendislikte Mimarlıkta T.M.M. .B. İstan ul İl oordinasyon urulu Dergisi* Aralık.

Usta, E, 2004. İstanbul metrosu Yenikapı-Unkapanı arasının mühendislik jeolojisi, . *isans Tezi*, İ.T.Ü. FBE, İstanbul.

İBB Ulaşım Master Raporu, 2004 www.ibb.gov.tr

Möröy, K, 2001. İstanbul metrosu Yenikapı-Unkapanı arası inşaatı Yenikapı tünellerinde, kil zeminlerde uygulanan klasik tünel açma yöntemi ile umbrella arch yönteminin karşılaştırılması, Yüksel Proje Uluslararası AŞ, yayımlanmamış rapor, Nisan.

Dalaman-Göcek Karayolu Tünelinde Boru Kemer Yöntemi Uygulamaları ve Sonuçları

Applications and esults of m rella Arch Method in Dalaman-öcek High ay Tunnel

H. Denek
ADEN Tünel Pro e Müh. İnş. İSTANB

Y. Özçelik
Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Beytepe-AN A A

ÖZET Son yıllarda, özellikle zayıf zemin koşullarında açılan tünellerde, başarıyla uygulanan Boru Kemer Yöntemi (BKY), ülkemizde de ilk defa İstanbul Metrosunda uygulanmış ve olumlu sonuçlar alınmıştır. Yöntemin diğer bir uygulaması da Dalaman-Göcek karayolu tünelinde gerçekleştirilmiştir. Dalaman-Göcek karayolu tüneli Dalaman-Fethiye karayolu Göcek mevkiinde bulunan yaklaşık 20 adet dik rampalı virajlı geçiş yoluna alternatif olarak geliştirilmiş bir tünel projesidir. Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (YATAY) ile açılmaya başlayan Göcek tünelinde yaşanan ciddi zemin problemleri sonucunda, BKY'ye geçilmiş ve olumlu sonuçlar alınmıştır.

ABSTRACT Recently, Umbrella Arch Method (UAM), applied successfully at tunnels especially driven in poor ground conditions, was applied in İstanbul Metro Project and taken good results in our company. Dalaman-Göcek Highway Tunnel was projected as an alternative way passing through the Göcek site has approximately 20 straight inclines of Dalaman-Fethiye Highway. Firstly, Göcek tunnel was driven by New Austrian Tunneling Method. After existing some serious problems in the ground, the UAM was applied at Göcek tunnel and taken good results.

1 GİRİŞ

Bilim ve teknolojideki gelişmelere bağlı olarak, klasik tünelcilik yöntemlerinde, kaplama ve zemin iyileştirme tekniklerinde önemli gelişmeler olmuştur. Özellikle zayıf zemin koşullarında ön kemerlendirmeli yöntemler (pre-vault, pre-lining techniques) adı altında, bir takım yeni yöntemler geliştirilmiştir.

Bu yöntemler temelde, tünel aynasında kazı yapılmadan ileriye doğru tünel yayı boyunca bir tahkimat kabuğu oluşturup, daha sonra bu kabuğun altında kazı yapılarak ilerlenmesi esasına dayanmaktadır. Tahkimat kabuğu, şemsiye boruları, jet-grout kolonları veya betonlanmış ön kemer ile yapılabilir. Bu teknikler ilk olarak Paris Metrosunda kullanılmaya başlamıştır (Leca vd., 2003).

Ön kemerlendirmeli yöntemlerden olan Umbrella Arch Yöntemi, ülkemizde ilk olarak İstanbul Metrosu II. Etap Projesinde Yenikapı tünellerinde uygulanmaya başlamıştır. Diğer bir uygulaması da Dalaman-Göcek karayaolu tünelinde olmuştur. Dalaman-Göcek Karayolu Tüneli Dalaman-Fethiye karayolu Göcek mevkiinde bulunan yaklaşık 20 adet dik rampalı virajlı geçiş yoluna alternatif olarak geliştirilmiş bir tünel projesidir.

Proje sayesinde, 5,5 km'lik yol 960 m'ye ortalama 35 dakika süren Göcek geçişi 5 dakikaya düşürülerek daha kısa ve emniyetli bir geçiş sağlanmış olacaktır.

Bu çalışmada, zayıf zemin koşullarında açılan Dalaman-Göcek Karayolu tünelinde uygulanan Boru kemer (Umbrella Arch) yöntemi tanıtılmış, bu yöntemin seçilmesindeki etkenler irdelenmiş ve yöntemin sonuçları değerlendirilmiştir.
Bu çalışmada izlenen yöntem aşağıdaki şekilde sıralanmıştır;

i) Dalaman-Göcek Tünelinde yaşanan teknik problemlerin ortaya konulması.
ii) Yeni Avustuya Tünel Açma Yönteminin (YATAY) yetersiz kaldığı noktaların belirlenmesi.
iii) Türkiye'de sayılı projede uygulanan Boru Kemer Yönteminin tanıtılması, Göcek tünelindeki uygulamalarının incelenmesi, bu yönteme niçin gerek duyulduğunun ortaya konulması.
iv) Elde edilen veriler ışığında, Boru Kemer yönteminin uygulanmasıyla amaçlanan hedeflere ulaşılıp ulaşılmadığının irdelenmesi.

2 BORU KEMER (UMBRELLA ARCH) YÖNTEMİ

Ön kemerlendirmeli yöntemler ve zemin çivisi uygulamaları Boru Kemer (Umbrella Arch, Umbrella Vault) ismi altında ilk olarak İtalya'da Caserta-Foggia demiryolu hattında bulunan 4,2 km uzunluğundaki San Vitale tünelinde uygulanmaya başlamıştır. Bu tünel 150 m örtü kalınlığı altında, siltli-kil, kil-marn, kireçtaşı ve kum içeren zemin ortamında açılmıştır (Leca vd., 2003).

Yumuşak zeminlerde açılan geniş kesitli tünellerde, tünel aynasının duraylılığını sağlamak amacıyla zemin çivisi (face bolting) adı altında bir destek elemanı geliştirilmiştir. Bu destek elemanının uygulanmasında, tünel aynasına önceden belirlenen çapta ve uzunlukta bir delik delinir, bu delik içine yine uygun kalınlıkta ve uzunlukta donatı yerleştirilir ve delik uygun kıvamda çimento enjeksiyonuyla doldurulur. Saplama donatısı olarak nervürlü tor çelik kullanıldığı gibi; yeterli çekme mukavemetine sahip, fiber glasslar da kullanılabilir. Zemin çivisi uygulaması ilk olarak 1980'li yıllardan sonra İtalya'da 100 m^2'den büyük kesitli tünellerde kullanılmıştır (Denek, 2003).

Ülkemizde de ilk olarak, YATAY ile yapılan kazılarda, tünel içi deformasyonları ve yüzey oturmaları kabul sınırlarının üzerine çıkması sonucu İstanbul Metrosu II. Etap Projesi kapsamındaki Yenikapı şaftı tünellerinde uygulanmaya başlanmış ve olumlu sonuç alınmıştır. Bu sonuçlardan sonra Taksim bölgesinde yapılan tünel kazı çalışmalarında Fransız Sarayının altından geçilirken de bu yönteme başvurulmuş ve burada da başarılı sonuç alınmıştır (Kurt & Şimşek, 2002).

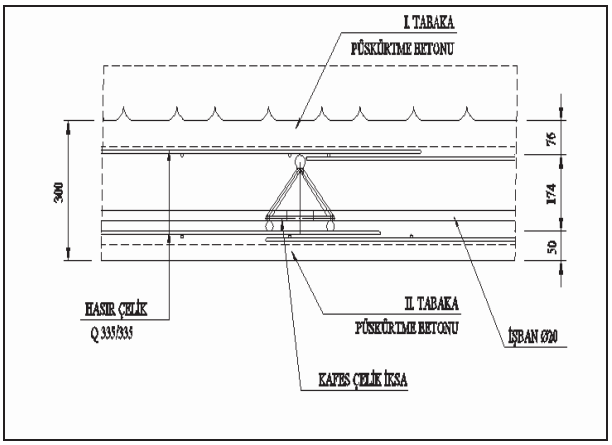
YATAY yöntemi kullanılarak açılmaya başlayan Göcek tünelinde de tünel aynasında yaşanan duraysızlık problemleri ve aşırı sökülmelerin önlenememesi sonucunda BKY yöntemine geçilmiş ve bu projede de başarılı sonuçlar alınmıştır.

2.1 Boru Kemer Yöntemindeki Destekleme Çalışmaları

Boru Kemer yönteminde kullanılan destekleme elemanlarından bir kısmı klasik yöntemdekilerle aynıdır. Bunlar; bulon, çelik hasır, iksa, püskürtme beton uygulamalarıdır. Bununla beraber uygulamada klasik yöntemdekinden bazı noktalarda ayrılırlar. Mesela klasik yöntemde bulonlar iksa aralığına homojen olarak dağıtılırken Boru Kemer Yönteminde şemsiye borularının bulunduğu alanlara çakılamazlar. Boru Kemer yönteminde kullanılan iksalarda da klasik yönteme göre farklılıklar bulunmaktadır. Boru Kemer yönteminde kullanılan iksalar o boru kemer periyodu içindeki genişlemeler göz önüne alınarak üretilirler, yerinde montajları da bu genişlemelere uygun olarak yapılır. Şekil 1'de Boru Kemer Yöntemindeki kazı, iksa, çelik hasır, püskürtme beton detayı verilmiştir. Ayrıca BKY her boru kemer periyodu sonunda ayna tek kat çelik hasırla ve püskürtme betonla kaplanır (Denek, 2003).

Boru kemer yönteminde, başlangıçta, şemsiye borularının çakılabilmesi için gerekli olan genişletme kazıları yapılır. Bu kazılar 3m'lik bir ilerleme içinde kesitin, normal tünel kesitinin 50 cm dışına genişletilmesini amaçlar. Genişletme kazılarının yapıldığı

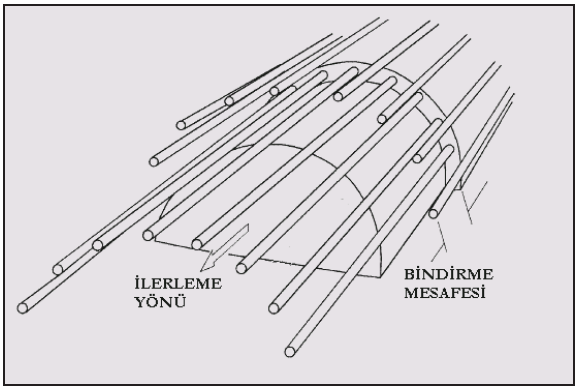
ortam, zemin ise üç kademeli olarak yapılır, kaya ortamında yapılan genişletme kazıları iki kademelidir.



Şekil 1. Boru Kemer yöntemindeki kazı, iksa, çelik hasır, püskürtme beton detayı

Boru Kemer Yönteminde kazı uygulamaları, bir boru kemer periyodu ile sınırlıdır (Şek. 2). Göcek Tünelinde bir boru kemer periyodu 6 m olarak tespit edilmiştir. Kazılar üç kademeli olarak yapılır, ilerleme adımları 1,20 m'dir. Kazılar genişleme dikkate alınarak yapılır, her ilerleme adımında kesit tünel tavanında 5 cm, sıfır kotunda yanlara doğru 3 cm genişler. Bu genişlemeler, boru kemer periyodunun sonunda tavanda 50 cm'ye, sıfır kotunda 30 cm'ye ulaşır.

Boru Kemer Yönteminde kullanılan zemin çivileri kazı öncesi yüzey oturmalarını denetleyen destek elemanlarıdır.



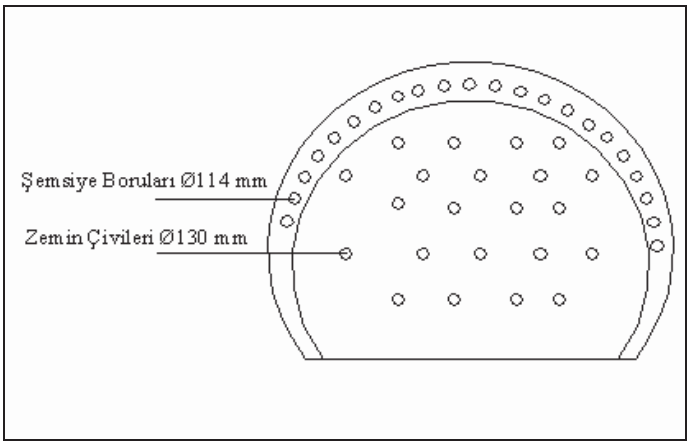
Şekil 2. Bir boru kemer periyodu içinde şemsiye borularının görünümleri

Tünel aynasındaki duraysızlık problemlerinini önlenmesi için tünel aynasındaki zeminin içsel parametrelerini olumlu yönde artırmak gerekmektedir. Boru Kemer Yönteminde bunun sağlanması için aynaya zemin çivisi adı altında bir destek elemanı geliştirilmiştir. Bu amaçla tünel aynasına 9 m uzunluğunda, 10° baş aşağı eğimde, 8 adet (4 m^2/adet), 12 adet (2,7 m^2/adet), 16 adet (2 m^2/adet), ϕ 130 mm delikler delinerek içerisine ϕ 14 mm ST-3 donatı yerleştirilip deliklerin içleri enjeksiyon şerbeti ile doldurularak zemin çivileri çakılmaktadır. 9 m boyunda olan kolonların 6 m'si kazı esnasında kırılır kalan 3'm'si ise bir sonraki ilerleme turunda çakılacak zemin çivileri ile bindirme yapar.

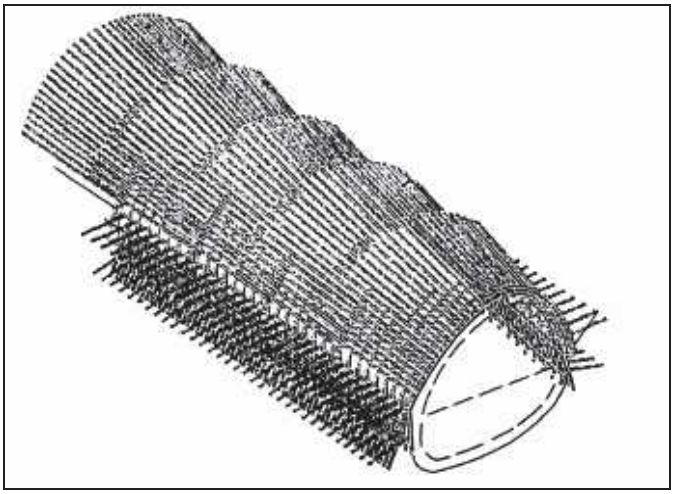
Boru kemer yöntemindeki, ana destekleme elemanlarından biri de şemsiye borularıdır. Şemsiye boruları uygulamanın yapıldığı bölgede tünel aynasının çevresine 30 cm aralıklarla çakılır. Çapı ϕ 130 mm, eğimi 6°-8° baş yukarı olan deliklere 114 mm dış çapında et kalınlığı 6,3 mm olan çelik borular yerleştirilerek kazı yapılacak bölgenin üst kısmında borulardan meydana gelen bir kemer oluşturulmuş olur. Çakılan borular 9 m uzunluğundadır, bindirme boyları 3 m'dir. Şemsiye borularının çakılması işleminden sonra, boruların içine enjeksiyon ve enjeksiyon geri dönüş borusu yerleştirilir, boru ağzı enjeksiyon manşonu ile kapatılır ve boru çevresi alçı ile sıvanır. Boru içine enjeksiyon şerbeti verilmeye başlanır. Geri dönüş borusundan enjeksiyon şerbeti gelinceye kadar çimento enjeksiyonuna devam edilir. Bu işlemle hem borunun içerisi hem de boru ile delik arasında kalan boşluk basınçlı çimento şerbeti ile doldurulmuş olur.

Şemsiye borularının iki önemli görevi vardır. Birincisi kazı ile tahkimat arasında geçen süre içinde bir ucu konsolide edilmiş aynaya, bir ucu iksaya basan kiriş olarak çalışıp üzerine gelen yüklere deformasyona imkan vermeden mukavemet etmesidir. Burada kirişin bir taraf mesnedi olan aynanın ne kadar konsolide edilebileceği ayrıca önem kazanmaktadır. İkinci önemli görevi ise tahkimatı bitmiş olan bölgede gelen yükleri tahkimat kabuğuna homojen şekilde

yaymaktır. Şemsiye borularının tünel aynasındaki konumları, şemsiye borularının ve kaya saplamalarının üç boyutlu görünümleri sırasıyla Şekil 3 ve Şekil 4'de verilmiştir.



Şekil 3. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin tünel aynasındaki konumları

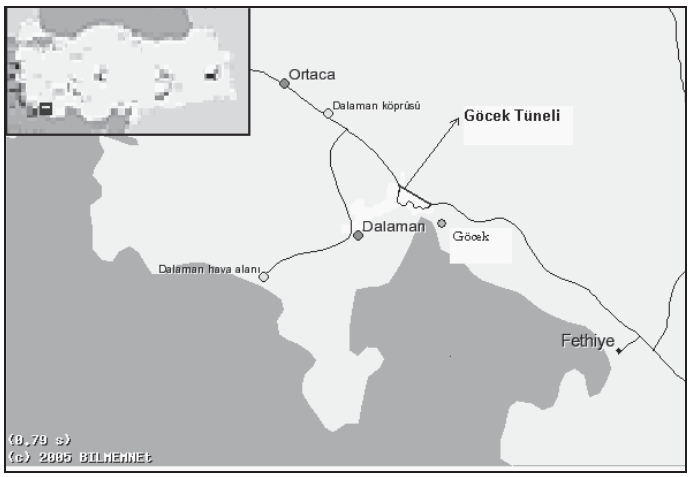


Şekil 4. Boru kemer yönteminde şemsiye boruları ve kaya saplamalarının üç boyutlu görünümleri

Dalaman-Göcek Otoyol Tüneli Muğla ili Dalaman İlçesi Dalaman-Fethiye karayolu Göcek mevkiinde bulunan yaklaşık 20 adet dik rampalı virajlı geçiş yoluna alternatif olarak geliştirilmiş bir tünel projesidir (Şekil 5).

3 DALAMAN-GÖCEK KARAYOLU TÜNELİ

Metni A4 boyutunda beyaz bir kağıda basınız. Yazım alanına 187x272 mm, kolon genişliği 90 mm alınmıştır. İki kolon arasındaki mesafe 7 mm dir.



Şekil 5. Yer bulduru haritası

Proje sayesinde, 4,5 km'lik yol 960 m'ye ortalama 35 dakika süren göcek geçişi yaklaşık 5 dakikaya düşürülerek daha kısa ve emniyetli bir geçiş sağlanmış olacaktır.

Göcek tüneli imalat çalışmaları Mart-2005'te başlatılmıştır. Tünelin ilk 110 m'si Klasik Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemiyle açılmış; tünel tavanında ard arda oluşan aşırı sökülmeler tünel ilerleme hızını olumsuz yönde etkilemeye başlayınca Boru Kemer yöntemine geçilmiştir.

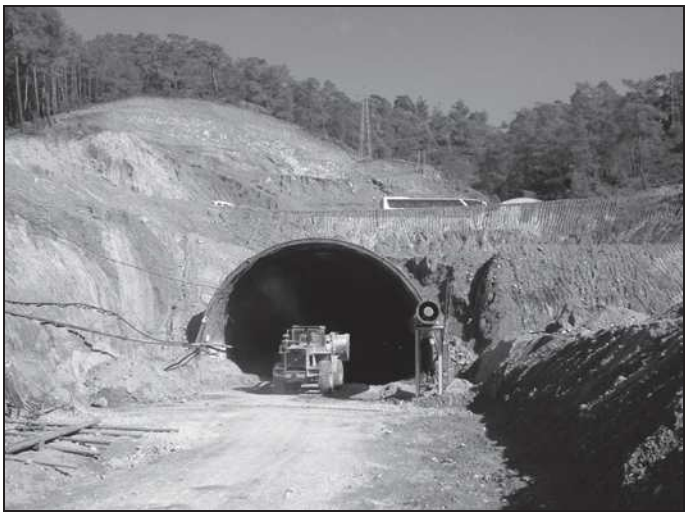
Tünelin Teknik Özellikleri:

Toplam Uzunluk : 960 metre
Tünel Genişliği : 12 metre
Tünel Yüksekliği : 7,40 metre

3.1 Tünelin güzergahında karşılaşılan birimlerin, stratigrafik, petrografik ve yapısal özellikleri

Yapılan incelemeler sonucunda, tünel güzergahı boyunca iki ayrı kayaç biriminin varlığı belirlenmiştir. Bunlardan ilki tünelin Dalaman ağzındaki melanj birimidir. Diğer kaya birimi de peridotit bileşimli ofiyolitik kayaçlar olup, bunlar melanjın üzerinde şaryajlı olarak yer almaktadır (Şek. 6). Peridotitler, Dalaman tarafında melanjın üzerinde yer alırken, Göcek tarafında ise platform tipi karbonatlar (neritik kireçtaşları) üzerinde yine şaryajlı bir ilişki ile oturmaktadır.

Yüzey jeolojisi, petrografi ve yapısal jeoloji amaçlı gözlem ve ölçümler melanj ve peridotitler içerisinde önemli yapısal zonların varlığını göstermiştir. Bu yapısal zonlar boyunca gerek melanj, gerekse de peridotitler mekanik olarak yer yer ileri derecede ezilmiş, ufalanmış ve yapraklı milonit-ultramilonit haline gelmişlerdir. Ezilmiş ufalanmış kesimlerde peridotitik kayaçlar yaygın olarak serpantinite dönüşmüş ve hatta killeşmiş olup tünel açımı için duraysızlık oluşturabilecek ortamlar haline gelmiştir. Nitekim tünelin Dalaman ağzında yaşanan problemler doğrudan melanj ile peridotitler arasındaki şaryaj zonunun geçilmesi sırasında yaşanmıştır. Yapılan çalışmalarda sahada 4 adet büyük fay saptanmış olup, bu faylar boyunca gelişmiş olan ezik zonların problemli olabileceği tünel açım çalışmaları sırasında öngörülmüştür (Uz vd., 2005).



Şekil 6. Tünelin Dalaman ağzının genel plan görünümü

İnceleme alanında belirlenen yapısal unsurları şu başlıklar altında toplamak mümkündür.

1. Şaryajlar (bindirme fayı)
2. Faylar
3. Eklem ve çatlaklar

Buna göre, Göcek ağzından itibaren Dalaman ağzına doğru tespit edilen yapılar ve kaya türleri şöyle sıralanabilir:

- Tünelin Göcek ağzından itibaren 60 metrelik mesafede sağlam peridotitler geçilmiştir.
- Yaklaşık 65. metrede bir fay kesilmiştir. Faydan itibaren yaklaşık 32 metre ezik bir peridotit-serpantinit biriminde ilerlenmiştir.
- Daha sonra 132 metre devamlılıkla orta derecede sağlam bir peridotit-serpantinit zonunda ilerlenmiştir
- Bunu takiben kalınlığı yaklaşık 38 metre olan yeni bir ezik zona girilmiştir. Bu ezik zon bir faylı dokanakta bitmiştir. Bu fay tünelin Göcek ağzından yaklaşık 250. metresinde yer almaktadır.
- Daha sonra, bunu takiben 246 metre boyunca orta sağlam peridotitlerde ilerlenmiştir.
- Bu zonun bitiminde, tünelin Göcek ağzından itibaren yaklaşık 520. metresinde yeni bir fayla karşılaşılmıştır.
- Faydan itibaren 35 metre kadar ezik bir zon geçilecektir.
- Daha sonra 40 metre kadar orta sertlikte bir peridotit-serpantinit biriminde ilerlenmiştir (Şek. 7)
- 46 metrelik bir ezik zon bu orta sağlamlıktaki kesimi izlemekte olup bu ezik zon tünelin Dalaman ağzındaki melanj ile peridotit arasındaki şaryajlı dokanakta bitmiştir.
- Daha sonra tünelin Dalaman ağzına kadar, yaklaşık 200 metrelik bir mesafede melanj birimi yer alır. Bu birim oldukça ezik, dayanımsız, makaslanmalı ve milonitik özelliktedir.

Şekil 7. Tünel aynasında karşılaşılan pridotit-serpantinit biriminin yakın plan görünümü

3.2 Tünel Açımı Sırasında Yaşanan Problemler

YATAY uygulamasıyla açılmaya başlayan tünelin Göcek ağzında sağlam zemin koşullarında ilk ay 60 m ilerleme sağlanmıştır. Tünelde herhangi bir duraysızlık problemi yaşanmamıştır. Daha sonra bir fay zonu içine girilmiş ve tünel aynasında ciddi zemin problemleri (tünel tavanında görülen aşırı sökülme davranışı, tünel aynasında ve tünel omuz hizasına kadar olan kısımlarda blok duraysızlıkları, zemindeki suya bağlı akmalar, blok kaymaları ve boşalmalar) yaşanmaya başlamıştır. Bu problemlerin aşılması için YATAY içinde çözüm arayışı içine girilmiş, her iki iksa ilerlemesinde enjeksiyonlu boru süren çakılmış, ancak tünel tavanında oluşan boşalmalar engellenememiştir.

Zemindeki bu bozulmalardan dolayı ikinci ay ilerleme 30 m'ye üçüncü ay 20 m'ye düşmüştür. Bu süre içinde tünelde 3 defa göcük olmuş, her bir göçük ortalama 18 gün iş kaybına sebep olmuştur. Yaşanan olumsuzluklar proje yöneticilerini yeni bir yöntem arayışı içine sokmuş ve daha sonra alınan kararla tünelin Göcek kısmında Boru Kemer Yöntemi uygulamasına geçilmiştir. Tünelin Dalaman ağzı da Boru Kemer Yöntemiyle açılmaya başlamış ve tünel kazıları tamamlanıncaya kadar aynı yöntemle devam edilmiştir.

3.3 Göcek tünelinde boru kemer uygulamaları

Tünelde Boru Kemer Yöntemi imalat adımları aşağıdaki gibidir:

1. Şemsiye Borularının çakılabilmesi için gerekli olan genişletme kazılarının yapılması, (Göcek tünelinde genişletme kazıları 40 cm olarak belirlenmiştir.)
2. Genişletme kazıları tamamlandıktan sonra, bir delgi platformu oluşturmak amacıyla, tünel aynasının çelik hasır ve püskürtme beton kullanılarak kapatılması.
3. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin yerlerinin projesine uygun şekilde tespit edilip işaretlenmesi.
4. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin delgi işleminin tamamlanması.
5. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin donatılarının yerleştirilmesi ve enjeksiyon işleminin tamamlanması (Şek. 8.)

Şekil 8. Tünelin Göcek ağzında şemsiye borusu ve zemin çivisi yerleştirme işlemi

6. Enjeksiyonu tamamlanmış aynada şemsiye borularının alt kısmından üst yarı kazılarına başlanması, kazılan kısımların iksa, çift kat çelik hasır ve püskürtme beton destek elemanlarıyla desteklenmesi (Göcek tünelinde üst yarı kazı adımları iki kademe olarak tespit edilmiştir. Kazılar hidrolik kırıcılı makinelerle, pasa nakli lastik tekerlekli yükleyicilerle yapılmıştır. Her bir kazı adımında tünel tavanında projesine

uygun şekilde genişleme yapılarak, bir sonraki Boru Kemer döngüsüne hazırlık yapılmıştır)

7. Üst yarıda Boru Kemer döngüsünün tamamlanması (Göcek tünelinde bir Boru Kemer döngüsü 6 m olarak tespit edilmiştir.)
8. Üst yarı kazısı tamamlanan kısımlara kaya bulonu uygulamasının yapılması.
9. Üst yarı ilerlemesini yaklaşık 30 m geriden takip edecek şekilde altyarı kazılarının yapılması (Göcek tünelinde altyarı kazıları üç kademede yapılmıştır.)

4 SONUÇLAR

Bu çalışmada, Dalaman-Göcek Tüneli kazı çalışmalarında yaşanan problemler ortaya konulmuş, daha önce uygulanan YATAY'ın yetersiz kaldığı noktalar belirlenmiş, YATAY'dan sonra uygulamaya başlayan Boru Kemer Yöntemi tanıtılmış, Göcek Tünelindeki uygulamaları incelenmiş ve sonuçları değerlendirilmiştir. Çalışmanın amacı doğrultusunda elde edilen bu sonuçlar, aşağıda sıralanmıştır:

1. YATAY kullanılarak açılmaya başlayan tünelin Göcek ağzında tünel tavanında ciddi boşalmalar ve buna bağlı iş kayıpları olmuş, YATAY içindeki uygulamalar bu problemlerin aşılmasında yetersiz kalmıştır.
2. Boru Kemer Yöntemine geçildikten sonra bu problemler aşılmış, tünel tavanında ve aynasında daha önce görülen zemin davranışları kontrol altına alınmıştır.
3. Boru Kemer Yöntemine geçildikten sonra, tünel ilerleme hızlarında %80 lere varan artışlar kaydedilmiştir.
4. Tünel kazı çalışmaları sırasında, tam emniyetli bir çalışma ortamı sağlanmış, zemin davranışından kaynaklanabilecek olası iş kazaları engellenmiştir.
5. Tünelde kazı ve destekleme çalışmaları tamamlanmış kısımlarda herhangi bir deformasyon problemiyle karşılaşılmamıştır.
6. Zemin çivileri yapılan enjeksiyonlarla, ayna konsolidasyonunu ve duraylılığını sağlayarak, tünel aynasında bir emniyet topuğuna ihtiyaç bırakmamıştır.
7. Şemsiye boruları uygulama aşamasında perfore edilerek, boru içerisine yapılan enjeksiyon şerbetinin zemine de nüfuz etmesi sağlanmıştır. Zemine nüfuz eden çimento şerbeti sayesinde çatlak sistemleri doldurulmuş ve daha önce görülen blok duraysızlığı davranışları engellenerek, şemsiye borularının daha etkin çalışması sağlanmıştır.
8. Boru Kemer Yöntemine geçildikten sonra tünel birim malzeme maliyetlerinde %15 oranında artışlar olmuş, ancak malzeme maliyetlerindeki bu artış, tünel ilerleme hızlarının artmış olması ve göçüklerle oluşacak iş kayıplarının önlenmiş olması sebebiyle dengelenmiştir. Bu açıdan bakıldığında, günlük maliyetler karşılaştırıldığında da Boru Kemer yönteminin daha avantajlı olduğu görülecektir.

KAYNAKLAR

Denek, H., 2003, İstanbul Metrosu Tünellerinde Uygulanan Klasik Yeni Avusturya (YATAY) Ve Boru Kemer (BKY) Yöntemlerinin Tünel İçi Ve Yüzey Deformasyon Sonuçlarına Göre Karşılaştırılması, Yüksek Mühendislik Tezi, H.Ü., Ankara, 61-67, s.

Kurt, C., Yılmaz Ö., Şimşek, S., 2002, İstanbul Metrosu Tünellerinde Boru Şemsiye (Umbrella Arch) Yönteminin Uygulanması ve Sonuçları, Ulaşımda Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu, İstanbul, 331-342 s.

Leca, E., Leblais, Y., Kuhnhenn, K., 2003, Underground Works in Soils and Soft Rock Tunneling,http://cleo.eng.monash.edu.au/teaching/subjects/civ3247/resources/leca.pdf

Uz, B., Cangenç, Ş., Esenli, F., 2005, Dalaman-Göcek Tüneli Güzergahının Yüzey Jeolojisi, Aralık.

Production of Innovative Ultra-fine Cements for Tunnel Construction

Tünel İnşası İ in ok İnce Boyutlu eni Tip imento Üretimi

Hasan Ergin
Istan ul Technical niversity, Maslak, Istan ul, Turkey

Cengiz Göçer
Nuh Cement Plant, Hereke, ocaeli, Turkey

ABSTRACT The use ultrafine cement-based grout has been gaining importance for rock and soil grouting and in tunnel construction over the last few years. This paper presents the results of extensive research and testing executed during the development of ultrafine cements that have been recently produced at Nuh Cement Plant, in Turkey. The important features of the three different types of ultrafine cements; Ultrafine 20, Ultrafine 16 and Ultrafine 12; were demonstrated. The produced ultrafine cements have better penetration ability into cracks and higher early compressive strength than the any of the conventional cements.

ÖZET Çok ince boyutlu çimentolar kullanılarak yapılan enjeksiyonla, zemin ve kaya yapıların güçlendirilmesi ve tünel inşasında kullanılması son yıllarda artan bir önem kazanmaktadır. Bu makale, çok ince boyutlu çimento üretmek amacıyla Nuh Çimento Fabrikası'nda – Türkiye, yapılan kapsamlı bir araştırmanın ve yapılan testlerin sonuçlarını kapsamaktadır. Üretilen Ultrafine 20, Ultrafine 16 ve Ultrafine 12 tipi üç çimentonun önemli özellikleri burada sunulmaktadır. Üretilen çok ince boyutlu çimentolar ince kırık ve çatlaklara girebilme ve yüksek erken dayanım verme özellikleri nedeniyle geleneksel çimentolara nazaran üstünlüklere sahiptir.

1 INTRODUCTION

Cement producers over the years have developed several new types of binders which either have extended the area of usage of cement or have demonstrated technical and ecological advantages (Shmidt, 1998). High performance binders are mainly characterized by a special size distribution that is vitally important in the application areas. The most common application of ultrafine cement is in the grouting of fine fissures. The common type of grouts that are available are lime-based, ultrafine cement-based, micro cement-based, or polymeric (Gil, 1996 and Garshol, 2003).The efficiency of different groups varies depending on the dynamic viscosity and setting characteristics, minimum injectable dimension of voids and mechanical strength (Sarkar and Wheeler, 2001).

A number new cement based products for injection has been developed in recent years. Typically, these cements are ground much finer and may offer more suited setting and hardening characteristics. The important factor relating the size is the maximum particle size as often expressed d_{99}. There is not any kind of internationally accepted agreed definition and it is left to common

practice and case by case identification. As an informative indication of a minimum requirement to apply the term of micro cement is the cement with a specific surface area (Blaine value) is bigger than 600 m^2/kg and minimum 99% having particle size smaller than 40 µm. Ultrafine cement is characterised by a greater fineness having 95% particle smaller than 16 µm (ISRM, 1995 and Feng, 2002).

However, an ultrafine cement cannot be produced simply by grinding finer any Portland cement. The main problems that occur are unusually short setting time and strength retrogression a few days after hardening (Sarkar and Wheeler, 2001).

The aim of the paper is to introduce the important properties of the three new ultrafine cements; (Nuh Ultrafine 20, 16 and 12) recently produced in one of the leading cement producer in Turkey. The ultrafine cement production facility established was also briefly introduced.

2 ULTRA INE CEMENTS

2 1 P U C T

The most common cements used in oil and gas, mining and construction industries are Class G cement, Class C cement and Ordinary Portland Cement. The typical cement types available from most manufacturers are shown in Table 1.

Table 1. Fineness of normal cement types (largest particle size = 45 to 150 µm)

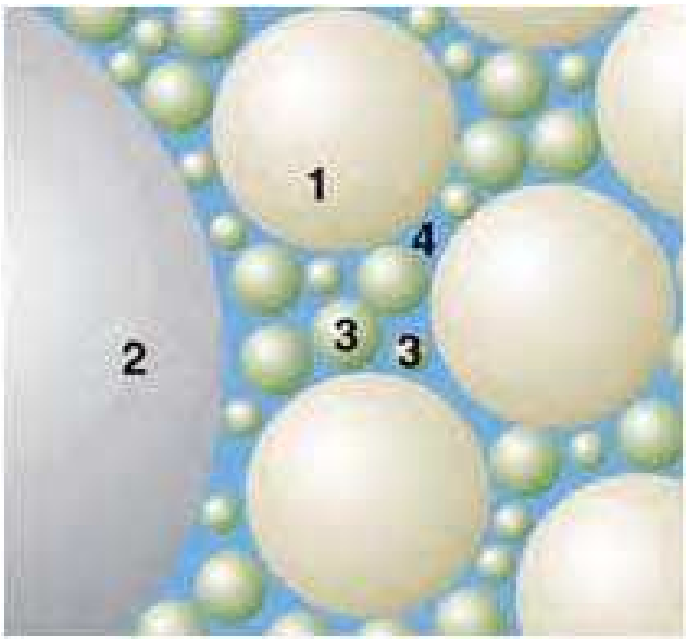
Cement Type	Specific Surface (Blaine) m^2/kg
Low heat cement for massive structure	250
Standard Portland cement (CEM 42.5)	300-350
Rapid hardening Portland cement (CEM 52.5)	400-450
Extra fine rapid hardening cement	550

The cement with the highest Blaine value will normally be the most expensive due to fine grinding.

The common applications of ultrafine cements are;

- Foundation and consolidation grouting of dams and embankments
- Water cut-off grouting and pre-excavation grouting in tunnel construction
- Maintenance grouting of existing dams and tunnels
- Consolidation of poor soils
- Foundation stabilization of new and existing structures

The model representation of ultrafine cements in terms of particle size is shown in Figure 1.



1-standard cement 2-aggregate,
3-ultrafine cement 4-water

Figure 1. Model representation of ultrafine cement

From an injection viewpoint, these cements have the following basic properties;

- Ultrafine cements would bind more water than coarse cement. The risk of bleeding (water separation in a suspension created from a fine cement is therefore lower and filled opening will remain more completely filled.
- Ultrafine cements have a quicker hydration and a higher final strength. This is normally an advantage but also

causes disadvantage of shorter open time in the equipment. High temperature will incerase the potential problems of clogging of lines and valves. The intensive mixing required for fine cements to avoid heat development caused by the friction in the high shear mixer, and hence even quicker setting.

Particle size distribution of the frequently used injection cements were given in the following tables:

1-Rheocem 650 (Blaine value>625 m^2/kg), produced from Normal Portland Cement (Table 2).

2-Rheocem 650 SR (Blaine value>625 m^2/kg), produced from Sulphate Resistant Cement (Table 2).

3-Rheocem 800 (Blaine value>800 m^2/kg), produced from Normal Portland Cement (Table 3).

4- Rheocem 900 (Blaine value>900 m^2/kg), produced from Normal Portland Cement (Table 4).

5- Blue Circle W650 produced from Normal Portland Cement (Table 5).

6- Heiderberg Cement, Ultrafine 16 and Ultrafine 12 (Table 6).

Table 2. Particle size distribution of Rheocem 650 and Rheocem 650 SR

Rheocem 650 Rheocem 650 SR	Rheocem 650	
	%	Mikron
	100	< 40
	98	< 30
	97	< 20
	94	< 15
	77	< 10
	44	< 5
	16	< 2

Table 3. Particle size distribution of Rheocem 800

Rheocem 800	%	Mikron
	100	< 40
	99	< 30
	98	< 15
	92	< 10
	58	< 5
	20	< 2

Table 4. Particle size distribution of Rheocem 900

Rheocem 900	%	Mikron
	100	< 30
	99	< 15
	98	< 10
	73	< 5
	25	< 2
	12	< 1

Table 5. Particle size distribution of W650 Blue Circle

W650 Blue Circle	%	Mikron
	100	< 32
	95.5	< 20
	68.8	< 10
	45.2	< 5
	31.2	< 3
	10.1	< 1

Table 6. Particle size distribution of Ultrafin 16 and Ultrafin 12 of Heiderberg Cement

Heiderberg Cement	Ultrafin 16	
	%	Mikron
	100	< 20
	98	< 16
	91	< 12
	Ultrafin 12	
	%	Mikron
	95	< 12

2 2 U C P
N C P

The production facility is shown in Figure 2. As seen the rig has grinding unit, separation unit, mill ventilation fan and dedusting unit. Grinding unit is patented development as it allows producing ultrafine cement having a fineness of maximum particle size under 10 µm. The capacity of the pilot grinding system is 250-400 kg/h depending on the cement type fed to the mill. The capacity is obviously affected by the feed particle size distribution and the desired fineness of the product.

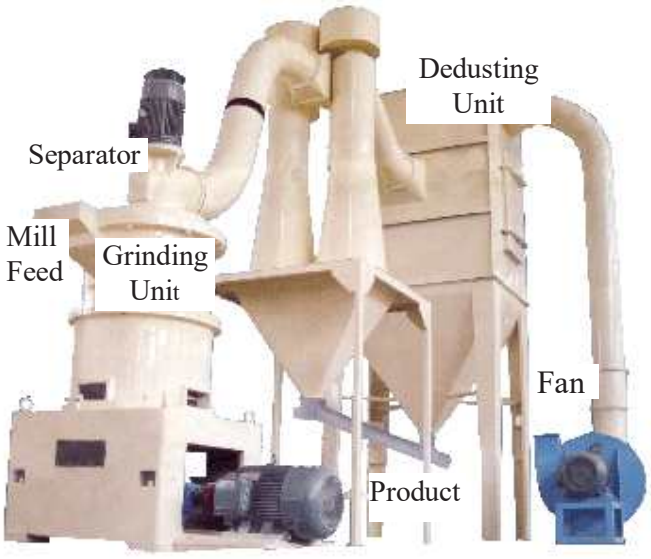


Figure 2. Production facility of ultrafine cement at Nuh Cement Plant

2 3 P U C
P N C P

The mineralogical composition and some other characteristics of the CEM I 42.5R which was the starting material used to produce ultrafine cements is shown in Table 7.

The chemical composition of fine ultrafine ground cement (Ultrafine 16) with 99 % particle finer than 16 µm is compared with that of a CEM I 42.5R cement from the same plant in Table 8.

In order to measure the setting times of the produced cements, the Vicat needle method was used and the obtained results are illustrated in Table 9.

Table 7. Features of CEM I 42.5R cement used in production of Ultrafine cements

Mineralogical Composition (%)	C3S	60.62
	C2S	13.62
	C3A	5.29
	C4AF	10.99
Density (g/cm^3)		3.19
Blaine (m^2/kg)		287.7
32 µm Residue (%)		20.3
Compressive Strength (MPa)		24.6

Table 8. Chemical composition of ultrafine cements and CEMI 42.5R (mass %)

Oxide	Ultrafine	CEMI 42.5R
SiO_2	20.85	20.70
Al_2O_3	4.18	4.30
Fe_2O_3	3.60	3.61
CaO	64.11	64.82
MgO	1.00	1.03
SO_3	2.61	2.50
Insoluble residue	NA	0.61
LOI	2.47	1.41
Free Lime	NA	1.117
$Na_2O+0.658K_2O$	NA	0.51
Cl	NA	0.0069

Table 9. Setting times of ultrafine cement and CEMI 42.5R

Cement Type	Initial Setting Time (min)	Final Setting Time (min)
Ultrafine 20	190	260
Ultrafine 16	180	254
Ultrafine 12	172	249
CEMI 42.5R	179	140

The early compressive strength of 2-days (using mortar cubes) was measured and the results (average of the three samples) are presented in Table 10.

Table 10. Compressive strength and density of the Ultrafine cements and CEM I 42.5R

Cement Type	2-Days Comp. Strength (MPa)	Density (g/cm^3)
Ultrafine 20	33.6	3.11
Ultrafine 16	41.7	3.10
Ultrafine 12	51.2	3.10
CEMI 42.5R	24.6	3.19

The particle size distribution pattern was studied using a laser particle size analyzer. The results are presented in Table 11.

Table 11. Particle size distributions of Nuh Ultrafine 20, Ultrafine 16 and Ultrafine 12

Nuh Ultrafine Cements	Ultrafine 20	
	%	Mikron
	100	< 25
	99	< 20
	96	< 15
	86	< 10
	42	< 3
	Ultrafine 16	
	%	Mikron
	100	< 20
	99	< 16
	96	< 12
	70	< 5
	49	< 3
	Ultrafine 12	
	%	Mikron
	100	< 15
	99	< 12
	96	< 10
	70	< 5
	28	< 2

3 APPLICATION O ULTRA INE CEMENTS

Ultrafine cements can be used in oil and gas, mining and construction industries. Each industry has a very specific needs and ultrafine cement is designed to meet these specific requirements. Ultrafine cements can reduce the water requirements by filling the voids between particles. Reduced voids increases strength and reduces the potential for unwanted salt invasion into the set concrete. Conventional cements leaves voids. These voids will increase cement permeability and risk of corrosion and long term cement degradation. Ultrafine cement eliminates voids and reduces permeability results in longer cement life and improved project economics.

3 1 A T C

Tunnel excavation involves a certain risk of unexpected ground conditions. Water and tunnels have something in common – both pass through rock. On its way down through fissured rock, water also seeps right into road and rail tunnels, a big problem for underground contractors.

The common risks are the possibility of hitting high pressure ground water and rock or soil conditions causing stability problems. Water is the most frequent reason for grouting in tunnels. Poor and unstable ground can also be improved by grouting as discontinuities are filled by a grout material with sufficient strength and adhesion.

In tunnel grouting, there are two fundamentally different situations as shown in Figure 3.

- Pre-excavation grouting or pre-grouting: Boreholes are drilled from the tunnel excavation face into the rock mass ahead of the tunnel face and cement grout is pumped into the rock mass and allowed to set before advancing the tunnel face through the injected and sealed rock..
- Post-grouting: Drilling for grout holes and pumping in the grout material take place somewhere along the already excavated part of the tunnel because of unacceptable water ingress.

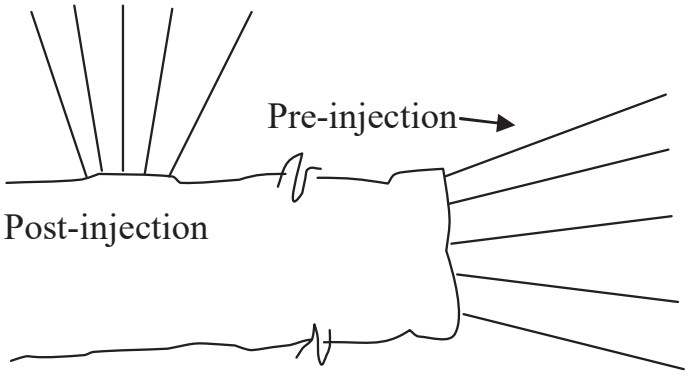


Figure 3. Pre-excavation grouting and post-grouting in schematic tunnel plan view

Microcement's main function is to keep tunnels dry. To get a tunnel dry you must seal rock fissures as tight as 100 microns (0.1

millimeter) and sometimes even finer. With ordinary cement particles of around 100 microns, it is impossible to seal these cracks. To penetrate such fissures the injected cement particles cannot exceed one-third the crack's width, or about 30 microns or finer (Garshol, 2003).

If a tunnel builder chooses to use microcement for waterproofing, the job of sealing the rock fissures is usually done before the tunnel is bored. It is more difficult to stop flowing water, if grouting is used after a tunnel has been drilled. In order to achieve good radial penetration, the microcement is injected with high pressure into holes drilled through a zone of rock to be sealed for the boring of the tunnel. This grouting procedure is carried out every 20-30 meters as the tunnel project moves forward. Penetration into a crack is supposed to reach a minimum depth of five meters.

Stable grout with less than 5% bleeding thixotropic behaviour is required. Marsh cone viscosity of less than 35 seconds, quick setting grout and good pressure stability (low filtration coefficient) should be maintained in used material.

Drilling of pro e holes and grouting holes: That is typically done with multi-boom drilling machine that is primarily used for the blast holes. Drilbit diameter is 51 mm or 64 mm. During drilling, the penetration rate, formation data, water income or loss of flushing water and other parameters should be observed and recorded.

Flushing of orehole for in ection: It is performed by the selected drilling equipment.

ength of oreholes Probe holes are normally less than 30m long. The length specified may be influenced by the chosen borehole diameter, as the deviation is substantially larger for the 51 mm diameter equipment than 64 mm. Normally, a balance among the drilling effort, drilling accuracy, risk of getting stuck, grouting efficiency and efficient tunnelling progress should be proposed.

Num er of holes and hole direction Decision on the number of holes must be based on size of the tunnel, risk involved (in the tunnel and outside) and the required tightness of the tunnel. When pre-grouting has been decided, the initial number of holes for a first stage grouting will typically produce a borehole spacing at the face of 1.5 m to 3.0 m. Holes are drilled using an angle between 5-8 degree in a pattern creating a with the top cut off.

Placing of packers The packer is normally placed close to the borehole opening and the hole is injected over its entire length in one single step. The packer depth is typically 1.5 m.

Preparation of microcement for grouting The micro cement should be mixed with a w/c ratio of about 1.0 using a suitable admixture according to recommendation of the producers. The mixing procedure should be as follow:

-The cement mixer should be a colloidal mixer with an impeller speed of not less than 1500 RPM. The mixer must be kept well maintained to work efficiently with microcement.

-Add all the water for one batch to the mixer

-Add the corresponding quantity of cement

-Add water reducing and dispersing admixture

-Mix for three minutes

-Immediately transfer the batch to the agitated holding tank and keep the grout in slow agitation at all times.

There could be situations where unexpected backflow can occur through the face or even further back in the tunnel. Sometimes, a borehole is in contact with extremely large channels with a lot of high pressure water. In both situations, it can be beneficial to accelerate the setting time and the hardening.

The grouting procedure is a comprehensive works that is well studied and documented elsewhere (Lees and Chuaqui, 2003; Lees and Chuaqui, 2003; Heenan and Xu, 2003). The scope of this article does not cover the grouting procedure and the performance monitoring and the control of grouting works.

3 2 A O G I

As mine nature, water invasion and mine stability threats to mine economics and safety. Normal cement penetrates but does not distribute evenly due to varied particle sizes. Ultrafine cement can penetrate deep into water bearing structure to shut the water income at the source. It also provides mine face stability through stronger shotcrete design.

These advantages of ultrafine cement provide even wider application in oilfields as it is utilized to penetrate the smallest cracks, channels and rock matrices to shut off undesirable movement of gas, water and oil. Ultrafine cement has an improved transition time and early compressive strength development. This provides reduced risks of gas migration and improved bonding to both the casing and formations.

CONCLUSIONS

The produced Ultrafine cements have an excellent characteristics hence those can be used for extremely demanding injections both rock-soil stabilization and tunnel construction projects. The Ultrafine 20, Ultrafine 16 and Ultrafine 12 have been extremely finely ground to the certain specific particle size distributions. The produced three types of cements are sulphate resistant with low C_3A and alkali contents. The 2-days compressive strengths of the produced ultrafine cement superior and the initial and final setting times are as expected without the use of any additions.

ACKNO LEDGEMENTS

The research was conducted with the support of Turkish Research Foundation (TUBİTAK) Project No: TEYDEB-3060366. The authors are grateful for support from ITU and Nuh Cement Plant.

RE ERENCES

Feng, N, Feng, X, Hao, T, Feng, X., 2002. Effect of ultrafine mineral powder on the charge passed of the concrete. *Cement and Concrete esearch,* 32, pp. 623-627.

Garshol, K.F., 2003. Pre-excavation grouting in rock tunneling. *MBT International nderground Construction roup*, Switzerland, 138 p.

Gil, N.P., 1996. Grouting as a repair and strengthening technique. *Construction epair*, 10, pp. 24-26.

Heenan, D.M., Xu, M., 2003. Grouting to minimize settlements prior to tunnel excavation—a case study. *rd International Specialty Conference on routing and round Treatment*, New Orleans, Louisiana, USA.

ISRM, 1995. Final Report of the Commission on Rock Grouting. *International Society for ock Mechanics.*

Lees, D., Chuaqui, M., 2003. Soil grouting: means, methods and design. *rd International Specialty Conference on routing and round Treatment,* New Orleans, Louisiana, USA.

Melbye, T., Dimmock, R., Garshol, K.F., 2005. Sprayed concrete for rock support. *S International, Division of Degussa Construction Chemicals td.*, Switzerland, 252 p.

Sarkar, S.L., Wheeler, J., 2001. Microstructural development in an ultrafine cement-Part II. *Cement and Concrete esearch*, 31, pp. 125-128.

Sarkar, S.L., Wheeler, J., 2001. Important properties of an ultrafine cement-Part I. *Cement and Concrete esearch*, 31, pp:119-123.

Schmidt, M., 1998. Innovative cements. *Cement-alk- ips*, 51, pp. 444-450.

Kadıköy-Kartal Metrosu İbrahimağa İstasyonu'nda Jetgrout ile İyileştirme Çalışmaları

etgrout Improvement orks at İ rahimağa Station of adıköy-artal Metro Pro ect

Ali Yüksel, Önder Yeşilçimen, Mustafa Çavuşoğlu

apı Merkezi üksel Doğuş enigün Belen İnşaat Anadoluray rtak irişimi, Üsküdar-İSTANB

ÖZET: Kadıköy-Kartal Metro Projesi, bir yandan E-5 karayolu eksenindeki yolcu ulaşımını Kadıköy Meydanında deniz ulaşımına bağlayacağı gibi, diğer yandan, İstanbul Kentinin iki yakasını raylı sistem ile bağlayan Marmaray projesi ile bütünleşik olarak toplu taşıma hizmeti sağlayacaktır. Her iki projenin ortak noktası olan İbrahimağa İstasyonu, oldukça genç aluvyonel zeminlerin bulunduğu bir vadi yapısı içinde yeralmaktadır. Peron tünellerinin güvenli şekilde açılabilmesi için bu tünellerin hemen tavanı üzerinden başlayan bu zeminlerin, bir tünel çapı kadar kalınlıkta, jetgrout ile iyileştirilmesi öngörülmüştür. Bu çalışamalar kapsamında yaklaşık 70.075 m jetgrout kolonu yapılmış ve toplam ~16.900 ton kadar çimento kullanılmıştır.

ABSTRACT: Kadıköy-Kartal Metro Project will not only connect the passenger transportation on the E5 expressway to the sea transportation facilities located on the Kadıköy square, but it will also integrate with the Marmaray Project that connects the two sides of İstanbul and will serve for mass transportation. İbrahimağa Station is the junction-point of the both projects and it is located on a valley structure that is composed of quite recent alluvial deposites. In order to safely build the platform tunnels by NATM, the alluvial deposits existing right above the crown level was determined to be modified at one tunnel diameter in depth by applying jet grouts. As part of the scope of these works, approximately 70.075m of boring and a total number of 16.900 tons cement were used.

1. GİRİŞ

İstanbul'un son yıllarda eriştiği yapılaşma düzeyi ve buna bağlı olarak gelişen ulaşım talebi büyük bir oranda karayolu ile sağlanmaktadır. Karayolu ile yapılan ulaşım, günün özellikle yolcu yoğunluğunun yüksek olduğu zaman dilimlerinde güçlükle sağlanmaktadır. Bu durum, kentlilerin yaşam konforunu olumsuz yönde etkilemekte diğer yandan önemli ölçüde zaman, iş gücü ve enerji kayıplarına yol açmaktadır. Giderek ağırlaşan bu sorun çeşitli akademik platformlarda tartışılmış, araştırmacılar tarafından etkili ve ekonomik çözümün raylı toplu taşıma olduğu vurgulanmıştır. (Evren, 1978, Yayla ve Gerçek, 1989, Gerçek, 2005)

İstanbul'da 1985 yılından itibaren raylı sistem inşaatlarına başlanmış, ve bu güne kadar toplam 47,4 km hat uzunluğundaki raylı toplu taşıma sistemi projesi tamamlanarak işletmeye alınmıştır. Kadıköy-Kartal Metrosu, Anadolu yakasında yapılacak metro standardındaki ilk raylı toplu taşıma projesi olacaktır.

Metro yapıları, geçtiği güzergahın şehirleşme biçimine, yoğunluğuna ve topoğrafik yapısına bağlı olarak genellikle bir "Yeraltı Yapısı" olarak tasarlanır. Farklı jeolojik yapıdaki ortamlar içerisinde bulunabilen metro yapılarının planlaması, yapımı ve bütün bunlara bağlı olarak ta projenin toplam maliyeti, büyük ölçüde

geçilen zemin/kaya ortamların jeoteknik özellikleri tarafından denetlenir.

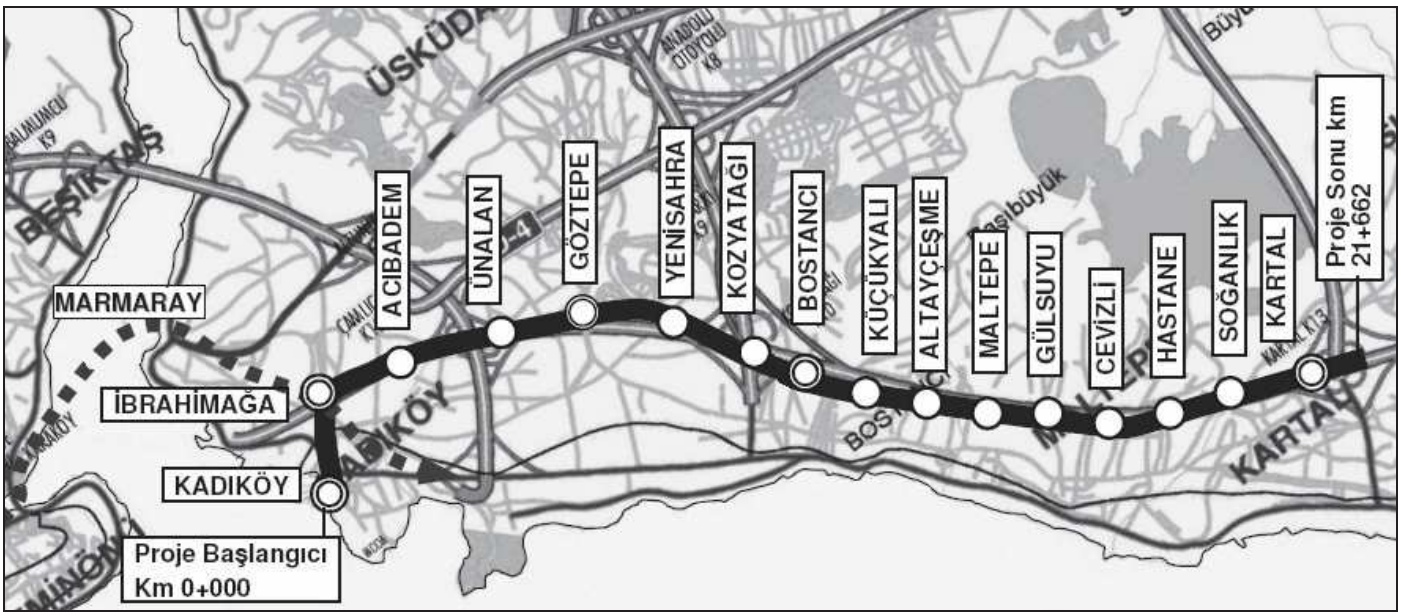
Bu çalışmada, Kadıköy-Kartal Metrosu, İbrahimağa İstasyonu'nda yapılan jetgrout ile yapılan iyileştirme işleri, bunun civara ve tünel açma faaliyetlerine olan etkileri ele alınacaktır.

2. KADIKÖY – KARTAL METROSU

Kadıköy-Kartal Metrosu toplam 21,7 km güzergah uzunluğunda olup, 16 adet istasyon yapısı bulundurmaktadır. Güzergah, Kadıköy Meydanı'nda -32 kotunda bulunan istasyon yapısı ve buna bağlı kuyruk tünelleri ile başlamakta, eski ve yoğun bir yapılaşmanın bulunduğu Yeldeğirmeni semtinin altından ilerleyerek İbrahimağa İstasyonu'na ulaşmaktadır. Güzergah burada, bu proje ile hemen hemen aynı zamanda yapılmakta olan, Marmaray Projesi ile kesişmektedir. İbrahimağa İstasyonu iki proje de tamamlandığı zaman bir aktarma istasyonu olarak işlev görecektir. Güzergah, Koşuyolu deresi ile E-5 Karayolunun kesiştiği noktadan itibaren güzergahın sonuna kadar, civarında yerleşim alanları, ticaret ve iş merkezlerinin bulunduğu E-5 karayolunun altında veya civarındaki bir koridor içerisinde ilerlemektedir (Şek.1).

Sistemin ray üst kotu güzergah boyunca hemen hemen yüzey topoğrafyasını gözeten biçimde tasarlanmış olup, ortalama ~30 m derinlikte bulunmaktadır. İşletme açısından maksimum % 4 eğim kısıtlaması nedeniyle derinliğin yer yer 50-60 m'lere ulaşan kısımları olduğu gibi, güzergahı dikine kesen dere geçişleri civarında örtü kalınlığının 8-10 m'ye kadar düştüğü kesimleri de sözkonusudur.

Meydan, köprülü kavşak ve E-5 Karayolunun altında yeralması vb. kısıtlayıcı faktörler nedeniyle bütün istasyonların peron yapıları "delme tünel" olarak tasarlanmıştır. Peronların bilet holü katı ile bağlantıları yatay ve eğimli yaya tünelleri ile sağlanmaktadır. Genel olarak, istasyon yapılarının yerleri daha çok E-5 üzerindeki köprülü kavşakların yakınında planlanmıştır. Böylelikle, raylı sisteminin hatta dik yöndeki yolcu ulaşımı sağlayan diğer sistemler (otobüs, minibüs vb.) ile bütünleşmesi amaçlanmıştır. İstasyonlara ait aç-kapa yapıları, E-5 karayolundaki trafik akışını aksatmaması için karayolunun kenarına yerleştirilmiştir. İstasyonun peronlarının bulunduğu yeraltı tünel yapısı, yolcu yoğunluğuna bağlı olarak iki veya üç tüp tünel olarak tasarlanmış olup, ~250 m uzunluğunda, kenar peronludur. Hat tünelleri güncel güvenlik standartlarına uygun olarak "çift tüp" (ikiz tünel) şeklinde tasarlanmıştır. Yine bu standartlara göre, hat tünelleri 200-250 m'de bir bulunan çapraz kaçış tünelleri ile birbirine bağlanacaktır.



Şekil 1. Kadıköy – Kartal Metro Güzergahının yerleşimi ve istasyonlar

3. İBRAHİMAĞA İSTASYONU

İbrahimağa İstasyonu, güzergahın ikinci istasyon yapısıdır. Bu noktada Marmaray Projesi kapsamında bir istasyon yapısının yer almamasına karşın, planlaması daha sonra yapılan Kadıköy-Kartal Metro projesinde her iki projenin birbiri ile fiziki bağlantısının ve böylece yolcu aktarımının sağlanması amacıyla böyle bir ortak istasyonun yapılması planlanmıştır. İstasyon yapıları planda hemen hemen aynı izdüşümde bulunmaktadır. Ancak, Marmaray Projesine ait İstasyon yapısının peronu yaklaşık olarak hemzeminde,Metro projesine ait İstasyon yapısının peron kotu ise -19'dur. Bu alandaki arazi yüzey kotu +8,5 ~ +11,5 arasında değişmektedir.

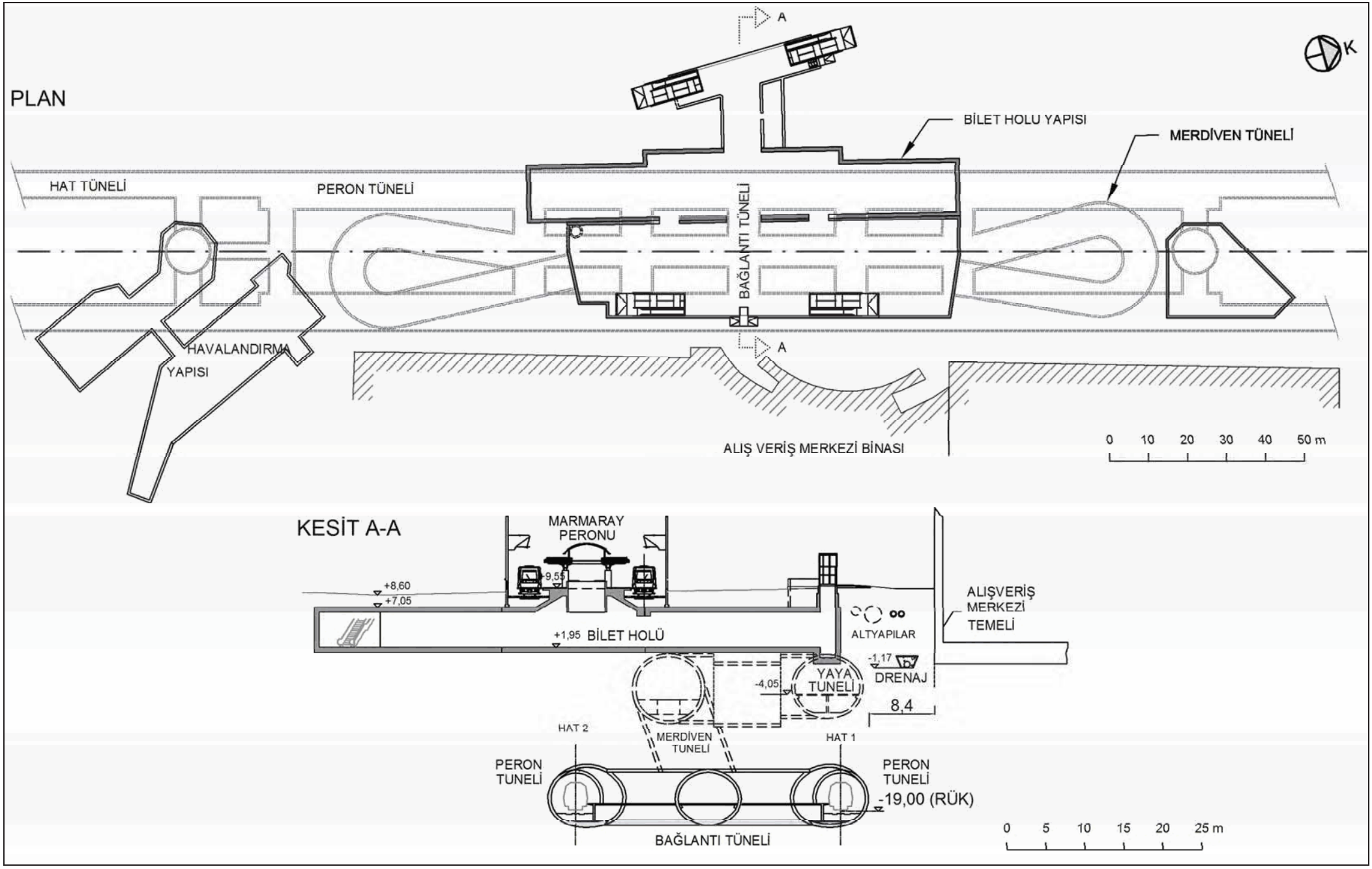
İstasyonunun peron yapısı, hat tünellerinin ikiz tünel şeklinde olması sebebiyle çift tüp tünel kenar peronludur. Peron tüneleri birbirlerine 27,5 m aralıkla yeralan, 56 m^2 kazı kesitindeki beş adet yaya tüneli ve 44 m^2 kazı kesindeki havalandırma tünellleri ile bağlanmaktadır. Ayrıca, aktarma istasyonu olacağından yüksek yoğunluktaki yolcu hareketlerini karşılaması için peron tünellerine paralel, merdiven tünellerine bağlanan bir orta yaya tüneli daha planlanmış durumdadır (Şek.2). Peron katına saplanan merdiven tüneli 30° eğimlidir. Biletholu katı +1,95 kotunda olup, yüzeyden yaklaşık 7,5–8 m derinlikte, uzunluğu 110 m, genişliği ise 44 m olacaktır. Biletholu yapısı dışında, istasyon yapısının her iki başında, peron katındaki havalandırma bağlantı tüneline bir dairesel şaft ile bağlanan, yüzeye yakın, elektro-mekanik mekanları içeren havalandırma yapıları bulunmaktadır.

4. İBRAHİMAĞA İSTASYONUNDAKİ JEOLOJİK DURUM ve JEOTEKNİK KOŞULLAR

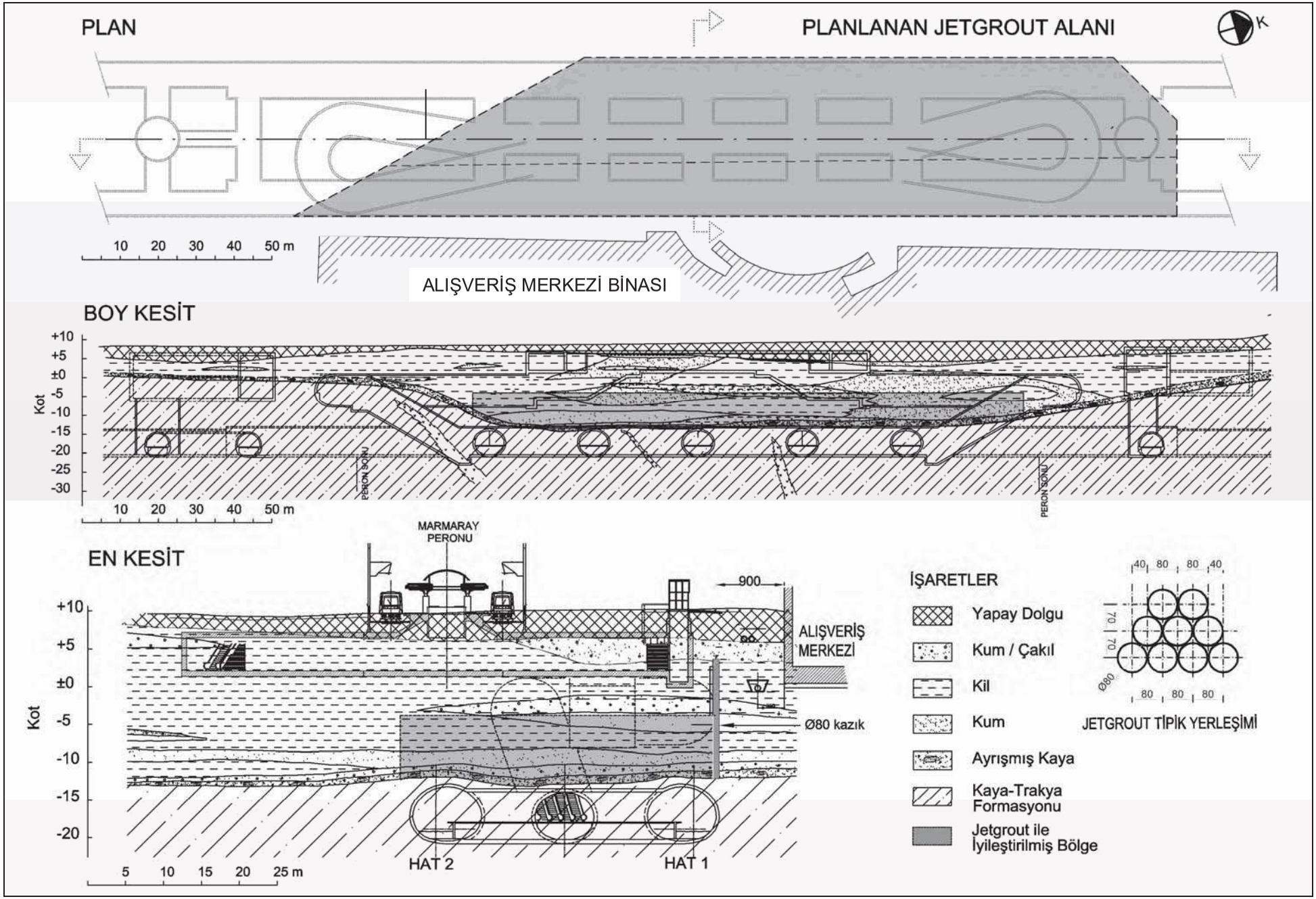
İbrahimağa İstasyonu'ndaki jeolojik durum bu projedeki diğer istasyonlardan oldukça faklıdır. İstasyon konum itibariyle Çamlıca eteklerinden başlayarak Kadıköy civarında denize ulaşan Koşuyolu vadisinde yer almaktadır. İstasyon alanı civarında, gerek bu proje kapsamında gerekse Marmaray Projesi ve yine bu bölgede yeralan Nautilus Alışveriş Merkezi projesi kapsamında toplam olarak 30'dan fazla araştırma sondajı yapılmıştır. Bu sondajların değerlendirilmesi sonucunda, istasyon ekseni boyunca kaya yüzeyi topoğrafyasının asimetrik biçimli bir vadi şeklinde, ve bu vadi yapısının aluvyonel dolgu karakteristiğindeki zeminler ile dolu olduğu anlaşılmıştır. Bu vadi yapısının, geç jeolojik dönemlerde sel ve akarsu getirimleri ile dolduğu düşünülmektedir. İstasyonun başlangıç kısmında hafif bir eğimle derinleşen kaya yüzeyi yaklaşık 21 m derinliğideki düz kısımla devam etmekte, istasyonun sonlarında ani eğim değişimi ile kaya yeryüzüne çıkmaktadır. (Yüksel ve ark., 2005). İstasyonun tasarımı ve projelendirilmesi sırasında bu durum göz önünde tutularak, avan projede -12'de olan ray üst kotu (RÜK) derine alınarak -19 kotuna getirilmiştir. Diğer ifade ile yüzeyden ~ 22 m derinde olan ray kotu ~29 m derinliğe alınmıştır. Güzergahın diğer kısımlarındaki eğim kısıtlamaları ve istasyon mimarisindeki geometrik tasarım kısıtlamaları nedeniyle daha derine almak mümkün olmamıştır. Ancak bu değişiklik sonrasında dahi, istasyon boyunca peron tüneli tavanı çoğunlukla kaya-zemin sınırını izlemektedir.(Şek.3) Yapılan basınçlı su testlerinde kaya ortamınağırlıklı olarak "geçirimli" (5-20 Lugeon) olduğu belirlenmiştir.

Çizelge 1'de, İstasyon sahasında yapılan sondajlarda elde edilen sonuçlar özetlenmiştir. Bu çizelgedeki sondajlar istasyon boyunca, km artış yönündeki bir sıralama içindedir. Aluvyon kalınlığındaki değişimden İstasyon alanının bir dere yatağı yapısında olduğu açıkça anlaşılmaktadır. Yine aynı çizelgede sondajlarda görülen zemin sınıfları da belirtilmiştir. Burada yaygın olarak kum ve kil zeminlerinin bulunduğu görülmekle beraber bazı sondajlarda da kum ve çakıl seviyelerininde yer aldığı dikkati çekmektedir

Şekil 4'de ise sondajlardaki SPT değerlerinin frekans dağılım histogramı gösterilmiştir. Sondajlarda yapılan SPT deneylerinin istatistiksel değerlendirmesi sonucunda SPT-N_{30} değerlerinin sola yatık olmak üzere az-çok "Normal Dağılım" gösterdiği ifade edilebilir.



Şekil 2. İbrahimağa İstasyonunun plan ve kesiti



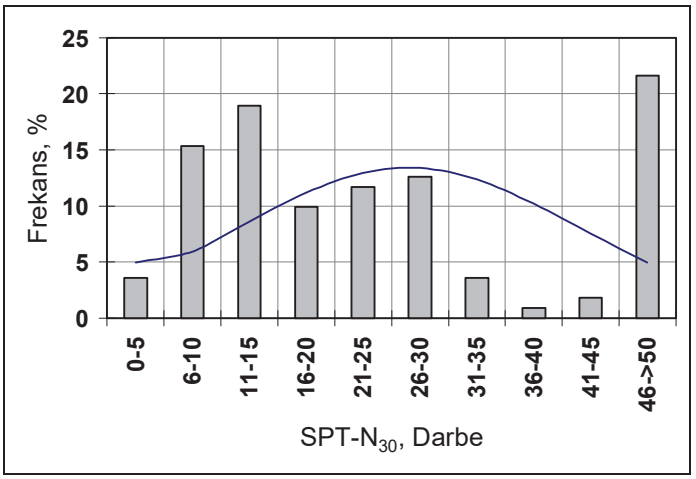
Şekil 3. İbrahimağa İstasyonunun jeolojik kesiti ve jetgrout uygulaması

Çizelge 1 Sondaj çalışmalarına ait bilgiler

Sondaj No	Aluvyon Kalınlığı, m	SPT-N_{30}, darbe	Zemin Cinsleri
BH.177 (*)	9,8	9-43	Kil, Siltli Kum
ZKS.4	9,5	8-29	Kumlu Kil
KKS.5	21,0	10-29	Kil, Kum
BH.176	13,3	13-77	Kil, Kum, Çakıl
ZKS.4A	21,5	4-50	Kil
BH.175	21,8	24-85	Kil, Siltli Kum
BH.174B	13,0	9-35	Kumlu Kil, Kum
BH.174	20,8	5-49	Kil, Kumlu Kil
ZKS.4B	20,5	6-21	Kil, Kum, Çakıl
ZKS.5	11,0	14-35	Kil
BH.173	13,8	5-88	Kil, Çakıllı Kil

( ) *BH nekli Sonda lar Marmaray Pro esi apsamında apılan Sonda larıdır.*

Yukarıda verilen zemin cinslerinin birleştirilmiş zemin sınıflandırılmasına göre ağırlıklı olarak düşük plastisiteli killer (CL) ve siltli kumlar (SM) oldukları belirlenmiştir.



Şekil 4. SPT – N_{30} Değerlerinin Dağılım Histogramı

Dağılım histogramı yakından incelendiğinde, SPT-$N_{30} \leq 15$ sınıfındaki zeminlerin toplam frekansının %38 olduğu görülmektedir. Buradan, killerin "çok yumuşak-katı" arasında, kumların ise "çok gevşek-orta sıkı" nitelikte olduğu anlaşılmaktadır. Dağılımın gösterdiği diğer bir husus ise SPT-N_{30} değerlerinin 45->50 aralığında olduğu zeminlerin % 20 oranında bulunmasıdır. Bu değerlerin birimler içerisinde bulunan sıkı kumlar ve çakıl seviyelerden kaynaklandığı laboratuvar testleri ile belirlenmiştir.

5. JETGROUT İLE İYİLEŞTİRME ÇALIŞMALARI

5.1 Genel değerlendirmeler

İbrahimağa İstasyonunda, jeolojik, jeoteknik ve diğer bazı çevresel koşullar dikkate alınarak iyileştirme yapılması gerekli görülmüştür (Yüksel ve ark., 2005, Yeşilçimen ve ark., 2006);

- Peron tünelleri kazı kesitinin kaya tabakaları içinde olmasına karşın, tünelin hemen üzerinde, Aluvyonel dolgu karakteristiğindeki zemin tabakaları yeralmaktadır.
- İstasyon alanındaki yeraltı su seviyesi yaklaşık +4,0 kotunda olup, istasyon tünelleri suya doygun durumdaki zemin / kaya ortamlar içinde bulunmaktadır.
- Tünellerin açılmasında uygulanacak olan Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu dikkate alındığında, tünelin üzerinde yeralan zeminler, yeraltı suyununda etkisi ile, kazı - destekleme süresi boyunca kendi kendini taşıyamayacağı öngörülebilir.
- İstasyon alanının hemen üzerinde, yapımı bu proje ile birlikte yürüyen Marmaray Projesi Tünellerini açan TBM'lerin dış servis-destek üniteleri yer alacaktır. İstasyonun hemen bitişiğinde oldukça büyük boyutlarda alışveriş merkezi bulunmaktadır. Marmaray tesisleri ve alışveriş merkezine ait yapı, tünel kazı çalışmaları sırasında oluşacak zemin ve su kayıplarının yol açacağı yüzey oturmalarından etkilenebilecektir.

Bu projede zemin iyileştirilmesi için jet grout uygulamasına karar verilmesinde sadece SPT sonuçlarına bakılmamış, bölge jeolojisi de ayrıntılı incelenerek bölgenin dere yatakları üzerinde bulunduğu dikkate alınmıştır. Buna ilaveten, jet grout uygulamasına karar verilmesinde laboratuvarda yapılmış bulunan elek analizleri ve index özelikleri yanında mukavemet deney sonuçları da göz önüne alınmıştır. Ayrıca iyileştirme metodları arasında uygulanabilirlik ve tedarik edilebilme, Marmaray projesi ile etkileşim, sürenin çok kısıtlı olması gibi hususlar göz

önüne alınarak en hızlı ve etkin metod olması sebebiyle jet grout yöntemi seçilmiştir.

5.2 Jetgrout ile Zemin İyileştirme Tasarımı

Jetgrout yönteminde, zemin istenilen derinliğe kadar bir delgi makinası ile delinmekte, daha sonra bu takım yukarı doğru belli bir hızla dönerek çekilirken, delgi takımının ucunda bulunan bir memeden yüksek basınçla zemine enjeksiyon püskürtülmekte belli bir çapta, "zemin +çimento enjeksiyonu" karışımından oluşan bir kolon meydana gelmektedir.

Enjeksiyon kolonunun çapı; zeminin cinsine, jeomekanik özelliklerine ve enjeksiyon basıncı, vizkozitesi, meme çapı, takımın dönüş-çekme hızı gibi uygulama parametrelerine bağlı olarak kontrol edilebilmektedir. Delgi ve enjeksiyon sırasında farklı memelerden enjeksiyon, su ve basınçlı hava fazları ayrı ayrı veya birlikte de verilebilmektedir. Bu şekilde oluşturulan kolonun mekanik özellikleri ve çapı değiştirilebilmektedir. Yöntemin sahip olduğu bu avantajlar diğer iyileştirme yöntemlerine göre önemli bir üstünlük sağlamaktadır. Diğer yandan yöntemin yüksek bir imalat hızına sahip olması tercih sebepleri arasındadır.

Jetgrout ile iyileştirme metodu zayıf zemin koşullarına sahip jeolojik yapı içerisinde bulunan tünellerde ayna ve tavan iyileştirmesinde başarı ile uygulanmaktadır. (Lunardi, 2000, Duffaut, Piraud, 2002, Vardar, 2005) Ülkemizdeki raylı sistem projelerinde bununla ilgili tipik bir uygulama Ankararay-Ankara Hafif Raylı Sistem Projesi'nin AŞOT-Dikimevi arasındaki Kızılay Tüneli'nde gerçekleştirilmiştir (Özaslan, Baydur, Horoz, 2002).

İbrahimağa İstasyonundaki tünellerin güvenle açılabilmesi, tünel açma işlemleri sonucu meydana gelecek yüzey deformasyonlarının sınırlandırlması ve zemin tabakalarından tünele gelecek yeraltısuyu gelirinin azaltılması için peron tünelleri üzerindeki aluvyon tabakalarının belli bir kalınlıktaki kısmının iyileştirilmesi öngörülmüştür. Bu iyileştirme işleminde, yukarıda belirtilen avantajlarından dolayı jetgrout yöntemi tercih edilmiştir. 80 cm çaplı jetgrout kolonları birbirlerine teğet olarak yerleştirilerek kütlesel bir iyileştirme sağlanması amaçlanmıştır. Uygulama alanındaki yerleşim deseninde istasyon eni doğrultusunda 60 adet jetgrout sırası, her sırada ise istasyon boyunca 195 – 245 adet arasında değişen jetgrout kolonu bulunmaktadır. Jetgrout kolonları, tünel geometrisi (yüksekliği) dikkate alınarak, ana kaya yüzeyinden başlayarak -4,0 kotuna kadar yükselmektedir. (Şek.4) Böylece tünel üzerindeki ~9 m kalınlığında bir iyileştirilmiş kütle meydana gelecek olup, sözkonusu bu kalınlığın tünel üzerindeki "tabii kemerlenme" açısından yeterli olacağı düşünülmüştür.

5.3 Laboratuvar testleri – Deneme kolonları

Uygulama öncesi laboratuvarda uygun karışımın belirlenmesi için farklı karışımlar üzerinde vizkosite, yoğunluk, priz süresi ve basınç dayanımı gibi malzeme deneyleri yapılmıştır. Daha sonra sahada, meme çapı, enjeksiyon basıncı, enjeksiyon debisi, tij çekme hızı gibi uygulama parametrelerinin farklı kombinezonlarında deneme kolonları üretilmiş ve bunlar üzerinde boyut kontrolu yapılmıştır. Yapılan değerlendirmede jetgout ile iyileştirmenin aşağıdaki parametrelerle uygulanması öngörülmüştür (Çiz. 2).

Çizelge 2. Jetgrout Uygulama Parametreleri

Parametre	Birim	Değeri
• Kolon Çapı	cm	80
• Enjeksiyon Basıncı	bar	475
• Enjeksiyon Debisi	lt/sn	2,28
• Takım Çekme Hızı	cm/dak	40
• Takım Dönüş Hızı	dev/dk	20
• Enjeksiyon Memesi Çapı	mm	2,4
• Su/Çimento Oranı	-	1/1
• Çimento Tipi	-	CEM 4 / B32,5 R

5.4 Jetgrout Saha İmalatı

İbrahimağa İstasyonunda Jetgrout işlemi hızlı bir imalat programı ile başlamıştır. Zira bu alanın bir kısmında Marmaray Projesi

Tünellerinin dış destek üniteleri kurulacaktır. Jetgrout imalatına Ekim-2005'da başlanmış, 142 iş günü içerisinde Mart 2006 sonlarında tamamlanmıştır. Bu kapsamda 8.852 adet lokasyonda toplam 188.910 m uzunlukta delgi yapılarak 70.075 m toplam uzunlukta 80 cm çaplı jetgrout kolonu imal edilmiştir. Buna ilaveten, yapılma gerekçesi ileride açıklanacak olan, 3.977 m uzunlukta, 50 cm çaplı jetgrout kolonu, 2.398 m uzunlukta, 30 cm çaplı ferahlatma delgisi ve 80 cm çaplı 189 adet kazık imalatı gerçekleştirilmiştir. İyileştirme işleri kapsamında toplam 16.912,8 ton çimento sarfedilmiştir. Bu imalatların yapılması sırasında 2-7 arasında değişen sayılarda delgi takımı ve enjeksiyon seti kullanılmıştır.

İyileştirme işleminde, yaygın olan uygulama olan "araya girilerek sıklaştırma" yöntemi benimsenmiştir. Delgi sıralamasında ilk faz delgilere, akslar arasında 5 aks, aynı aks üzerinde ise 3 delgi atlanarak başlanmıştır. Daha sonraki fazlarda ise süreleri ilk fazda yapılan kolonların belli bir dayanım kazanması gözetilerek, yaklaşık bir hafta sonrası araya girilerek sıklaştırma delgileri yapılmıştır.

İyileştirme işlemi yapılacak saha iki bölüme ayrılmıştır. Bunun sebebi, her iki proje yönetimi arasında yapılan protokol çerçevesinde, Marmaray Projesi'ne ait TBM Tünelleri dış destek ünitelerinin kurulacağı alanın iyileştirmesinin kısa sürede tamamlanarak terkedilmesi gereğidir. Bunun için iyileştirmeye bu alandan başlanmış ve oldukça hızlı bir imalat gerçekleştirilmiştir. İlk 38 delgi aksının bulunduğu bu alandaki iyileştirme işleri 2005 yılı sonunda tamamlanarak diğer projeye bırakılmıştır. Bu çalışmalar sırasında 24 saat devamlı çalışılmış, delgi – enjeksiyon seti 7 adete kadar çıkmıştır. İmalat hızı ile ilgili, haftalık ortalamalar dikkate alınırak, karakteristik değerler vermek gerekirse ; delgi boyu: 1100 – 2.470 m/gün, jetgrout kolonu : 410 – 860 m/gün ve enjeksiyon hacmi : 138 – 382 m^3/gün arasında gerçekleşmiştir. İmalata ilişkin bazı karakteristik değerler Çizelge 3'de özetlenmiştir.

Çizelge 3. Jetgrout imalatına ilişkin karakteristik-ortalama-değerler ( )

İmalat Parametresi	Birim	Miktar
• Delgi Boyu	m/adet	21,3
• Jetgrout Boyu	m/adet	7,9
• Çimento Tüketimi	kg/m- kolon	228
• Delgi Performansı	m/takım· gün	334
• Jetgrout Performansı	m/takım· gün	130
• Delgi-Enjeksiyon Seti	takım/gün	3,5

( ) *Veriler (Anadoluray, 2) kaynağından alınmıştır*

5.5 Karşılaşılan Problemler

İbrahimağa İstasyonu'nda uygulanan jetgrout ile iyileştirme işlemi sırasında, gerek yöntemin kendisinde varolan gerekse uygulama hızı ve delgi sıralamasından kaynaklandığı düşünülen birtakım sorunlarla karşılaşılmıştır. Aşağıda bu sorunlar ve etkileri ele alınacak, buna karşı geliştirilen çözüm şekilleri açıklanmaya çalışılmıştır.

Yukarıda belirtildiği üzere iyileştirme sırasında başlangıçta oldukça yüksek bir imalat hızı sözkonusu olmuştur. Bilindiği üzere jetgrout işlemi sırasında yüksek basınç altında verilmekte, dışarıdan zemine verilen enjeksiyon karışımı civar zemine basınç uygulamaktadır. Ancak, yüksek imalat hızı durumunda, basınç altındaki zeminin boşluk suyunun dışarı atılması ve sıkışabilmesi için yeterli zaman bulunmamakta, bu hacim artışı ile zeminde yatay ve düşey ötelenmeler meydana gelmektedir. Bu hareketler yüzeye kadar yansımış ve yüzey seviyesi yükselmiş, diğer taraftan istasyona parelel durumda bulunan Alışveriş Merkezi yapısında deformasyona yolaçmıştır. Yatay ötelenme sonucunda alışveriş merkezinin otopark olarak kullanılan 1. ve 2. bodrum katlarının istasyona bakan yüzdeki perde duvarlarında kılcal nitelikten 0,5 cm açıklığa kadar varan ölçüde yatay çatlaklar oluşmuştur. Yapılan kontrollerde perde duvarlardaki çelik donatılarda oluşan deformasyonun çeliğin akma sınırının altında olduğu saptanmış, betonda meydana gelen çatlaklar ise jetgrout işlerinin tamamlanmasından sonra, epoksi malzeme enjeksiyonu ile tamir edilmiştir.

Delgi-enjeksiyonun binadan uzak olan Marmaray sahasından başlayıp Alışveriş Merkezi binasına doğru ilerlemek zorunda olması, deformasyon büyüklüğünü daha da artırıcı yönde etki etmiştir. Zira, jetgrout işlemi tamamlanan ve taşlaşan kütle ile bina arasındaki zeminin, enjeksiyon işleminin binaya doğru ilerlemesi ile yatay hareketi giderek sınırlandığından, zemindeki boşluk suyu basınçları artmıştır.

Binada gelişen deformasyonlar karşısında, zemin içerisinde oluşan boşluk suyu basıncının azaltılmasına yönelik bazı tedbirler alınmıştır. Bunlardan birincisi, Marmaray Projesine geriye iade edilecek alandaki jetgrout işlerinin öngörülen sürede tamamlanabilmesi için yüksek tutulan imalat hızının azaltılması olmuştur. Bunun için 1. aşamada 5-7 adet civarında olan delgi-enjeksiyon seti, 2. aşamada 2-3 adete indirilmiştir.

Alınan diğer bir önlem jetgrout uygulama parametreleri üzerinde olmuştur. Çizelge 2'de belirtilen uygulama parametrelerinden enjeksiyon basıncı 475 bar'dan 425 bar'a indirilmiş, takım çekme hızı ise 44 cm/dak'dan 50 cm/dak'ya çıkarılmıştır. Takım dönüş hızı ve enjeksiyon meme çapında bir değişiklik yapılmamıştır. Bu değişikliklerin neticesinde zemine verilen enjeksiyon debisi 2,28 lt/sn'den 1,85 lt/sn'ye düşmüştür.

Zemindeki basıncın azaltılmasına yönelik olarak alınan bir diğer tedbir ferahlatma delgilerinin açılması olmuştur. Bunun için jetgrout yapılan alanın yaklaşık ortasına denk gelen 38. aksta, 30 cm çaplı, 165 adet delgi yapılmıştır.

Jetgrout çalışmalarının diğer olumsuz bir etkisinin istasyonun bitişiğinde bulunan Alışveriş Merkezinin drenaj sitemine olacağı öngörülmüştür. Alışveriş Merkezinin temel üst kotu +0,33 olup, temel altında ağ şeklinde ve -1,17 kotunda da yapı çevresinde drenaj sistemi bulunmaktadır. (Şek.2) Drenaj sisteminin jetgrout enjeksiyonu ile tıkanması durumunda yeraltı suyu seviyesinin yükselerek yapının yüzme riski sözkonusudur. Bu durumda drenaj sisteminin tamiri zor, hatta yapı altında kalan kısımlarının tamiri imkansız, maliyeti de oldukça yüksek olacaktır. Bu sistemin zarar görmemesi için jetgrout yerleşim planındaki son aks olan 60. aksta-binaya yakın tarafta- kazıklardan oluşan bir perde meydana getirimiştir. 1,0 m aralıklı, 80 cm çaplı fore kazıklar, tünel tavanı seviyesinden ~2 m yukarıdan başlamakta +4,0 kotunda son bulmaktadır. Kazık aralarında kalan açıklık, 50 cm çaplı, düşük basınçta uygulanan (350 bar, 50 cm/dak çekme hızı) jetgrout sırası kapatılmıştır. Bu perdenin yapılmasından sonra binaya yakın kısımlardaki jetgrout işleri, tamamlanmıştır. Daha sonra yapılan kontrollerde drenaj sisteminin jetgrout işlerinden etkilenmediği, çalışır vaziyette olduğu tesbit edilmiştir.

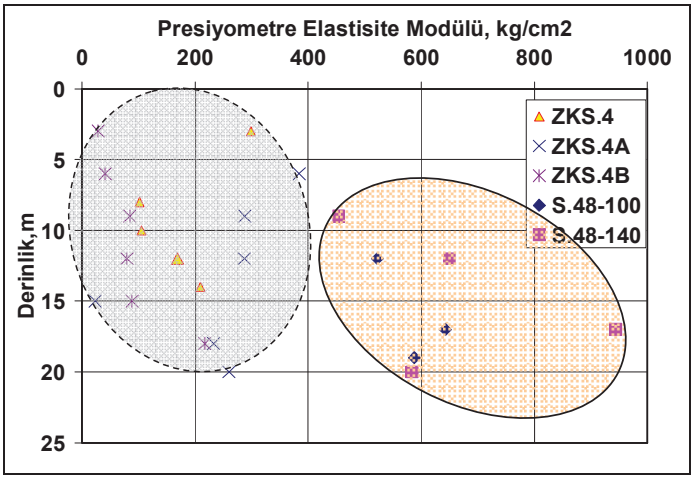
5.6 Kalite Kontrolu ve Saha Testleri

Jetgrout imalatı için üretilen enjeksiyon karışımının malzeme özelliklerinde sürekliliğin sağlanması amacıyla, enjeksiyon karışımları üzerinde viskozite, terleme ve birim hacim ağırlık değerleri kontrol edilmiştir. İmalat süresi boyunca hemen hemen her gün olmak üzere, toplam 162 adet seri deney yapılmış, sözü edilen parametreler ortalama değerler ve değişim katsayıları ile denetlenmiştir. Bu deneylerde değişim katsayısı ( ) viskozite, yoğunluk için sırasıyla % 7 ve % 3, terleme için ise % 30 civarındadır. Test sonuçlarına göre genel olarak, hedeflenen kalitenin sağlanmış olduğu belirtilebilir.

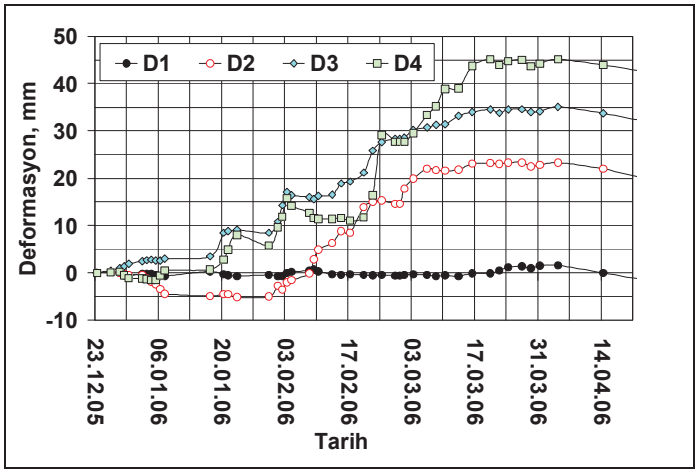
Jetgrout sonrasında zeminin jeomekanik büyüklüklerinde olan değişmeyi görmek için sondaj delgisi içinde presiyometre deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerin sonuçları aşağıda, Şekil 5 üzerinde özetlenmiştir.

Sol tarftaki küme içindekiler jetgrout öncesi, sağ taraftaki küme içindeki sonuçlar ise jetgrout sonrası ölçümleri göstermektedir. Presiyometre ölçümleri zemin elastisite modülünde belirgin bir artış olduğunu açık bir şekilde göstermektedir.

( ) Değişkenlik atsayısı, (Standart Sapma / rtalama Değer)



Şekil 5. Jetgrout işlemi öncesi ve sonrasındaki Presiyometre ölçüm sonuçları



Şekil 6. Jetgrout sırasında yüzeyde ölçülen düşey deformasyonlar

5.7 Deformasyon Gözlemleri

Jetgrout ile iyileştirme işlemi sırasında meydana gelen yerdeğiştirme hareketlerinin istasyonun hemen bitişiğindeki alışveriş merkezi binası ve bu binanın çevresindeki altyapılara olan yansımalarının ölçülmesi ve izlenebilmesi için binada ve yüzeyde düşey ve yatay deformasyon ölçüm noktaları tesis edilmiştir. Bu noktalarda yapılan düşey deformasyon ölçümlerinin sonuçları Şekil 6'daki grafik üzerinde gösterilmiştir. Delgi–enjeksiyon işlerinin binaya doğru yakınlaşması ile birlikte deformasyonlarda artışlar başlamıştır. Jetgrout işlerinin tamamlanmasından sonra, "yükselme" şeklindeki maksimum düşey deformasyon miktarı alışveriş merkezi binasında 42 mm, yine binaya yakın kısımlarda oluşturulmuş yüzey noktalarında ise 45 mm mertebesinde olmuştur. Ancak, jetgrout işlemi sırasında binada meydana gelen hasarlar düşey deformasyondan değil yatay yerdeğiştirmeden kaynaklanmıştır. Perde istinad duvarında yatay deformasyon miktarı 76 mm mertebesinde ölçülmüştür. (Yüksel ve ark. 2006)

6. TÜNEL AÇMA ÇALIŞMALARI

İbrahimağa İstasyonundaki tünel açma çalışmaları istasyondan yaklaşık 100 m geride ve sağ hattın 80 m kadar açığında bulunan S2 şaftından yürütülmüştür.

Bu çalışmanın yazımı itibariyle, sağ hatta 205 m, sol hatta 102 m peron tüneli ve bunları birbirine bağlayan 3 adet bağlantı ve havalandırma tünelinin toplam 74 m uzunluktaki kısmı NATM-Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu ile açılmıştır. Destekleme çalışmalarında, 0,80–1,20 m aralıklı çelik kafes iksa, 25-30 cm kalınlığında püskürtme beton, çift kat hasır çelik ve 4,0 m uzunlukta, 7-8 adet kaya bulonundan oluşan destekleme sistemi kullanılmıştır. Bu çalışmalar sırasında tünel birleşim noktalarındaki lokal ve sınırlı miktardaki tavan boşalması ve sökülmeler dışında ciddi boyutta bir göçük meydana gelmemiştir. Ayrıca, tünel çalışmalarını sıkıntıya sokacak ölçüde bir su geliri söz konusu olmamıştır. Tünel açma çalışmaları sırasında gerek tünel içinde, gerekse yüzeyde oluşturulan kesitlerde deformasyon ölçümleri yapılmıştır. Bu ölçümlere göre, yüzeyde meydana gelen en büyük yüzey oturma değeri 30 mm civarındadır. Bitişikteki alışveriş merkezi binasında ise tünel çalışmalarından kaynaklanan en büyük oturma miktarı ise 21 mm civarında olmuştur. Bütün bu sonuçlar, jetgrout ile yapılan iyileştirmenin gerek deformasyonları sınırlaması gerekse tünel çalışmalarının güvenli bir şekilde yürütülmesi konusunda oldukça anlamlı ölçüde katkı sağladığını göstermektedir.

7. SONUÇLAR

Bu çalışma kapsamında elde edilen belli başlı sonuçlar şöyle sıralanabilir:

- Jetgrout ile yapılan iyileştirme sonrasında zeminin jeomekanik parametrelerinde (γ, c, Ø, E) artış sağlanmaktadır. Sözkonusu bu durum yapılan presiyometre deneyleri ile tesbit edilmiştir.
- Jetgrout ile yapılan iyileştirme sonrasında tünel tavanı üzerinde doğal kemerlenmeyi sağlayacak taşlaşmış kütle oluşturulmuş, tünel açma çalışmalarının güvenli şekilde yapılması mümkün olmuştur.
- İyileştirme çalışmasından beklenildiği üzere, tünel kazı çalışmalarından kaynaklanan yüzey oturma değerleri tünel üzerindeki tesislerde ve bitişikte bulunan alışveriş merkezinde hasar oluşturacak düzeye ulaşmamış, tünele gelen su miktarı tünel açma çalışmalarını aksatacak düzeyde olmamıştır.
- Jetgrout çalışmaları yüksek bir imalat hızı ile gerçekleştirilmiştir. Zemin içerisinde ilave gerilmeler oluşmuş, bu durum ise yüzeyde kabarma ve yatay yerdeğiştirme hareketlerine yol açmıştır. Bunun sonucunda jetgrout yapılan bölgeye ~12 m uzaklıktaki alışveriş merkezinin bodrum katı perde duvarlarında yanal ötelenmeden dolayı çatlaklar meydana gelmiştir.
- Zeminde gelişen gerilmelerin azaltılmasına yönelik olarak 30 cm çaplı ferahlatma delgileri yapılmış, bunun yanı sıra jetgrout uygulama parametrelerinden enjeksiyon basıncı düşürülmüş ve takım çekme hızı artırılma yoluna gidilmiştir.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve akademik destekleri için bu projenin yapımını üstlenen Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat Ortak Girişimi (Anadoluray) İcra Kurulunun Sayın Üyelerine, Proje Müdürü İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya, saha, ofis çalışmaları sırasında gösterdikleri titiz ve özverili çalışmaları için Jeol. Müh. Sayın G. GÜLLE, Jeol. Müh. Sayın N. SÖZAK'a, G. ASLAN'a teşekkür ederler. Ayrca; yazarlar, bu çalışmanın yayınlanmasına izin vermesi dolayısıyla, projenin işvereni İstanbul Büyükşehir Belediyesi Ulaşım Daire Başkanlığı Raylı Sistemler Müdürlüğü'ne ve projede görev alan Sn. Mühendislerine teşekkürlerini açıklamayı bir görev bilirler.

Bu çalışmada belirtilen tüm görüş ve ulaşılan çıkarımlar tamamen yazarlarına ait olup herhangi kurum ve kuruluşu bağlamaz.

KAYNAKLAR

Anadoluray, 2006, Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma İnşaat İşleri Projesi, İbrahimağa İstasyonu Jetgrout İşleri Saha Kayıtları, *Anadoluray rtak irişimi,* İstanbul.

Duffaut, P, Piraud, J., 2002, Ideas on Tunnel Stability, *Tri une,* No. 22, ITA-AITES, pp. 32-36

Evren, G., 1978, Kentsel Ulaşımda Raylı Sistemler, . *Toplutaşım ongresi,* Ankara Belediyesi EGO Genel Müdürlüğü, Ankara,11-14 Aralık, s. 271-300.

Gerçek, H., 2005, Sürdürülebilirlik Açısından İstanbul'da Ulaştırmanın Bugünü ve Geleceği, . *laştırma ongresi, TMM B İnşaat Mühendisleri dası*, İstanbul

Lunardi, P., 2000, The Design and Construction of Tunnels Using the approach Based on the Analysis of Controlled Deformation in Rock and Soils, *T T International, ADEC - S Approach*, pp. 1-30

Özaslan, H., Baydur, İ.H., Horoz, A., 2002, The Kızılay Tunnel-a practice in tunnellin through the alluvial deposits, *International Conference / orkshop E hi ition on Tunnelling nderground Space se,* s.209-218, İstanbul.

Vardar, M., Karaoğlan, H., Kaya, K., Mucukgil, R., 2005, Jet-grout application at Sarayköy tunnel interval portals, *ITA-AITES 2 5 orld Tunnel Congress, nderground Space se Analysis of the Past and essons for the Future* Erdem & Solak (eds), İstanbul, pp. 347-352.

Yayla, N., Gerçek, H., 1989, Kentsel Raylı Sistemler ve Uygulaması, *laşımda aylı Taşıt Sempozyumu- aytaş'8* , İTÜ Sakarya Mühendislik Fakültesi, 9-10 Mart, Sapanca Adapazarı.

Yeşilçimen, Ö., Yüksel, A., Özaydın, K., 2006, Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma İnşaat İşleri Projesi Tünel Yapıları Geoteknik Raporu km 0+650 – km 3+500 Arası, Teknik Rapor No KK-GE-GN-102 R00, *Anadoluray rtak irişimi*, İstanbul

Yüksel, A., Sözak, N., Gülle, G., 2005, , Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma İnşaat İşleri Projesi Mühendislik Jeolojisi Raporu, Teknik Döküman No: KK-GE-TR-GN-004 (R00), *Anadoluray rtak irişimi*, İstanbul

Yüksel, A., Sözak, N., Gülle, G., 2006, , Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma İnşaat İşleri Projesi, Jeoteknik Ölçümler Değerlendirme Raporu, Mart 2006 Dönemi, *Anadoluray rtak irişimi,* İstanbul

EPB-TBM ile Kazılan Otogar-Başakşehir Arası İstanbul Metro Tünelleri için Yeryüzü Oturmalarının Tahmini

Prediction of Surface Settlements for İstan ul Metro Tunnels et een togar and Bağcılar E cavated y EPB-TBMs

Hanifi Çopur, Selamet G. Erçelebi

İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, , Maslak, İstan ul-Türkiye

İbrahim Ocak

İBB, İETT enel Müdürlüğü, aylı Taşıma Daire Başkanlığı, araköy-İstan ul-Türkiye

ÖZET Bu çalışmada İstanbul Metro ağında bulunan Otogar-Başakşehir hattındaki Esenler-Kirazlı İstasyonları arasında kalan bir bölge için kazılar sonucu kısa dönemde oluşacak yeryüzü oturmaları tahmin çalışmaları yer almaktadır. Tahminler kritik olduğu düşünülen bir zon için yapılmıştır. Çift hat olarak inşa edilen tüneller, ayna stabilitesini köpük ile şartlandırılmış pasa basıncı ile sağlayan çapları 6,5 m olan iki adet EPB-TBM (Earth Pressure Balance Tunnel Boring Machine) ile kazılmaktadır. Yeryüzü oturmaları tahminlerinde sonlu elemanlar yöntemini uygulayan Plaxis programı (nümerik), empirik (yarı-teorik) ve analitik yöntemler kullanılmıştır. Plaxis ile kazı, tahkimat ve ayna basıncı simule edilebilmektedir. Sonuçlar ve arazi ölçümleri kıyaslanmıştır. Nümerik yöntemin diğer yöntemlere göre gerçeğe daha yakın tahmin yapabildiği görülmüştür.

ABSTRACT In this study, short term surface settlement is predicted for Esenler-Kirazlı Tunnels which are part of Otogar-Başakşehir Subway Line. Prediction is carried out for a critical area. Tunnels are constructed as twin tunnels using two of EPB-TBMs having 6,5 m diameter and face stability is obtained by applying foam conditioned muck. Plaxis finite element program, empirical (semi-theoretical) and analytical methods are employed to predict the surface settlement. Plaxis can simulate excavation, support and face pressure as applied in the field. The results are compared with every method and field measurements. It is concluded that the finite element method gives the closest estimate to the field observations.

1 GİRİŞ

Yerleşim alanlarında artan altyapı ihtiyaçları, sığ ve yumuşak zemin tünelciliğine olan ilgiyi de artmıştır. Çevrede birçok yeryüzü ve yeraltı yapılarının bulunması, kesinlikle kabul edilebilir sınırlar içinde tutulması gereken arazi deformasyonları bakımından yeraltı inşa işlerinin daha dikkatli yapılmasını gerektirmektedir. Kazı metodu ne olursa olsun kısa ve uzun vadeli yeryüzü ve yeraltı arazi deformasyonları yapım işlerinden önce tahmin edilmeli ve var olan yapılara olabilecek herhangi bir hasara karşı önleyici tedbirler planlanmalıdır.

Arazinin jeolojik ve jeoteknik özellikleri, teknik-çevresel faktörler ve tünel inşa yöntemi arazi deformasyonlarını etkileyen temel unsurlardır, (O'Reilly and New, 1982; Arıoğlu, 1992; Karakus and Fowell, 2003; Tan and Ranjit, 2003; Minguez et al., 2005; Ellis, 2005; Suwansawat and Einstein, 2006). Arazinin deformasyon özellikleri, fiziksel ve mekanik özellikleri ve yeraltı suyu durumu

gibi parametreler detaylı bir arazi incelemesi programı ile ortaya konulmalıdır. Tünel derinliği, geometrisi, çapı, eğimi, virajları, tek veya çift hat olması ve civardaki yeraltı veya yeryüzü yapıları gibi parametreler teknik-çevresel faktörleri oluşturur. Projenin emniyetli ve ekonomik olmasını da gerektiren tünel inşa yöntemi, arazi özelliklerine ve teknik sınırlamalara bağlı olarak seçilmelidir, arazi hareketlerini kabul edilebilir sınırlar içinde tutacak şekilde planlanmalıdır. Kazı yöntemi, ayna basıncı, kazı ilerleme hızı, tahkimat sisteminin karakteristiği, kazı kademeleri ve arazi iyileştirme gibi parametrelerin, tünel yapımı nedeniyle oluşan arazi deformasyonlarına etkisi oldukça büyüktür.

Yeryüzü oturmaları olarak bilinen tünel üzerinde yeryüzünde oluşan arazi deformasyonları, kazı sonrasında arazi gerilmelerinin değişimi ve dolayısı ile oluşan gerilme boşalması nedeniyle arazinin tünel içine doğru kapanması (konverjans) sonucu oluşur. Bu kapanma aynı zamanda zemin kaybı veya hacim kaybı olarak da bilinir. Yeryüzünde oturma yapan arazi hacim miktarının, genellikle tünel içine kapanan zemin hacim miktarına eşit olduğu kabul edilir (O'Reilly and New, 1982).

Zemin kayıpları tünel cidarındaki radyal kayıplar ve kazı aynasındaki eksenel kayıplar olarak sınıflandırılabilir (Attewell et al., 1986; Schmidt, 1974). Radyal ve eksenel kayıpların oranları bu güne kadar yapılan çalışmalarda tam anlamıyla ortaya konulmamıştır. Bunun yanında, tam cepheli mekanize tünel kazılarında aynaya bentonit-su karışımı basınçlı bir çamur verilerek veya köpük ile şartlandırılmış pasa basıncıyla ayna kayıplarını azaltmak veya minimumda tutmak mümkündür.

Benzer inşa koşullarında, kohezif olmayan zeminlerdeki kayıplar genellikle kohezif zeminlerdekilerden fazladır. Oturma eğrisinin tünel ekseninin her iki tarafındaki uzunluğu (etki alanı) kohezif zeminlerde daha büyüktür; bu da aynı zemin kaybı miktarı için tünel ekseninin üzerinde oluşan maksimum yeryüzü oturma miktarının daha düşük olacağı anlamına gelir.

Arazi davranışının zamana bağımlılığı ve ortamda yeraltı suyunun varlığı, kısa ve uzun dönem yeryüzü oturmalarını birbirinden ayıran faktörlerdir (Attewell et al., 1986). Drene olmayan (drenajsız) zemin koşullarının geçerli olduğu kabulü ile kısa dönem yeryüzü oturmaları kazı esnasında veya kazıdan birkaç gün – birkaç hafta sonrasına kadar oluşan oturma miktarıdır. Uzun dönem yeryüzü oturmalarının başlıca nedenleri genellikle zeminin zamana bağlı olarak akması, gerilme durumunun değişmesi ve yeraltı suyunun drene olması ile boşluk suyu basıncının ortadan kalkması sonucu oluşan zemin konsolidasyonudur. Uzun dönem yeryüzü oturmalarının stabil duruma ulaşması birkaç ay ile birkaç yıl arasında zaman alır ve miktarı kısa dönem oturmalarının birkaç katına ulaşabilir. Kuru zemin koşullarında uzun dönem oturmaları oldukça düşüktür.

Temel olarak yeryüzü oturmalarını tahmin amacıyla kullanılan üç yöntem vardır: (i) nümerik yöntemler (sonlu elemanlar vs.), (ii) analitik yöntemler ve (iii) empirik (yarı-teorik) yöntemler. Bunlar içinde en güvenilir sonuçları nümerik yöntemler vermektedir. Ancak, bir kazı projesinin tasarım aşamasında herhangi bir tahminde bulunurken birkaç değişik yöntem kullanılması ve sonuçların tecrübeli saha mühendisleri tarafından dikkatlice değerlendirilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, İstanbul Metrosu Otogar-Başakşehir Hattı'nda bulunan Esenler ve Kirazlı İstasyonları 0+850 m ve 0+900 m arasında kalan bölge için her üç tahmin yöntemi de kullanılarak yeryüzü oturmaları tahmin edilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis programı kullanılarak 2D nümerik analiz yapılmıştır. Loganathan ve Poulos'un (1998) geliştirdiği yöntem kullanılarak analitik çözüm bulunmuştur. Aynı zamanda, birkaç değişik empirik yöntem kullanılarak tahminlerde bulunulmuştur. Sonuçlar irdelenmiş ve arazide yapılan oturma ölçümleri ile kıyaslanmıştır.

2 PROJE, İNŞA YÖNTEMİ, KAZI MAKİNELERİ VE JEOLOJİ

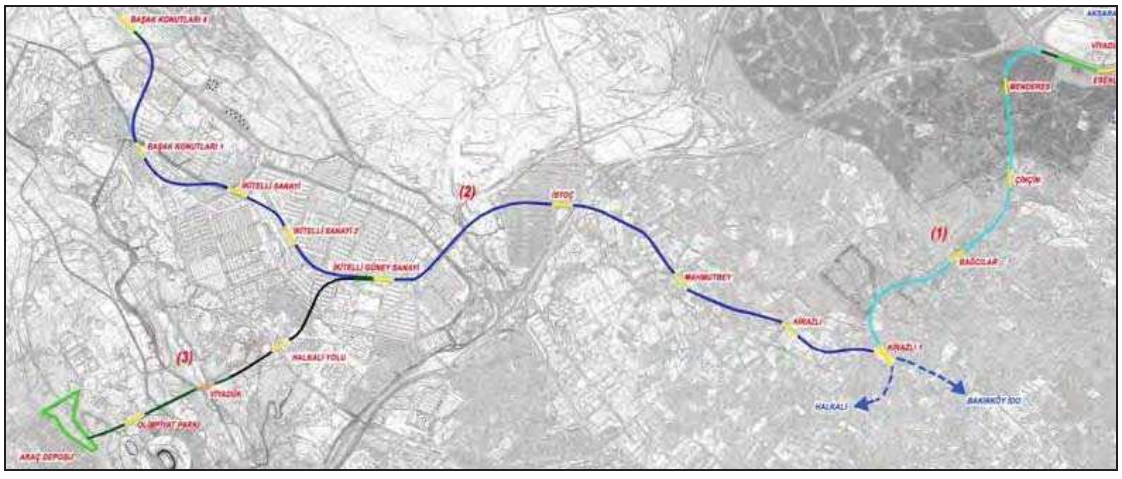
İstanbul Metrosu'nun ilk yapım aşaması Taksim - 4. Levent arasında 1992'de başlamış ve 2000 yılında hat kullanıma açılmıştır. Şu anda bu hattın uzatılması işleri ve ayrıca yeni hatların yapımı da devam etmektedir. Esenler (Otogar) ve Başakşehir arasındaki çift hat şeklinde kazılan 21,2 km uzunluğundaki metro hattı bunlardan birisidir. Bölgede nüfus oldukça yoğundur ve çevrede çok katlı binalar, sanayi bölgeleri ve yoğun trafik söz konusudur. Proje sahibi İstanbul Büyükşehir Belediyesi ve Müteahhit firma Gülermak - Doğuş Konsorsiyumu'dur.

Esenler - Başakşehir hattının kazısı Mayıs 2006'da başlamıştır. Şu ana kadar, hattın 1400 m'lik kısmı Esenler Şantiyesi'nden Bağcılar'a doğru iki EPB-TBM ile kazılmıştır. Hatta yakında devreye girecek olan iki EPB-TBM de ters istikametten tünel kazmaya başlayarak çalışmayı hızlandıracaktır. Hafif metro hattı olarak inşa edilen Otogar - Kirazlı İstasyonları arası toplam 5,3 km'dir. Metro hattı olarak inşa edilen İkitelli - Olimpiyat Parkı ve Kirazlı1 - Başakşehir hatlarının uzunlukları sırasıyla 4,1 km ve 11,5 km'dir.

Kirazlı1 İstasyonu'ndan başlayacak metro sistemi Mahmutbey, İstoç, İkitelli, İmes Sanayi Sitesi'ne ulaşacaktır. Buradan itibaren 2 ayrı yol izleyecek olan metro hattının birincisi Başakşehir Konutları'na, diğeri de Olimpiyat Stadı'na uzanacaktır. Hat üzerinde toplam 16 istasyon bulunacaktır. Esenler'de Aksaray - Havalimanı Hafif Metrosu ile bütünleşmiş olacak Otogar – Bağcılar – İkitelli - Başakşehir - Olimpiyat Stadı Metrosu'nun İkitelli'ye kadar Esenler, Menderes, Çinçin, Bağcılar, Kirazlı1, Kirazlı, Mahmutbey, İstoç, İkitelli Güney Sanayi İstasyonları'ndan oluşuyor. Burada ikiye ayrılan metro hattının Olimpiyat Stadı bölümü Halkalı Yolu, Viyadük, Olimpiyat Parkı ve Araç Deposu duruklarından oluşuyor. Başakşehir Hattı'nda ise İkitelli Sanayi2, İkitelli Sanayi, Başak Konutları1 ve Başak Konutları4 İstasyonları yer alacaktır. İstasyonlar ve güzergah Şekil 1'de görülmektedir.

Bölgedeki formasyonlar jeolojik olarak yaşlıdan gence doğru; Karbonifer yaşlı, Trakya Formasyonu, Oligosen yaşlı Gürpınar Formasyonu, Üst Miosen yaşlı Çukurçeşme Formasyonu, Güngören Formasyonu ve Bakırköy Formasyonu çökelleridir.

Metro hattının yapımında toplam 4 adet EPB-TBM (ayna tahkimatının köpükle şartlandırılmış pasa basıncıyla sağlandığı tam cepheli tünel açma makineleri) kullanılmaktadır. Bu çalışmanın yapıldığı kısımda sol hatta Herrenknecht marka ve sağ hatta Lovat marka EPB - TBM kullanılıyor. Sol hattaki kazı, sağ hattın yaklaşık 100 m gerisinde sürdürülmektedir. Kullanılan bu kazı makinelerinin fotoğrafları Şekil 2 ve 3'de, bazı teknik özellikleri ise Çizelge 1'de özetlenmektedir.



Şekil 1. Esenler (Otogar)-Başakşehir Metro Hattı Güzergahı

Şekil 2. Herrenknecht EPB-TBM (Sol Hat)

Şekil 3. Lovat EPB-TBM (Sağ Hat)

Kazılan malzeme aynadan burgulu konveyör ile makine içinden taşınarak kuyruk konveyöre, oradan da vagonlara aktarılır ve portala kadar taşınır. Zemin su içerdiği ve stabilite problemleri olduğu için su, köpük, bentonit ve polimer ile şartlandırılmış olan pasanın (kazılan malzemenin) burgulu konveyör içinden geçiş hızı/miktarı ayarlanarak çalışma odasının (basınç odasının) basıncı arazi yatay yüklerini karşılayacak düzeyin biraz üzerinde (söz konusu bölge için yaklaşık 300 kPa) muhafaza edilir. Diğer bir değişle, ayna kayıplarını minimumda tutmak veya yeryüzü oturmalarını minimize etmek ve ayna stabilitesini sağlamak için kazı hızı ile pasanın burgulu konveyörden geçiş/çıkış hızı arasında belirli bir oran olmalıdır. Basınç odasının basıncı, diğer bir değişle ayna basıncı, hem aynadaki hem de burgulu konveyör içerisindeki basınç sensörleri vasıtası ile sürekli olarak izlenir.

Çizelge 1. Kullanılan EPB-TBM'lerin Teknik Özellikleri

TBM Üreticisi	Herrenknecht	Lovat
Kazı Çapı	6,50 m	6,56 m
Kalkan Dış Çapı	6,45 m	6,52
TBM Uzunluğu	7,68 m	9,30 m
Backup Uzunluğu	80 m	65 m
Toplam Ağırlık	567 ton	534 ton
Kesici Kafa Dönüş Hızı	0 – 2,5 rpm	0 – 6 rpm
Toplam Kurulu Güç	963 kW	1622 kW
Kesici Kafa Tipi	Karışık Zemin	Karışık Zemin
Kesici Kafa Gücü	630 kW	900 kW
Maksimum Tork	435 tm (2,5rpm)	445 tm (1,9rpm)
Maks. Baskı Kuvveti	32 kN	54 kN
İtme Silindiri Sayısı	32	30
Maksimum İtme Hızı	80 mm/dak	150 mm/dak
Ayna Basıncı	3 atü (300 kPa)	3 atü (300 kPa)
Burgulu Konveyör Tipi / İç Çapı	Şaftlı / 700 mm	Şaftlı / 851 mm
Burgulu Konv. Gücü	110 kW	225 kW
Burgulu Konveyör Dönüş Hızı	0-19 rpm	0-18 rpm
Burgulu Konveyör Kapasitesi	275 m^3/h	400 m^3/h
Maksimum Taş Blok Boyutu	250 mm	300 mm
Erektör Tipi	Halka Tipi	Halka Tipi
Segment Dış Çapı	6,3 m	
Segment İç Çapı	5,7 m	
Segment Uzunluğu	1,4 m	
Ring Konfigürasyonu	5 segment + 1 anahtar segment	
Enjeksiyon Yöntemi	Arka kalkan içindeki kanallar	
Kuyruk Contası	3 sıra tel fırça	

Segmentler kanat tipi vakumlu bir erektör vasıtası ile yerleştirilir. Segment kalınlığı 30 cm ve bir ringin uzunluğu 1,4 m'dir. Segmentler yerleştirilirken makine kazısı durdurulur. Bir ringin yerleştirilmesi bitirildikten sonra kazıya yeniden başlanır ve ring ile kazı cidarı arasında kalan boşluk, arka kalkan içinde bulunan kanallar içerisinden belirli özellikteki harcın 300 kPa basınçta enjeksiyonu ile doldurulur. Bu işlem radyal zemin kayıplarını ve dolayısı ile yeryüzü oturmalarını minimize eder.

Esenler ve Kirazlı istasyonları 0+850 m ve 0+900 m arasında bulunan çalışma alanında Miyosen yaşlı Güngören Formasyonu bulunur. Tünelin geçtiği jeolojik birimlerin jeoteknik özelliklerini belirlemek için arazide ve laboratuarda bir seri deney yapılmıştır. Birimlerin isimleri, kalınlıkları ve bazı özellikleri Çizelge 2'de özetlenmiştir. Kalınlığı 2,5 m olan Dolgu tabakası kum, kil, çakıl ve moloz içermektedir. Kalınlığı 4 m olan Çok Sert Kil tabakası grimsi yeşil renktedir ve kum ve çakıl içermektedir. Kalınlığı 5 m olan Sıkı Kum tabakası üst seviyelerde kahverengi, alt seviyelerde yeşilimsi sarı renktedir ve kil, silt ve mika içermektedir.

Kalınlığı 3 m olan Çok Sıkı Kum tabakası yeşilimsi sarı renktedir ve mika içermektedir. Tünelin tabanını oluşturan olan Katı Kil tabakası koyu yeşil renktedir ve kabuk içermektedir. Yeraltı suyu tablası yeryüzünden 4,5 m derinlikte başlamaktadır. Tünel eksen derinliği 14,5 m'dir ve Çok Sıkı Kum ile Katı Kil tabakalarının dokunak sınırına çok yakındır. Söz konusu bölge için (0+850 m ve 0+900 m arası) bu derinlik fazlaca değişmemektedir.

3 SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE YERYÜZÜ OTURMASI TAHMİNİ

Sonlu elemanlar yöntemi ile yeryüzü oturmalarının tahmini için Plaxis Sonlu Elemanlar programı kullanılmıştır. Yapılan analizde kullanılan jeoteknik parametreler Çizelge 2'de verilmiştir.

Şekil 4 sonlu elemanlar modelindeki elemanları göstermektedir. Modelde 1838 adet üçgen sonlu eleman ve 15121 adet düğüm noktası bulunmaktadır.

Modelde önce sağ tünel açılmış, segmentler yerleştirilmiş ve 100 m gerisinden sol tünel açılmaya başlamıştır. Yani sağ tünelin açılması nedeniyle ortaya çıkan yeryüzü oturmaları stabilize olduktan sonra sol tünelin açılmaya başladığı varsayılmıştır.

Sonlu elemanlar yönteminde Mohr-Coulomb yenilme kriteri uygulanmıştır. Bu model elosto-plastik analiz yapan bir modeldir. Yapılan modelde tünel açılması

Çizelge 2. Çalışma Alanının Jeoteknik Özellikleri (Ayson, 2005)

Formasyon	Kalınlık (m)	N_{30}	S_U (kPa)	ϕ (°)	E(*) (kPa)	γ_n (kN/m^3)	γ_{dry} (kN/m^3)	PI (%)	Geçirgenlik (m/gün)
Dolgu	2,5	10	13	20	8000	19,8	13,8	-	1.0
Çok Sert Kil	4,0	20	85	9	51000	18,2	12,7	33	$1.0x10^{-4}$
Sıkı Kum	5,0	35	40	35	24000	19,0	13,5	-	0.5
Çok Sıkı Kum	3,0	64	50	35	30000	19,5	15,0	-	0.25
Katı Kil	invert	45	150	12	90000	18,6	14,0	45	$1.0x10^{-4}$

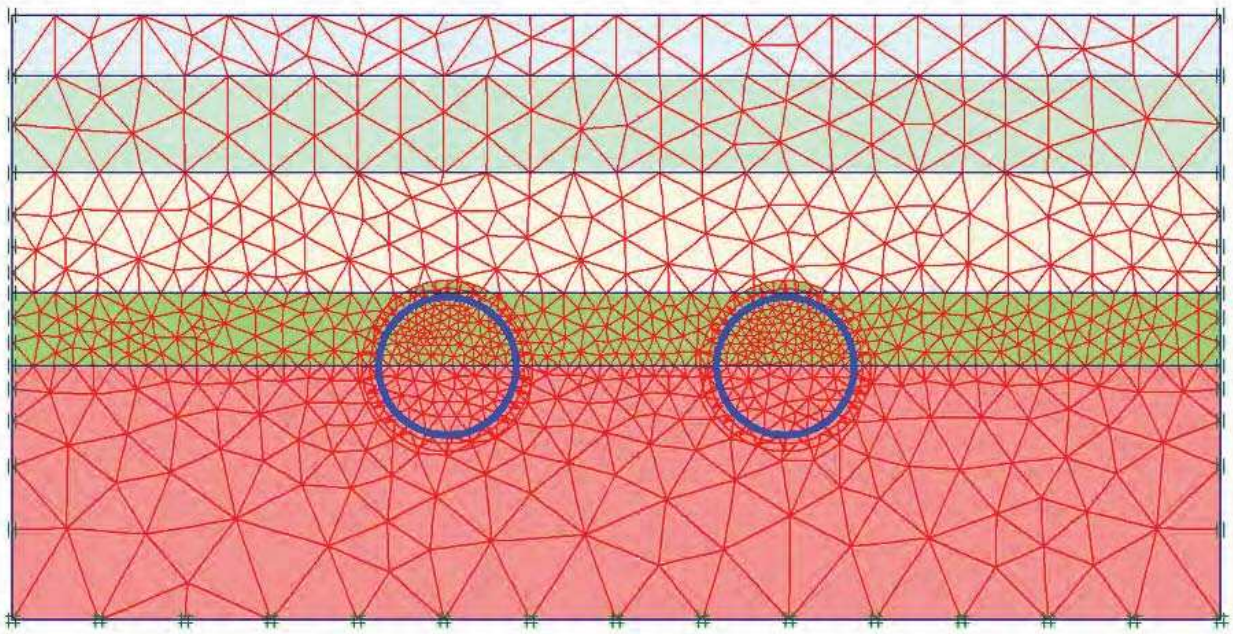
N_{30} = Standart penetrasyon değeri (SPT), S_U = Drenajsız kesme dayanımı, ϕ = İçsel sürtünme açısı, E = Elastisite modülü, γ_n = Doğal birim hacim ağırlığı, γ_{dry} = Kuru birim hacim ağırlık, PI = Plastisite indeksi

(*)E = 600 Su bağıntısından hesaplanmıştır.

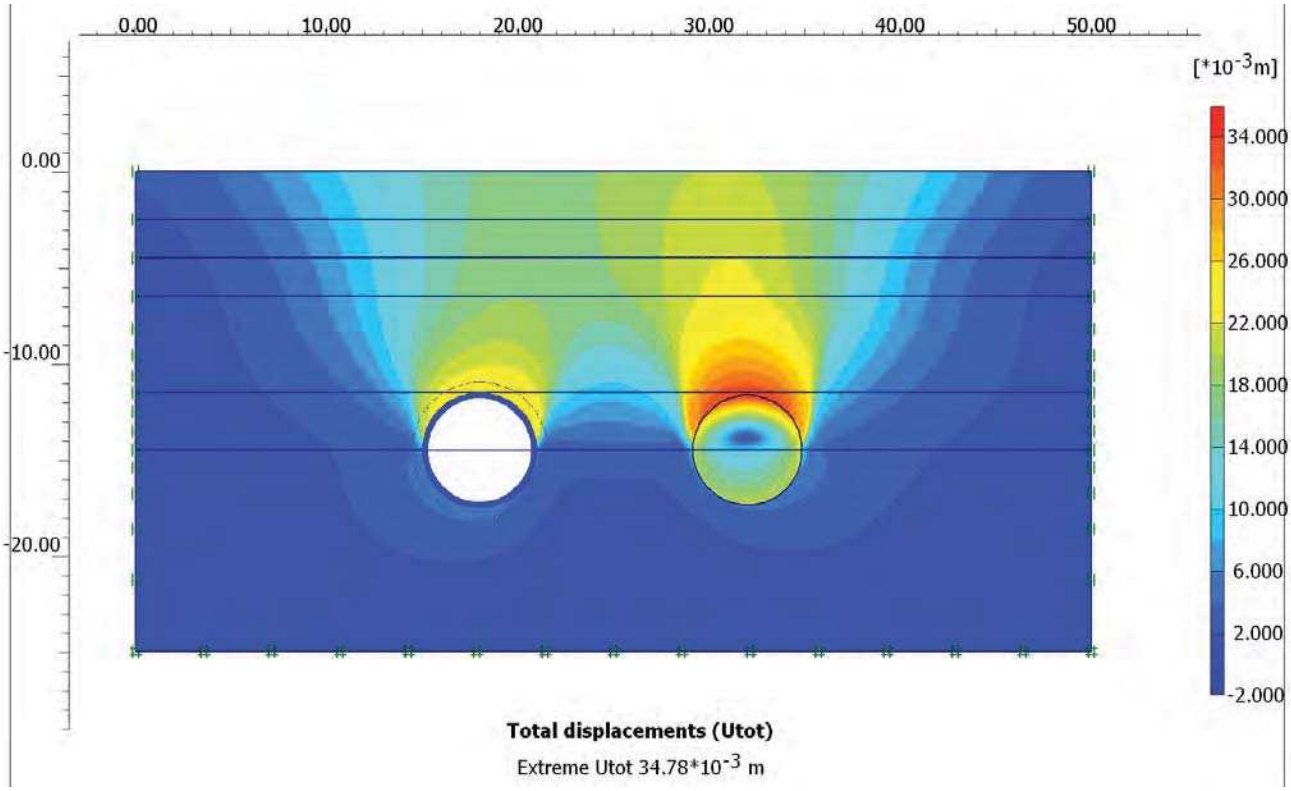
sonucu oluşan deformasyonlar % 0,5, % 0,75, % 1,0 ve % 1,5 hacim kaybı esas alınarak hesaplanmıştır. Şekil 5 ve 6 hacim kaybının % 0,5 olması durumunda ikiz tünellerin ikisi de açıldıktan ve segmentler yerleştirildikten sonra oluşan toplam ve düşey deformasyonları göstermektedir. Buna göre tünel üzerinde oluşacak maksimum toplam deformasyon 20,22 mm olmaktadır.

Şekil 7 sağ tünel açıldıktan sonra yeryüzünde oluşacak düşey oturmaları, Şekil 8 ise her iki tünel açıldıktan sonra oluşacak düşey yeryüzü oturmaların göstermektedir. Şekil 9 da ise yeryüzünde oluşacak toplam deformasyonlar yön itibarıyla görülebilir.

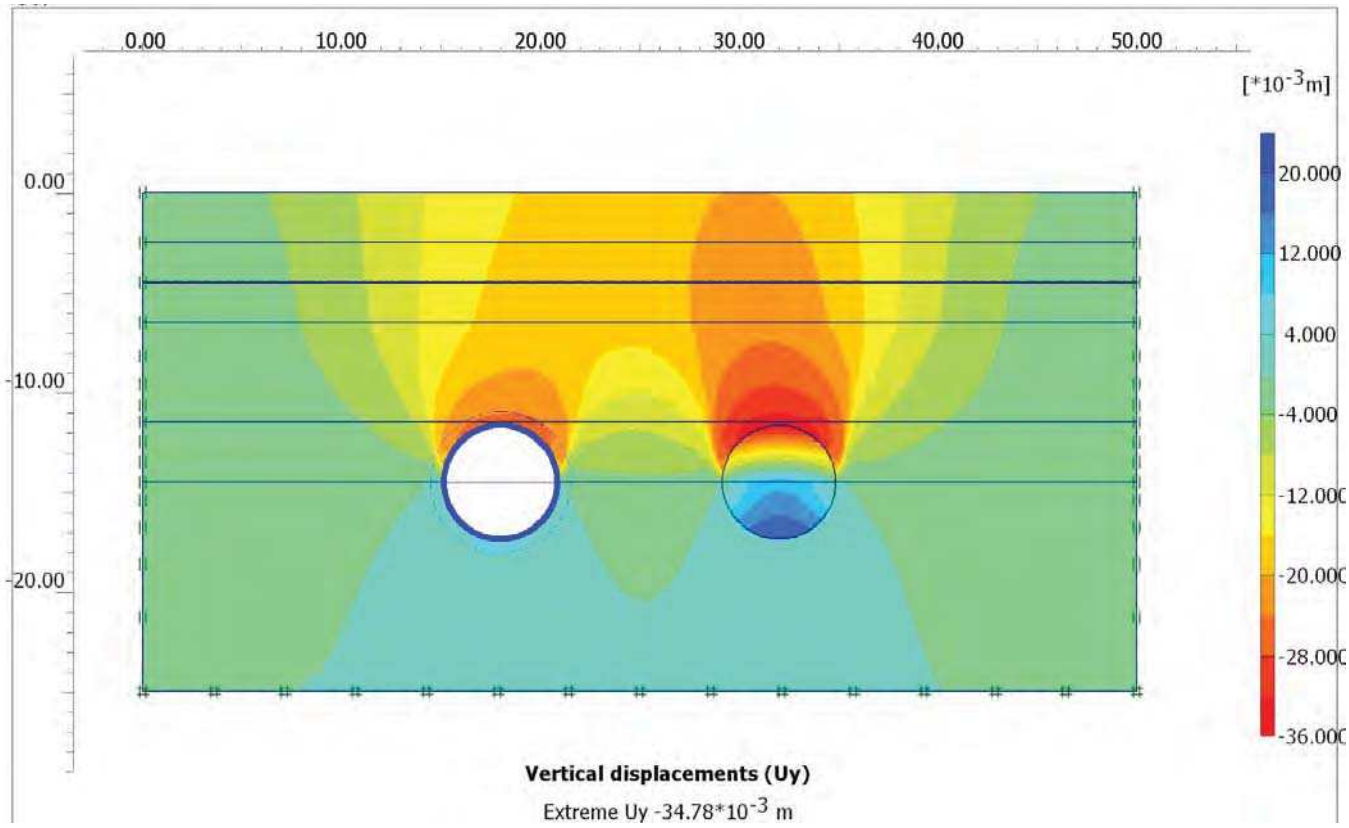
Sonlu elemanlar modeli sonucu hacim kaybının % 0,5 ile % 1,5 arasında olması durumunda bulunan maksimum yeryüzü oturmaları Çizelge 3'de verilmiştir.



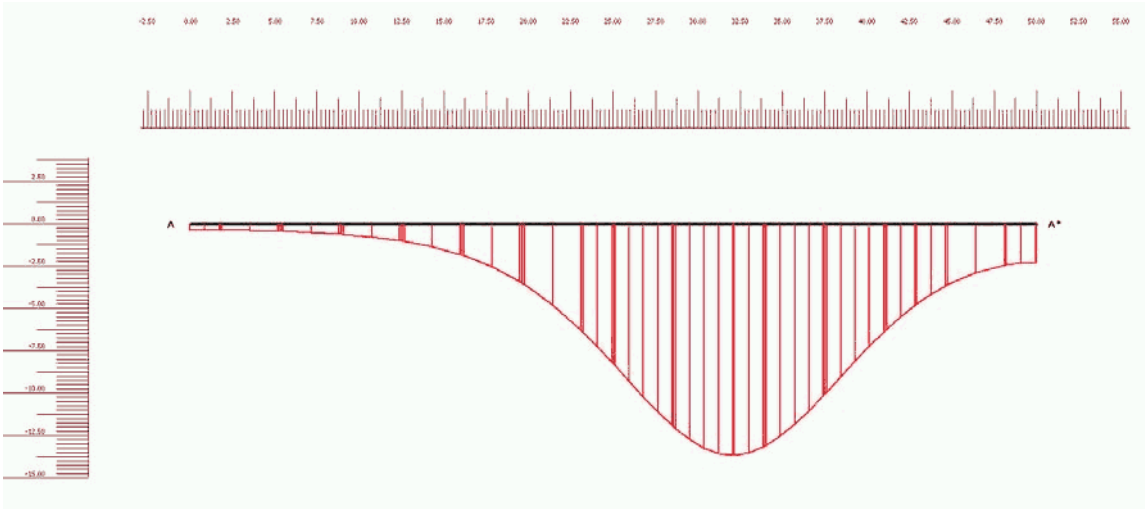
Şekil 4. Sonlu Elemanlar Ağı



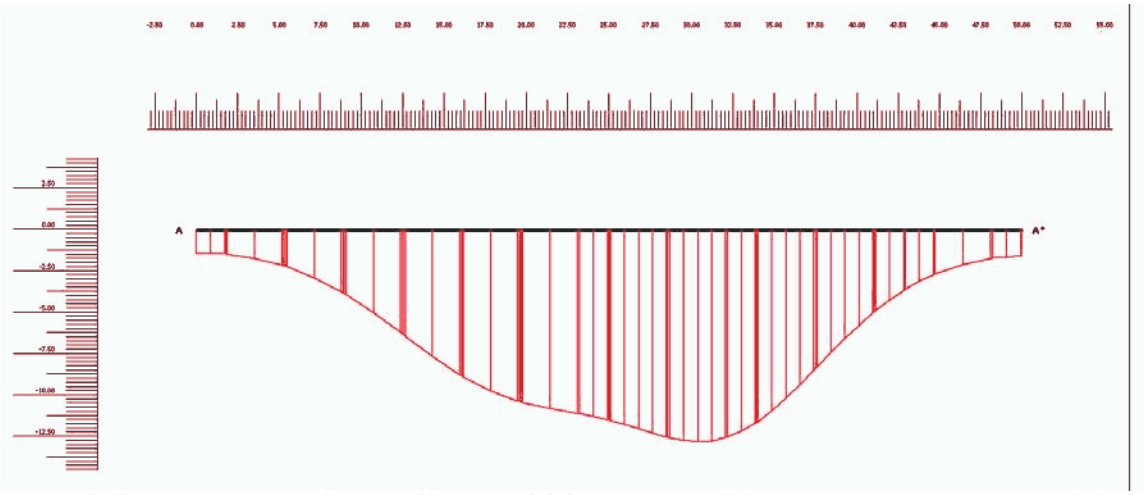
Şekil 5. Sol Tünel Açıldıktan Sonra Oluşan Toplam Deformasyonlar



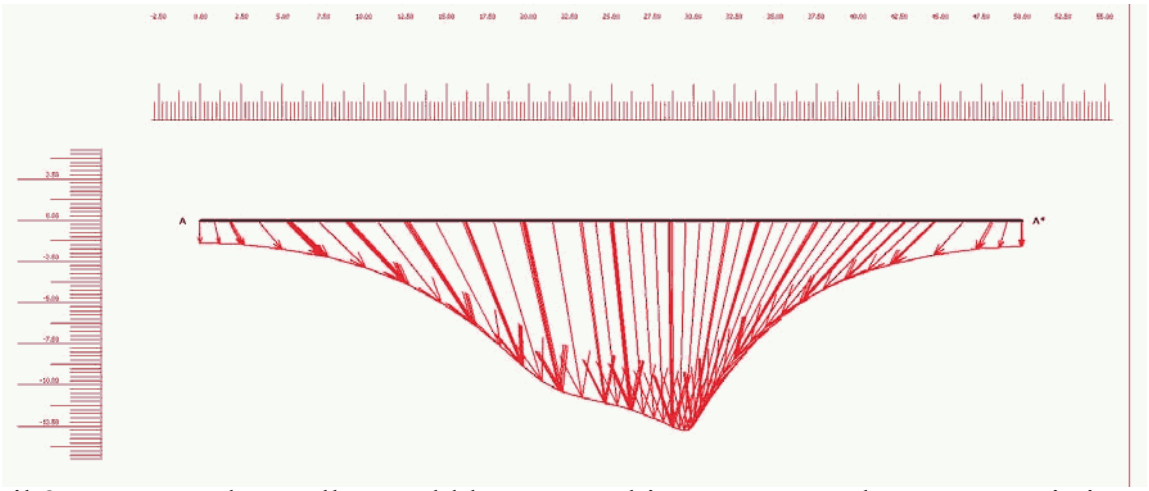
Şekil 6. Sol Tünel Açıldıktan Sonra Oluşan Düşey Deformasyonlar



Şekil 7. Sağ Tünel Açıldıktan Sonraki Yeryüzü Oturma Eğrisi



Şekil 8. Sağ ve Sol Tüneller Açıldıktan Sonraki Yeryüzü Oturma Eğrisi



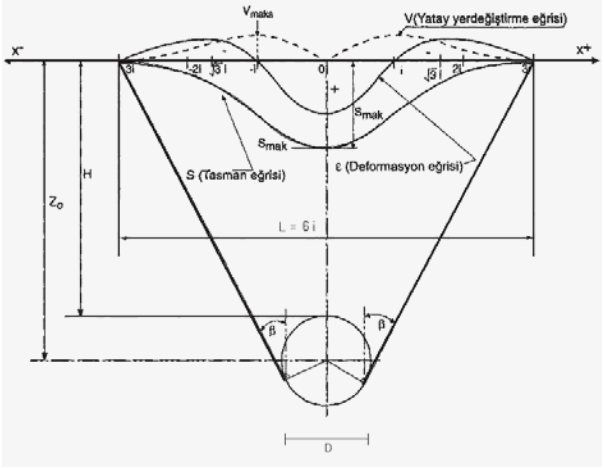
Şekil 9. Sağ ve Sol Tüneller Açıldıktan Sonraki Yeryüzü Toplam Yer Değiştirmeleri

Çizelge 3. Maksimum Yeryüzü Oturmaları

Hacim Kaybı	Sağ Tünel açılması sonrası (mm)	Her iki tünel açılması sonrası (mm)
% 0,5	12,35	20,22
% 0,75	14,19	22,43
% 1,0	15,89	24,34
% 1,5	18,62	27,49

4 EMPİRİK (YARI-TEORİK) YÖNTEM İLE YERYÜZÜ OTURMASI TAHMİNİ

Kısa dönem yeryüzü oturmalarının empirik (yarı-teorik) olarak tahmini için yaygın olarak bilinen Gauss Eğrisi (Gauss hata fonksiyonu, normal dağılım eğrisi) yaklaşımı kullanılmıştır. Empirik hesaplamalarda kullanılan bazı yeryüzü oturma parametreleri ve ilgili notasyon Şekil 10'da sunulmuştur.



Şekil 10. Yeryüzü Oturma Parametreleri

Teorik oturma eğrisi (Gauss Eğrisi) Eşitlik 1'de verilmektedir (O'Reilly and New, 1982):

$$S = S_{max} \cdot e^{\left(\frac{-x^2}{2 \cdot i^2}\right)} \quad (1)$$

Bu eşitlikte, (S) teorik oturma miktarı, (S_{max}) tünel ekseni üzerinde yeryüzünde oluşan maksimum kısa dönem oturma miktarı, (x) tünel ekseninden yatay uzaklık, (i) eğrinin dönüm noktası apsisi ve (e) doğal logaritma katsayısıdır. Eşitlik 1'in oturma eğrisine en uygun eğri olduğu birçok araştırmacı tarafından ortaya konmuştur. Bir oturma eğrisinin şeklini belirlemek için (i) ve (S_{max}) değerlerinin önceden tahmin edilmesi gerekmektedir.

Dönüm noktası apsisinin (i) tahmini için tünel ekseninin derinliği ve tünel yarıçapına bağlı olan çeşitli empirik tahmin yöntemleri vardır (Arıoğlu, 1993). Bu çalışmada (i)'nin hesabı için Eşitlik 2'de belirtilen ve Eşitlik 3-6'daki yaklaşımların aritmetik ortalaması kullanılmıştır:

$$i = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{4} \quad (2)$$

$$i_1 = 0.5 \cdot Z_0 \quad (3)$$

$$i_2 = 0.43 \cdot Z_0 + 1.1 \quad (4)$$

$$i_3 = R \cdot \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.8} \quad (5)$$

$$i_4 = 0.9 \cdot R \cdot \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.88} \quad (6)$$

Bu eşitlikte, Z_0 tünel ekseninin derinliği (bu çalışmada 14,5 m) ve R tünel yarıçapı (bu çalışmada 3,25 m). Eşitlik 3 Glossop tarafından özellikle kohezif zeminler için önerilmiştir (O'Reilly and New, 1982), Eşitlik 4 O'Reilly ve New (1982) tarafından özellikle kohezif zeminlerin kalkanlı makineler ile kazısı için önerilmiştir, Eşitlik 5 Schmidt tarafından killi zeminlerin kalkanlı makinelerle kazısı için önerilmiştir (Arıoğlu, 1992) ve Eşitlik 6 Arıoğlu (1992) tarafından her türlü yumuşak zeminin kalkanlı makineler ile kazısı için önerilmiştir. Buna göre, burada sözü edilen çalışma alanı için dönüm noktası apsisi (i) 6,6 m olarak hesaplanmıştır. Oturma eğrisi etki alanı tünel ekseninin her iki tarafında 3i (toplam 6i) kadardır.

Maksimum yeryüzü oturmalarının (S_{max}) tahmini için çeşitli empirik yöntemler önerilmiştir. Schmidt 1969'da (S_{max}) değerinin tahmini için Eşitlik 7'de verilen bağıntıyı önermiştir (Arıoğlu, 1992):

$$S_{max} = 0.0125 \cdot K \cdot \left(\frac{R^2}{i} \right) \quad (7)$$

Bu eşitlikte K zemin hacim kaybı yüzdesidir. Arıoğlu (1992), ayna basınçlı TBM kazıları için (K) ve zemin stabilite oranı (N) arasında iyi bir ilişki olduğunu bildirmiştir (Eş. 8):

$$K = 0.87 \cdot e^{0.26N} = 0.87 \cdot e^{0.26\left(\frac{\gamma_n Z_0 + \sigma_S + \sigma_T}{C_U}\right)} \quad (8)$$

Bu eşitlikte, γ_n zeminin doğal birim hacim ağırlığı (söz konusu çalışma sahasındaki tüm zeminler için ağırlıklı ortalama 19 kN/m^3 bulunmuştur), σ_S toplam sürşarj basıncı (söz konusu çalışma sahası için 20 kPa olarak kabul edilmiştir), σ_T TBM ayna basıncı (söz konusu çalışma sahası için 300 kPa olarak hesaplanmıştır) ve C_U zeminin drenajsız kohezyonudur (söz konusu çalışma sahası için C_U'nun zeminin drenajsız kesme dayanımına (S_U) eşit olduğu kabulü ile ağırlıklı ortalama 50 kPa olarak bulunmuştur).

Herzog 1985'de (S_{max}) değerinin tahmini için tek tünel için Eşitlik 9'da ve çift tüp için Eşitlik 10'da verilen bağıntıları önermiştir (Arıoğlu, 1992):

$$S_{max} = 0.785 \cdot \left(\gamma_n \cdot Z_0 + \sigma_S\right) \cdot \left(\frac{D^2}{i \cdot E} \right) \quad (9)$$

$$S_{max} = 4.71 \cdot \left(\gamma_n \cdot Z_0 + \sigma_S\right) \cdot \left(\frac{D^2}{(3i + a) \cdot E} \right) \quad (10)$$

Bu eşitlikte, E zeminin elastisite modülü (söz konusu çalışma sahası için ağırlıklı ortalama 30000 kPa olarak hesaplanmıştır) ve a tünel eksenleri arasındaki mesafedir (söz konusu çalışma sahası için 14 m'dir).

Yeryüzü oturma eğrisini tanımlayan maksimum eğim, maksimum eğrilik, vs gibi diğer parametrelerden bu çalışmada söz edilmemiştir.

5 ANALİTİK YÖNTEM İLE YERYÜZÜ OTURMASI TAHMİNİ

Kalkanlı tünel kazılarında oluşan kısa dönem maksimum yeryüzü oturmalarının tahmini için çeşitli analitik modeller vardır (Loganathan and Poulos, 1998; Chi et al., 2001; Chou and Bobet, 2002; Park, 2004). Bu çalışmada Loganathan ve Poulos (1998) tarafından önerilen model kullanılmıştır. Bu modelde, tünel cidarı ile segmentler arasında kalan boşluğa, ayna kayıplarına ve işçilik kalitesine bağlı olarak bir boşluk parametresi (g) tanımlanır (Eş. 11).

$$g = G_p + U_{3D} + w \quad (11)$$

Burada G_p kalkan ile tünel kazı cidarı arasındaki fiziksel boşluk, U_{3D} tünel aynasındaki elastoplastik deformasyon ve w işçilik kalitesi faktörüdür. Daha sonra bu parametre, elastoplastik arazi deformasyonu tahmini için analitik bir çözüm ile ilişkilendirilir. Buna göre maksimum kısa

dönem yeryüzü oturmaları Eşitlik 12'deki analitik modele göre hesaplanır (Loganathan and Poulos, 1998):

$$S = 4(1-\upsilon)R^2\left(\frac{Z_0}{Z_0{}^2+x^2}\right)\left(\frac{4gR+g^2}{R^2}\right)\exp\left[\frac{-1.38x^2}{(Z_0+R)^2}\right] \quad (12)$$

Bu eşitlikte, υ drenajsız Poisson oranı (0,5 olarak kabul edilebilir), g boşluk parametresi (bu çalışma için, Herrenknecht TBM özellikleri kullanılarak 0,0128 m olarak hesaplanmıştır) ve x tünel ekseninden olan yatay uzaklıktır.

6 ARAZİDE YERYÜZÜ OTURMALARI ÖLÇÜMLERİ VE TARTIŞMA

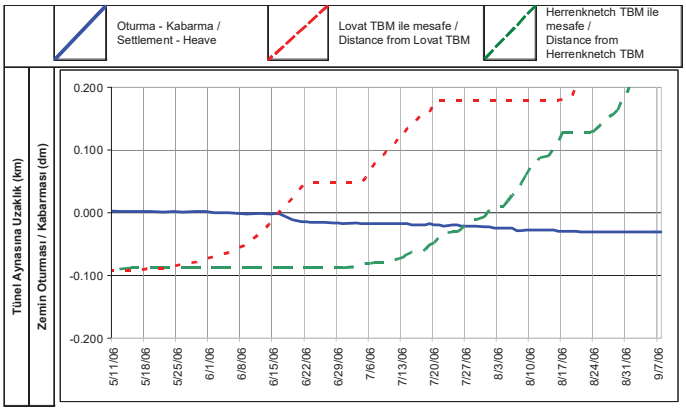
Arazide yüzey izleme (SMP) noktalarında yapılan ölçümlerin sonuçları Çizelge 4'de sağ ve sol tünel için özetlenmektedir. Kazı yapıldıktan birkaç hafta sonrasına kadar oluşan ortalama kısa dönem yeryüzü oturmalarının 100 m önde giden sağ tünel için 9,6 mm ve geriden gelen sol tünel için 14,4 mm olduğu görülmüştür.

Sol tüneldeki oturma miktarının daha yüksek olması böyle birbirine yakın tüneller için beklenen bir sonuçtur. Bunun nedeni, sağ tünel kazısı esnasında arazideki gerilme durumu ve dayanım parametrelerinin değişmesi ve zayıflamasıdır.

Sahada uygulanan inşa yöntemi göz önüne alındığında, konsolidasyon (uzun vadeli) oturmasının ihmal edilebilir bir düzeyde olacağı düşünülebilir, çünkü tünel arkasındaki boşluk harç (grout) enjeksiyonu ile doldurulmaktadır. Ancak, sol tünel kazısı yapılırken kazısı bitmiş olan sağ tünel civarındaki arazinin zayıfladığı düşünülürse, sağ tünel üzerinde bir miktar daha oturma beklenebilir. Bunu ölçüm sonuçlarına dayanarak çizilen Şekil 11'de görmek mümkündür. Görüldüğü gibi, sağ hatta kazı yapan Lovat TBM 12 nolu SMP noktası civarında kazı yapıp geçtikten sonra yeryüzü oturma değeri 18 mm civarına ulaşmıştır. Bir süre sonra sol tüneldeki Herrenknecht TBM 12 nolu SMP noktası civarından geçmiş ve yeryüzü oturma değeri bu noktada 30 mm'ye ulaşmıştır.

Çizelge 4. Arazi Ölçümlerinden Elde Edilen Kısa Dönem Yeryüzü Oturma Değerleri (0+850 m ve 0+900 m Arası)

SOL TÜNEL		SAĞ TÜNEL	
SMP No.	Smax (m)	SMP No.	Smax (m)
14	-0.0093	33	-0.0142
15	-0.0045	34	-0.0101
16	0.0102	35	-0.0084
17	-0.0263	36	-0.0113
18	-0.0235	37	-0.0070
19	-0.0163	38	-0.0065
20	-0.0183	39	-0.0059
21	-0.0200	40	-0.0074
22	-0.0177	41	-0.0152
23	-0.0248		
24	-0.0220		
25	-0.0089		
26	-0.0075		
31	-0.0117		
32	-0.0152		
TA AMA	***-0,0144***	*TA AMA*	***-0,0096***



Şekil 11. Sol Tünel Kazısının Sağ Tünel Üzerinde Oluşturduğu Deformasyon Etkisi (SMP No: 12, sağ tünel ekseninde bulunur)

Yukarıda anlatılan nümerik, analitik ve empirik (yarı-teorik) modellerden elde edilen tahmin sonuçları ve arazi ölçümlerinden elde edilen kısa dönem yeryüzü oturma değerleri Çizelge 5'de özetlenmiştir.

Çizelge 5. Kısa Dönem Yeryüzü Oturma Tahmin Sonuçları (0+850 m ve 0+900 m)

Tahmin Yöntemi	Kısa Dönem Maksimum Yeryüzü Oturması
Plaxis 2D (Sağ Tünel)	12,35 mm (% 0,5 hacim kaybı)
Plaxis 2D (Sol Tünel)	20,22 mm (% 0,5 hacim kaybı)
Schmidt (1969) (Eş.7) Arıoğlu (1992) (Eş.8)	17,1 mm
Loganathan (1998)(Eş.12)	23,0 mm
Herzog (1985) Sağ Tünel	49,9 mm
Herzog (1985) Sol Tünel	58,7 mm
Gerçekleşen (Sağ Tünel)	9,6 mm
Gerçekleşen (Sol Tünel)	14,4 mm

Schmidt (1969) ve Arıoğlu (1992)'nin önerdiği (Eş. 7-8) ve Loganathan (1998) (Eş. 12) yöntemleri sadece tek bir tünel için tahmin yapabilmektedir. Plaxis programı ve Herzog (1985) modeli çift tünel için tahmin yapabilmektedir.

Herzog (1985) yönteminin yüksek sonuç vermesinin nedeni olarak bu empirik modelin hem Yeni Avusturya Tünel Açma hem de kalkanlı kazı yöntemlerini veri olarak bir arada kullanmasıdır. Bilindiği gibi Yeni Avusturya Tünel Açma yönteminde yeryüzü oturmaları, kalkanlı kazıya nazaran daha yüksektir.

Çizelge 5'de görüldüğü gibi, gerçeğe en yakın kısa dönem yeryüzü oturma tahmini Plaxis ve Schmidt (1969)-Arıoğlu (1992) modelleridir. Bunlar içinde gerçeğe en yakın sonucu veren de nümerik yöntemdir. Nümerik yöntemlerin günümüzde tasarım ve tahmin amaçlı yaygın olarak kullanılmasının nedeni de hassas sonuçlar elde edilmesidir. Ancak bu yöntemde hacim kaybının önceden belirlenmesi sorunu vardır. Ayna basınçlı TBM'ler ile kazı yapıldığında zemin hacim kaybı genellikle % 1'in altında olduğu kabul edilmektedir.

7 SONUÇLAR

Yapılan analizler göstermiştir ki kısa dönem yeryüzü oturmaları tahmininde nümerik yöntem (belirli bir hacim kaybı kabulü ile) yarı-teorik ve analitik yöntemlerden daha hassas sonuçlar vermektedir. Yapılan arazi ölçümleri sonucunda yaklaşık 100 m önde giden sağ hat tünelinde gerçekleşen yeryüzü oturma değeri 9,6 mm ve sol hat tünelinde 14,4 mm olmuştur. Plaxis sonlu elemanlar programında yapılan model sonucunda % 0,5 hacim kaybında sağ hat tünelinde 12,35 mm ve sol hat tünelinde 20,22 mm yeryüzü oturma değerleri hesaplanmıştır. Yarı-teorik (empirik) ve analitik yöntemler gerçekleşen yeryüzü oturma değerlerinin üzerinde tahmin sonuçları vermişlerdir.

TEŞEKKÜRLER

Yazarlar, İstanbul Büyükşehir Belediyesi ve IETT yetkililerine, Prof.Dr. Nuh Bilgin ve Prof.Dr. Ergin Arıoğlu'na bu çalışmaya yaptıkları katkı ve yardımları için teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

Arıoğlu, E., 1992. Şehir güzergahlarında tünel faaliyetlerinden dolayı yerüstü hareketleri ve binalarda oluşacak hasarların en aza indirilmesi. *Mesleki i Eğitim Semineri*. İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Müh. Böl.

Arıoğlu, E., Arıoğlu, B., Arıoğlu, E., Odbay, O., 1993. Metro tünel projelerinde yüzey tasman büyüklüklerinin yarı-teorik yaklaşımlarla belirlenmesi. *Türkiye . Madencilik ongresi*. ss. 235-246

Attewell, P.B. Yeates, J. & Selby, A.R. 1986. *Soil movement induced y tunnelling and their effects on pipelines and structures.* New York: Chapman and Hall.

Ayson Sondaj Araştırma ve İnşaat A.Ş., 2005. *togar- ağcılar Hafif aylı Sistem in inderesi İstasyonu eolo ik- eoteknik Araştırma aporu*.

Chi, S.Y., Chern, J.C. and Lin, C.C., 2001. Optimized back analysis for tunneling-induced ground movement using equivalent ground loss model. *Tunnelling and nderground Space Technology*. 16 (2001), 159–165.

Chou, W.I. and Bobet, A., 2002. Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay.

Tunnelling and nderground Space Technology. 17 (2002), 3–19.

Ellis, D., 2005. High standards in Heatrow's art. *Tunnels and Tunnelling International*. Sep., pp. 29-34.

Karakus, M., Fowell, R.J., 2003. Effects of different tunnel face advance excavation on the settlement by FEM. *Tunnelling and nderground Space Technology*. 18 (2003), 513–523.

Loganathan, N. and Poulos, H.G., 1998. Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays. *ournal of eotechnical and eoenvironmental Engineering*. Sept., pp. 846-856.

Minguez, F., Gregory, A. and Guglielmetti, V., 2005. Best practice in EPB management. *Tunnels and Tunnelling International*. Nov., pp. 21-25.

O'Reilly, M.P. and New, B.M., 1982. Settlement above tunnels in the United Kingdom - their magnitude and prediction. *Proc. Tunneling 82 Conference*. Brighton, pp. 173-181.

Park, K.H., 2004. Elastic solution for tunneling-induced ground movements in clays. *Int. ournal of eomechanics*. Dec., pp. 310-318.

Plaxis Manual, 2002. *Finite Element Code for Soil and ock Analyses*. A.A. Balkema Publishers.

Schmidt, B., 1974. Prediction of settlements due to tunneling in soil: three case histories. *apid E cavation and Tunneling Conference*. Vol. 2, pp. 1179-1199.

Suwansawat, S. and Einstein, H.H., 2006. Artificial neural networks for predicting the maximum surface settlement caused by EPB shield tunnelling. *Tunnelling and nderground Space Technology*. 21 (2006), 133–150.

Tan, W.L. and Ranjit, P.G., 2003. Parameters and considerations in soft ground tunnelling. *The Electronic ournal of eotechnical Engineering*. Ppr 0344.

Kadıkoy Kartal Metro İnşaatı NATM Tünel Kazılarında Deformasyon Ölçmeleri ve Veri Yönetimi Çalışmaları

adıkoy artal Metro Construction NATM Tunnel E cavation Deformation Measurement and Data Management

Yelda Ademoğlu, Azmi Akal, Ali Yüksel

apı Merkezi üksel Doğuş enigün Belen İnşaat Anadoluray rtak irişimi, Üsküdar-İSTANB

ÖZET NATM kazı metodu uyarınca, tünellerde kazı süresince ve sonrasında oluşacak deformasyonların sürekli izlenmesi gerekmektedir. Yüzeyde ve tünel içinde meydana gelen deformasyonlar belli zaman aralıklarıyla jeoteknik yada jeodezik yöntemlerle yapılan ölçmelerin değerlendirilmesi yoluyla izlenmektedir. Deformasyonların takibi ölçme doğruluğu ile yakından ilişkili olup, ölçme doğruluğu kullanılan yönteme, donanıma ve çevresel etkenlere bağlıdır. Birçok disiplinin bir arada bulunduğu, deformasyonların izlenmesi çalışmaları, verinin toplanması, işlenmesi, yorumlanması ve sonuçların uygulanması gibi temel adımlarından oluşmaktadır.

Bu çalışmada konum verisinin elde edilmesinde kullanılan jeodezik yöntemler ve doğruluk kriterleri; deformasyon izlenmesi yöntemi; veriler ve bu verilerin saklanması, yönetimi ve görselleştirilmesi Kadıköy- Kartal Metro İnşaatı örneği üzerinde ele alınmıştır..

ABSTRACT According to NATM excavation method, deformations that will be occured before and after excavation period in the tunnel needs to be monitored requlary. The deformations which occurs on the ground and in the tunnels are observed by geodetic or non geodetic methods with periodic time intervals. Deformation monitoring is directly related to the accuracy and reliability of the measurements. The accuracy of measurement are bonded to the measurement method, instrumentation, and environmental factors. Deformation monitoring is a multi disciplinary study that includes data collecting, evaluating, interpretation and performing the results.

In this study, Main elements of deformation monitoring: geodetic methods used for getting spatial information and accuracy requirements; deformation monitoring process, data, data management, data visualisation are mentioned via case study of Kadıköy-Kartal Metro Project.

1. GİRİŞ

Deformasyon ölçmeleri, çok genel bir ifadeyle mühendislik yapılarına etki eden iç ve dış kuvvetlerin kestirimi, kuvvet-şekil değiştirme ilişkilerinin modellenmesi, talep edilen doğrulukların belirlenmesi, optimizasyon dikkate alınarak jeodezik kontrol ağlarının oluşturulması, ölçme yöntem ve donanımlarının seçilmesi, deformasyon ölçmelerinin yapılması, ölçme sonuçlarının, istatistik biliminden yararlanılarak değerlendirilmesi ve yorumlanması olarak tanımlanmaktadır. (Tarı, 2007). Yapısal deformasyonun izlenmesinin ana nedenleri:

- İzlenen objenin ve/veya çevresinin davranışının beklenen modeli izleyip izlemediğinin kontrolü yoluyla beklenmeyen deformasyonların erken dönemde fark edilebilmesi,
- Anormal bir durum karşısında, deformasyona neden olan etkenlerin belirlenmesinde kullanılmak üzere, mutlak deformasyon durumunun mümkün olduğunca doğru tanımlanabilmesidir. (EM 11100).

2 KADIKÖY-KARTAL METRO İNŞAATI DEFORMASYON İZLEME ÇALIŞMALARI

2.1 Genel

16 adet yeraltı istasyonundan ve yaklaşık 21.7 km'lik güzergah uzunluğuna sahip, iki hattan oluşan Kadıköy-Kartal Metro Projesi'nde, istasyon tünellerinin kazıları NATM yöntemiyle gerçekleştirilmektedir. Kenar peronlu istasyonlarda, peron tünelleri, bağlantı tüneli, havalandırma tüneli ve eğimli merdiven tünelleri bulunmaktadır.

Tünel kazısı sırasında, tünelin bir drenaj kanalı gibi çalışması sonucu yeraltı su seviyesinde oluşan değişikliğin zeminde su kaybına yol açması ve tüneldeki kazı ile tünel çevresindeki zeminin kaybı, tünelde uygulanan kazı destekleme yöntemine, zeminin jeomekanik büyüklüklerine ve tünel geometrisine (çap ve derinlik) bağlı olarak yeryüzünde oturma meydana gelmektedir (Arıoğlu, Yüksel, Arıoğlu, 2002). Bu oturma, deformasyon noktalarının düşeydeki eğilimlerinin ölçülmesi yoluyla izlenebilmektedir.

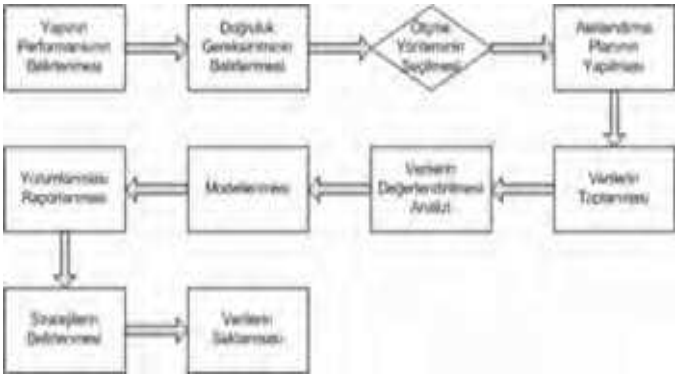
Kadıköy-Kartal Metro Projesinde aynı anda birkaç istasyonda birden kazı çalışması yapılmakta ve her istasyonda 2-3 kazı aynası birlikte yürütülmektedir. Bu durum hem yüzeyde hem de tünel içinde çok sayıdaki ölçüm kesitinde deformasyonların ölçülmesini ve izlenmesini gerektirmektedir. Böylesi yüklü ve yoğun miktardaki ölçüm işlerinin yapılması için, doğrudan yapılan jeoteknik ölçümler yerine, konum verisinin elde edilmesi yoluyla yapılan jeodezik ölçüm yöntemi benimsenmiştir. Elde edilen verilerin işlenmesi, değerlendirilmesi ve raporlanması işlerinin aynı program içerisinde hızlı bir şekilde yapılabilmesini sağlayan Tunnel Monitor *( )* adlı özel yazılım kullanılmaktadır.

( )Sözkonusu yazılım, Avusturya - I T, IC, şirketleri tarafından ortaklaşa geliştirilmiş ir deformasyon izleme-değerlendirme programıdır (.tunnelmonitor.com).

2.2 İş Akış Diyagramı

Deformasyon takibinde kullanılan temel adımlar, beklenen deformasyon veya deformasyonların olası maksimum değerlerinin tahmin edilmesi, gerekli ölçme doğruluklarının ve ölçme yöntemlerinin belirlenmesi, ölçme ağının dizaynı ve uygun ölçme yöntemleriyle ölçülmesidir. Ölçme işinden sonra toplanan veriler değerlendirilir ve deformasyonlar modellenir. (Kalkan, Alkan, 2005) Şekil 1.'de bu temel adımlara ait iş akış diyagramı görülmektedir.

Yapının performansı ve beklenen deformasyonu, deformasyon noktalarının yerleri, tesis tipleri, isimlendirme kuralları, ve ölçme sıklığı projelendirme çalışması kapsamında, belirlenmektedir. Yapının performansı, jeolojik profil, tünel açıklığı ve destekleme sistemine bağlıdır. Belirlenen proje gereksinimlerine uygun ölçme yöntem ve donanımları, uygun değerlendirme yöntem ve yazılımları seçilmiştir.



Şekil 1. Deformasyon ölçümlerinde iş akış diyagramı

2.3 Aletlendirme Planı

Aletlendirme, deformasyon noktalarının ve fiziksel ağların tasarlanması, ölçmelerde kullanılacak aletlerin ve materyallerin belirlenmesi ve işletilmesidir. Aletlendirme planının oluşturulmasında, ihtiyacın doğru tespiti ve ihtiyaca göre ölçme yöntem ve donanımın seçilmesi esastır.

Deformasyonlarının belirlenmesinde kullanılacak deformasyon noktaları, yapıyı karakterize edecek ve yapının performansı

hakkında bilgi verecek şekilde uygulanmaktadır. Tüm tünel tipleri için deformasyon noktaları, uygulama yerleri ve tesis tipleri, projelendirilmiştir. Şekil 2.'de örnek olarak platform tüneli olarak tasarlanmış tünel kesitinin üzerinde deformasyon noktalarının yerleri görülmektedir. Deformasyon noktalarının ölçmelerinde referans noktalarından yaralanılmaktadır. Referans noktaları konumu bilinen ve değişmez olarak kabul edilen jeodezik kontrol noktalarıdır. Proje datumunda üretilen referans noktaları ve referans ağı deformasyondan etkilenmeyecek şekilde sağlam zeminlerde ve sağlam tesisler olarak oluşturulmalıdır.

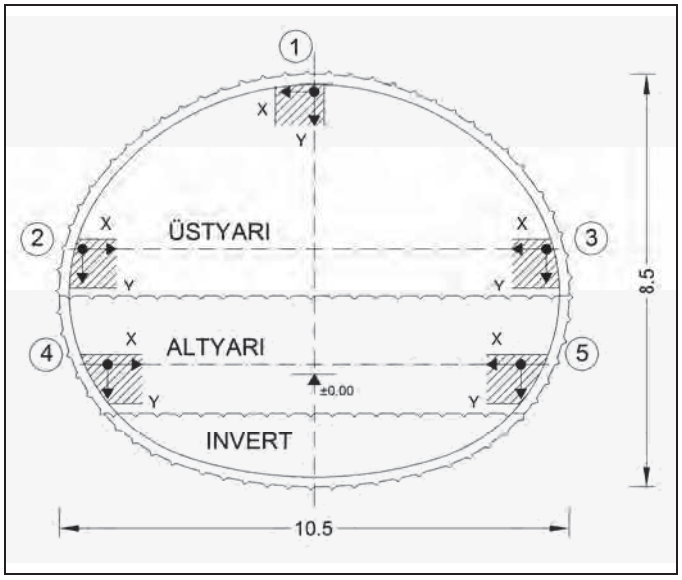
Tünel deformasyon ölçmeleri, kazı ve desteklemenin hemen ardından, deformasyon kesitinin oluşturulmasıyla başlanmakta ve tüm kazı kesitinin tamamlanıp deformasyonun sonlanmasından sonra yaklaşık bir ay daha devam edilmektedir. Uygulanan ölçme sıklığı Şekil 6 üzerinde gösterilmiştir.

Tünel deformasyon noktaları nokta konumu değiştirilmeksizin nokta merkezi etrafında dönebilecek şekilde tasarlanmıştır. Böylece, ölçüm hedefi, deformasyon gibi algılanabilecek yanıltıcı bir yer değiştirme olmadan tünelin her iki yönünden de ölçülebilmektedir.

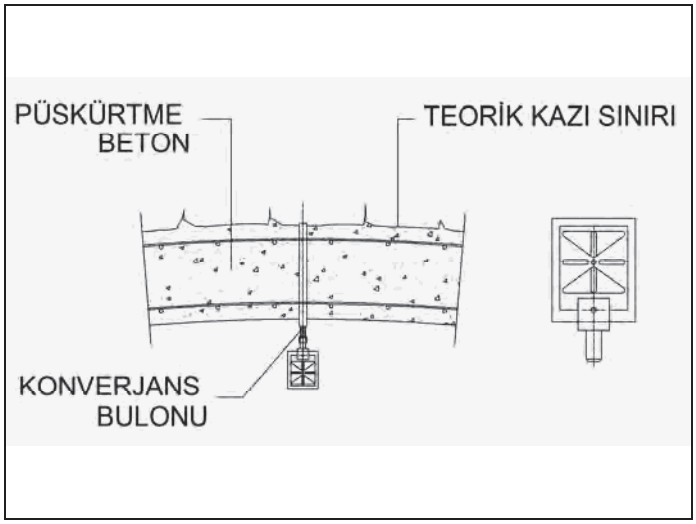
Tünel kazısının yüzeye etkisinin belirlenmesi amacıyla proje ile belirlenmiş kilometrelerde yüzey ve bina deformasyon noktaları tesis edilir. Aşağıdaki şekilde yüzey ve bina deformasyon noktalarının tesis tipleri gösterilmektedir.(Şek. 4,5)

D maksimum kazı çapını göstermek üzere tünel aynasının ölçüm kesitine uzaklığına bağlı olarak uygulanan ölçme sıklığı, Şekil 6'da. gösterilmiştir. Ölçme sıklığı, projenin çevre şartları ve geoteknik koşullara göre değişkenlik gösterebilir.

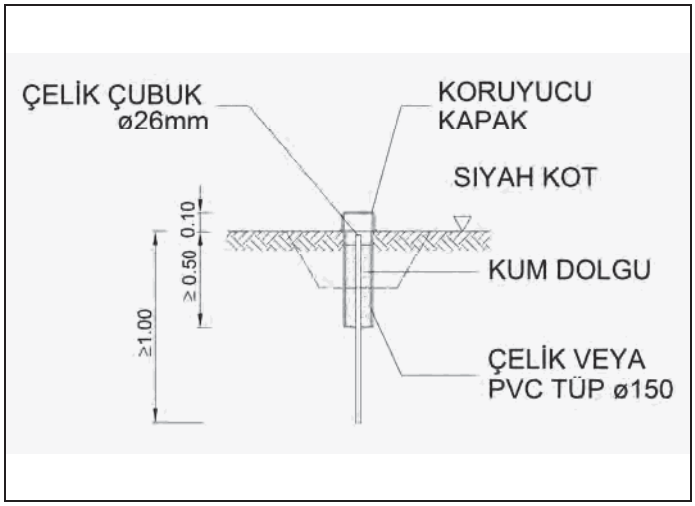
Yüzey deformasyonlarının ölçülmesinde "Leica DNA03" model sayısal nivo aleti ve barkodlu "invar" mira kullanılmaktadır.



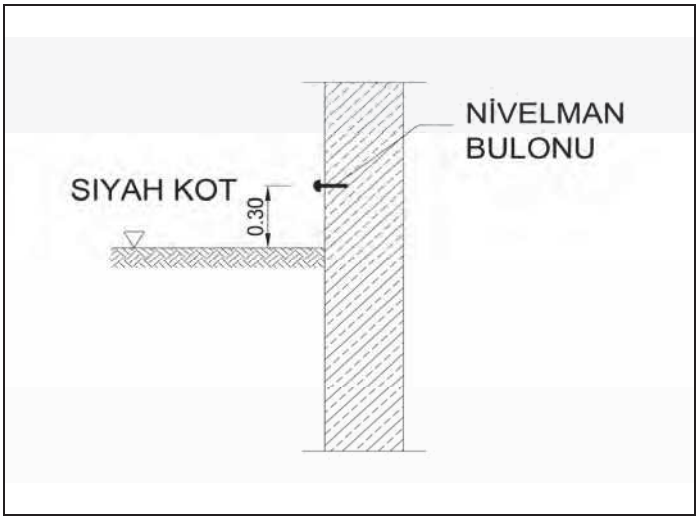
Şekil 2. P1 kesiti tünelde deformasyon noktalarının yerleşimi



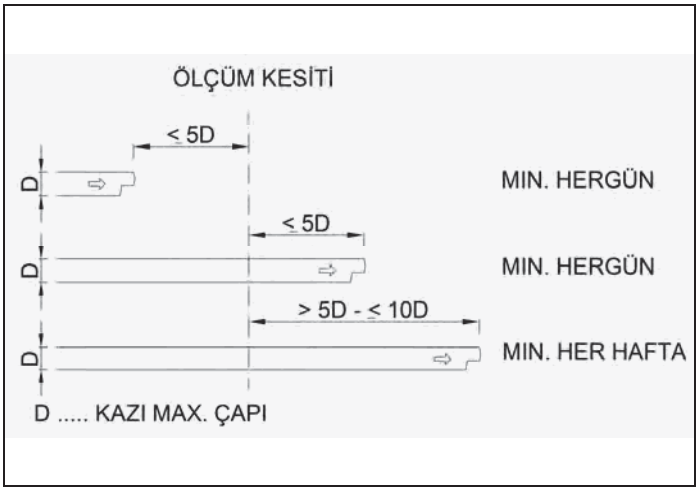
Şekil 3. Tünel içi deformasyon noktası detayları



Şekil 4. Yüzey deformasyon noktası-arazi tipi



Şekil 5. Yüzey deformasyon noktası-bina tipi



Şekil 6. Deformasyon ölçüm sıklığı

Invar miranın ısı değişiminden etkilenmesi ölçme doğruluğunu etkileyemeyecek kadar küçüktür. Kullanılan "Leica DNA03" model nivo aleti ölçmede kullanıcı kaynaklı hataları ortadan kaldıran elektronik okuma sistemi, dahili hesaplama sistemi, dahili hafıza ve tek tuşla okuma imkanı gibi olanaklara sahiptir.

Üretici firma tarafından verilen alet doğruluğu, 1km'lik nivelman yolunda, elektronik okuma sistemi ve invar mira kullanıldığında 0,3 mm, standart mira kullanıldığında 0,9 mm, optik okuma sistemi kullanıldığında ise 2,0 mm'dir. Ulaşılan doğruluk düzeyi yapılan ölçmelerle milimetre mertebesindeki deformasyonların izlenmesine olanak sağlamaktadır.

Tünel deformasyonu için yapılan ölçmelerde, "Leica TC802" model total station ölçme aleti kullanılmaktadır. TC802'nin açı okuma doğruluğu 2 derece saniyesidir. Mesafe ölçmelerinin standart sapması, alet spesifikasyonlarında $\pm$(2 mm+2 ppm) olarak belirtilmiştir.

2.4 Ölçme Yöntem ve Teknikleri

Yapısal deformasyonların ölçmesinde farklı teknikler ve donanımlar kullanılabilmektedir. Kullanılan ölçme teknikleri, yöntem ve aletlendirmelerine bağlı olarak jeodezik ve jeoteknik ölçmeler olmak üzere iki gruba ayrılır. Her iki metodun da kendine has avantajları ve dezavantajları vardır. Jeodezik ölçmeler, sabit referans noktalarından deformasyon noktalarına yapılan ölçmelerle, noktaların mutlak yer değiştirmelerinin belirlenmesi temel ilkesine dayanır.

Yüzey oturmasını temsil eden düşey deformasyonlar, geometrik ve trigonometrik nivelman yöntemleri ile belirlenebilmektedir. Trigonometrik nivelman Total Station ile yapılan mesafe ve düşey açı gözlemleriyle yükseklik farkının ölçülmesidir. Bu yöntem deformasyon noktalarına ulaşımın zor olduğu durumlarda kullanılmaktadır. Elde edilen doğruluk düzeyi aletin hassasiyetine bağlıdır. Geometrik nivalman ise yükseklik farkının doğrudan ölçülmesidir. Yüzey deformasyonların ölçülmesinde çoğunlukla prezisyonlu nivelman yöntemi uygulanmaktadır.

Düşey referans ağı, Kadıköy-Kartal Metro İnşaatı uygulama çalışmaları için tasarlanan düşey kontrol ağının sıklaştırılmasıyla oluşturulmuştur. Referans noktalarının zaman içindeki değişimlerinin takibi, sistematik kontrol ölçmeleriyle proje jeodezik düşey kontrol ağına bağlı olarak gerçekleştirilmektedir.

NATM tünellerde deformasyonun izlenmesi için üç boyutlu (3B) konum verisi kullanılmaktadır. 3B konum verisi hassas açı ölçme aleti teodolit ve elektronik uzaklık ölçme aletleri-EDM'nin birleşiminin bir ürünü olan total stationlarla yapılan ölçmelerle elde edilir. Yersel ölçme olarak adlandırılabilecek bu ölçme tipi gelişmiş bir çok jeodezik konum belirleme yöntemleri içerisinde, maliyet ve kullanım açısından en uygun yöntem olup yeterli ölçme doğruluğu

sağlamaktadır. Yersel ölçme tekniği, üç temel konumlandırma parametrisi olan yatay açı, düşey açı, ve mesafenin eş zamanlı ölçmesini sağlar.

Deformasyon ölçmeleri, tünel yan duvarlarına sabit konsollar şeklinde tesis edilmiş jeodezik kontrol noktalarından yapılmaktadır. Bu kontrol noktaları tünel içi jeodezik ağa bağlıdır. Tünel içi jedoezik ağın kurulumu sırasında yapılan jeodezik çalışmalar, statik GPS ölçme teknikleri kullanılarak proje jeodezik yatay kontrol ağının oluşturulması ve tünel içine transferinin yapılmasıdır. Jeodezik kontrol noktalarında olabilecek yer değiştirmeler sistematik kontrol ölçmeleri ile izlenmektedir.

2.5 Ölçme Hataları

Hata, ölçme değeri ile gerçek değer arasındaki farktır. Ölçmelerde, kullanıcıya bağlı yöneltme hatası, kullanılan aletin yapım ve düzenlenmesindeki eksikliklere bağlı hatalar ve ölçmenin yapıldığı atmosferik koşullara bağlı hatalar söz konusu olmaktadır. Bu hatalar giderilebilen ve giderilemeyen hatalar olarak iki gurupta incelenebilir.

Giderilebilen hatalar, kaba hatalar ve sistematik hatalardır. Kaba hatalar, ölçme yönteminden beklenen değerlere göre önemli derecede farklı olan hatalardır ve ayrımsanması kolaydır. Sistemden ölçmelerin tekrarlanması ya da kontrol ölçmeleri ile giderilebilmektedir. Sistematik (düzenli) hatalar, genellikle alet düzenlemesindeki hatalardan kaynaklanmaktadır. Sistematik hataların minimize edilmesi, için aletin kontrol ve kalibrasyonlarının düzenli olarak gerçekleştirilmesi ve sistematik hata miktarının hesaplanıp ölçmelere düzeltme olarak dahil edilmesi gerekir. Sistematik hataların uygun yöntemlerle belirlenememesi durumunda, etkileri özel ölçme yöntemleri ile raslantısallaştırılabilir. Örneğin, farklı arazi şartlarında, yani günün farklı saatlerinde, farklı hava koşullarında, veya farklı günlerde ölçmelerin tekrarlanması.

Giderilemeyen hatalar, ölçme hatalarının en önemli kısmını oluşturan düzensiz hatalardır. Bu hatalar pozitif ve negatif değerler aldıkları için birikmezler. Düzensiz hataların etkisinin azaltılmasının tek yolu ölçmelerin farklı koşullarda tekrarlanmasıdır. Dengeleme yoluyla düzensiz hataların etkisi azaltılabilir fakat tamamen yok edilemez. Jeodezi biliminde hata kavramıyla ölçülen büyüklüğün karekökü ile orantılı olan düzensiz hatalar kastedilmektedir. Yersel aletlerle gerçekleştirilen jeodezik ölçmelerde başlıca hata kaynakları; yönlendirme hatası, merkezlendirme hatası, düzeçleme hatası ve okuma hatasıdır. Hata bileşenlerinin tüm tipleri için beklenen varyans hesaplanabilir. Bu değerlerin birlikte değerlendirilmesiyle ölçme standart sapması kestirilir.

Tüm optik ölçmeler atmosferik refraksiyondan etkilenmektedir. dT/dy'nin gradyenine bağlı olarak değişen , heterojen hava sıcaklığı gözleme çizgisinin refraksiyonuna neden olmaktadır. Özellikle düşey açı ve nivelman ölçmelerini etkileyen refraksiyon, farklı ısı yayan objelerin yakınında ve bu objelere paralel olarak gerçekleştirilecek yatay açı ölçmelerini de büyük oranda etkilemektedir. Özellikle tünel çalışmalarında sabit noktaların tünel içi trafiği nedeniyle tünel duvarlarında tesis edilmesi, refraksiyonun tünel içinde gerçekleştirilen ölçmeleri etkilemesine neden olmaktadır. Refraksiyonun etkileri, gözleme çizgisinin ortam hava ısısından farklı ısınım yapan yüzeylerden mümkün olduğunca uzaktan geçmesini dikkate alarak, hassas sıcaklık ölçmeleri ile hesaplanmış refraksiyon düzeltmesinin ölçmelere eklenmesi şeklinde azaltılabilir.

Sistematik hataların minimize edilebilmesi için aletlerin düzenli olarak kontrolleri ve periyodik olarak kalibrasyonu yapılmaktadır. Ölçme aletinin bir takım eksen şartlarını sağlaması gerekir. Bu eksen şartlarının sağlanamadığı durumlarda gerçekleşecek sistematik hata "iki durum okuması" yapılarak giderilebilir.

2.6 Veri Toplama

Özel mühendislik ölçmelerine gereksinim duyan veri toplama çalışması, ham verinin kabul edilebilir doğruluk ve güvenilirliğini sağlayacak şekilde yapılmaktadır.

Yüzey deformasyonlarının belirlenmesindeki prezisyonlu nivelman yönteminde ölçme gidiş-geliş olarak gerçekleştirilir.

Ham nivelman ölçme verisinin işlenmesinde "Leica GeoOffice Combined" adlı yazılım kullanılmaktadır. Verilerin değerlendirilmesi, referans noktasında yapılan ölçme verisi ile noktaya ait sabit kabul edilen yükseklik verisinin karşılaştırılması yoluyla yapılmaktadır. Aradaki fark ölçmeye ait kapanma hatasını ifade eder. Hata yayılma yasası uygulanarak ölçmelere ait düzeltmeler hesaplanır ve eklenir. Bu esnada beklenen hatadan daha büyük bir hata ile karşılaşılması durumunda, referans noktaları kontrol edilir ve ölçme işi tekrarlanır.

Jeoteknik ölçüm yerleşim planları üzerinde belirtilmiş olan yüzey deformasyon kesitleri ve deformasyon noktalarının araziye aplikasyonlarının yapılmasıyla deformasyon ölçmelerine başlanmaktadır. Bir defalık olmak üzere yüzey deformasyon noktalarının yatay konum bilgileri-koordinatları yersel ölçme teknikleri ile elde edilir. Bundan sonra yapılacak ölçmelerde noktaların düşey konum bilgileri prezisyonlu nivelman yöntemiyle ölçülmektedir. Yersel ölçmelerle ve prezisyonlu nivelman yöntemleriyle elde edilen ilk konum bilgileri yüzey deformasyon noktalarının başlangıç değerlerini oluşturmaktadır.

Deformasyon noktalarının ölçülmesinde projelendirme esnasında belirlenmiş nokta isimleri kullanılır. Nokta belirlenmesi ve tesisi sırasında bu nokta isimleri kaybolmayacak şekilde noktaya yakın uygun bir yere yazılır. Böylece veri karmaşası önlendiği gibi farklı zamanlarda farklı ekiplerce yapılacak ölçmelerde nokta isimlendirilmesi konusunda da birliktelik sağlanmış olur. Kullanışlı bir diğer yöntem ise noktaları gösteren krokilerinin oluşturulmasıdır. Uzun bir çalışma dönemini kapsayabilen tünel inşaatında, bu noktalara sürekli gereksinim duyulacağı gözönünde bulundurulursa böyle bir arşivleme yapılmasının pratik bir çözüm olacağı belirtilebilir.

Tünel deformasyonları, kesit oluşturulduktan sonra tünel içi sabit referans noktalarından yapılan yersel ölçmelerle takip edilir. Referans noktalarının deformasyon alanı dışında olmasına dikkat edilmelidir. Ayrıca, referans noktalarının ve konverjans noktalarının tünel çalışmaları sırasında darbe almaması veya tünel deformasyonu dışında dış etmenlerle deforme olmamalarına dikkat edilmelidir. Tünel içi trafiği dolayısıyla tünel içi noktalarının korunması ayrı bir özen gerektirmektedir. Tünel içi referans ağının tasarımında, tünel içerisinde yer alan havalandırma, kablolar, panolar tesis edilen noktaların ölçülmesinde engel teşkil edeceği göz önünde bulundurulmalı ve ölçme sırasında en az engel ile karşılaşılaşılacak şekilde sabit nokta tesisi gerçekleştirilmelidir.

Kazı ilerlemesine ait grafiklerin oluşturulabilmesi için, kazı ilerlemesi verilerinin toplanması gerekir. Kazı ilerleme kmlerinin takibinde iksa aplikasyon föyleri yeterli bilgi sağlamaktadır. Bu formlarda, kazı ilerlemesinin takibinde kullanılmak üzere yeterli veri olan iksanın ait olduğu yer (Bölge, tünel adı, kazı yönü), uygulama kilometresi, tesisin gerçekleştirildiği tarih ve saat bilgileri yer almaktadır.

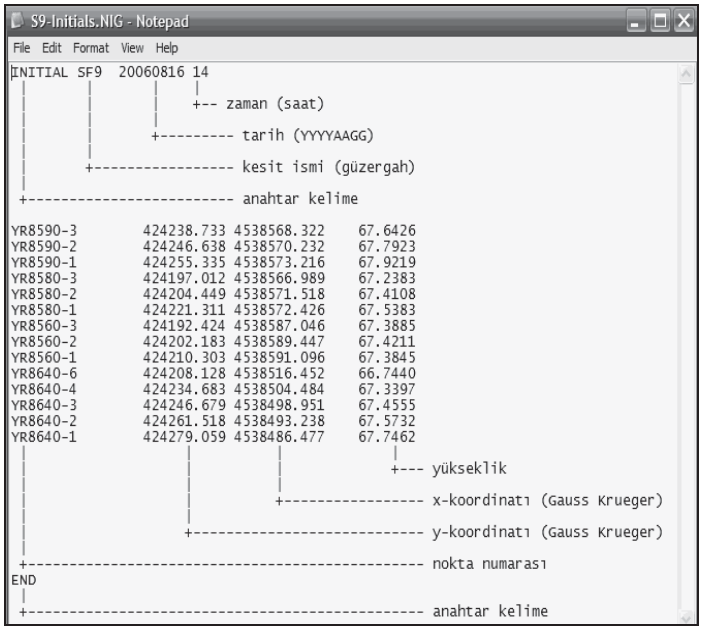
2.7 Verinin İşlenmesi

Projede değerlendirilecek verinin yoğunluğu nedeniyle veri değerlendirme programına gereksinim duyulmuştur. Veri işlenmesi adımında, toplanan veriler, değerlendirme programına uygun veri formatına dönüştürülmektedir. Bu amaçla XML (Genişletilebilir veri etiketleme Dili) kullanılmaktadır. Ölçme verileri, Leica GSI programı kullanılarak GSI formatından ortak veri formatı olan XML formatına ve XML formatından dönüştürme programları kullanılarak programın gerektirdiği veri formatına dönüştürülür. Program tünel deformasyoları için PRP formatını ve yüzey deformasyonları için NigraWin formatını kullanmaktadır. İsimlendirme kurallarını içeren bir şablon, XML formatından

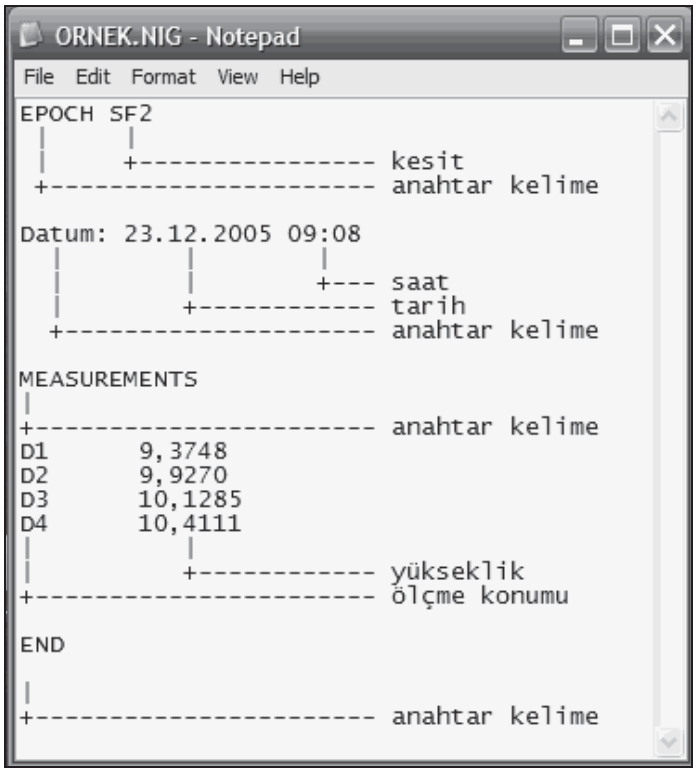
NigraWin'e geçişte verilerin istenen formatta yeniden düzenlenmesini sağlar. Böyle bir şablonun varlığı, ölçme esnasında kullanılan nokta adı ile programda kullanılan nokta adının aynı olması zorunluluğunu ortadan kaldırmaktadır. Programda isimlendirme birliğinin sağlanması için kullanılan bir takım öneklerin ölçme yapılırken kullanılmaması ölçme süresini ve hataları azaltacaktır.

Şekil 7'de yüzey deformasyon noktaları için başlangıç (initial) ölçmeleri ve Şekil. 8'de sistematik deformasyon ölçmeleri için kullanılan NigraWin dosya yapısı görülmektedir. Tünel deformasyonları için gerekli PRP dosyası ölçmelerin ait olduğu tünel, nokta adı, ölçmenin yapıldığı tarih ve saat, konum bilgisini kapsamaktadır. Şekil 9'de örnek bir PRP dosyası görülmektedir. PRP dosyasında bir tünele ait bütün deformasyon ölçmelerini içeren veriler birlikte saklanabilmektedir.

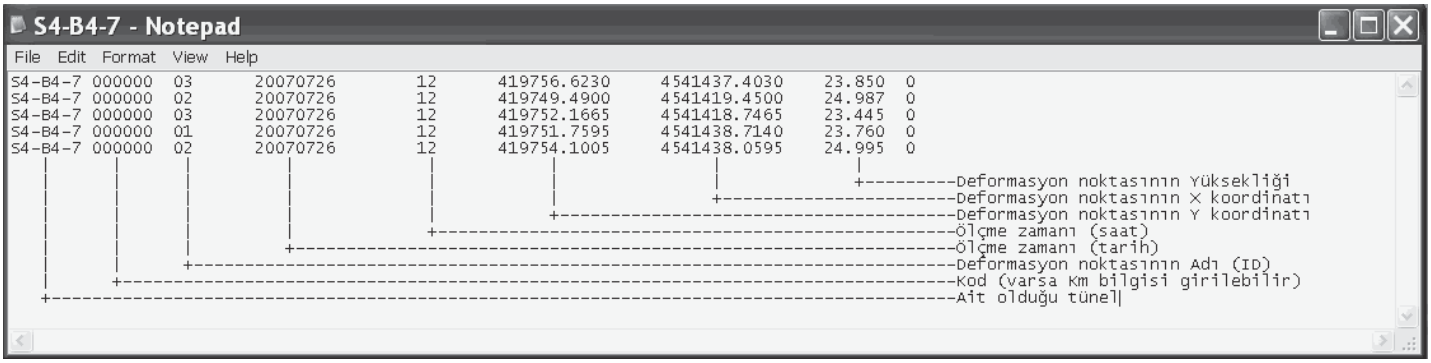
Tunnel Monitor programı kazı ilerlemesine ait veri girişi için iki alternatif sunmaktadır. Bunlardan biri kazı ilerlemesine ait verinin ASCII formatında (uzantısı .BPH olan) düzenlenmesidir. Kazı ilerlemesinin takibinin bir diğer yöntemi ise program içerisinden kazı aşamasına ait kilometre, kazının yapıldığı tarih ve saat bilgilerinin tek tek girilmesidir.



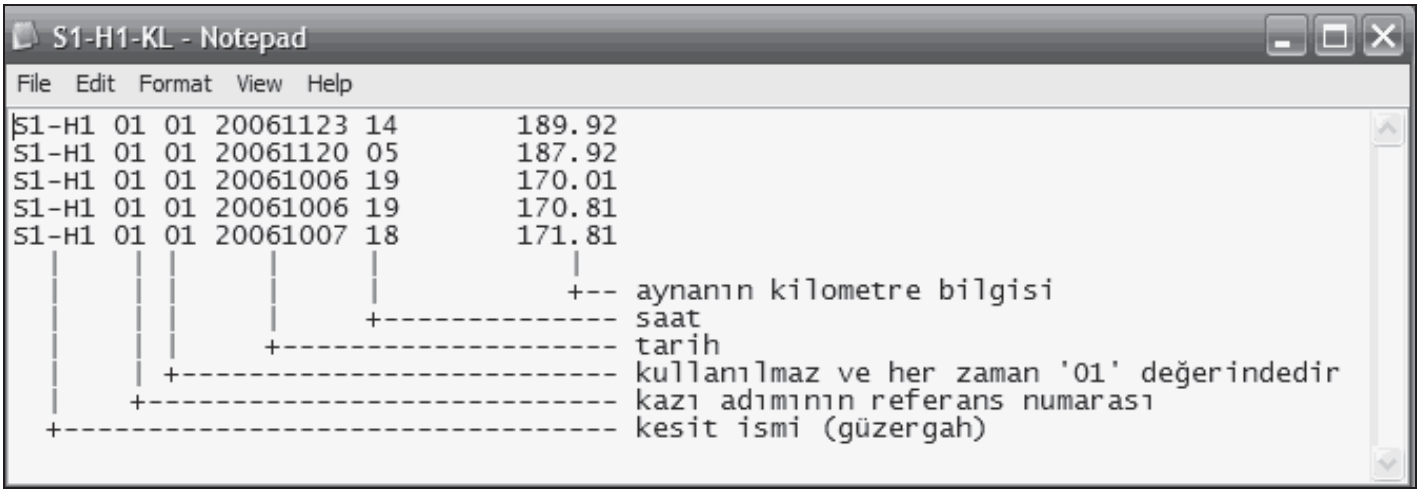
Şekil 7. Başlangıç NigraWin Dosyası



Şekil 8. NigraWin Dosyası



Şekil 9. PRP dosyası



Şekil 10. BPH dosyası

2.8 Veri Analizi

Verilerin analizinin yapılabilmesi geometrik modelleme ile gerçekleştirilir. Geometrik modelleme konumsal yerdeğiştirmenin analizinde kullanılır.

Deformasyonu ifade eden nokta yer değiştirmesi, başlangıç zamanında elde edilmiş koordinatlardan, güncel ölçmede elde edilmiş olan koordinatların çıkarılmasıyla hesaplanır.

Yüzey deformasyonlarının değerlendirilmesi yükseklik bilgilerinin karşılaştırılmasıyla elde edilir. Tünel deformasyonlarının değerlendirilmesi ise biraz daha karmaşık matematiksel modellere gereksinim duyar.

Proje koordinat sisteminde konum bilgileri elde edilmiş noktaların değerlendirilmesi için tünel koordinat sistemine çevrilmesi gerekir. 3B koordinatlardan "S" kilometre bilgisi, "Q" eksenden kaçıklık, ve "H" yükseklik bilgileri elde edilir. Son ölçmenin bir önceki ölçme ile karşılaştırılması sonucu Δh, düşey yer değiştirme, Δq yatay yer değiştirme ve Δs boyuna yer değiştirme bilgileri elde edilir. Δq ve Δs, ve koordinatlarının bir fonksiyonudur. Program bu verilerden yararlanarak deformasyon ve enkesit grafiklerini çizmektedir.

Her hareket vektörü, nokta yerdeğiştirmesinin koordinat farkını gösteren büyüklük ve yöne sahiptir. Bu vektörler verilen bir zaman aralığında yerdeğiştirme alanını tanımlar. Normal koşullar altında beklenen hareketi aşan yer değiştirmeler olası normal olmayan davranışı gösterecektir. Hesaplanan yerdeğiştirmenin büyüklüğünün, ait olduğu ölçme doğruluğu ile karşılaştırılması görülen hareketin olası bir ölçme hatası olup olmadığını gösterir.

Transformasyon hesaplarının ardından girilen veriler (nokta koordinatları) ilgili kesitlere otomatik olarak eklenir. Program her saat epochu (ölçme aralığı) tanımaktadır. Yapılan deformasyon ölçmesinin sıklığına bağlı olarak epoch değeri-zaman aralığı belirlenebilmektedir. Günlük beklenen maksimum deformasyon veri girişinden önce belirtilebilir. Bu durumda beklenen maksimum deformasyonun üstündeki yer değiştirmeler program tarafından aynı kesitte aynı isimde fakat yeni bir noktanın olduğu şeklinde yorumlanacaktır. PRP dosyalarında belirtilen kısıtlamalar söz konusu ise veri girişi kısıtlamalar dikkate alınarak gerçekleştirilir.

2.9 Veri Sunumu

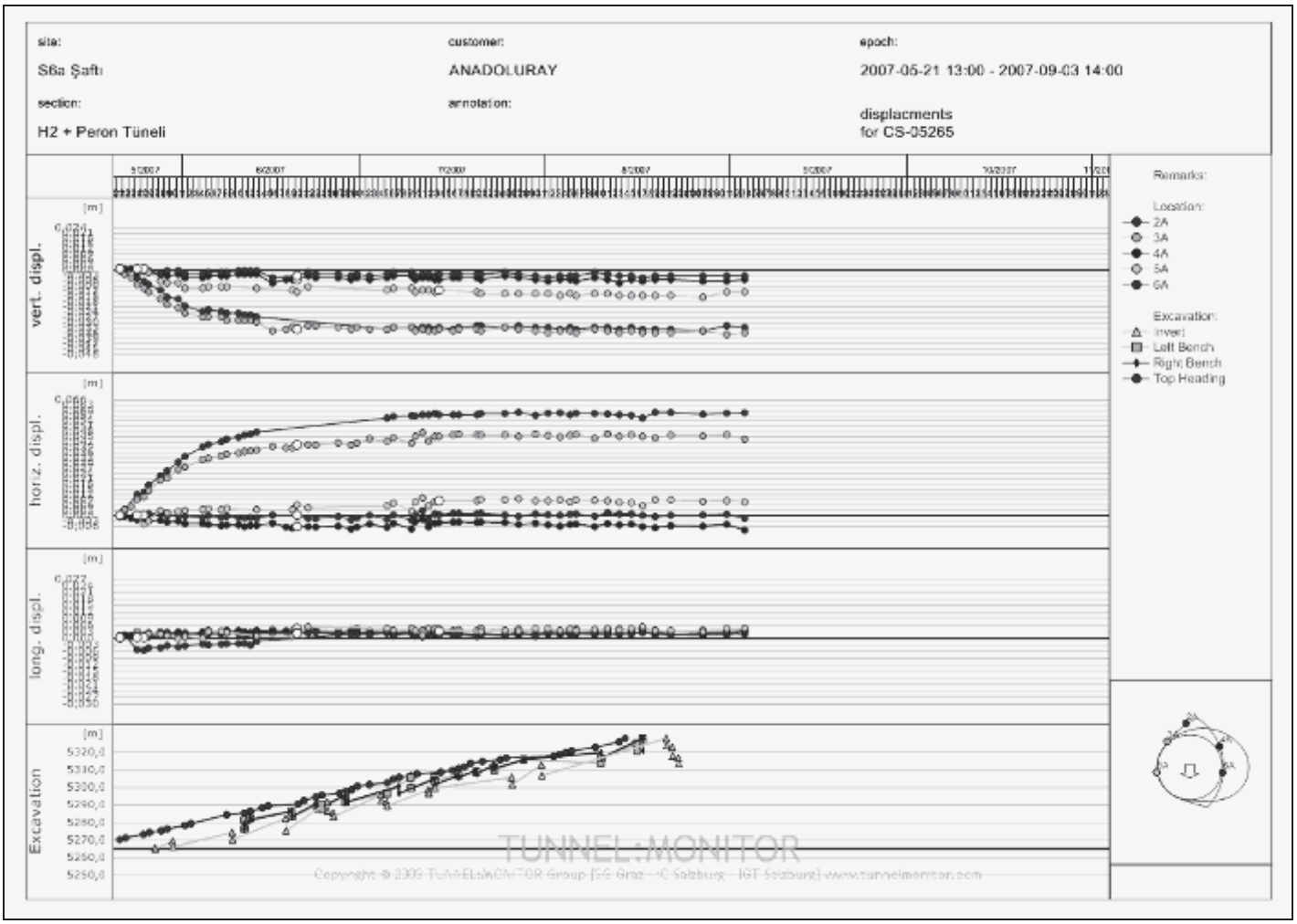
Yapılan ölçmeler sonucu elde edilen sayısal değerler yorumlamayı ve anlaşılabilirliği kolaylaştırmak için uygun grafik formatına dönüştürülmektedir.

Program Q, S, H değerlerini kullanarak deformasyon ve enkesit grafiklerini çizmektedir. Değerlendirme programı, yer değiştirmeleri, düşey yerdeğiştirme, yatay yer değiştirme ve boyuna yerdeğiştirme grafiklerinde ayrı ayrı görüntüleyebilmesinin yanısıra bu grafikleri kompakt formda görme imkanı sağlar. Deformasyon grafiğinin kompakt hali Şekil. 11'da görülmektedir. Rapor formatına getirilen grafikler,

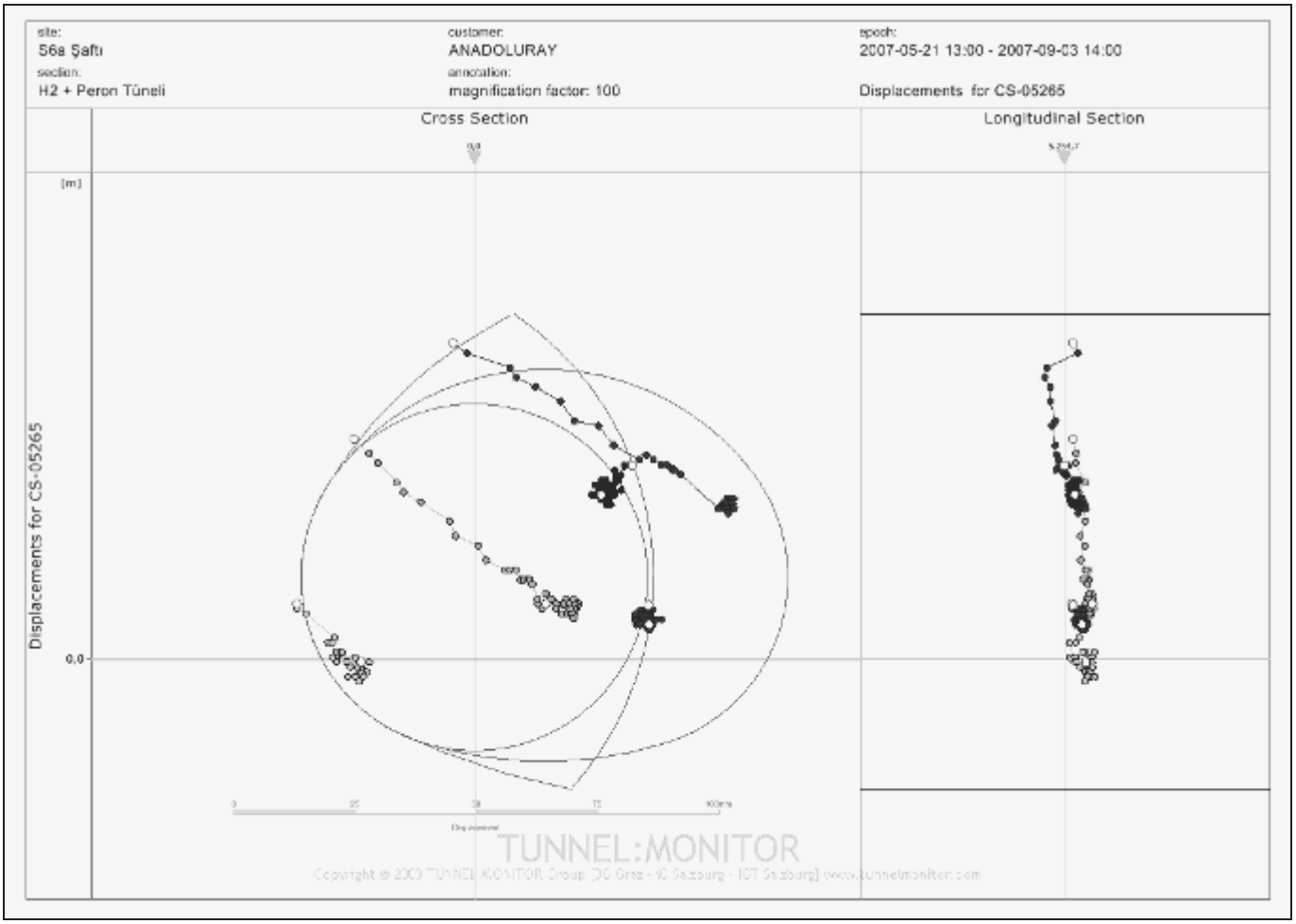
yerdeğiştirmeler ile beraber kazı ilerlemesi, tünel tipi, tünel kesiti üzerinde nokta yerleri, lejand, kesit adı ve ölçme zamanı ile ilgili bilgi vermektedir.

Şekil. 12'de en kesit diyagramı görülmektedir. Tünel açıklığına göre gözlenen deformasyonun çok küçük olması nedeniyle, grafik çiziminde büyültme faktörü kullanılır. Üretilen raporda kesitin ait olduğu km noktaların uzaysal yer değiştirmeleri ve ölçme zamanı gösterilmektedir. Bu grafikten tünel deformasyonunun vektörel olarak ne yönde geliştiği kolaylıkla izlenebilmektedir.

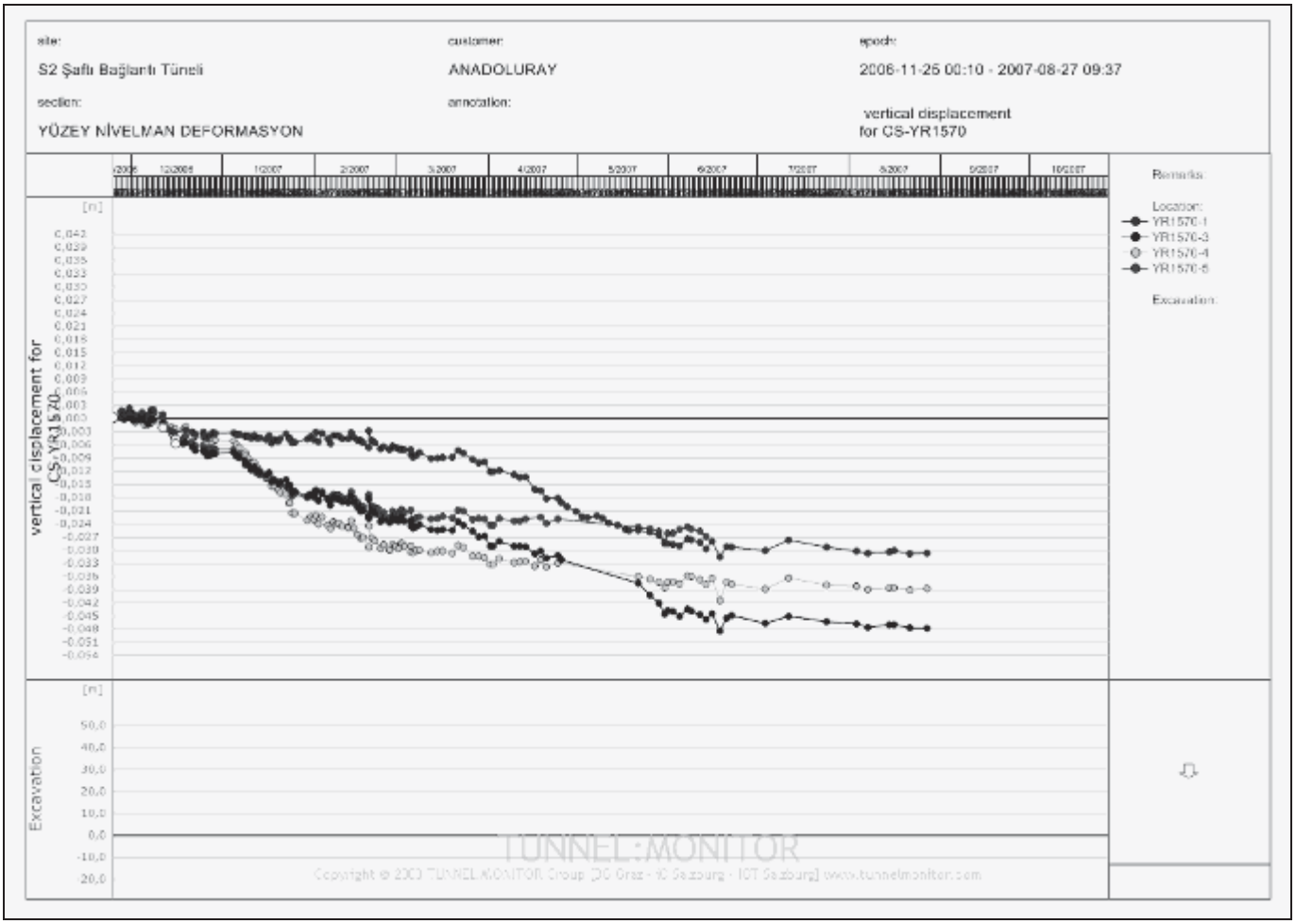
Yüzey deformasyonu için elde edilen grafikler; oturma grafiği, oturma kontur grafiği ve yer değiştirme grafiğidir. Şekil 13'de belirli zaman aralıklarında belli bir en kesite ait deformasyon noktalarının düşey hareketi gözlemlenebilmektedir. Şekil 14'de deformasyon kesitine ait oturma grafiği ve Şekil 15.'de ise oturma kontur grafiği görülmektedir. Bu grafikte ayrıca üst yarı-kalot, sağ ve sol alt yarı-stross ve taban-invert kazılarının yerleri de görülmektedir. Böylece meydana gelen deformasyonların kazı aşamaları ile ilintisi kurulabilmektedir. Deformasyon ölçmelerine bağlı eş düşüş eğrileri program tarafından otomatik olarak oluşturulur.



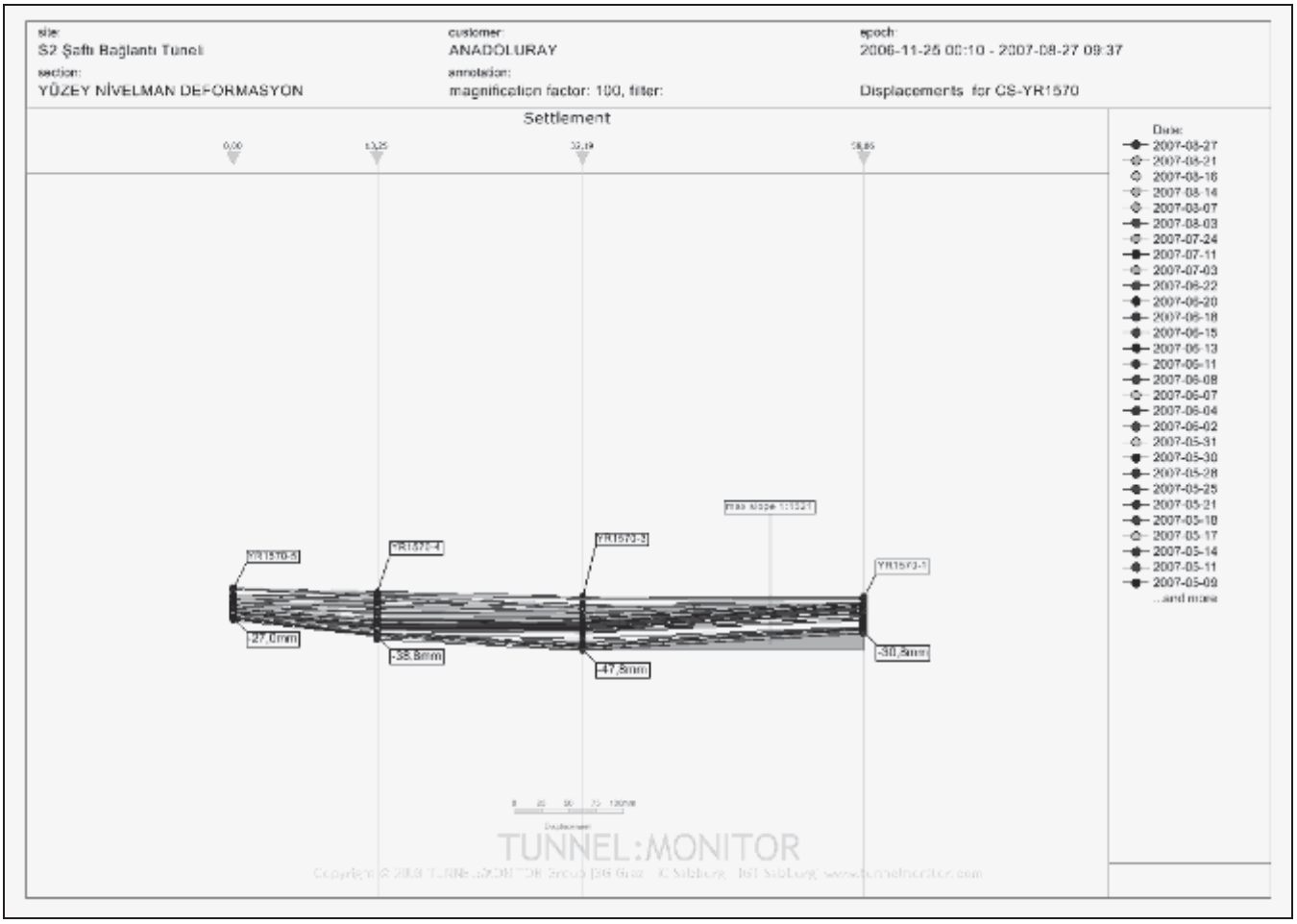
Şekil 11. Tünel içi deformasyon grafiği



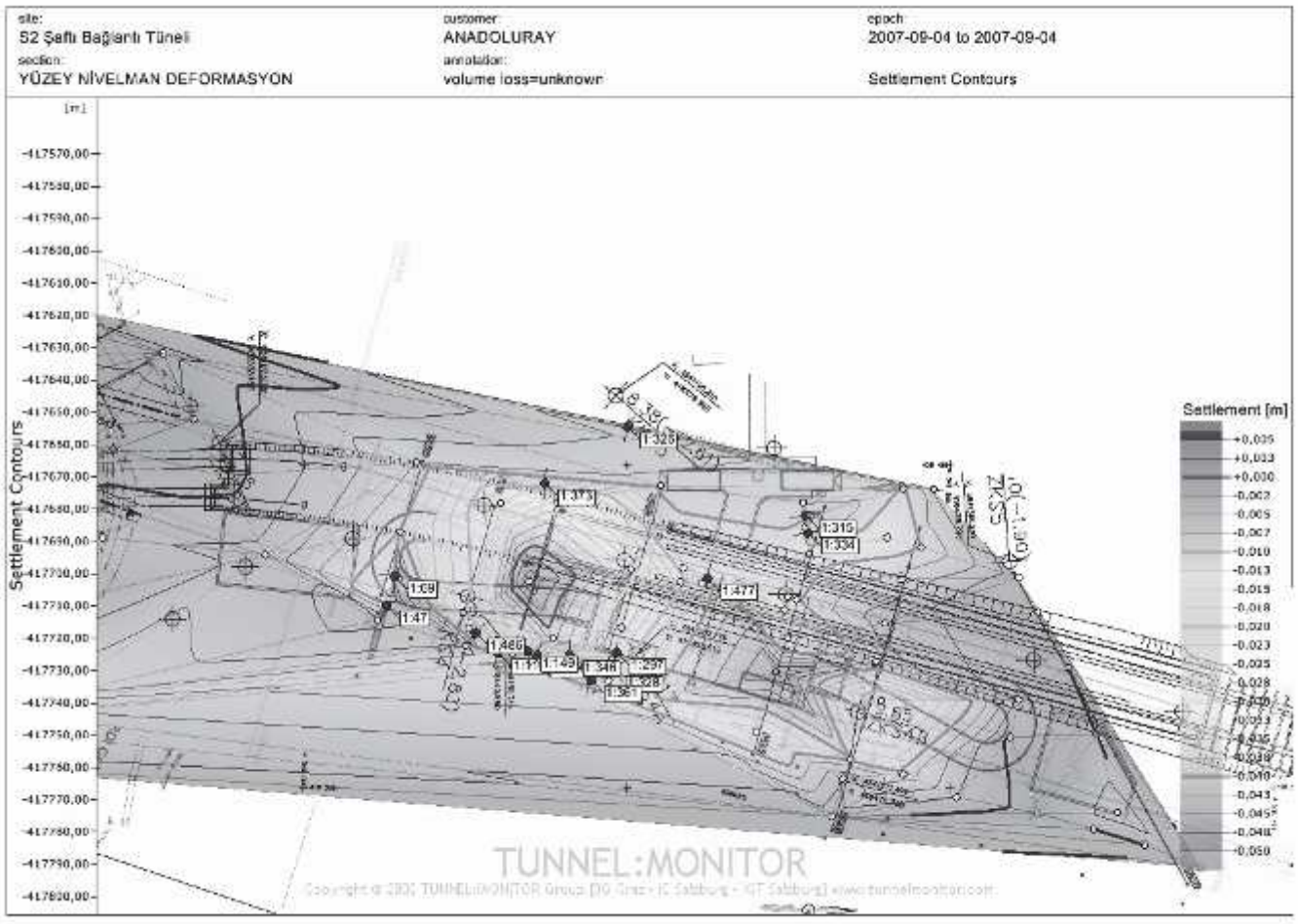
Şekil 12. Tünel içi en kesit deformasyon grafiği



Şekil 13. Yüzey oturma grafiği



Şekil 14. Yüzey oturma en kesit grafiği



Şekil 15. Yüzey oturma Kontur Grafiği

2.10 Veri Yönetimi

Deformasyonların belirlenmesi çalışmasına söz konusu olan tüm ölçme verileri ve işlenen sonuçlar arşivlenir ve indekslenir. Ihtiyaç duyulduğunda verilere kolayca ulaşılması ve verilerin tekrar düzenlenebilir olması veri yönetiminde bilgi sistemlerinin kullanılması ile mümkündür.

Deformasyon çalışmasında ölçmeyi yapan ve uygulayan kişilerin farklı olması, verilerin programa girildikten sonra tekrar ulaşılabilir olması gibi nedenlerle dosyalamada uygun isimlendirme kuralları kullanılmaktadır. Bu amaçla kullanılan dosya adlandırılması "Saft Adı – Aitlik - Tarih" şeklinde yapılmaktadır. Örneğin S2 İbrahimağa İstasyonunda 12/05/2006 tarihinde gerçekleştirilen bir yüzey deformasyon ölçme verisi, S2-YUZEY-060512 olarak ve aynı gün Hat-2'de yapılmış ölçme S2-H2-060512 olarak adlandırılacaktır. Bu adlandırma ham verinin sistematik olarak saklanabilmesine imkan sağlamaktadır. İhtiyaç duyulduğunda ilgili günün ölçme dosyasına bu şekilde ulaşılabilir.

Deformasyon belirlemesi çalışmasının yönetimi ve yürütmesi periyodik denetim prosedürünün önemli bir parçasıdır. Yapısal izleme farklı iş disiplinlerinden gelen uzmanlardan oluşmaktadır. Tüm katılımcılar tam değerlendirme süreci için tüm birimlerin gereklilikleri hakkında genel bir fikir sahibi olmalıdır.

3 SONUÇ VE DEĞERLENDİRMELER

Tünel çalışmalarında deformasyonların sürekli takibi gerekmektedir. Bunun için proje gereksinimlerine uygun ölçme yöntem ve donanımlarının seçilmesi gerekir. Her yer değiştirme deformasyon olarak yorumlanmamalıdır. Yer değiştirmenin ölçme standart sapması ile karşılaştırılması, söz konusu değişimin ölçme hatası olup olmadığını gösterir.

Ölçme verisinin ve işlenen sonuç verisinin organizasyonunda, depolanmasında ve tekrar erişilebilmesinde veri yönetimi araçları, genel yazılımlar, veritabanları ve şema yazılımları kullanılmalıdır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve akademik destekleri için bu projenin yapımını üstlenen Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat Ortak Girişimi (Anadoluray) İcra Kurulunun Sayın Üyelerine, Proje Müdürü İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya ve saha - ofis çalışmalarında emeği geçen değerli mesai arkadaşlarına teşekkür ederler. Ayrca; yazarlar, bu çalışmanın yayınlanmasına izin vermesi dolayısıyla, projenin işvereni İBB Ulaşım Daire Başkanlığı Raylı Sistemler Müdürlüğü'ne ve bu projede yeralan Sn. Mühendislerine teşekkürlerini sunarlar.

Bu çalışmada belirtilen tüm görüş ve ulaşılan çıkarımlar yazarlarına ait olup herhangi kurum ve kuruluşu bağlamaz.

KAYNAKLAR

Arıoğlu B., Yüksel A., Arıoğlu E., 2002, İstanbul Mevhibe Inönü tünelinde tasman (yüzey oturması) eğrisi dönüm noktasının belirlenmesi, *VI. Bölgesel aya Mekaniği Sempozyumu*, Selçuk Üviversitesi Maden Mühendisliği bölümü, Konya, s305-316

Leica Alet Kataloglar, www.leica-geosystems.com

Kalkan, Y., Alkan R. M., 2005. Mühendislik yapılarında deformasyon ölçmeleri, *2. Mühendislik l meleri Sempozyumu*, s.64-74

Tari, E., 2007, mühendislik ölçmeleri ders notları, www.atlas.cc.itu.edu.tr/~tari/muholc

US Army Corps of Engineer, 2002, Structural Deformations Surveying, *Engineer Manual*, Washington, DC

Kadıköy-Kartal Metro Projesi Kadıköy Meydanı Tarihi Yapıları Deformasyon Kontrol Çalışmaları

adıköy- artal Metro Pro ect Deformation Control orks on adıköy Square Historical Buildings

Suat Çetin, Önder Yeşilçimen, Ali Yüksel

apı Merkezi üksel Doğuş enigün Belen İnşaat Anadoluray rtak irişimi, Üsküdar-İSTANB

ÖZET: Günümüz Türkiyesinde metropol olarak adlandırılan İstanbul, Ankara ve İzmir gibi şehirlerimizde kent içi ulaşımının sağlıklı kurulabilmesi için tek çare olarak; kısaca metro olarak isimlendirilen, diğer (otobüs, deniz, banliyö) ulaşım yapıları ile bütünleştirilecek (entegrasyon), yeraltı ulaşım ağının kurulması görülmektedir.
Metro inşaatları şehiriçi ulaştırma yapıları sınıflandırmasına girdiğinden, yapım çalışmaları ile kaçınılamaz olarak etkileşim içerisinde bulunan mevcut yüzey yapılarının (çeşitli amaçlar için restore edilerek kullanılan veya olduğu gibi muhafaza edilen tarihi binaların, güncel; ticari ve yerleşim yapıları) deformasyonlarının kontrol altına alınması, insan hayatı başta olmak üzere diğer; parasal, hukuksal, sigorta açısından ve sosyal kriterlerle öne çıkan bir konudur. Bu bildiride halen yapımı devam eden metro tünellerinin etkisi altındaki, Kadıköy İstasyonu Bölgesinde bulunan Anıtlar Kurulu koruması altına alınmış Kadıköy Kaymakamlık Binası ve Defterdarlık binalarında deformasyon kontrol çalışmaları anlatılmaktadır.

ABSTRACT: Underground transportation systems are the only right solution to establish a sound mass transportation network within the cities called metropolises like İstanbul, Ankara and İzmir in current Turkey by establishment of a subway transportation network that is called "metro" which will become united (integration) with the other transportation structures (bus, naval, suburban train).
Since metro construction works are part of the in-city transportation constructionstructures classification, controlling the deformations and ensuring the safety and soundness of the existing buildings that are historical, recent commercial or residential are the concern of finance, jurisprudence, insurance and social matters and before all, human life. In this study the deformation control works of the "Kadıköy Kaymakamlık" (Kadikoy provincial head office) and "Defterdarlık" (Kadikoy provincial financial office) Buildings located in the Kadıköy Square which are under the influence of the metro tunnels for which the construction work is in progress presently and that are taken under the protection of "Turkish Monuments Committee" are presented.

1. GİRİŞ

Kadıköy - Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi projesi kapsamında güzergahın KM 0+207,925 - KM 0+387,925 aralığında yeralan Kadıköy İstasyonu yerleşim alanı üzerindeki halen Kadıköy Belediyesi Başkanlık Binası olarak kullanılan "Kadıköy Kaymakamlık Binası" ve "İstanbul Defterdarlığı Rıhtım Veraset ve Harçlar Vergi Dairesi" olarak kullanılan "tescilli eski eser" niteliğindeki binaların, peron ve bağlantı tünellerinin kazılarından kaynaklanması muhtemel deformasyonları kontrol altına almak için yapılan çalışmalar, bu bildirinin konusunu oluşturmaktadır.

Proje dahilindeki söz konusu tünel çalışmalarına başlanmadan önce, sunum içerisinde de anlatıldığı gibi her iki bina üzerinde yapılan çalışmaları kapsayan bir ''risk değerlendirme raporu'', proje dahilinde,

Nisan 2007 tarihinde yayınlanmıştır (Yeşilçimen ve arkadaşları). Bildiride yapılan bu çalışmalara yer verilirken, halen devam etmekte olan inşaat işlerinde yapılan deformasyon ölçümleri, gözlemler, tünel içerisinde yapılan deformasyonları azaltmak amacıyla yapılan iyileştirmeler anlatılmaktadır.

2. PROJE VE ÇALIŞMA ALANI

Kadıköy-Kartal Metrosu tünelleri, ikiz tünel şeklinde inşa edilmekte olup, lineer olarak 21,7 km uzunluğundadır. Güzergah üzerinde 16 adet istasyon yapısı mevcut olacaktır. Güzergah, Kadıköy Meydanı'nda -32,00 kotunda bulunan istasyon yapısı ve buna bağlı kuyruk tünelleri ile başlamakta, eski ve yoğun bir yapılaşmanın bulunduğu Yeldeğirmeni Semtinin altından ilerleyerek İbrahimağa İstasyonu'na ulaşmaktadır. Güzergah, İbrahimağa İstasyonu'nda, yapımı Kadıköy-Kartal projesi ile aynı anda yürüyen, Marmaray Projesi ile kesişmektedir. İbrahimağa İstasyonu her iki proje tamamlandığında bir aktarma istasyonu olarak işlev görecektir. Güzergah, Koşuyolu deresi ile E-5 Karayolunun kesiştiği noktadan itibaren, civarında yerleşim alanları, ticaret ve iş merkezlerinin bulunduğu E-5 karayolunun altında veya parelelindeki bir koridor içerisinde Kartal'da son bulmaktadır.

Sistemin ray üst kotu güzergah boyunca hemen hemen yüzey topoğrafyasını gözetecek eğimlere sahip olmakla beraber ortalama ~30 m derinlikte bulunmaktadır. İşletme açısından maksimum % 4 eğim kısıtlaması nedeniyle derinlik yer yer 50-60 m'lere ulaşan kısımları olduğu gibi, güzergahı dikine kesen dere geçişleri civarında örtü kalınlığının 8-10 m'ye kadar düştüğü kesimleri de sözkonusudur.

Meydanlar, köprülü kavşaklar, E-5 Karayolunun altında yeralması vb. kısıtlayıcı faktörler nedeniyle istasyonların peron yapıları derin tünel olarak planlanmıştır. Peronların bilet holü katı ile bağlantıları yatay ve eğimli yaya tünelleri ile sağlanmaktadır. Genel olarak, istasyon yapılarının yerleri köprülü kavşakların yakınında planlanmıştır. Böylelikle hatta dik yönde yolcu ulaşımı sağlayan diğer sistemler (otobüs, minibüs vb.) ile metro sisteminin bütünleşmesi amaçlanmıştır. İstasyonlara ait aç-kapa yapıları, E-5 karayolundaki trafik akışının aksatılmaması için karayolunun kenarında planlanmıştır. İstasyonun peron-larının bulunduğu yeraltı yapısı, yolcu yoğunluğuna bağlı olarak iki veya üç tüp tünel olarak tasarlanmış olup ~250 m uzunluğunda, kenar peronludur. Hat tünelleri, güncel yangın güvenliği standartlarına uygun olarak "çift tüp" (ikiz tünel) şeklinde tasarlanmıştır. Yine bu standartlara göre, hat tünelleri 200-250 m'de bir bulunan çapraz kaçış tünelleri ile birbirine bağlanacaktır. Hat tünellerinin eşdeğer çapı 7,79.m iken peron tünellerinin ki 9,70.m'dir.

Proje şartnamelerinde, tüneller ve aç-kapa yapılarında yapılacak olan gerekli izolasyon çalışmaları ile, yapılarda tam bir su geçirimsizliği istenmektedir.

Proje için Sn. Mustafa Erdik tarafından hazırlanan depremsellik raporu verileri kullanılmaktadır.

3. KADIKÖY İSTASYONU YAPILARI ve TARİHİ BİNALAR

3.1 Kadıköy İstasyonu

Kadıköy İstasyonu, Şekil 1'de verildiği gibi aç-kapa yöntemiyle inşa edilecek 2 ayrı giriş yapısı ile ulaşılan bilet holü katı, mekanik - idari hacimlerin yeraldığı arakatlar ve istasyon tünellerinin yeraldığı peron katı ile, bu kotlar arasında ulaşımı sağlayan merdiven tünellerinden oluşmaktadır.

Halen bir adet bağlantı tüneli gerçekleştirilmiş olup, peron tünellerinin inşaatı sürdürülmektedir.

3.2 İstasyon Yerleşim Alanında Yer Alan Tarihi Binalar

Halen Kadıköy Belediye Başkanlık Binası olarak kullanılan "Eski Kaymakamlık Binası" ve "İstanbul Defterdarlığı Rıhtım Veraset ve Harçlar Vergi Dairesi" olarak kullanılan tarihi özellikli binalar, hem tünel güzergahı üzerinde hem de Kadıköy İstasyonunun gelecekte inşa edilecek iki giriş yapısı arasındaki alanda yer

almakta ve bunların inşaatlarından etkilenecekleri öngörülmek-tedir.
Adı geçen her iki bina da 2 kat ve 1 bodrumdan oluşmaktadır. Belediye Başkanlığı ve Vergi Dairesi binalarının taban alanları, sırasıyla 518 ve 475m^2'dir.

Kadıköy Belediye Başkanlığı binası 1913-1914 yıllarında inşa edilmiş olup, bugüne değin çeşitli defalar restorasyon ve güçlendirme çalışmalarına uğramıştır. Dış kaplaması halen tuğla kaplamadır. Elimizde bulunan projesine göre son güçlendirme 1986 yılında yapılmıştır.

Bu güçlendirme çalışmasında bina iç ünitelerinin tamamen yıkılarak, bina içerisinde kolon-kiriş ve döşemelerden oluşan yeni bir betonarme taşıyıcı sistem kurulduğu ve döşemeler ile merdivenlerin bu taşıyıcı sistem üzerine oturtulduğu anlaşılmaktadır. Bu şekilde oluşturulan taşıyıcı sistemin yine bu çalışmalar sırasında oluşturulan sürekli temeller üzerine oturtulduğu, ancak bu temellerin donatılarının, döşeme plağından alınan karotlara dayanarak, döşeme plaklarına bağlanmadığı düşünülmektedir.

İstanbul Defterdarlığı Rıhtım Veraset ve Harçlar Vergi Dairesine ait binanın erken cumhuriyet döneminde yapıldığı öğrenilmiştir. Bu binaya ilişkin Anıtlar Kurulu'ndan herhangi bir proje edinilememiştir. Bina içerisinden yapılan gözlemlere göre bina betonarme taşıyıcılıdır. Ancak kolon ve kirişbetonlarının aşınmaya uğradığı, açığa çıkan donatısının ise korozyona maruz kaldığı belirlenmiştir. Bugün itibariyle bu bina, bina içi restorasyon çalışmaları kapsamında tamamen temizlenip sıvaları yenilenerek boyanmıştır

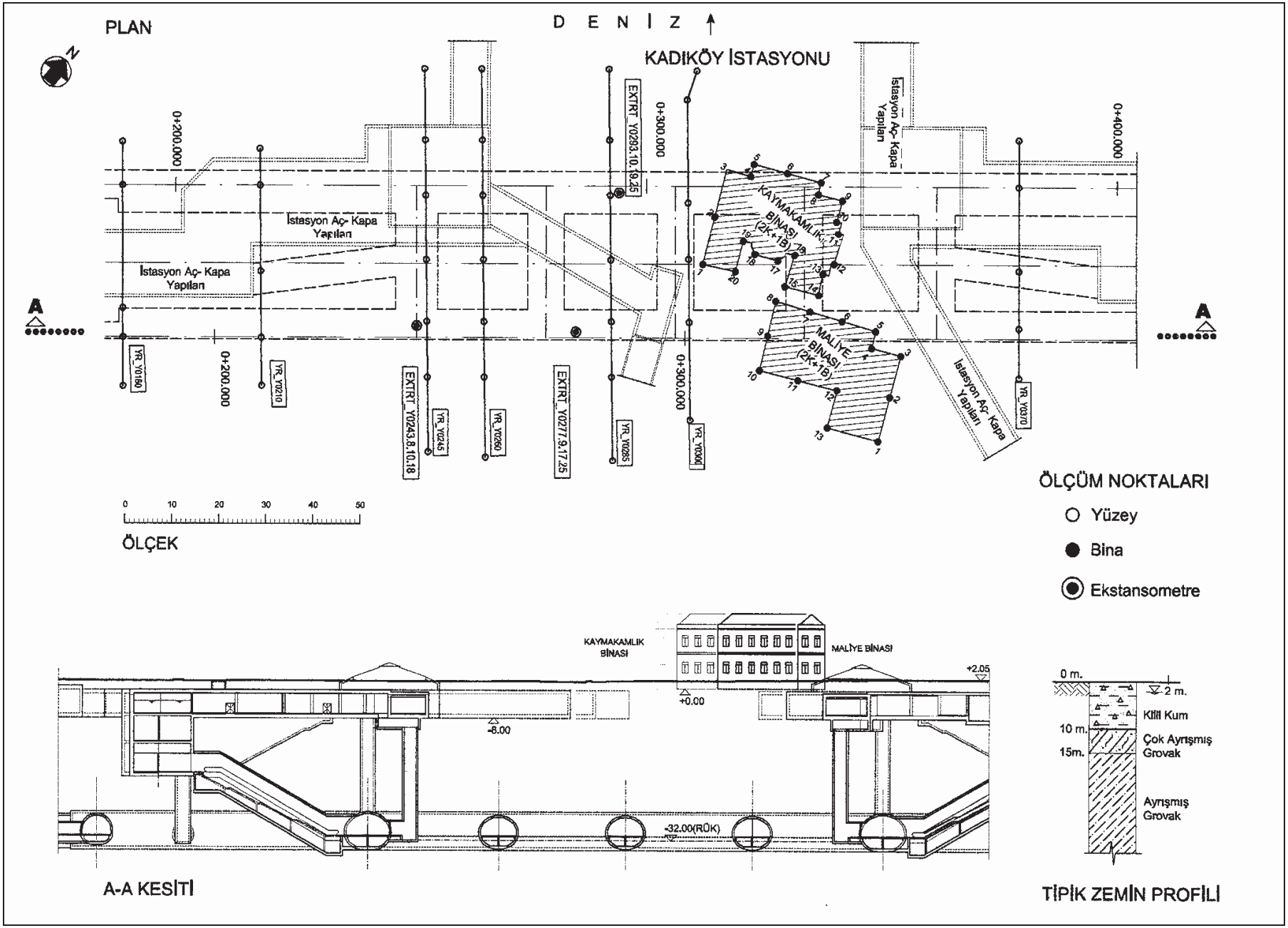
4. ZEMİN PROFİLİ VE GEOTEKNİK DEĞERLENDİRMELER

Söz konusu alana ait tipik bir zemin profili, söz konusu yapıların temel kotları ile birlikte Şekil 1'de verilmektedir. Kadıköy İstasyonu yerleşim alanını da içine alan km 0+000 – km 0+650 güzergah aralığında kaya profili, tarihi binalar altında 18m derinliğe kadar ulaşan bir çanak yapısı çizmektedir. Yapay dolgu tabakası ile kaya profili arasında siltli kabuklu kum ve kumlu killerden oluşan alüvyonel zeminler ile altında kumtaşı, silttaşı ve kiltaşı ardalanmasından oluşan ve kaya birimin ayrışma ürünü olan bloklu ve kumlu ara seviyeler yer almaktadır.

İncelenen kesimde kaya birimi, yeşilimsi gri renkli, ayrışmış zonlarında kahverengi, kumtaşı, silttaşı ve kiltaşı ardalanmalı "*Trakya Formasyonu* dur. Grovak olarak da tanımlanan ve kumtaşı-silttaşı-kiltaşı ardalanmasından oluşan Trakya Formasyonu, ayrışmadığı kesimlerde orta-sağlam kaya özelliği gösterir. Çoğunlukla birkaç eklem takımı içermekte olup eklem aralıkları değişkendir. Birimin şeyl seviyeleri aynı renklerde, ince taneli, ince-orta-kalın tabakalı, ayrışmamış kesimlerinde orta sağlam karakterdedir. Kumtaşları daha masif ve çatlaksız iken silttaşı ve kiltaşı seviyelerinde çok kırıklı ve parçalanmış bir yapı gözlenmektedir.

Şekil 1'den izlenebileceği gibi, mevcut zeminin yaklaşık olarak +2,0 kotunda olduğu bina yerleşim alanı altında, kaya birimi ile -15,0 kotlarında karşılaşılmıştır. Saha ölçüm çalışmalarında, her iki binanın da temel alt kotları yaklaşık ±0.0m olarak belirlenmiştir. İstasyonda ray üst kotunun -32,0 ve peron tünelleri kazı yüksekliğinin ray üst kotundan yaklaşık 6m olduğu dikkate alınırsa, bina temelleri ile tünel kazı üst kotu arasındaki örtü kalınlığının yaklaşık 26m olduğu görülmektedir. Bu örtü tabakasının ilk 10m'si yukarıda değinilen zemin karakterindeki kavkılı, kumlu, siltli ve killi birimlerden, altındaki 5mçok ayrışmış, kaya parçaları da içeren, rezidüel (ayrışma ürünü) sert killerden ve bu tabakanın altında da Trakya Formasyonu olarak tanımlanan kaya biriminden oluşmaktadır.

Kaya örtü kalınlığının göreceli olarak düşük olması (11m), Trakya Formasyonunun geoteknik raporlarda detaylı olarak incelenmiş olan dayanım ve deformasyon özellikleri, anakaya üzerindeki zemin cinsi ve kalınlığı, yüksek YASS ve proje alanının denize yakınlığı gibi koşullar gözönüne



Şekil 1 . Kadıköy İstasyonu Tarihi Binalar ve Ölçüm Noktaları

alındığında, istasyon bölgesinde yeralan tünel ve aç-kapa kazılarından kaynaklanacak deformasyonlardan etkilenebileceği düşünülen tarihi kamu binalarının, oluşması muhtemel deformasyonlar kapsamında incelenmesi gerektiği düşünülerek bu binalar üzerinde araştırma çalışmaları yapılmıştır.

5.TARİHİ BİNALAR ÜZERİNDE YAPILAN ETÜTLER

Kadıköy İstasyonu yerleşim alanında, platform tünelleri güzergahı üzerinde ve gelecekte yaya geçişleri için inşa edilmesi planlanan aç-kapa yapılarının kazı lokasyonları arasında yeralan ve "Kadıköy Belediye Başkanlığı" ve "İstanbul Defterdarlığı Rıhtım Veraset ve Harçlar Vergi Dairesi" olarak kullanılan tarihi binaların yapısal özellikleri ile temel ve zemin durumunun tünel kazılarından kaynaklanacak deformasyonlar açısından incelenmesi amacıyla 2006 Haziran - 2007 Nisan aylarında aşağıda özetlenen çalışmalar yürütülmüştür.

Bina temellerinin cinsi ve yapısal durumunu belirlemeye yönelik olarak araştırma kuyuları açılmış ve bina bodrum kat döşemelerinden karotlar alınmıştır.

5.1 Kadıköy Kaymakamlık Binası

2006 haziran ve temmuz ayları içinde Kaymakamlık Binasının batı kenarında, yer altı su seviyesi (deniz seviyesi) altında çalışılmak zorunda kalındığından ve temel altı zeminin kumlu olmasından ötürü; enjeksiyon uygulanarak açılan 1. araştırma çukurundan bina temeli gözlenmiş, dışarıdan temel kalınlığını belirlemek üzere gözlem yapılmış ve karot alınmıştır. Açılan bu ilk çukurda temelin kazıklı olup olmadığı konusunda net bir sonuç alınamamıştır.

Bunun üzerine temel cinsi ve boyutlarını belirlemek üzere ağustos ayı içinde Belediye Başkanlığı binasının kuzeybatı köşesinde YASS üzerinde iki ayrı araştırma çukuru açılarak çukur kenarlarından 45^o açı ile bina altına doğru toplam 8 adet araştırma delgisi yapılmıştır. 9m uzunluğunda ve Ø76mm çapındaki bu delgilerle zemin profili ve YASS belirlenmiş, ancak bu delgiler sırasında temel kazıklarına rastlanmamıştır.

2006 Eylül ayında Belediye Başkanlığı binasının bodrum kat kazan dairesinde 3 ayrı noktadan alınan karot örnekleri ile bina temelinin donatılı döşeme plağı olduğu belirlenmiştir.

Yapılan çalışmalar sonunda, temel altında killi gri kum tabakasının yeraldığı, temelin yaklaşık 53cm kalınlığında Ø12 çaplı donatı ile teşkil edilmiş olduğu ve YAS seviyesinin +0,15 kotunda bulunduğu tesbit edilmiştir. Bodrum kat döşeme kotu yaklaşık olarak +0,60 , temel alt kotu ise ±0,00' dir.

Tünel kazılarından kaynaklanacak deformasyonlar sırasında, binanın yığma yapı gibi davranacağı öngörülmektedir.

5.2 İstanbul Defterdarlığı Rıhtım Veraset ve Harçlar Vergi Dairesi

2006 Ağustos ayında, Kaymakamlık Binası ve Defterdarlık Binaları arasında 2. araştırma çukuru açılmış, temel özellikleri, zemin profili ve YASS gözlenmiş ancak defterdarlık binası temelinden, çalışma şartlarındaki zorluklar nedeniyle karot alınamamıştır.

Bunun üzerine, iç dekorasyon yenileme çalışmaları kapsamında iç sıva ve boya çalışmaları yapılmış olan Defterdarlık Binasının temel cinsi ve boyutlarını belirlemek üzere, Anıtlar Kurulu'nun izniyle girilebilen binadan,Mart 2007 ayında bina içinden 3 adet karot alınmıştır. Karotların tümü bodrum döşemesi üzerinden alınmış olup, döşeme plağının değişken kalınlıklarda olduğu tesbit edilmiştir.

İlk karot, binanın kuzey-batı cephesinden alınmıştır. Açıklıkların göreli olarak dar olduğu bu kesimde karot yüksekliği 12cm olarak belirlenmiştir. Herhangi bir donatıya rastlanmamıştır. Karot alımı sırasında şap betonunun altında gri renkli tabii bir kum olduğu ve herhangi bir döşeme yapısı olmadığı belirlenmiştir. Burada oluşturulan bir pompa çukuru ve drenaj sistemi ile giren suyun tahliyesi gerçekleştirilmektedir. 2. karot, binanın güney-batı cephesinden alınmıştır. Yine açıklıkların göreli olarak dar olduğu bu kesimde kazan dairesi bulunmaktadır. Karot yüksekliği toplam 53cm

olarak ölçülmüştür. İlginç olan husus, 3cm kalınlığındaki şap betonunun altında yaklaşık 10cm bir kum dolgu tabakası ile karşılaşılmasıdır. Şap betonu döşeme plağı üzerine oturmamaktadır. En alttaki döşeme plağının alt kısmında hemen hemen sıfır paspayı ile donatı tesbit edilmiştir. 3. karot, binanın kuzey-doğu cephesinden alınmıştır. Açıklığın en büyük olduğu bu kesimde, yaklaşık 55cm kalınlıkta döşeme plağı tesbit edilmiştir Döşemenin (şap betonu ve kaplama dahil) üstünden 6cm mesafede Ø16 olduğu tahmin edilen donatı belirlenmiştir (Karot alırken donatı ezildiğinden donatı çapı için tahminde bulunulmaktadır).

İlgili resmi kurumlara başvurulmasına rağmen binanın statik projesine ulaşılamadığından temel sistemini teyid etmek mümkün olmamıştır. Ancak elde edilen bulguların ışığı altında bina temelinin radye olmadığı, şerit temellere sahip olduğu düşünülmektedir. Bununla birlikte daha önceki incelemeler süresince binanın betonarme bir taşıyıcı sisteme sahip olduğu ancak, kolon ve kirişlerden oluşan taşıyıcı sistemin betonlarının aşındığı ve ortaya çıkan donatılarının yer yer korozyona uğradığı fotoğraflarla tesbit edilmiştir. Bu durumda döşeme plağı içinde bulunan donatıların da korozyona uğramış olabileceği söylenebilir. Bu gün itibari ile bina, restore edilmiş ve boyanmış durumdadır.

6. YAPISAL DEFORMASYON KRİTERLERİ

Literatürde yapı ve temel cinsine bağlı olarak yapısal hasarlara neden olabilecek farklı oturma ve açısal dönme değerleri sınırlandırılmıştır. Bu değerler yapı ve temellerinin tiplerine ve bu temellerin üzerine oturacağı zemin cinslerine göre değişmektedir. Genel olarak kum zeminler üzerinde izin verilen en büyük oturma sınırı 40-90mm ve yığma binalar için oturma sınır açısı 1/500 – 1/750 mertebelerindedir (Bowles, 1997;Tomlinson 2001). İncelenen yapılar için kritik toplam oturma sınırı 65mm ve açısal dönme değeri 1/750 olarak belirlenmiştir. Göreli olarak emniyetli seçilen bu değerler hem tarihi yapıların hem de can ve mal kaybına engel olacak şekilde erken müdahale ve bina içi gözlemlerin uygulamasına geçmek içindir. Bununla beraber, deprem kuşağı üzerinde bulunan ülkemizin yaşamış olduğu 17 Ağustos depremi sırasında bu yapılarda bir takım deformasyonlar, ki bu deformasyonların izleri sürekli restore edilen bu yapılarda muhtemelen sıva ve boya ile kapatılmıştır, ve bunlara bağlı olarak ilave yük-gerilmelerin oluşmasının yüksek olasılık taşımasıdır.

7. TASARIM-YAPIMDA ÖNLEMLER ÖLÇÜMLER ve İSTENMEYEN DURUM SENARYOSU

7.1 Tünel Tasarım ve Yapımında Alınan Önlemler

Kadıköy İstasyonu platform ve hat tünellerinin üzerinde yer alan tarihi binaların, mevcut zemin ve yerleşim koşulları altında, ekonomik kriterleri de dikkate alarak, muhtemel deformasyonlarını en aza indirmek için tasarım ve uygulama aşamasında aşağıda belirtilen önlemler uygulanmıştır.

- Kazı adımlarını kısaltmak,
- Ayna deformasyonlarını bulon, püskürtme beton ve gerektiğinde ön germeli bulon vs ile önlemek,
- Ayna ilerisinde gerçekleşecek deformasyonları ayna çivisi ve ayna püskürtme betonu uygulayarak önlemek,
- Tünel taban (invert) desteklemesini daha kısa zamanda efektif bir şekilde kapamak,
- İş kalitesinde çok dikkatli davranmak ve azami özeni göstermek (hemen püskürtme beton ile korunma, pskürtme beton arkasında boşlukların olmaması, bulonların aynanın hemen arkasında yerleştirilmesi, üstyarı kazısında iksa ayakları altında ahşap takoz kullanmak, sürenlerin gerektiğinde enjeksiyonlanması vs),
- Kazıyı en az titreşimle yapmak (roadheader),
- Tünellerin kesişim bölümlerinde tavan desteklemesini güçlendirmek (örneğin, daha uzun kaya bulonu yapmak),
- Ayna önüne doğru (8 - 12m'lik) araştırma delgileri yaparak farklı kaya koşullarının varlığını önceden tesbit etmek, bu tür

bölgelerin bulunması durumunda iyileştirme önlemleri almak,
- Parçalı kazı uygulanması
- Süren sayısını artırmak veya boru şemsiye (umbrella arch) uygulamasına geçmek.

Bilindiği üzere, her bir ilave önlem veya iyileştirici uygulama, yapım süresini geciktirici bir etken olmanın yanı sıra aynı zamanda da maliyet artırıcıdır... Bu yüzden, ancak, yapım sırasında ölçülen deformasyonların göreli olarak artması veya artan bir eğim izlemesi ve tünel aynaları üzerinde yapılan gözlemler sonucunda uygun olmayan zemin-kaya ortamının belirlenmesi sonucunda, uygulanacak olan önlemler ve/veya iyileştirme sistemine idare ve mühendisin onayı ile geçilebilmektedir.

7.2 Deformasyon Ölçümleri

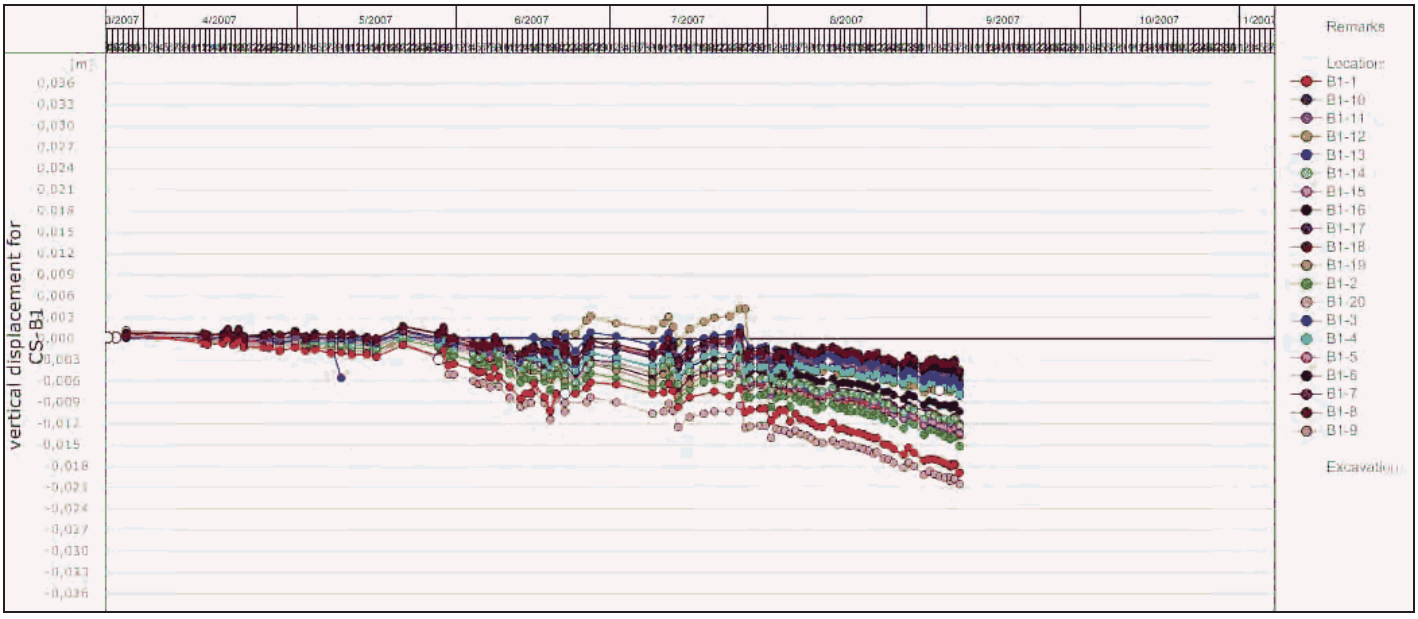
Gerektiğinde uygulamaya alınan önlem veya iyileştirici çalışmaların gerekçesine de referans teşkil etmek üzere, Şekil 1'de verilen plandan izlenebileceği gibi bu binalara yakın yerlerde iki adet, 3 kademeli ekstansometre ve her iki bina üzerinde ve civarında yüzey deformasyon ölçüm noktaları tesis edilmiştir.

Tünellerin yapımının ilerlemesi süresince sistematik olarak yürütülen bu ölçüm çalışmaları ile gerçekleşen oturma değerleri ve tünel üzerindeki zemin deformasyonları sürekli belirlenmektedir. Bugün itibariyle elde edilen ölçüm sonuçları Şekil 2' ve Şekil 3'te verilmektedir.

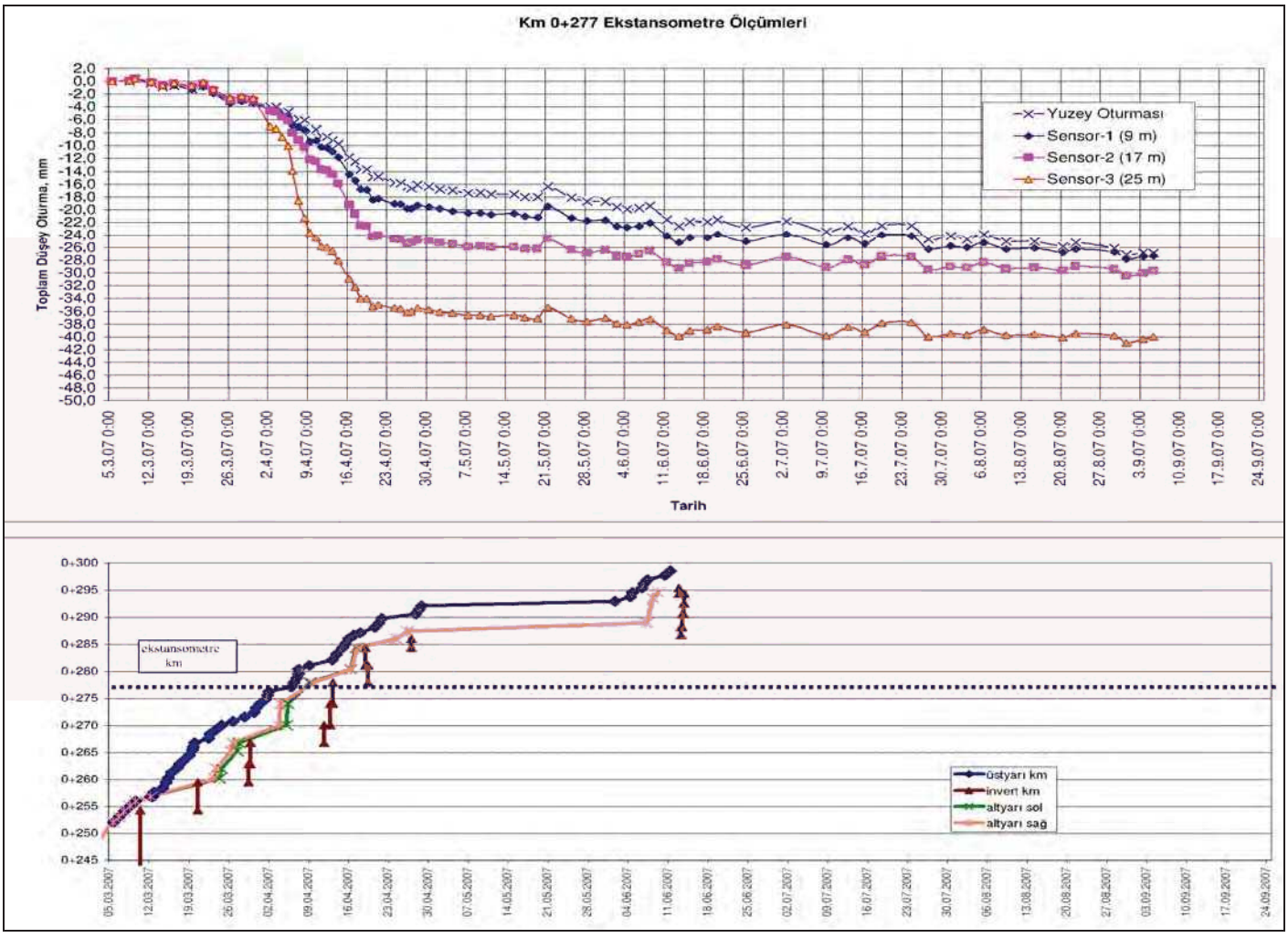
Bina üzerindeki ölçüm noktaları öncelikle dış cephe kolonları üzerinde teşkil edilmişlerdir. Ölçümler prezisyonlu nivelmanla, invar (ısıdan etkilenmeyen) mira ile yapılmaktadır. Bu yöntemde hata oranı 0,5mm/1km dir. Ölçüm dataları, deformasyon ve oturma konturu grafiklerinin oluşturulmasında kullanılan ''Tunnel-Monitor'' IGT, Avusturya programının data giriş formatına dönüştürülerek grafik datasına dönüştürülmektedir.

7.3 İstenmeyen Durum Senaryosu

Önceki bölümde verilen şekillerden görülebileceği gibi deformasyon ölçümleri periyodik olarak yapılmaktadır. Tünel kazı ve destek sisteminde alınacak ek önlemlerin ve yapılan iyileştirme çalışmalarının, binalardaki oturma ve deplasmanlar açısından yetersiz kaldığı görüldüğü takdirde, aşağıda verilen sıralama şeklinden bağımsız ve gereğinde aynı zamanda uygulamaya sokulacak şekilde,
- Tünel ve aç-kapa yapılarında sonraki aşamalarda daha rijit iksa sistemine geçilmesi,
- Bina altlarında kimyasal iyileştime yöntemleri de dahil olmak üzere İdare ve Mühendisle birlikte kararlaştırılan zemin iyileştirme veya temel güçlendirme yollarına gidilmesi,
- Bölüm 5'te verilen yapısal deformasyon kriterleri dikkate alınarak, söz konusu binalarda bu kriterlere yaklaşılması durumunda oturmaların ve deformasyonların gelişimi ile yapısal davranış ilişkisinin sürekli olarak gözlemlenmesi, çatlak kontrolü yapılması ve binalarda detaylı yapısal incelemelerin başlatılması için gerekirse binaların boşaltılması şeklinde bir yol izlenecektir.



Şekil 2. Kaymakamlık Binası Üzerine Kurulan Noktalarda Oturma Kayıtları



Şekil 3. Km 0+277 Extensometre Ölçümleri - Tünel Kazısı

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın yapılmasında gösterdikleri yakın ilgi ve akademik destekleri için bu projenin yapımını üstlenen Yapı Merkezi – Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat Ortak Girişimi (Anadoluray) İcra Kurulunun Sayın Üyelerine, Proje Müdürü İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya ve çalışmalarda emeği geçen değerli mesai arkadaşlarına teşekkür ederler. Ayrca; yazarlar, bu çalışmanın yayınlanmasına izin vermesi dolayısıyla, projenin işvereni İBB Ulaşım Daire Başkanlığı Raylı Sistemler Müdürlüğü'ne ve bu projede yeralan Sn. Mühendislerine teşekkürlerini sunarlar.

Bu çalışmada belirtilen tüm görüş ve ulaşılan çıkarımlar yazarlarına ait olup herhangi kurum ve kuruluşu bağlamaz.

KAYNAKLAR

Bowles, J. ,E., 1997, Foundation Analyses and Design, Mc Graw Hill, 5. Edition, New York, s.1175

Tomlinson, M., J., 2001, Foundation Design and Construction, Prentice Hall, 7. Edition, Essex, s.569

Yeşilçimen, Ö., Yüksel, A., Balıklı, P., Prof. Dr. Özaydın, K., Nisan 2007, Kadıköy İstasyonu Kadıköy Belediye Başkanlığı ve İstanbul Defterdarlığı Rıhtım Veraset-Harçlar Vergi Dairesi Binaları Deformasyon Risk Değerlendirme Raporu.

Yüksel, A., Yeşilçimen, Ö., Sözak, N., Gülle, G., Hadiye. Y., Haziran 2006, Güzergah GeoteknikProfili Km 0+000-Km 0+650.

Yüksel, A, Sözak, N., Gülle, G., 2005, Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Mühendislik Jeolojisi Raporu, *apor No - E-T - N- , apı Merkezi üksel Doğuş enigün İnşaat rtak irişimi,* İstanbul.

Tünel apı ve rtü alınlığının üzey turmalarına Etkisinin Fiziksel Modelde ölge Analizleri ardımıyla İncelenmesi

Surface Settlement Concept in Tunnels – Observations on Simple Physical Analogous Models

Mehmet Dinçer Köksal
Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, eofizik Mühendisliği Bölümü, Adapazarı

ABSTRACT Preliminary simple physical tunnel models were designed to simulate surface settlement patterns under various conditions. Effects of tunnel diameter and overburden thickness were studied. Material properties were kept constant; silty loose sand was used. Method of excavation was a manual push pull (jacking) type of pvc pipes which no support or lining was done. Occurred settlements after pulling the pipes were investigated. All stages were recorded and the patterns of the shadows of simply arranged ropes above the surface (top of the apparatus) were used for analyzing purposes. The cross sectional area settled in each stage of experiment were clearly observed and analyzed by counting the drawn grids which were overlapped onto the photographs taken. A total of nine groups of experiments were performed. The basic relationships such as the overburden thickness / tunnel diameter versus maximum settlement were demonstrated with almost perfect confidence (R^2: 0.99).

ÖZET Yüzey oturması sorunu, özellikle yerleşim bölgelerinde gerçekleştirilen yeraltı mühendislik açıklıklarında öne çıkmakta, tünel ve metro ekseninin üzerindeki yapılarda istenmeyen sonuçlar doğurmaktadır. Bu problemin başlıca nedenleri malzeme özellikleri, sistem boyutları ve gerçekleştirilen mühendislik yapısının teknik / yöntem özellikleridir. Bu çalışmada tünel çapı ve üzerinde bulunan örtü kalınlığı, basit bir düzenek yardımıyla fiziksel olarak modellenmeye çalışılmış ve farklı koşullarda yüzeyde oluşan oturmalar, fotoğraf olarak kaydedilmiş, daha sonra bir yazılım aracılığıyla bu görüntüler çözümlenmiştir. Malzeme özellikleri denemeler boyunca sabit tutulmuş olup, gevşek ince kum kullanılmıştır. Kazı yöntemi olarak itme – çekme (jacking) türü bir teknik kullanılmış ve ilerlemeler, 75 ve 110 mm çaplı PVC borularla el ile itme yöntemiyle gerçekleştirilmiştir. Herhangi bir destekleme ya da kaplama yapılmamıştır. Tüm itme-çekme aşamaları kaydedilmiş ve aşamalar arasındaki görsel farklılıklar, düzeneğin üzerine yatay olarak 5 cm'de bir ve tünel eksenine dik olarak yerleştirilen iplerin, tek ışık kaynağı altında yüzeye düşen gölgelerinin analizi yardımıyla yapılmıştır. Farklı görüntüler, bilgisayarda üst üste bindirilip sayısallaştırıldıktan sonra farklardaki alanlar, yükseklik ve genişlik farkları uygun kareleme ve bunların sayılması yoluyla çözümlenmiş, farklı aşamalar, birbiri arasında ilişkilendirilmiştir. Toplam dokuz adet deneme gerçekleştirilmiş olup, örtü kalınlığı / tünel çapı ve meydana gelen yüzey oturmaları 99% anlamlılık düzeyinde saptanmıştır.

1 INTRODUCTION

Underground openings affect the opening itself and the surrounding media. The degree and characteristics of these effects are investigated by various techniques in the field during construction of the underground structure. As known, both the underground and surface deformations may lead to big failures if precautions are not taken and/or foreseen during the design stages.

Tunneling can be defined as the profession of excavation underground without waking up the mountain. Four basic parameters affecting a successful tunneling operation may be given as:

- Dimensions of the (opening) tunnel
- Method of excavation (process)
- Material characteristics
- Overburden thickness (material above the opening)

In this study, various surface settlement patterns observed in the field during construction were simply repeated by a physical model in a controllable manner to demonstrate the basic relationships among the above mentioned four parameters. Franzius and Potts have dealt with 3D FE analysis emphasizing on the mesh geometry, tunnel-soil-building interaction, vertical boundaries and the length of incremental tunnel excavation (Franzius, 2005). Roa (2002) studied ground subsidence at shallow tunnel media in dense sandy gravel by FE and found that the results obtained were strictly dependent on the adequacy of the model applied. The hyperbolic parameters of the disturbed soils were determined by fitting the calculated subsidence to the observed results (Roa, 2002). 3D model tests of tunnel excavation and the corresponding numerical analyses were carried out by Shahin et al. (2004a) to investigate the influence of tunnel excavation on surface settlement and earth pressure surrounding a tunnel. They introduced a pulling out tunnel apparatus. Surface settlements were measured at the transverse cross-section of the ground. The effects of 3D excavation on surface settlements and earth pressures were discussed (Shahin et al., 2004a). They also have demonstrated that the building loads control surface settlements such that the maximum surface settlement does not always occur above the centerline of the tunnel, but at the position of the existing building (Shahin et al., 2004b). Wang et al. (2003), studied ground settlement induced by the interaction of twin parallel tunnels in soft clay. They have shown that as the tunnel gets shallower, the interaction is stronger (Wang et al., 2003). Sharma and Bolton (1995) have introduced a new technique for simulation of collapse of a tunnel in a drum centrifuge. The advancement of a tunnel boring machine in the ground has been modelled by Broere and Brinkgreve (2002) using a phased excavation scheme, including the slurry support at the shield face, the conicity of the shield and the grouting at the shield tail. A comparison was made with field measurements obtained at the Second Heinenoord Tunnel. Also, calculations were made including a row of houses, founded on piles, to show the deformations caused by tunnel construction (Broere, 2002). Sugiyama et al. (1999) focused on the observations of ground movements during tunnel construction by slurry method. Ground surface movements, particularly the transverse and longitudinal settlement profiles and volume losses during shield tunnel construction in relation to the ground conditions were investigated (Sugiyama et al., 1999). Kovari (1979), in his intensive lecture on decision making, have concentrated on the philosophy and core values of field measurement in underground openings including surface settlements. Zangerl et al. (2003) focused on the subsidence in Gotthard pass in crystalline mass and they have concluded that large scale consolidation resulting from tunnel drainage and pore pressure changes in the rock mass are believed to be the contributing mechanism.

2 MATERIAL AND MET OD

2 1 M

All experiments were done by loose silty sand. The moisture content of the sand was kept constant during the trials (5%). After each experiment, the sand was mixed again and leveled prior to the tunnel advance. Material was freely poured from 10 cm above the top and no compaction performed.

2 2 A

A hand made wooden box (Fig. 1) was used. Top and front side was opened. Dimensions of the box were 60x60x60 cm.

Figure 1. Apparatus used in the experiments. Tunnel (pvc pipe) of 75 mm diameter and overburden thickness of 3.5 D. Light source (upper right corner) used to observe rope shadow in detail.

In order to observe and analyze the settlement stages, patterns and rates, it was thought that shadow lines (Fig. 2) could be used. For that reason, 9 lines of rope (3 mm thick) were laid horizontally (perpendicular to the tunnel axis) and fixed with nail at the upper part of the box (Fig. 2). For proper shadow occurrence, “one” light source was used which was coming from the middle top of the apparatus above the ropes (Fig. 1). To simulate tunnel and excavation process, pvc type pipes were used in two different diameters with 75 and 110 mm (Fig. 1) providing at least 6D (D=tunnel diameter) distance at the surface. No mechanical jacking or similar method was used for the advancing of the pipe; it was done manually with careful constant rate of pushing.

Figure 2. A closer look from front. Settlement occurred. The shadows of the above horizontal ropes which are set every 5 cm (total 8) are clearly visible on the sand. First shadow closest to us is section A, the last shadow section is I.

2 3 M

Ropes (Fig. 2) were nailed at the upper parallel sides of the box, and kept still during nine experiments. Sand was poured to the empty box freely and then leveled. The vertical distance between the ropes and the surface of the sand was 10 cm. Shadows were clearly visible (Fig. 2) when the light was turned on. First, photography was taken for zero reading. Then, according to the experiment plan, three different tunnel diameters and different overburden thicknesses were tried. Surface settlement could be considered as a serious concern for underground projects especially in cities (builded area). Overburden thickness (H) generally does not exceed 5D. The model used in this study is based on this assumption. The codes and definition of the trial stages were as follows:

- Experiment 1; D1H1: Tunnel diameter: 75 mm, overburden thickness: 90 mm, H/D: 1.2
- Experiment 2; D1H2: Tunnel diameter: 75 mm, overburden thickness: 150 mm, H/D: 2

- Experiment 3; D1H3 Tunnel diameter: 75 mm, overburden thickness: 203 mm, H/D: 2.7
- Experiment 4; D1H4 Tunnel diameter: 75 mm, overburden thickness: 263 mm, H/D: 3.5

A second stage experiment was performed by using a bigger diameter which:

- Experiment 5; D2H1: Tunnel diameter: 110 mm, overburden thickness: 231 mm, H/D: 2.1
- Experiment 6; D2H2: Tunnel diameter: 110 mm, overburden thickness: 154 mm, H/D: 1.4
- Experiment 7; D2H3: Tunnel diameter: 110 mm, overburden thickness: 66 mm, H/D: 0.6

Finally both tunnels (75 and 110 m) were driven at the same time together which were set horizontally with 10 cm distance in between simulating a twin type:

- Exp. 8; D3H1: Tunnel diameter: 75+110 mm, overburden thick.: 333 mm, H/D: 1.8
- Exp. 9; D3H2: Tunnel diameter: 75+110 mm, overburden thickness: 185mm, H/D: 1

For each experiment, the pipes were driven and pulled back at 5 cm intervals. Rope shadows were captured by tripod attached digital camera. Only the last stage (where the pipes were pushed to the maximum length) are introduced in this paper because of volumetric limitations. An example of the photograph of the last stage where the pipe was fully pulled back is shown in Figure 2.

During the trials, first section closest to us was called “section A” and the last section was called “section I”. The shadow of the ropes gave different settlement lines (Gaussian). The zero photograph (prior to tunnel advance) and the one after pipe was pulled back (Fig. 2) were overlapped and the shadow lines were digitized by a simple graphics software (Fig. 3). With an appropriate accuracy, points done by mouse clicking and the contour driven was closed.

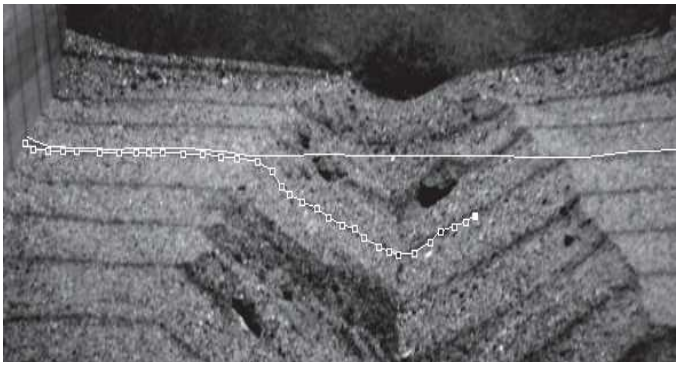


Figure 3. Digitizing the shadow lines by mouse. Two figures (prior to settlement and after settlement) are overlaid.

For each experiment, nine sections (A to I) have been processed like this and cropped to a minimum. The patterns represent a Gaussian form. Thus, a total of nine experiments times nine shadow sections which were 81 photographs have been prepared for analysis. The inner area (inside the drawn contour) was then filled with a gridded pattern (Fig. 4). Each of these small squares (grids) shall be named as “unit” in the following pages and Tables.

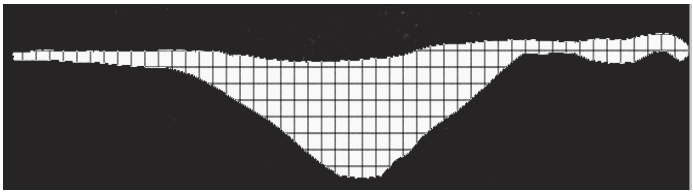


Figure 4. An example of completed raw shadow section. The digitized area of settlement is filled with a grid pattern which is constant in grid size for all experiments (1-9) and sections (A-I).

The number of grids (units, squares) gives the settled area (Fig. 5). This was done by simply counting the squares (grids, units). Maximum settlement depth at surface (S_{max}) is the dashed line which is done simply by counting unit squares. The white arrow shows the settlement width (~5*i*) at surface. Maximum settlement angle (trough, inflection) is also shown and both measured, and then divided by two.

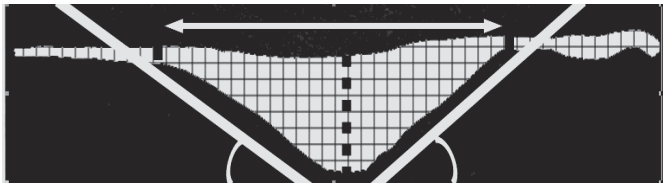


Figure 5. An example of calculation method: Area (number of grids, units, squares), maximum settlement (dashed line), maximum settlement angle and the maximum settlement width. No distortion done in none of the 81 sections.

3 RESULTS

After completing the experiments, the data gathered were tabulated in Tables 1, 2, 3 and 4. Table 1 shows the first four experiments which related to tunnel diameter of 75 mm. Table 2 is for tunnel diameter of 110 m. Table 3 shows the results of twin tunnels with 75 mm distance in between.. All are summarized in Table 4.

3 1 E T D

The compiled photographs of four tests are given in Figure 6. Four groups which from clockwise are D1H1, D1H2, D1H3 and D1H4 were presented.

It is observed that, well defined settlement patterns occurred in the first four or five sections (A to E). Two possible reasons of not having enough settlement on the further cross sections can be that the back of the box was closed around those sections, and that the pipe was not pushed enough to reach the end of the box. Also the front end of the apparatus was opened, so that an easier settlement occurred probably with some sand flowing towards the operator. It is clearly seen from Figure 6 that as the overburden thickness increases from H1 to H4, the settlement pattern changes and all the related settlement value (height, area) decreases significantly. Settlement measurements related to 75 mm diameter tunnel are given in Table 1.

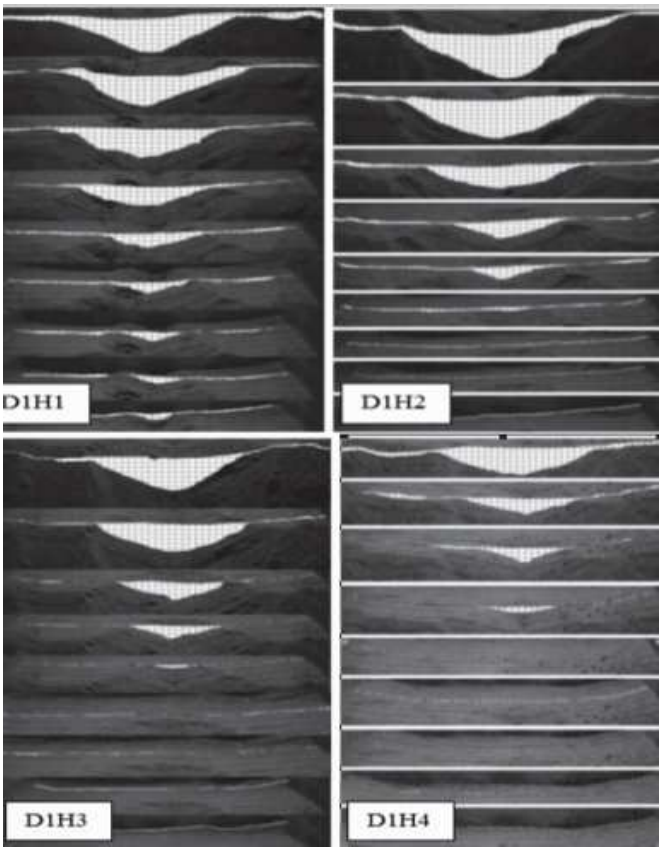


Figure 6. Shadow cross sections illustrating the surface settlements in four groups for 75 mm tunnel diameter (D1). Overburden thicknesses from left to right are H1: 1.2, H2: 2, H3: 2.7, H4: 3.5. Each of the four groups has nine cross sections. A is at the top, I is at the bottom. A is closest to us.

3 2 E 11 T D

110 mm diameter pipe was used as a second stage of experiment (Fig. 7). Three trials were done with the overburden thickness' of 2.1D, 1.4D and 0.6D.

When the shadow sections for experiments 5, 6 and 7 were compiled and put together as mentioned in Section 2.3, it was seen that the overburden thickness has an effect on the settlement width at the surface. Also towards shallow depths, further sections (F, G, H, I) have received more settlement (Fig. 8).

Table 1. Data gathered from the first four experiments (1, 2, 3, 4); tunnel diameter is 75 mm, overburden thickness' are 1.2D, 2D, 2.7D and 3.5D.

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Cross section	Settled area	Mean maximum angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(no)	(unit²)	(deg °)	(unit)	(unit)
75	90	1.2	A	125.2	32	27	7.1
75	90	1.2	B	94	33	28	6.1
75	90	1.2	C	85.9	33	24	6
75	90	1.2	D	52.6	21	19	4
75	90	1.2	E	30.4	25	13	2.8
75	90	1.2	F	14.2	23	11	2.1
75	90	1.2	G	11.7	19	10	2
75	90	1.2	H	8	19	8	1.3
75	90	1.2	I	7.7	16	6	1.3
Total				429.7	221	146	32.7
Mean				47.7	24.6	16.2	3.6
E 2 D1, 2, A I							
D , 2D, S A,B,C,D,E, ,G, ,I							
75	150	2	A	157	45	24	9
75	150	2	B	161.6	39	29	8.1
75	150	2	C	81.8	26	22	4.5
75	150	2	D	38.5	25	16	3.5
75	150	2	E	21.4	17	9	2.4
75	150	2	F	8.2	8	4	0.7
75	150	2	G	4.1	0	0	0.1
75	150	2	H	4.1	0	0	0.1
75	150	2	I	4.1	0	0	0.1
Total				480.8	160	104	28.5
Mean				53.4	17.8	11.6	3.2
E 3 D1, 3, A I							
D , 2 D, S A,B,C,D,E, ,G, ,I							
75	203	2.7	A	94.5	39	22	7
75	203	2.7	B	88.9	31	23	5.7
75	203	2.7	C	29.5	20	16	3.7
75	203	2.7	D	20.1	19	14	2.8
75	203	2.7	E	3.2	5	6	0.9
75	203	2.7	F	1	0	0	0.1
75	203	2.7	G	1	0	0	0.1
75	203	2.7	H	1	0	0	0.1
75	203	2.7	I	1	0	0	0.1
Total				240.2	114	81	20.5
Mean				26.7	12.7	9.0	2.3
E D1, , A I							
D , 3 D, S A,B,C,D,E, ,G, ,I							
75	263	3.5	A	111.4	36	25	6.1
75	263	3.5	B	41.6	30	17	3.7
75	263	3.5	C	22.4	30	13	3.1
75	263	3.5	D	6	7	10	1.2
75	263	3.5	E	1	0	0	0.1
75	263	3.5	F	1	0	0	0.1
75	263	3.5	G	1	0	0	0.1
75	263	3.5	H	1	0	0	0.1
75	263	3.5	I	1	0	0	0.1
Total				186.4	103	65	14.6
Mean				20.7	11.4	7.2	1.6

Figure 7. 110 mm diameter (D2) tunnel before driven. Overburden thickness is 154 mm.

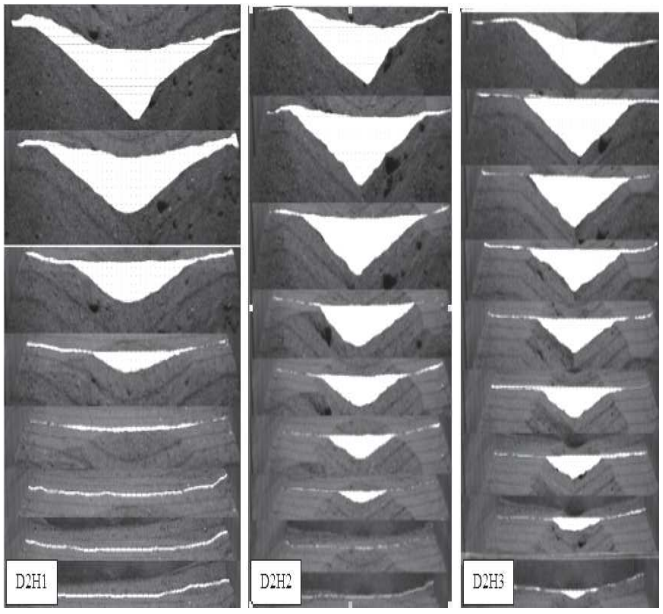


Figure 8. Shadow cross sections illustrating the surface settlements in three groups which all are for 110 mm tunnel. Overburden thicknesses from left to right are H1: 2.1D, H2: 1.4D and H3: 0.6D. Each of the three groups has nine cross sections. A is at the top, I is at the bottom. A is closest to us.

Compiled data related to 110 mm tunnel were given in Table 2. It can be seen from Figure 8 and Table 2 that further sections were not affected as much as closer sections (A, B, C..) especially in deeper overburden thickness'.

Table 2. Data gathered from the second three experiments (5, 6, 7); tunnel diameter is 110 mm, overburden thickness' are 2.1D, 1.4D, and 0.6D.

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Cross section	Settled area	Mean max. angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(no)	(unit²)	(deg °)	(unit)	(unit)
110	231	2.1	D	28.8	11	17	2.3
110	231	2.1	E	5.2	2	16	0.6
110	231	2.1	F	3.6	0	0	0.2
110	231	2.1	G	3.6	0	0	0.1
110	231	2.1	H	3.6	0	0	0.1
110	231	2.1	I	3.6	0	0	0.1
Total				410.4	104	129	23
Mean				45.6	11.6	14.3	2.6
E			**D2, 2, A I**				
D 11 , 1 D, S			**A,B,C,D,E, ,G, ,I**				
110	154	1.4	A	116.9	41	28	7.7
110	154	1.4	B	150	39	32	9.2
110	154	1.4	C	114.6	36	29	7.5
110	154	1.4	D	76.5	31	23	5.7
110	154	1.4	E	46.2	27	18	5
110	154	1.4	F	22.9	19	16	3.2
110	154	1.4	G	16.8	7	12	1.3
110	154	1.4	H	2	2	2	0.2
110	154	1.4	I	2	0	0	0.1
Total				547.9	202	160	39.9
Mean				60.9	22.4	17.8	4.4
E			**D2, 3, A I**				
D 11 , D, S			**A,B,C,D,E, ,G, ,I**				
110	66	0.6	A	82.3	37	27	6
110	66	0.6	B	114.3	40	25	8
110	66	0.6	C	88.7	36	25	7.1
110	66	0.6	D	71.7	33	23	6
110	66	0.6	E	46.5	28	20	4.4
110	66	0.6	F	43.6	26	16	4.1
110	66	0.6	G	27	18	14	3.2
110	66	0.6	H	17.7	8	12	1.9
110	66	0.6	I	6.2	5	7	1.2
Total				498	231	169	41.9
Mean				55.3	25.7	18.8	4.7

3 3 E 11 T D

Final trials were done by using both pipes with diameters 75mm and 110 mm together (185 mm) (Fig. 9). Both pipes were driven horizontally at the same time with same speed manually. Both have been pulled back at the same time, as well.

When the shadow sections for experiments 8 and 9 were compiled and illustrated together as mentioned in Section 2.3, it is seen that towards shallow depths (overburden thickness'), further sections (F, G, H, I) have received more settlement (Fig. 10). Compiled data is given in Table 3. The presence of asymmetry of the area and the settlement angle values are because of the different diameter tunnels (110 mm on the left + 75 mm on the right).

Figure 9. 110 mm and 75 mm diameter tunnels before driven.

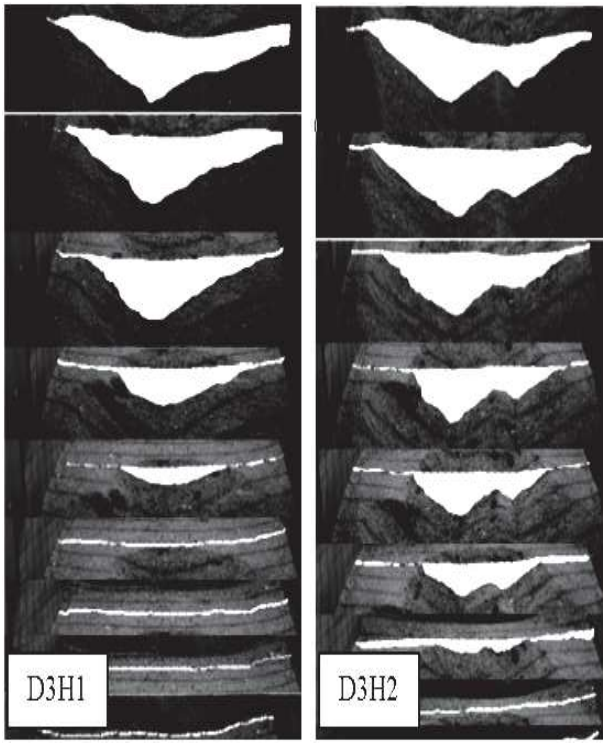


Figure 10. Shadow cross sections illustrating the surface settlements in two groups which all are for 75+110mm tunnels. Overburden thicknesses from left to right are H1: 1.8D, H2: 1D. Both groups have nine cross sections. A is at the top, I is at the bottom. A is closest to us.

Table 3. Data gathered from the third two experiments (8 and 9); tunnel diameter is 75+110 mm, overburden thicknesses are 1.8D and 1D.

E D3, 1, A I
D 11 , 1 D, S A,B,C,D,E, ,G, ,I

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Cross section	Settled area	Mean max. angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(no)	(unit²)	(deg °)	(unit	(unit)
185	333	1.8	E	14.3	8	14	1.7
185	333	1.8	F	3.3	0	0	0.1
185	333	1.8	G	3.3	0	0	0.1
185	333	1.8	H	3.3	0	0	0.1
185	333	1.8	I	3.3	0	0	0.1
Total				399.4	122	127	25.1
Mean				44.4	13.6	14.1	2.8
E			**D3, 2, A I**				
D	**11**	**,**	**1D, S**	**A,B,C,D,E,**	**,G,**	**,I**	
185	185	1	A	136.5	35	36	7.2
185	185	1	B	128.1	34	33	7.1
185	185	1	C	89.1	39	28	6.1
185	185	1	D	58.9	37	21	5
185	185	1	E	40.2	30	18	3.8
185	185	1	F	27	21	15	2.6
185	185	1	G	13.4	9	11	1
185	185	1	H	4.2	0	0	0.1
185	185	1	I	4.2	0	0	0.1
Total				501.6	205	162	33
Mean				55.7	22.8	18.0	3.7

It was observed that the deeper twin tunnels have made a more symmetric settlement pattern than the shallow one (1D). Settlements caused by two different diameters were almost mirrored at the surface at the shallow trial. The further shadow cross sections received some settlement at the shallow experiment which can be seen from Table 3.

Since it would be beneficial to make a summarized table of all three types of experiments with three different diameters, Table 4 was introduced.

The relationship between maximum settlement depth at surface and H / D is shown in Figure 11 left. This is for 75 mm tunnel and a perfect fit (R^2: 0.9977) can be seen. Settled area decreases as the overburden thickness increases (on the right).

Mean maximum settlement angle and the overburden thickness also has a direct relationship which a 0.77 of R^2 was achieved (Fig. 12left). The settled width section at surface and the H / D has a higher indirect relation (R^2: 0.9189) (Fig. 12right).

Table 4. Average of data gathered from nine experiments

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Settled area	Mean max. angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(unit²)	(deg °)	(unit	(unit)
75	90	1.2	429.7	24.6	146	32.7
75	150	2.0	480.8	17.8	104	28.5
75	203	2.7	240.2	12.7	81	20.5
75	263	3.5	186.4	11.4	65	14.6
110	231	2.1	410.4	11.6	129	23
110	154	1.4	547.9	22.4	160	39.9
110	66	0.6	498	25.7	169	41.9
185	333	1.8	399.4	13.6	127	25.1
185	185	1.0	521.6	22.8	162	33

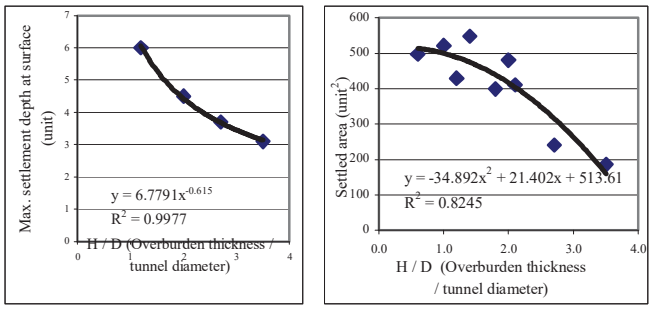


Figure 11. On the left, perfect relationship between H / D and maximum settlement depth at surface for a typical shadow section (C) for tunnel diameter of 75 mm. On the right, relationship between H / D and settled area.

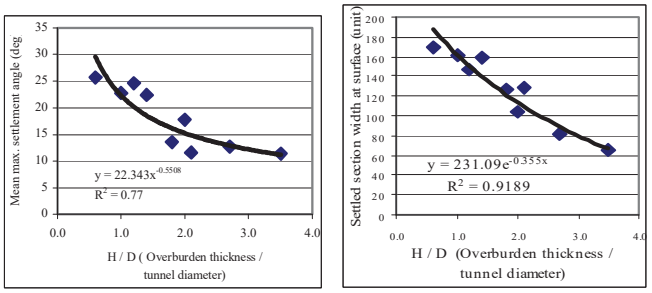


Figure 12. On the left, relationship between H / D and mean maximum settlement angle. On the right, relationship between H / D and settled section width at surface.

Maximum settlement depth and overburden thickness also has an indirect relationship as shown in Figure 13 left. As the overburden thickness increase, the maximum settlement depth above the tunnel axis decreases. Also, the settled area as measured by the method in Section 2.3 has a direct relation with the settlement angle, i.e. as the area increases, the

angle increases. However, this correlation (Fig. 13right) may need some more sampling for a better definition of the phenomena since the R^2 found is not high enough (0.5939).

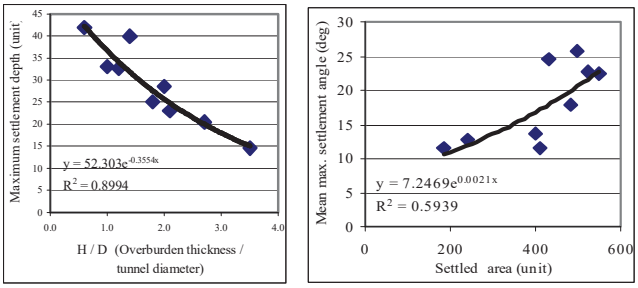


Figure 13. On the left, relationship between H / D and maximum settlement depth. On the right, relationship between settled area and maximum settlement angle.

In Figure 14, settled area is found to have a direct relation with the width of the settled line at surface. As the area increases, the settled width which is the horizontal distance where the settlement line starts to make a curve (Fig. 5) increases. The right hand side figure shows again the settled area versus the maximum settlement depth at surface above the tunnel axis. A similar correlation was achieved and these two parameters are found in direct relation.

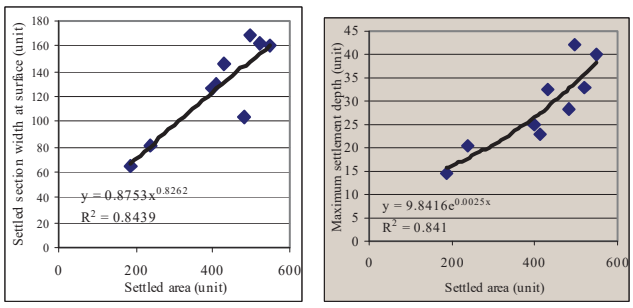


Figure 14. On the left, relationship between settled area and settled section width at surface. On the right, relationship between settled area and maximum settlement depth.

The last illustration of observations (Fig. 15) shows some additional relationships. Between the mean maximum settlement angle and width of settlement line at surface (top), a direct correlation is found with a fairly reasonable R^2 (0.653). Middle figure gives a better definition between the mean maximum settlement angle and maximum settlement depth at surface above the tunnel axis. The chart at the bottom shows the direct relation between settled section width at surface and maximum settlement depth at surface above tunnel axis. A definition up to 0.8387 of R^2 was achieved.

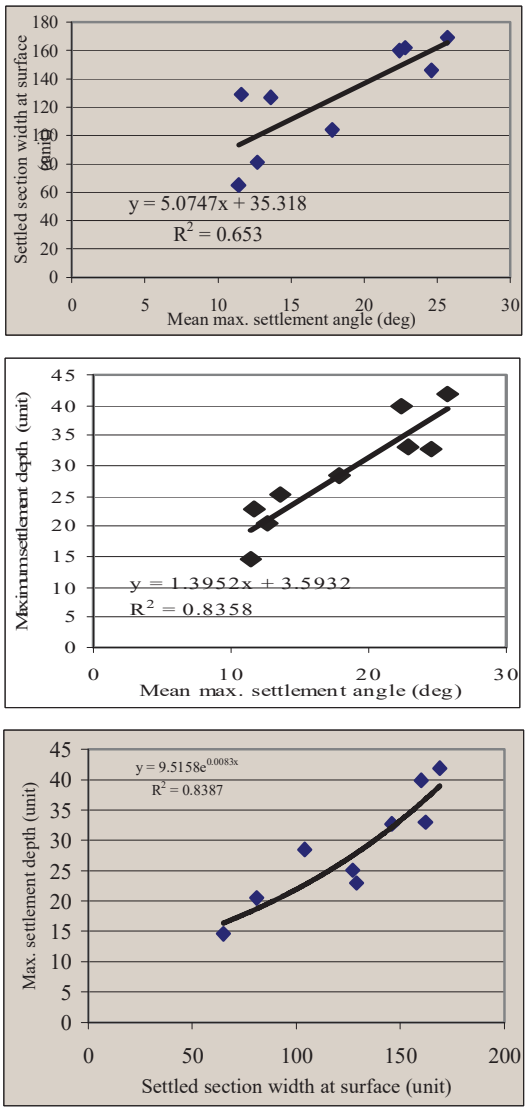


Figure 15. At the top, relationship between mean maximum settlement angle and settled section width at surface. Relationship between mean maximum settlement angle and maximum settlement depth (middle). Bottom chart shows relationship between settled section width at surface and maximum settlement depth.

CONCLUSIONS

For a better understanding of the settlement phenomena which tunnel and geo-engineering professionals frequently encounter during underground construction projects, a repeatable experiment was performed by using simple apparatus and design. Very basic measurement techniques were helpful to see the main relations among tunnel diameter, overburden thickness, settled area, settlement angle, settled line width at surface. All trials were done with loose sand. A total of 81 photographs were taken which correspond to nine experiments with nine cross sections for each of them. Shadow of the above laid ropes were used to analyze the settlement curves for each section which were set at 5 cm intervals above the material without touching the sand.

Basic meanings of the results can be summarized as follows:

- As the tunnel diameter increase, settlement increases.
- As the overburden thickness increase, settlement decreases.
- As the settled area in cross section increase, the mean maximum settlement angle increases.
- As the settlement area in cross section increase, settled section width at surface increases.
- As the settled area in cross section increase, maximum settlement depth at surface above tunnel axis increases.
- As the mean maximum settlement angle increase, settled section width at surface increases.
- As the mean maximum settlement angle increase, maximum settlement depth at surface above tunnel axis increases.
- As the settled section width at surface increase, maximum settlement depth at surface above tunnel axis increases.

ACKNO LEDGEMENTS

The author would like to thank Mustafa İlhan, Sinan Kaş, Nurullah Numan Dere, Vedat Kesici, Zafer Gür and Can Bayat who made the material supply, apparatus design and first exercises on the model.

RE ERENCES

Franzius, J.N. and Potts, D.M. (2005) Influence of mesh geometry on three-dimensional finite-element analysis of tunnel excavation, *International ournal of eomechanics,* 5: 256-266.

Roa, F.R. (2002) Ground subsidence due to a shallow tunnel in dense sandy gravel, *ournal of eotechnical and eoenvironmental Engineering,* 128: 426-434.

Shakin, H.M., Nakai, T., Hinokio, M. and Yamaguchi, D. (2004a) 3D effects on earth pressure and displacements during tunnel excavations, *Soils and foundations*, 44: 37-49.

Shahin H., Nakai T., Hinokio M., Kurimoto T. and Sada T. (2004b) Influence of surface loads and construction sequence on ground response due to tunneling, *Soils and foundations* 44: 71-84.

Wang, J.G., Kong, S.L. and Leung, C.F., (2003) Twin tunnels – induced ground settlement in soft soils, In *Proceedings of the Sino- apanese Symposium on eotechnical Engineering in r an Construct*ion, Beijing, China.

Sharma J.S. and Bolton, M.D. (1995) *A Ne Technique for Simulation of Collapse of a Tunnel in a Drum Centrifuge* Technical Report No. CUED/D-SoildTRZ86, Cambridge University.

Broere, W. and Brinkgreve R.B.J. (2002) Phased simulatıon of a tunnel boring process in soft soil, In *Numerical methods in geotechnical engineering,* mestat (ed.) Presses de l'enpc/lcpc, Paris, 529-536

Sugiyama, T., Hagiwara, T. and Nomoto, T., et.al, (1999) Observations of ground movements during tunnel construction by slurry shield method at the Docklands Light Railway Lewisham Extension – East London, *Soils and Foundations*, 39: 99 – 112.

Kovari, K. and Amstad, C. (1979) Decision making and Field Measurements in Tunneling, *25th Anniversary ecture Meeting, Tokyo.*

Zangerl, C., Eberhardt, E., Loew, S., Evans, K., (2003) Coupled hydromechanical modelling of surface subsidence in crystalline rock masses due to tunnel drainage. In *IS M 2 Technology roadmap for rock mechanics, South African Institute of Mining and Metallurgy.*

Metro Tünellerinde GSI ve RMR Değerleri ile Tasman Arasındaki İlişkinin Araştırılması

Search of elationship et een SI and M Values and Surface Settlement in Metro Tunnel

İbrahim OCAK*, Orkun ÖZKISA**, Murat KARTAL**, Mehmet ÇİLİNGİR**

İBB, İETT enel Müdürlüğü, aylı Taşıma Daire Başkanlığı, araköy- İSTANB

üksel Pro e luslar arası AŞ, adıköy- artal aylı Taşıma Sistemi Pro esi- İSTANB

ÖZET Şehir içi metro kazıları, sığ derinlikte, zor zemin şartlarında ve meskun mahallerde yapılan geniş kesitli kazılardır. Dolayısıyla metro kazıları sırasında oluşan tasmanın yüzeydeki binalara zarar vermemesi için müsaade edilebilir limitler arasında tutulması çok önemlidir. Aksi halde binalarda oluşacak hasarların işin mali boyutunu büyük ölçüde artırması ve çalışmaların çok uzun süreler aksaması kaçınılmazdır. Bu çalışmada, tünelcilik açısından son derece zor şartlara sahip Kadıköy-Kartal Metrosu, Kadıköy İstasyonu inşası sırasında oluşan tasmanlar incelenmiş ve ayna takibinden elde edilen GSI ve RMR değerlerine dayanarak tasman kestiriminde bulunulmuştur.

ABSTRACT Metro excavations in urban area are in shallow depth, in difficult ground conditions, in highly populated places and have wide cross sections. Therefore, it is very important to keep settlements due to metro excavations within an acceptable limit for not damaging the buildings on surface. Otherwise, great increase in the project cost and extension of the construction duration is unavoidable due to the damages in buildings. In this study, the deformations occurred during Kadikoy Station excavation of Kadikoy-Kartal Metro System, which has extreme difficult conditions in terms of tunneling, have been evaluated and assessments have been made for future settlements by considering GSI and RMR values of the strata.

1 GİRİŞ

Metro kazıları bütün büyük şehirlerde yaşamı olumsuz yönde etkileyen çalışmalardır. Ancak şehir içi ulaşımda trafik problemlerinin en etkin çözüm yolu da raylı sistemlerden geçmektedir. Bu nedenle bu tür kazılar adeta şehir yaşamının bir parçası durumundadır. İstanbul'da şu anda yapım çalışmaları devam eden 9 adet metro çalışması da bunu göstermektedir.

Metro kazıları şehirlerin en merkezi ve tarihi bölgelerinde gerçekleştirildiği için oluşacak tasmanın önceden kestirilebilmesi ve zamanında tedbir alınabilmesi son derece hayati bir konudur. Bu yapılamaz ise yüzeyde oluşan tasman binalara zarar verebilmekte ve tamamen yıkılmalarına sebep olabilmektedir. Böylece hem idareler çok büyük tazminatlar ödemek durumunda kalmakta, hem insanlar mal ve can kaybına uğramakta ve hem de çalışmalar çok uzun süreler aksayabilmektedir. İstanbul, Taksim-Yenikapı metro kazıları sırasında bunu yaşamış ve 5 kişi hayatını kaybetmiştir. Otagar-Bağcılar metro kazıları sırasında Ocak 2007'de Otagar-Bağcılar metro kazıları

sırasında yaşanan olayda bir bina geceleyin yana yatmış fakat içinde insanlar olmasına rağmen can kaybı yaşanmamıştır. Ancak bu binanın içindeki bütün malzemelerle birlikte kamulaştırılması gerektiği için yüksek bir bedel ödenmesi söz konusu olmuş ve bu süreç nedeniyle tünel çalışmaları durmak zorunda kalmıştır.

Yukarıdaki örneklerden de anlaşılacağı gibi tasman tahmini ve kontrolü şehir içi kazıların vazgeçilmez bir unsurudur. Zira metro tünelciliğinin başarısı iyi bir tasman kontrolüne bağlıdır. Madencilik kazılarında çalışma alanları şehirden uzak bölgeler olduğu için müsaade edilebilir tasman değerleri geniştir. Ancak şehir içi şartlarda müsaade edilebilecek tasman değerleri son derece küçüktür. Çizelge 1'de oluşan tasmana göre binalarda oluşabilecek tasmanın sınıflandırması verilmiştir. Çizelge 1'de verilen değerlerin şartname uygun yapılmış binalar için olduğu unutulmamalıdır. Ancak şu da bir gerçektir ki İstanbul'da bulunan binaların büyük çoğunluğu kaçaktır ve yapımları sırasında da yönetmeliklere uyulmamıştır.

Çizelge 1. Oluşan tasmana göre bina hasar sınıflandırması (Erçelebi vd, 2005)

Maksimum tasman (mm)	Hasar tipi
<10	İhmal edilebilir
10-50	Küçük hasar
50-75	Orta hasar
>75	Yüksek hasar

Tünelcilik açısından tasman kontrolünün öneminden dolayı pek çok araştırmacı (Grantz, 2001; Erçelebi vd, 2005; Suwansawat 2006; Al-Shamrani, 2005; Schubert vd., 2004; Dalgıç vd, 2002; Karakuş, vd, 2005; Bizjak vd, 2004; Yang vd, 2004; Burd vd, 2000; Shahin vd, 2003; Ocak, 2005) tasmanı GSI, RMR, RQD, serbest basınç dayanımı, çekme dayanımı, elastisite modülü gibi kayaç ve değişik zemin özelliklerini kullanarak tahmin etmeye çalışmışlardır.

Bu çalışmada, tünelcilik açısından son derece hassas şartlara sahip, Kadıköy-Kartal Metro Sistemi Kadıköy İstasyonu inşası sırasında oluşan tasman değerleri ile GSI ve RMR arasındaki ilişki araştırılmıştır. Bu istasyon son derece zor zemin şartlarında yer almakta ve üzerinde birinci derece korumaya alınmış iki adet tarihi bina bulunmaktadır.

2 GÜZERGAH VE SİSTEM ÖZELLİKLERİ

Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi İstanbul'un Anadolu yakasında doğu-batı eksenindeki yoğun yolculuk talebini karşılamak üzere planlanmıştır. Proje ile halen D100 devlet yolu üzerinde yaşanmakta olan aşırı trafik tıkanıklığının rahatlatılması planlanmaktadır. Proje başlangıçta Harem-Kartal olarak düşünülmüştür. Fakat daha sonra inşaatı başlayan Marmaray projesi kapsamında Boğaz Demiryolu Tüp Geçişi ile entegre edilmesinin daha uygun olacağı düşünülerek sistemin başlangıç noktası Harem'den Kadıköy'e kaydırılmıştır (Şek. 1).

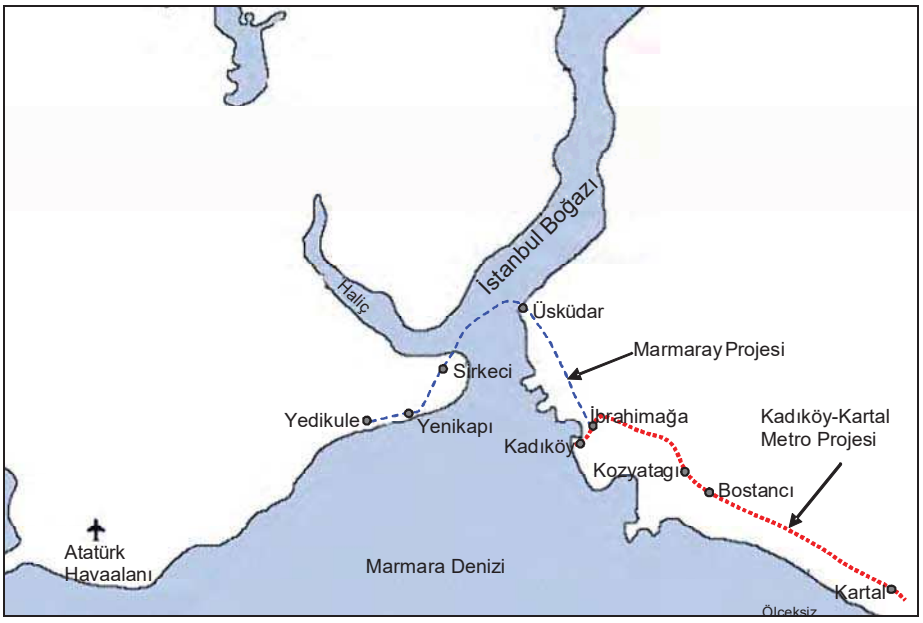
Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi, Kadıköy'de Beşiktaş iskelesinin önünden başlayıp Ayrılıkçeşme'de Marmaray Projesine ait istasyonla entegre olmakta ve buradan Koşuyolu köprüsünde D100 karayoluna ulaşmaktadır. Koşuyolu köprüsünden itibaren sistem tamamen D100 karayolunu takip ederek Kartal istasyonunda son bulmakta ve toplam 16 adet istasyonu içermektedir. Proje başlangıçta, Acıbadem-Kadıköy arası 3290 metresi delme tünel, Acıbadem'den Kartal E5 köprüsüne kadar olan kısmın ise 2490 metresi aç-kapa, kalanı ise hemzemin olarak projelendirilmiştir. Ancak, E5/D100 yolunun hem Anadolu yakasının en önemli şehir içi ulaşım arteri ve hem de şehirlerarası, hatta milletler arası ulaşım yolu olması nedeniyle proje İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından tekrar

gözden geçirilmiştir. Bu gözden geçirme sonucunda;

- İnşaat sırasında ortaya çıkacak problemler,
- E5/D100 karayoluna verilebilecek zararlar,
- Artması muhtemel maliyetler,
- Yöreye yaşatılacak toplumsal sıkıntılar

gibi nedenlerden dolayı Hafif Raylı Sistem olarak ihale edilmiş olan sistem, İETT İdare Encümeninin 14.06.2005 tarih ve 41039 nolu kararıyla tamamen yer altına alınmış ve sistemin metro standartlarında yapılması kararlaştırılmıştır. Bu haliyle sisteme ait bazı temel veriler şöyledir:

- Hat uzunluğu : 21.6 km
- İstasyon sayısı : 16
- Pik saatte kapasite : 60 000 yolcu/saat/yön (6 kişi/m^2)
- Dizideki araç sayısı : 6 (2025 yılında 8)
- Azami hız : 80 km/saat
- Ticari hız : 43 km/saat



Şekil 1. Kadıköy-Kartal Metrosunun İstanbul'daki konumu (Ocak, 2007).

3 ÇALIŞMA BÖLGESİNİN JEOLOJİSİ

Kadıköy İstasyonu yerleşim alanı içinde ve km 0+000 – km 0+290 aralığında kazısı ve ilk destek çalışmalarının tamamlandığı sağ hat tünelleri "grovak" olarak da tanımlanan ve kumtaşı-silttaşı-kiltaşı ardalanmasından oluşan Trakya Formasyonu içinde yer almaktadır.

Trakya Formasyonunda, jeolojik tarihinde tektonik deformasyonlar sonucu oluşan kırıklı yapının doğal bir sonucu olarak su dolaşımı artmış, böylece süreksizlik düzlemlerinden başlayarak ilerleyen alterasyon gelişmiştir. Bu tektonik ve yapısal koşullar altında, süreksizlik düzlemlerinde ve yer yer tüm kaya ortamında gelişen ayrışma ve parçalanma sürecinin dayanım ve deformasyon özelliklerinde belirgin bir azalmaya neden olduğu belirlenmiştir. Kaya profilinin derinliği sol hat içindeki km 0+179'da yüzeyden itibaren yaklaşık 11 m'den başlamakta olup tünel tavan kotu üzerindeki toplam örtü kalınlığının %55 'ini teşkil eder. Km 0+285'de kaya derinliği 16 m ye inerek bu oran %35'e kadar düşmektedir. Trakya Formasyonu'nun bu kesimde litolojik farklar gösterdiği ve karşılaşılan kumtaşı-kiltaşı-silttaşı ara tabakalarının oldukça değişken dayanım özelliklerine sahip olduğu kazı esnasında hazırlanmış ayna jeolojik kesitlerinde ayrıntılı biçimleriyle görülmüştür (İBB, 2005)

Kaya birimleri üzerinde kumtaşı, silttaşı ve kiltaşı ardalanmasından oluşan Trakya formasyonu ayrışma ürünü, yer yer tamamen

ayrışmış, parçalanmış silttaşı ve kumtaşı blokları içeren killi kumlar ile alüvyonel ve denizel kabuklu kumlardan oluşan bir birikim gözlenmiştir. Kalınlığı 2-5 m arasında değişen tabakada SPT değerleri 30 mertebesinde yoğunlaşmıştır. Bunların üzerinde, ortalama 2,5 m kalınlığında beyaz-gri renkli, kabuklu siltli kum tabakası ile karşılaşılmıştır. Ancak bu birim, ortalama 20-25 civarında, oldukça geniş aralıkta değişkenlik gösteren SPT değerleri vermektedir. Yüksek SPT değerleri, çakıllı zonlardan kaynaklanmakta olup, tabaka ağırlıklı olarak orta sıkı - sıkı özelliktedir. Bu tabakayı, kalınlığı 2-5 m, SPT değerleri 2-9 arasında değişen, yumuşak, koyu gri, yer yer kabuklu, az kumlu kil tabakası izlemektedir. Alüvyon tabakalarının en üst kısmını, yaklaşık 1,5-2,2 m kalınlığında ve SPT değerleri 5-8 arasında değişen gri-kahverengi, çok gevşek- gevşek, çakıllı, siltli bir kabuklu kum tabakası oluşturmaktadır.

Sahada en üstte, dolgu tabakası yer almaktadır. Düşük ama çok değişken indeks ve dayanım değerleri gösteren dolgu zemin, tünel tavan kotu üzerindeki toplam örtü kalınlığının maksimum %10'unu oluşturmaktadır. Çalışma sahasında km 0+000 - km 0+650 aralığındaki zemin ve kaya tabakalarına ait geoteknik tasarım parametreleri Çizelge 2'de görülmektedir.

Çizelge 2. Km 0+000 - km 0+650 aralığı geoteknik tasarım parametreleri (İBB, 2006a)

Formasyon/ liteloji	Birim hacim ağırlığı, γ (kN/m^3)	Dayanım parametreleri		Deformasyon parametreleri	
		Kohezyon, c, (kPa)	İçsel sürtünme açısı, ϕ' (^{o})	Elastisite modülü, E (MPa)	Poisson oranı, ν
Yapay dolgu	19	0	23	15	0.35
Alüvyon dolgu (Kabuklu siltli kum, kil)	20	0	26	25	0.30
Trakya formasyonu (Kumtaşı, silttaşı, kiltaşı)	25	20	32	300	0.30

4 KAZI VE DESTEKLEME

Kayanın stabilitesi, tünel üstündeki örtü kalınlığı, tünel güzergahı üzerindeki yapıların niteliği, tünel içindeki gerilmelerin yoğunlaştığı bölgeler, deformasyonların durumu (tünel içi, tünel üstündeki bina ve nivelman bulonlarının, ekstansometre ölçümlerinin ve inkilinometre ölçümünün değerlerine göre), tünel aynasının jeolojik koşulları (fay, ezik zonu, çatlak sıklığı, tabaka kalınlığı, aşırı sökülme durumu), kayanın jeomekanik parametreleri, kazılabilirlik, gözlemsel veriler ve deneyim kazı destekleme tipinin belirlenmesinde dikkate alınan temel parametrelerdir.

Aynayı oluşturan kayacın yapısal özellikleri ve su durumu stabiliteyi belirler. Eğer kaya stabilitesi düşükse, buna bağlı olarak tahkimat desteği artırılmaktadır. Aynı şekilde örtü kalınlığı da destek oranıyla ters orantılıdır. Tünel içi gerilmelerin yoğunlaştığı bölgeler ve yüzey yapılaşmasının fazla olduğu yerlerde de destekleme oranı artırılmaktadır. Tünellerin şehir içinde açılıyor olması nedeniyle yüzeyde oluşabilecek deformasyonların binalara zarar verme riski fazladır. Bu durumda destekleme oranlarının, maksimum emniyeti sağlayacak şekilde artırılması kaçınılmaz olmaktadır.

P1 tünelinde Km:0+179,605'de başlayan kazı çalışmalarında kazı kesiti üst yarı (kalot), alt yarı (stros–1) ve taban (stros–2) olmak üzere 3 kademede yapılmaktadır. Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) ile kazılan tünelin kazı genişliği 10.44 m

yüksekliği ise 8.48 m olup kazı alanı 74,00 m^2 dir.

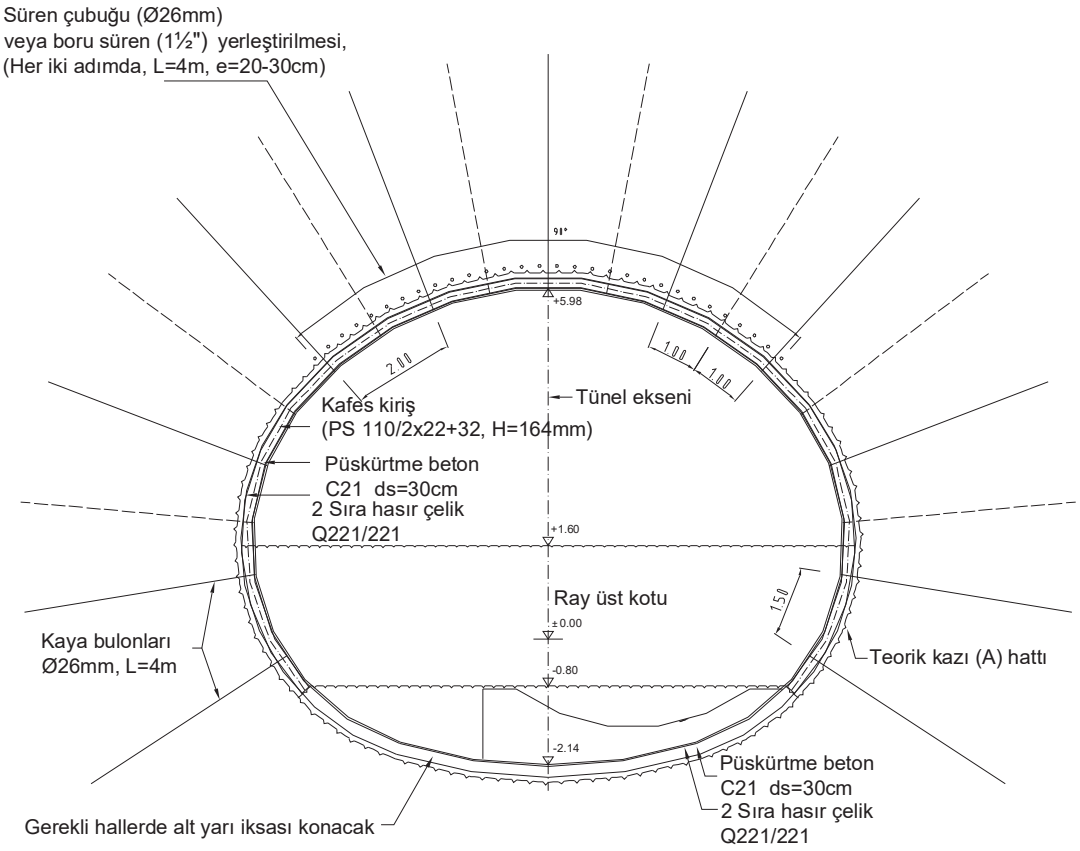
Kazı, paletli ya da tekerlekli hidrolik kırıcılar yardımıyla "A" hattı olarak ifade edilen teorik kazı hattına olabildiğince yakın olması sağlanacak şekilde yapılmaktadır. "O" hattı kazı fazlasını temsil etmekte olup "A" hattına göreki artış miktarı asgari 15 cm'dir (İBB, 2002).Ortalama 1700 kg'lık kırıcı tabancalar (Jack-hammer) kullanılarak tünel kazı ve inşaatı devam etmektedir. Kazı aynasında izlenen jeolojik yapının stabilitesine, su durumuna ve seçilen destek tipine bağlı olarak kazı esnasında genelde emniyet göbeği bırakılmaktadır. Belirlenmiş ilerleme mesafesinde kazı sonrası, tünele kalıcı bir duraylılık kazandırmak için uygulanan birinci işlem çelik hasır montajıdır. Kullanılan çelik hasır Q221/221 sınıfında çekme mukavemeti yüksek (TS 4559 IV bs 50/55) çelikten oluşan bir yapıdır. Çelik hasır montajını takiben çelik iksa montajı yapılır. Tünel içerisine hazır imalat olarak üç parça halinde gelen kafes iksa, flaşları üzerinde açılan dört yuva içinden cıvata ve somunun birbirine bağlanması şeklinde monte edilir. Kadıköy-Kartal Metrosu P1 tünellerinde kullanılan çelik iksalar kafes-kiriş şeklinde olup, PS 110 (2× ϕ22 + 1× ϕ32) H=164 mm olan üç çubuklu kirişlerdir. Kadıköy-Kartal Metrosu tünel kazı çalışmalarında çelik hasır ve iksa montajının hemen ardından püskürtme beton (shotcrete) işlemine geçilmektedir. Kadıköy-Kartal Metrosu tünellerinde destekleme durumuna göre sırası gelen her iksaya, monte edilmesinin ve püskürtme beton uygulamasının hemen ardından sistemli olarak sürgü çubuğu (süren) uygulanmaktadır. Sürgü çubukları, kazıdan önce, kazı hattının dışında koruyucu bir katman oluşturacak şekilde sıra sıra çakılan 32 mm çapında ve 4 m uzunluğunda çelik çubuklar veya 11/2 inç çapında 4 m uzunluğunda 3.25 mm et kalınlığında borulardır. Sürgü çubukları, geçerli kaya koşullarına bağlı olarak, çelik iksa üzerinden, yatayla maksimum $5\text{-}10^0$ açı yapacak biçimde önceden delinmiş olan yuvalarına çakılmaktadırlar. Çakılacak olan sürgü çubuklarının adetleri kazı destek türüne göre değişmektedir. Tahkimata ait özellikler Şekil 2'de verilmiştir.

Metro tünellerinde en yaygın olarak EKB (Enjeksiyonlu kaya bulonları) kullanılmaktadır. Bir delici makine tarafından delinen deliğe enjeksiyon malzemesi doldurulduktan sonra, saplamanın elle itilerek yerleştirilmesi yoluyla yapılır. Bulonlar 3 ile 4 metre boyunda, T 26 mm lik nervürlü çelikten özel olarak imal edilir. Bir ucu 10 cm dişli ve taşıma plakaları 200/200/10 mm boyutlarında olup, metrik 24 somun kullanılır. İçine yerleştirildiği delik çapı minimum 41 mm' dir ve enjeksiyon karışımının su/çimento oranı 0.35 dır.

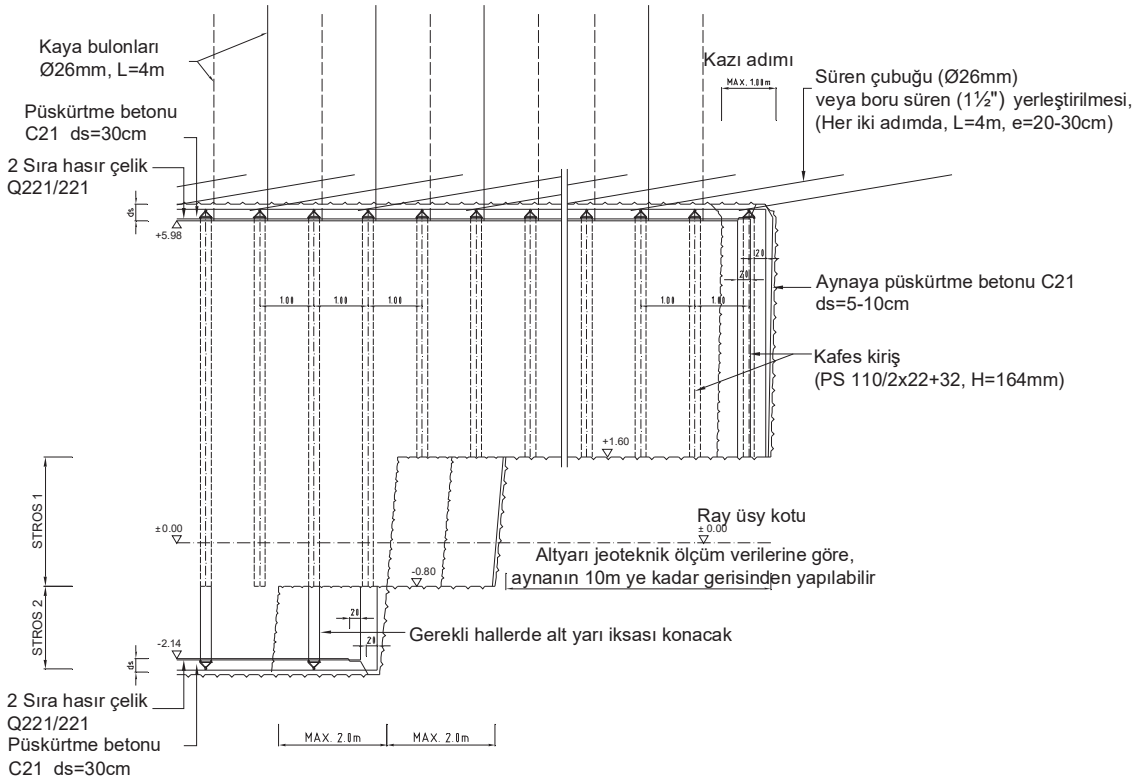
5 ÇALIŞMA BÖLGESİNİN KAYA SINIFLAMASI

Bu çalışmada, üzerinde çalışılan bölgenin kayaçları jeolojik dayanım indeksi (GSI) ve kaya kütlesi puanlama sistemine (RMR) göre sınıflandırılmıştır.

Hoek (1995) tarafından tanıtılan ve Ulusay (2002) tarafından geliştirilerek Hoek-Brown yenilme kriterine dahil edilen GSI parametresi; dayanım, ayrışma, çatlaklılık gibi gözlemsel değerlendirmelere bağlı olarak kayanın yapısal ve yüzeysel kalitesinin sayısallaştırılmasına dayanır. Son olarak Hoek-Brown yenilme kriteri ile genelleştirilen yöntem, GSI değeri, aşınma faktörü ve malzeme katsayıları ile kurulan korelâsyonlar yardımıyla kaya kütlesinin yerinde dayanım ve deformasyon parametrelerine ulaşılmasına olanak vermiştir (Ulusay, 2002).



(a)



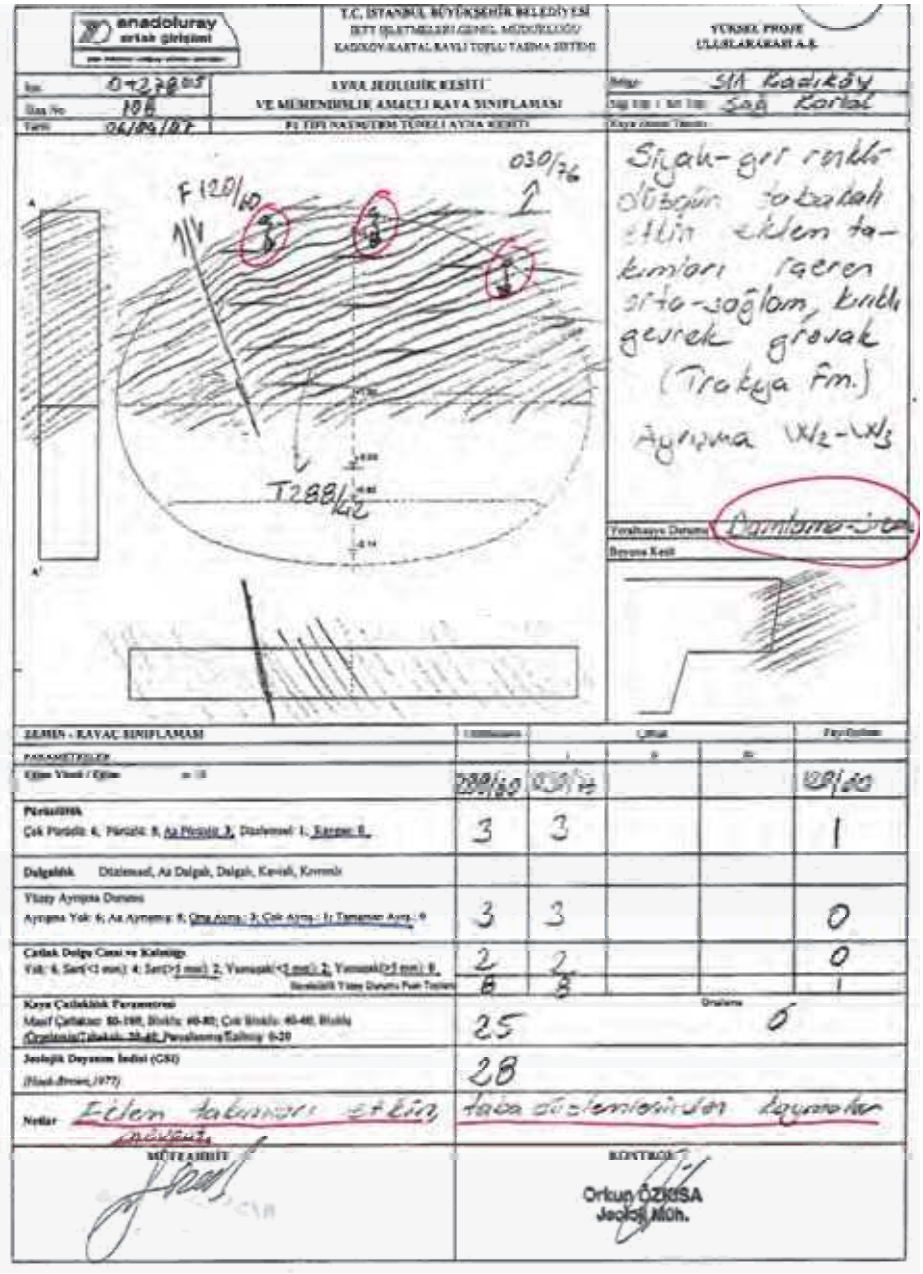
(b)

Şekil 2. Tünelin enine (a) ve boyuna (b) kesitleri (İBB, 2006b).

RMR, Bieniawski tarafından ilk kez 1973'te önerilmiş ve zaman içinde muhtelif değişikliklere uğrayarak yine Bieniawski tarafında 1989'da son şeklini almıştır. RMR uygulamacılar tarafından uzun yıllar boyunca "CSIR Jeomekanik Sınıflama Sistemi" olarak anılmış olup 1980'lerin sonuna doğru RMR adının kullanımı yaygınlaşmıştır.

Çalışma bölgesinde öncelikle jeolojik koşulların belirlenmesi amacıyla belirli aralıklarla, kazı-destekleme sırasında alınan ayna jeolojik haritaları ile litolojik birimler ve bu birimlerdeki değişkenlikler, stabilite sorunlarına yol açabilecek süreksizlikler, fay ve ezilme zonları ve ayrışma durumu belirlenerek GSI değerleri hesaplanmıştır (Şek. 3).

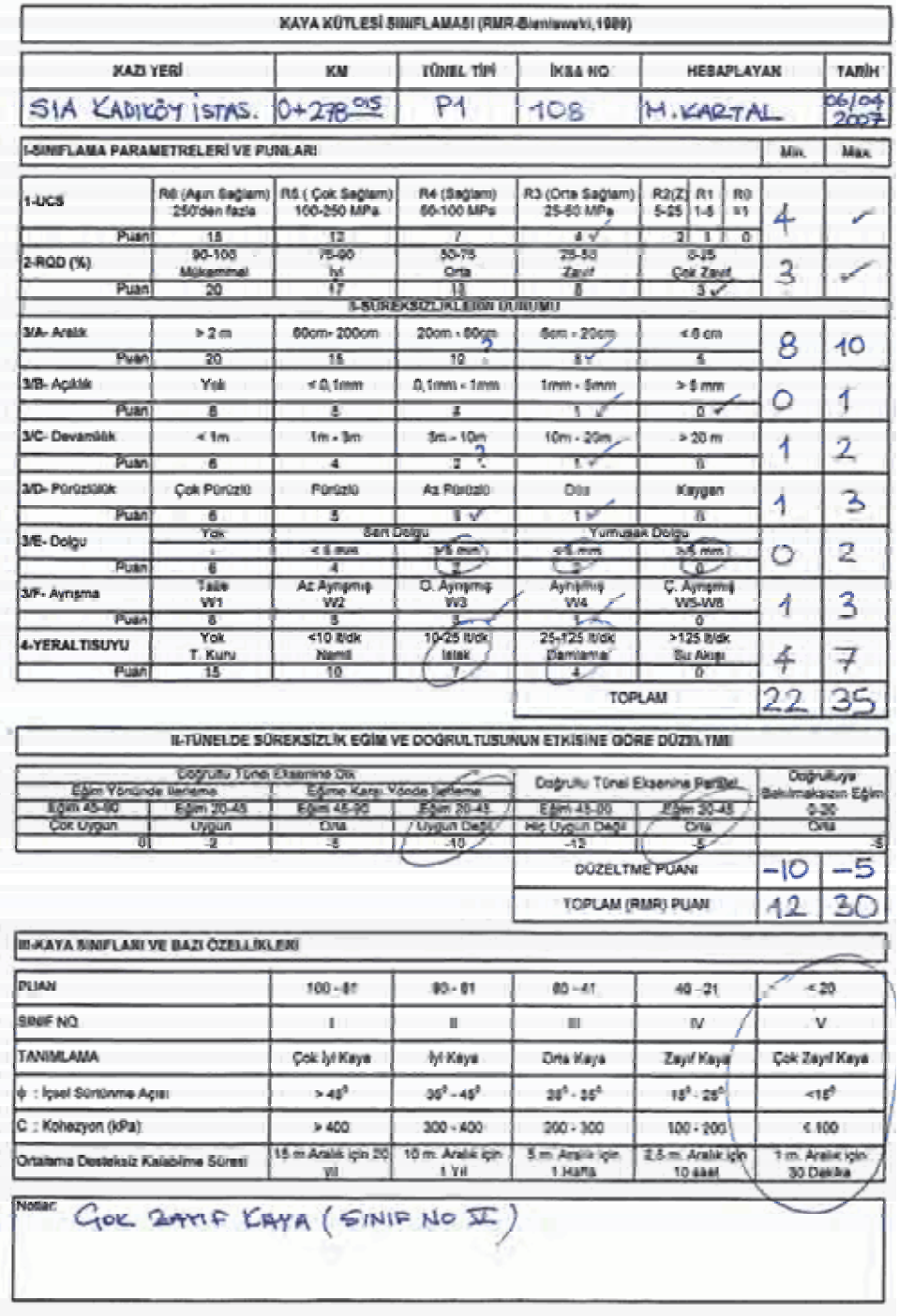
GSI değerleri hesaplanan noktalarda RMR değerleri de hesaplanmıştır (Şek 4). Su gelirinin olmadığı ve tabakalanmanın uygun olduğu tünel koşullarında GSI ve RMR değerlerinin büyük bir uyum içinde olduğu görülmüştür. Fakat bu iki faktörün etkin olduğu noktalarda iki sınıflama sistemi arasında önemli puan farkları ortaya çıkmıştır (Şek 5 ve Çiz. 3). Bu farkın nedeni, yeraltı suyu ve süreksizlik yönelimi koşullarının GSI hesaplamasında puanlamaya etkisinin olmamasıdır.



Şekil 3. Hoek-Brown (1998) ve Ulusay (2002)'a göre km 0+278 için hazırlanmış GSI değeri.

Çizelge 3. Km 0+179- km 0+286 arası hesaplanan GSI ve RMR değerleri.

Km	İksa No.	Tasman (mm)	Jeolojik Dayanım İndeksi (GSI)	Kaya Kütlesi puanlama Sistemi (RMR)
0+286	119	10	19	19
0+278	108	16	28	12
0+259	85	12	19	15
0+247	71	5.1	47	31
0+242	65	8	43	29
0+208	30	3.7	31	31
0+179	1	4.9	28	24



KAYA KÜTLESİ SINIFLAMASI (RMR-Bieniawski,1989)

KAZI YERİ	KM	TÜNEL TİPİ	İKSA NO	HESAPLAYAN	TARİH
SIA KADIKÖY İSTAS.	0+278.015	P1	108	M.KARTAL	06/04/2007

I-SINIFLAMA PARAMETRELERİ VE PUNLARI								Min.	Max.
1-UCS	R6 (Aşırı Sağlam) 250'den fazla	R5 (Çok Sağlam) 100-250 MPa	R4 (Sağlam) 50-100 MPa	R3 (Orta Sağlam) 25-50 MPa	R2(Z) 5-25	R1 1-5	R0 =1	4	✓
Puan	15	12	7	4 ✓	2	1	0		
2-RQD (%)	90-100 Mükemmel	75-90 İyi	50-75 Orta	25-50 Zayıf	0-25 Çok Zayıf			3	✓
Puan	20	17	13	8	3 ✓				
II-SÜREKSİZLİKLERİN DURUMU									
3/A- Aralık	> 2 m	60cm - 200cm	20cm - 60cm	6cm - 20cm	< 6 cm			8	10
Puan	20	15	10	8 ✓	5				
3/B- Açıklık	Yok	< 0,1mm	0,1mm - 1mm	1mm - 5mm	> 5 mm			0	1
Puan	6	5	4	1 ✓	0 ✓				
3/C- Devamlılık	< 1m	1m - 3m	3m - 10m	10m - 20m	> 20 m			1	2
Puan	6	4	2	1 ✓	0				
3/D- Pürüzlülük	Çok Pürüzlü	Pürüzlü	Az Pürüzlü	Düz	Kaygan			1	3
Puan	6	5	3 ✓	1 ✓	0				
3/E- Dolgu	Yok	Sert Dolgu < 5 mm	Sert Dolgu > 5 mm	Yumuşak Dolgu < 5 mm	Yumuşak Dolgu > 5 mm			0	2
Puan	6	4	2	2	0				
3/F- Ayrışma	Taze W1	Az Ayrışmış W2	O. Ayrışmış W3	Ayrışmış W4	Ç. Ayrışmış W5-W6			1	3
Puan	6	5	3	1	0				
4-YERALTISUYU	Yok T. Kuru	<10 lt/dk Nemli	10-25 lt/dk Islak	25-125 lt/dk Damlama	>125 lt/dk Su Akışı			4	7
Puan	15	10	7	4	0				
TOPLAM								22	35

II-TÜNELDE SÜREKSİZLİK EĞİM VE DOĞRULTUSUNUN ETKİSİNE GÖRE DÜZELTİMİ							
Doğrultu Tünel Eksenine Dik				Doğrultu Tünel Eksenine Paralel		Doğrultuya Bakılmaksızın Eğim	
Eğim Yönünde İlerleme		Eğime Karşı Yönde İlerleme				0-20	
Eğim 45-90	Eğim 20-45	Eğim 45-90	Eğim 20-45	Eğim 45-90	Eğim 20-45	Orta	
Çok Uygun	Uygun	Orta	Uygun Değil	Hiç Uygun Değil	Orta		
0	-2	-5	-10	-12	-5	-5	
DÜZELTME PUANI						-10	-5
TOPLAM (RMR) PUANI						12	30

III-KAYA SINIFLARI VE BAZI ÖZELLİKLERİ					
PUAN	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20
SINIF NO	I	II	III	IV	V
TANIMLAMA	Çok İyi Kaya	İyi Kaya	Orta Kaya	Zayıf Kaya	Çok Zayıf Kaya
ϕ : İçsel Sürtünme Açısı	> 45°	35° - 45°	25° - 35°	15° - 25°	<15°
C : Kohezyon (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100
Ortalama Desteksiz Kalabilme Süresi	15 m Aralık için 20 yıl	10 m Aralık için 1 Yıl	5 m Aralık için 1 Hafta	2.5 m Aralık için 10 saat	1 m Aralık için 30 Dakika

Notlar: ÇOK ZAYIF KAYA (SINIF NO V)

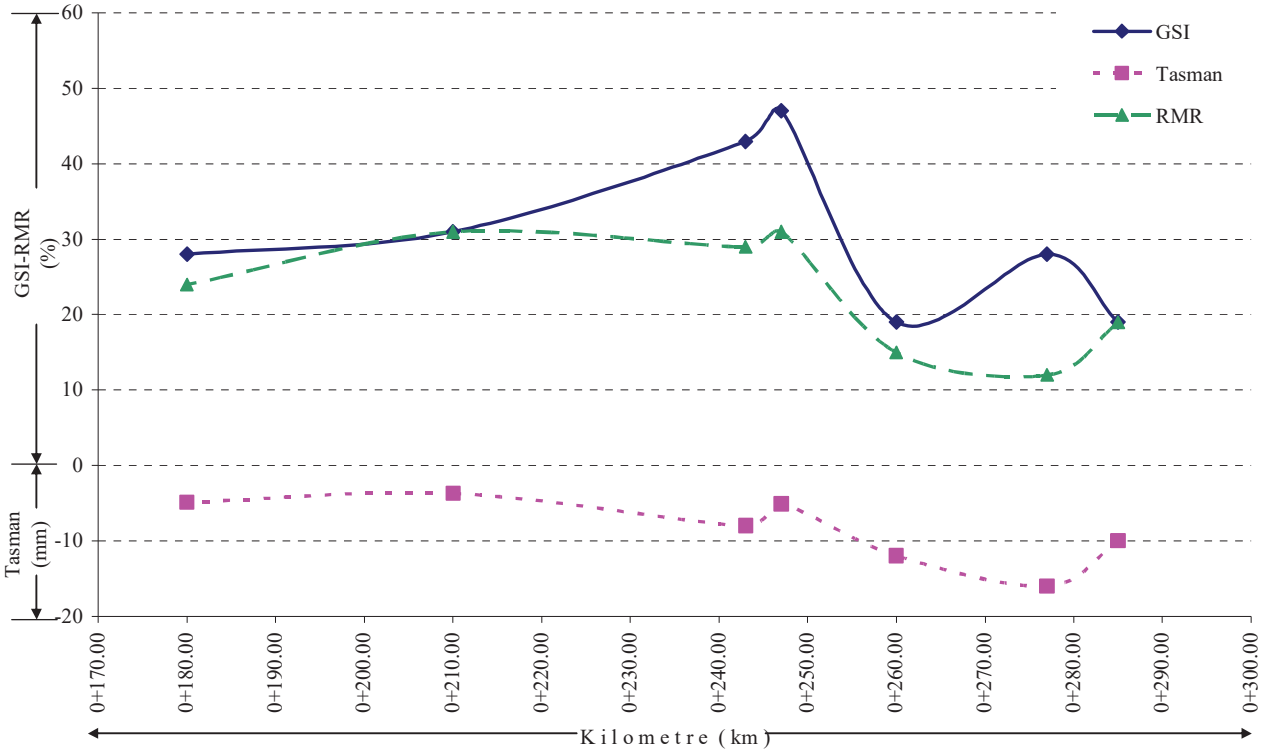
Şekil 4. Km 0+278 için Bieniawski, 1989'a göre hazırlanmış RMR değeri.

Km 0+278 ve km 0+247kesitlerinde 16 puan olarak hesaplan fark bu iki parametreden kaynaklanmıştır. Şekil 3 ve Şekil 4 ‘de km 0+278 için hesaplanmış GSI ve RMR çalışmaları sunulmuştur. Bu noktada tünel aynasının üst kısımlarında, 3 ayrı noktada işaretlenen ve damlama-sızma şeklinde görülen yeraltı suyunun varlığı, jeomekanik davranışın en etkin yapısı olan tabaka yapısı ve konumu RMR değerlendirmesinde puanlamanın düşmesine neden olmuştur. Tabaka yüzeylerinin eğimi, tünel boyuna yaklaşık olarak 20-45 derece aralığında ve ilerlemeye karşı yönde yoğunlaşmaktadır ki bu sonuç Şekil 4 deki tabloda da görüleceği üzere -10 puanlık bir düzeltmeye neden olmaktadır. Ayrıca yer altı suyunun varlığı nedeniyle minimum puanlamada damlama için öngörülen 4 puan verilmiştir. Tamamen kuru ortam için öngörülen 15 puan göz önüne alındığında bu durum -11 puan azalmaya tekabül etmektedir. Km 0+179 ile km 0+286 arasında hesaplanan GSI ve RMR değerleri Çizelge 3’de verilmiştir.

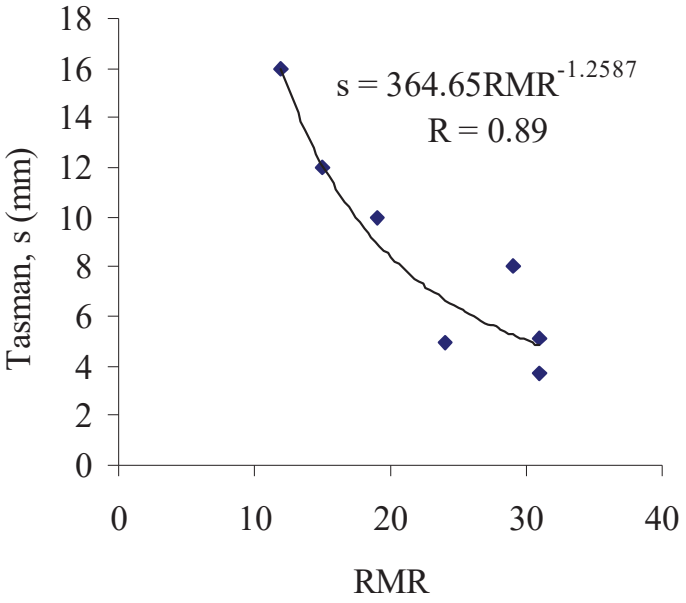
6 GSI VE RMR DEĞERLERI İLE TASMAN ARASINDAKİ İLİŞKİ

Çalışmalar esnasında belirli aralıklarla hem konverjans hem de tasman okumaları yapılmıştır. Tünel çalışması tasman açısından hassas bir bölgede yapıldığı için tasman okumalarına ayrıca önem verilmiştir. Ölçülen tasman değerleri ile bulunan GSI ve RMR değerleri Çizelge 3’de verilmiştir.

Şekil 5’te yer alan grafiklerde görüldüğü üzere GSI ve RMR değerleri arasında genel bir uyum olsa da yeraltı suyu ve süreksizlik yönelimi koşullarının etken olduğu kesitlerde RMR değerleri daha düşüktür. Km 0+260-0+280 aralığında GSI değerleri göreceli olarak yükselirken, en yüksek yüzey oturmaları burada gerçekleşmiştir. Bu durumda, GSI değerleri yeraltı suyunu ve süreksizlik yönelimlerini dikkate almadığından, RMR değerlerinin, yüzey oturma miktarlarını tahmin etmede GSI değerlerinden daha etkili sonuçlar verdiği sonucuna varılmıştır. RMR ile tasman arasındaki bu kuvvetli ilişki Şekil 6 da görülebilmektedir



Şekil 5. Tasman ile GSI ve RMR değerleri arasındaki ilişki.



Şekil 6. Tasman-RMR arası ilişki

7 SONUÇLAR

Metro kazıları esnasında özellikle tünel üzeı inde yapılaşma yoğun ise tasman kontrolü önem kazanmaktadır. Sığ tünellerde ve dolgu ve alüvyon tabakasının kalın olduğu durumlarda tasmanın arttığı bilinen bir gerçektir.

Bu çalışmaya konu olan Kadıköy- Kartal Metrosu Kadıköy istasyonu, tünelcilik açısından yukarıda anılan olumsuzlukların tümüne sahip bir bölgedir. Ayrıca istasyon Marmara Denizi'ne 150 metre uzaklıktadır. Bu bölgede GSI ve RMR değerleri bulunmuş ve bu değerlerle tasman arasında önemli bir ilişkinin olduğu görülmüştür. Özellikle RMR değerine dayanarak benzer koşullarda tasman değerinin kolaylıkla tahmin edilebileceği görülmüştür. GSI değerinin ise bu şartlarda açılan tünellerde yeraltı su durumunu ve tabakalanmayı dikkate almadığı için tasman tahmininde daha az duyarlı olduğu görülmüştür. Dolayısıyla bu çalışmanın sonuçlarından Kadıköy İstasyonu Hat 2. P1 tüneli inşasında faydalanı labilecektir.

KAYNAKLAR

Al-Shamrani, M., A., 2005, Applying the hyperbolic method and Cα /Cc concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations, *Engineering eology*, 77, pp. 17-34.

Bieniawski Z.T. 1989, *Engineering ock Mass Classifications,* Wiley, Chichester.

Burd H. J., Houlsby, G. T., Augarde, C. E., Liu, G., 2000, Modelling tunnelling-induced settlement of masonry buildings, *Proc .Instn. Civ. Engrs. eotech. Engng.*, 143, pp. 17-29

Bizjak, K. F., Petkovsek, B., 2004, Displacement analysis of tunnel support in soft rock around a shallow highway tunnel at Golovec, *Engineering eology* 75, pp. 89-106

Dalgıç, S., Şimşek, O.,, 2002, Settlement predictions in the Anatolian Motorway, Turkey, *Engineering eology* 67, pp. 185–199

Ercelebi, S.G, Copur, H, Bilgin, N, and Feridunoglu, C, 2005, Surface settlement prediction for Istanbul metro tunnels via 3D FE and empirical methods, *nderground Space se*, pp.164-169.

Grantz, W. C., 2001, Immersed tunnel settlements, Part1: Nature of settlements, *Tunneling and nderground Space Technology* 16 pp. 195-201

Hoek E., Marinos M., Benissi M., 1998, Applicability of the Geological Strength Index (GSI) Classification for Very Weak and Sheared Rock Masses. The Case of the Athens Schist Formation, *Bull Eng Env*, 57:151-160.

Hoek E., Carranza-Torres C., Corkum B., 2002, *Hoek-Bro n Failure Criterion-2 2 Edition.*

İBB, 2002, *İstan ul adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi İnşaat İşleri Teknik Şartnamesi*

İBB, 2005, *İstan ul adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi - Mühendislik eolo isi aporu*, İstanbul.

İBB, 2006a, *İstan ul adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi Tünel apıları eoteknik aporu km km 5* , İstanbul.

İBB, 2006b, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, *İETT enel Müdürlüğü, adıköy- artal aylı Toplu Taşıma Sistemi, adıköy P tüneli pro esi.*

Karakuş, M., Fowell, R. J., 2005, Back analysis for tunnelling induced ground movements and stres redistribution, *Tunnelling and nderground Space Technology* 20,

Ocak, İ., 2005, *Metro Tünellerinde, aya zelliklerinin Tasman ve onver ansa Etkilerinin Araştırılması*, *İstan ul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi er ilimleri Dergisi*, C.18, S.1, s 45-52.

Ocak, İ., 2007, Kadıköy-Kartal Metro Hattı Şaftlarının Kazı Analizi, *I. Maden Makineleri Sempozyumu, ütahya,* s. 243-250.

Schubert, W., Grossauer, K., Button, E. A., 2004, Interpretation of displacement monitoring data for tunnels in Heterogeneous rock masses, *International ournal of ock Mechanics and Mining Sciences* 41, pp. 538-539.

Shahin, M. A., Maier, H. R., Jaksa, M. B., 2003, Settlement prediction of shallow foundations on granular soils Using B-spline neuro fuzzy models, *Computers and eotechnics*, 30, 637-647.

Suwansawat, S, Einstein, H. H.,2006, Articial neural Networks for predicting the maximum Surface settlement caused by EPB shield tunneling, *Tunnelling and nderground Space Technology* 21 pp. 133-150

Ulusay R., Sönmez H. (2002), *aya ütlelerinin Mühendislik zellikleri*, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayınları No:60, Ankara.

Yang, J. S., Liu, B. C., Wang, M. C., 2004, Modeling of tunneling-induced ground surface movements using Stochastic medium theory, *Tunnelling and nderground Space Technolog*, 19, pp. 113-123.

Bir Karayolu Tüneli İnşaatında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin Ölçümü ve Analizi

The Measurement and Analysis of Blast-Induced round Vi rations at the E cavation of a Transportation Tunnel

Ümit Özer, Abdulkadir Karadoğan, Ali Kahriman

İstan ul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstan ul

Abdullah Kürşat Erol, Murat Yurttaş

iska-Makyol Adi rtaklığı, ağıthane, İstan ul

ÖZET Bu çalışmada, İstanbul Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünel İnşaatı sırasında yapılan patlatma çalışmaları sonucu oluşan titreşimlerin ölçümü ve analizi yapılmıştır. Kismak ortak girişimin yüklenicisi bulunduğu bu tüneller, T1 ve T2 olarak adlandırılmıştır. Araştırma kapsamında, söz konusu tünel inşaatında değişik zamanlarda gerçekleştirilen toplam 126 atıma ait parçacık hızı ve frekans değerleri, kayıt cihazları ile tespit edilmiş ve analiz edilmiştir. Bu analiz esnasında, parçacık hızının kestirimi için literatürde yaygın kullanıma sahip üç adet farklı maksimum parçacık hızı (PPV) tahmin denklemi kullanılarak sonuçları karşılaştırılmış ve gelecekte yapılacak atımların tahmininde kullanılabilecek pratik grafikler geliştirilmiştir. Söz konusu sahada elde edilen sonuçların, çevredeki tesis ve yapılara etki derecelerini tahmin ve mukayese etmek amacıyla; parçacık hız bileşenleri oluşum frekansları da dikkate alınarak, uluslararası genel kabul görmüş Alman DIN 4150 Normu ve Çevre ve Orman Bakanlığı Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği'ne göre değerlendirilmiştir.

ABSTRACT This paper presents the analysis and measurements of ground vibrations blast-induced during the construction of Istanbul Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe highway tunnels. These tunnels called as T1 and T2 are being constructed by a joint venture group. Within the scope of the study, the particle velocities and frequencies belong to 126 shots during the advancement of the tunnels were monitored and analyzed by vibration monitors for the test site. During the statistical analysis, three different predictor equations widely used in the literature were used to predict peak particle velocity (PPV) and the results and comparison of the predictor equations were presented. Finally, the particle velocities and frequency values of all blast events were evaluated according to Turkish Environmental Regulation, in order to predict, and compare the influence grades to the neighboring buildings, and structures. The particle velocities and frequency values of all blast events are evaluated according to German DIN 4150 Norm and Turkish environmental noise control and management regulation in order to predict and evaluate the influence grades to the neighboring buildings and structures.

1.GİRİŞ

Patlatmanın kaçınılmaz olduğu taş ocakçılığı, madencilik, inşaat altyapı kazıları, kuyu-tünel, boru hattı, baraj gibi çeşitli sektörlerde; yer sarsıntısı ve hava şokundan kaynaklanan çevresel problemlerle sıkça karşılaşılmakta ve tartışılmaktadır. (Dowding, 1985; Kahriman, 2004).

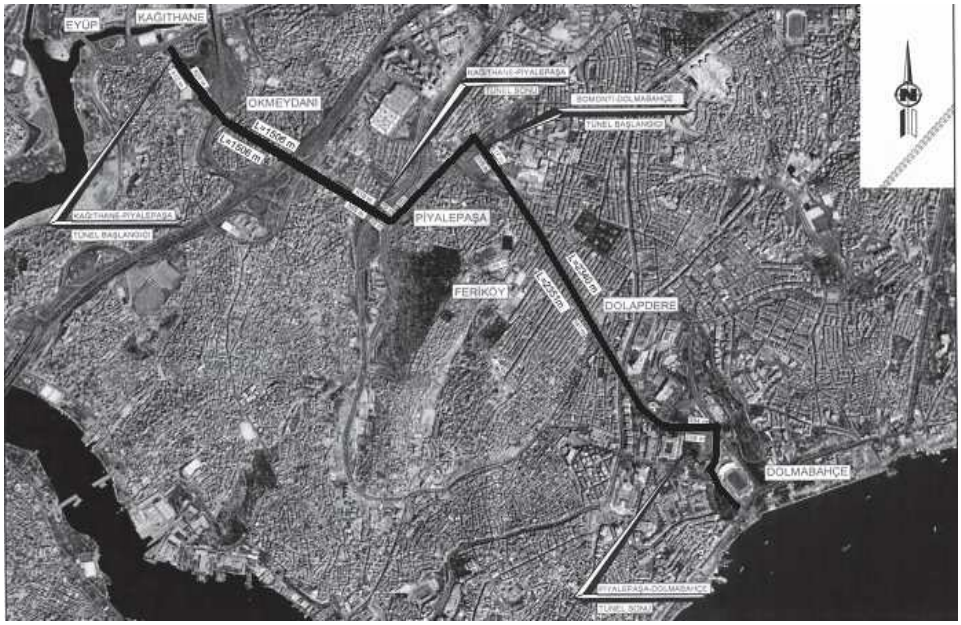
Patlatmadan kaynaklanan çevresel problemler, gelişmiş ülkelerde; ülkemize göre daha çok önceleri yaşanmıştır. Bu nedenle bu konuların çözümü ve konuyla ilgili bazı standartların oluşturulması amacıyla çeşitli sistematik araştırma programları yürürlüğe konulmuştur. Bu programların sonucunda "Kontrollü Patlatma Tekniğinin İlkeleri" ortaya konulmuştur. (Johnston ve Durucan, 1994; Kahriman, 2006a; Ozer, 2007).

Bu çalışmanın amacı; Kiska – Makyol Adi Ortaklığı (Kis-Mak)'ın yüklenicisi bulunduğu "Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünel İnşaatı" sırasında, patlatmadan kaynaklanan yersarsıntısının oluşturduğu çevresel problemlerin, birçok atım olayı bazında ölçülerek, bu unsurların, tünel güzergâhı çevresinde bulunan yerleşim birimlerindeki yapılarda hasarlara neden olabilecek seviyelerde olup olamayacağı konusunda bir değerlendirme yapılması ve bundan sonra yapılacak atımların oluşturacağı yer sarsıntısı değerlerinin önceden tahmin edilmesini sağlayacak formüllerin literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet farklı maksimum parçacık hızı (PPV) tahmin denklemi kullanılarak belirlenmesidir.

2 ÇALIŞMA SAHASI

İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından İstanbul'daki trafik sorununu çözmek amacıyla, özkaynak kullanımı ile Kiska-Makyol (Kismak) adi ortaklığının yürütücülüğünü yaptığı "Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünelleri İnşaatı" İstanbul ili Avrupa yakasında yer almaktadır. Şekil 1'de tünel güzergahı gösterilmiştir.

Çalışma sahasını, söz konusu tünel projesinin ilk iki basamağını Kasımpaşa-Piyalepaşa'dan (Bomonti altı) girerek Okmeydanı-Çağlayan bölgesini geçip Kağıthane'ye çıkacak olan T1 ve T2 olarak adlandırılan tüneller oluşturur. Araştırma kapsamında yapılan arazi çalışmaları ve ölçümleri, söz konusu projenin Kağıthane-Piyalepaşa tünellerinde yapılmıştır (Kahriman, 2006b).



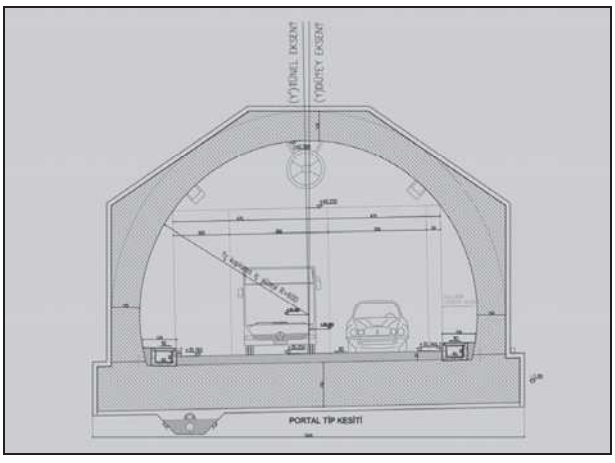
Şekil 1. Tünel güzergahının genel yerleşimi

Söz konusu güzergahta gün boyunca düşük yoğunlukta trafik yaşanmaktadır. İş giriş-çıkış saatlerinde bu yoğunluk artmaktadır. Piyalepaşa (Bomonti altı) - Kağıthane yönünde T1 olarak adlandırılan tünel güzergahında tünelin uzunluğu 1506 metre uzunluğunda iki şerit halinde inşa edilecektir. Kağıthane-Piyalepaşa (Bomonti altı) yönünde T2 olarak adlandırılan tünel güzergâhı 1517 metre uzunluğunda iki şerit halinde inşa edilecektir.

Projeyle ve Kağıthane-Piyalepaşa tünelleri ile ilgili bilgiler Çizelge 1'de verilmiştir. Projede patlatmalı kazı yapılacak tünellerin kesiti Şekil 2'de verilmiştir.

Çizelge 1. Proje ve çalışılan tüneller hakkında genel bilgiler

Kazı yöntemi	Yeni Avusturya Metodu (NATM)
Tünel uzunluğu	T1 tünel:1506 m, T2 tünel:1517 m
Maks. tünel eğimi	%2,5
İrtibat tünelleri	6 adet
Taban genişliği	11,80 m
Yol genişliği	9,50 m
Yüksekliği	7,33 m
İç yarıçapı	6 m
Kesit alanı	65 m^2
Kazı miktarı	810.840 m^3
Beton kalınlığı	50 cm
Betonu miktarı	141.120 m^3



Şekil 2. Tünel kesiti

Tünel güzergahında yer alan birimlerin özellikleri yapılan saha ve sondaj çalışmaları ile belirlenmiştir. Jeolojik açıdan bakıldığında; gözlemlere göre yüzeyde yaklaşık 50 cm kalınlığında bitki örtüsü yer almaktadır, onun altında ise Trakya Formasyonu'nun belirgin özelliklerini taşıyan, kahve-yeşil renkli kiltaşı, kahve-yeşil renkli şeylli kiltaşı, kahve-yeşil renkli kiltaşı-kumtaşı ardalanması, mavi-gri renkli kumtaşı, mavi-gri renkli şeyl ara tabakalı kumtaşı, mavi-gri renkli kiltaşı, kalker, grovak ve silttaşı birimleri bulunmaktadır. Ayrıca bu birimlerde, yer yer kalsit damarlarına rastlanmıştır, yanı sıra mavi yeşil renkli, kalsit damarlı andezit sokulumları da mevcuttur. Yer yer dayklara da rastlanan bölgede kayalar sağlam ve orta sağlam kayaç grupları içerisinde yer almaktadır (Kahriman, 2006b).

3 ARAŞTIRMADA UYGULANAN YÖNTEM

Bu çalışma kapsamında, Kiska – Makyol (Kis-Mak) Adi Ortaklığı'nın yüklenicisi bulunduğu "Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünel İnşaatı" sırasında patlatmalı kazı uygulanacak bölgelerde patlatmadan kaynaklanan titreşim ve hava şoku ölçümleri yapılmıştır.

Kazı faaliyetleri sürdürülen sahada, karşılaşılan kaya birimlerinin (Grovak, silttaşı) sert ve sağlam yapısı dolayısıyla muhtelif kesitlerdeki tüneller için patlatmalı kazı zorunluluğu doğmuştur.

Araştırma kapsamında; çalışılan sahadaki patlatmalı kazıda, atımlarda uygulanan patlatma paternleri, delik düzenleri ve patlayıcı şarjları; söz konusu ortak girişimin yetkilileri tarafından sistematik olarak uygulana gelen şekliyle (herhangi bir müdahalede bulunulmadan) gözlemlenmiştir.

Gecikme başına düşen patlayıcı madde miktarı, her bir delik için planlanan patlayıcı maddenin kontrollü bir şekilde şarj edilmesiyle belirlenmiştir. Atım noktaları ile yer sarsıntısı ve hava şoku ölçüm istasyonları arasındaki mesafeler topoğrafik aletlerle belirlenmiştir.

Çalışma yapılan tünellerde Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) uygulanmaktadır. Üstyarı ve altyarı olarak iki aynada kazı yapılarak ilerlenmektedir. Kazı işleminde patlatma yöntemi olarak Paralel Orta Çekme yöntemi uygulanmaktadır. Patlatma delikleri 41 mm çapında, delik boyu ise 2 m'dir. Patlayıcı tipi olarak kapsüle duyarlı emülsiyon türü patlayıcılar, ateşleme sistemi olarak elektriksiz kapsüller kullanılmıştır.

Daha sonra, söz konusu tünel inşaatında değişik zamanlarda gerçekleştirilen 126 atıma ait cihazlar tarafından kaydedilen toplam 250 olayın ölçüm sonuçları yorumlanmıştır. Toplam 250 olayın değerlendirilmesi sırasında literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet farklı maksimum parçacık hız (PPV) tahmin denklemi kullanılarak, bundan sonra yapılacak atımların oluşturacağı yersarsıntısı değerlerinin önceden tahmin edilmesini sağlayacak formüller verilmiş ve PPV tahmininde kullanım kolaylığı getireceği düşünülen pratik patlatma grafikleri geliştirilmiştir. Eşitlik 1'de gösterilen denklem, ölçekli mesafe değerini farklı farklı ifade eden bu tahmin denklemlerinin genel yapısını vermektedir.

$$PPV = K * SD^{(-/+)\beta} \qquad (1)$$

PPV: En Yüksek Parçacık Hızı (mm/sn)
SD: Ölçekli mesafe
K ve β: Saha sabitleri

Ayrıca Titreşim ölçer cihazı ile elde edilen kayıtların; Alman DIN 4150 Normu ve 01.07.2005 tarihli 25862 sayılı Resmi Gazetede yayınlanarak yürürlüğe giren Ülkemiz "Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği" nin 29/a maddesi ile karşılaştırılarak hasar normları içindeki yeri belirlenmeye çalışılmıştır.

4. ÖLÇÜM SONUÇLARI

Söz konusu tünel inşaatında değişik zamanlarda gerçekleştirilen Kağıthane T1 Tünelinde 33, Kağıthane T2 Tünelinde 80, Piyalepaşa T1 Tünelinde 12 ve Piyalepaşa T2 Tünelinde 1 atım olmak üzere toplam 126 atıma ait 250 olay cihazlar tarafından kaydedilmiştir.

Çizelge 2. Tahmin denklemleri (Khandelwal and Singh, 2007)

Tahmin Denklemi	Eşitlik
USBM (Duvall and Fogelson, 1962)	$ppv = \left(\frac{}{d^{1/2}}\right)^{-\beta}$
Ambraseys–Hendron (1968)	$ppv = \left(\frac{}{d^{1/3}}\right)^{-\beta}$
Langefors–Kihlstrom (1978)	$ppv = \left(\sqrt{\frac{d}{2/3}}\right)^{\beta}$

W_d: Geçikme başına maksimum şarj
R: Patlatma noktası ile ölçüm istasyonu arası mesafe

Atımlardaki kayıt alımlarında parçacık hızının enine, boyuna ve dikey bileşenlerini ölçen ve bunların bileşkesi olan hız değerlerini veren 4 adet Instantel Mini Mate Plus model titreşim ölçer cihazı; Kağıthane ve Piyalepaşa Tünellerinde yapılan atımlara yakın binaların yanında seçilen ölçüm istasyonlarına bilinçli olarak yerleştirilmiştir.

Kayıt alınan bazı atımların parçacık hızı bileşenlerini, frekans değerlerini ve mesafe değerlerini içeren bilgiler, Çizelge 3'de kısmi olarak verilmiştir.

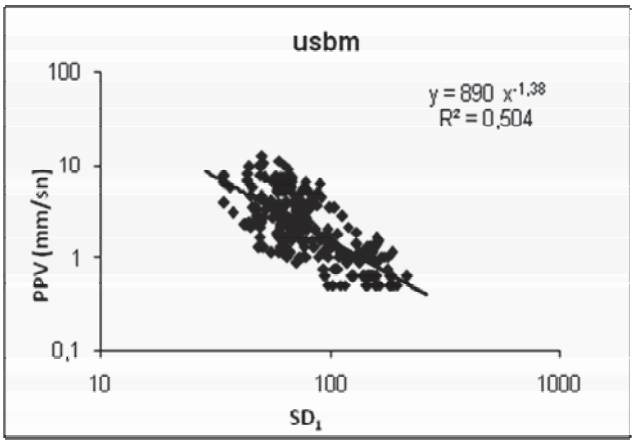
5. ÖLÇÜM SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

5.1. Ölçüm Sonuçlarının İstatistiksel Analizi

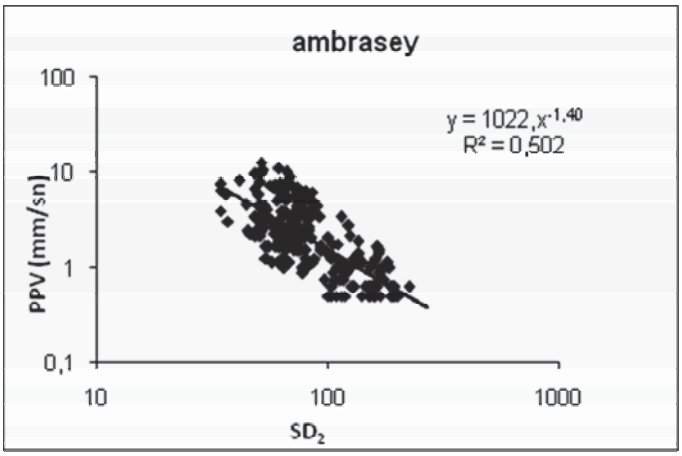
Bölgede yapılacak kontrollü patlatma tasarımlarında parçacık hızı tahmininde kullanılması önerilen çalışma sahasının sabitleri literatürde yaygın kullanıma sahip Çizelge 2'de verilen 3 adet denklem kullanılarak yapılan regresyon analizleri sonucunda belirlenmiştir. Yapılan regresyon analizleri Şekil 3 a,b ve c'de gösterilmiş ve bulunan saha sabitleri Çizelge 4'de özetlenmiştir.

Çizelge 3. Bazı atımlara ait titreşim ölçüm sonuçları

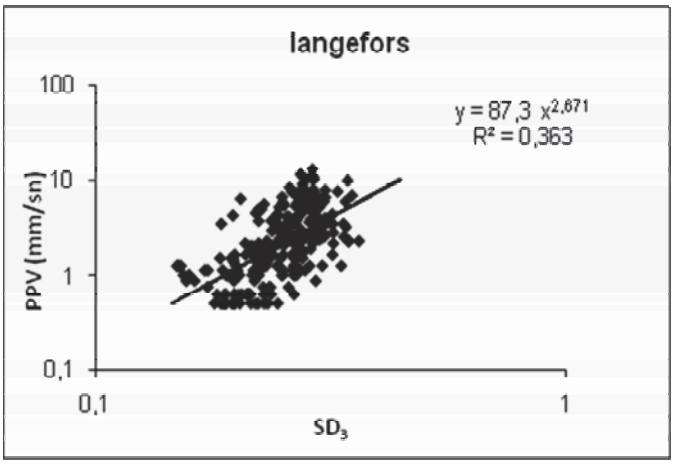
Atım Yeri	Tarih	Maks. Parçacık Hızı (PPV) (mm/s)	Frekans f (Hz)	Hava Şoku (dB)	Toplam Şarj (kg)	Gecikme Başına Toplam Şarj (W) (kg)	Mesafe (R) (m)
Kağıthane T1	10.08.2006	2,79	64	124,9	28	1,7	146,62
	30.08.2006	0,64	100	119,4	40	1,4	178,24
	05.09.2006	0,51	57	114,2	40	1,2	197,21
	12.09.2006	0,64	100	119,9	46	1,4	216,16
	11.10.2006	3,56	100	104,9	45	1,8	78,29
	28.10.2006	5,33	100	104,9	30	1,4	70,08
	07.11.2006	3,17	100	107,5	47	1,8	64,79
	16.11.2006	3,17	100	95,9	52	1,6	70,62
Kağıthane T2	12.08.2006	2,16	57	125,6	20	1,2	66,05
	25.08.2006	3,94	57	130,9	15	1	34,31
	30.08.2006	1,02	100	125,6	15	1	64,31
	16.09.2006	2,92	85	127,4	15	0,9	57,58
	28.01.1900	0,64	39	130,1	40	1,2	173,05
	12.10.2006	1,14	100	104,2	30	1,2	60,54
	13.10.2006	4,19	73	100,0	30	1,4	87,79
	20.11.2006	2,54	100	98,8	30	1,2	83,18
	25.11.2006	4,95	100	104,2	40	1,6	91,81
	06.12.2006	3,56	100	104,9	40	1,6	87,36
	09.12.2006	6,10	85	106,0	45	1,8	89,31
Piyalepaşa T1	04.09.2006	9,91	64	119,9	40	1,2	54,63
	09.09.2006	7,24	73	119,7	40	1,2	63,55
	13.09.2006	2,03	100	109,9	15	0,9	82,58
	16.09.2006	1,14	85	132,0	15	0,8	125,61
Piyalepaşa T2	16.09.2006	5,46	51	119,4	30	0,9	72,96
	16.09.2006	1,14	57,00	130,80	30	0,9	175,56
	16.09.2006	3,94	85	117,1	30	0,9	61,55



Şekil 3.a PPV ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki (USBM denklemi kullanılarak)



Şekil 3.b PPV ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki (Ambraseys–Hendron denklemi kullanılarak)



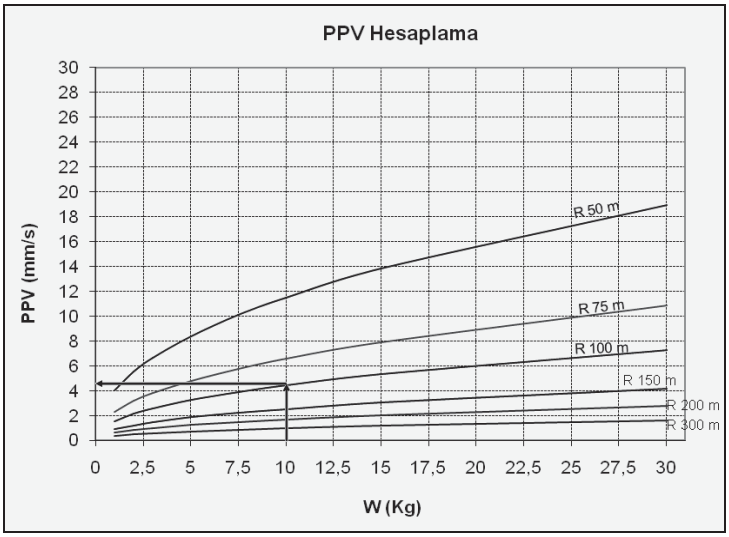
Şekil 3.c PPV ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki (Langefors–Kihlstrom denklemi kullanılarak)

USBM ve Ambraseys–Hendron eşitliklerinin PPV'yi tahmin etmede Langefors–Kihlstrom eşitliğine göre daha iyi sonuçlar verdiği korelasyon katsayısı değerinden (r=0,71) anlaşılmaktadır. Bu nedenle, söz konusu saha için titreşim ölçer kullanılmadığı durumlarda; herhangi bir atımdaki gecikme başına kullanılan belirli miktardaki bir patlayıcı maddenin yaratacağı titreşimin hızının belirli bir uzaklıktaki değerinin ne olacağını tahmin etmede bu eşitlikler önemli bir yaklaşım olarak rahatlıkla (kabul edilebilir limitlerdeki bir sapma ile) kullanılabilecektir.

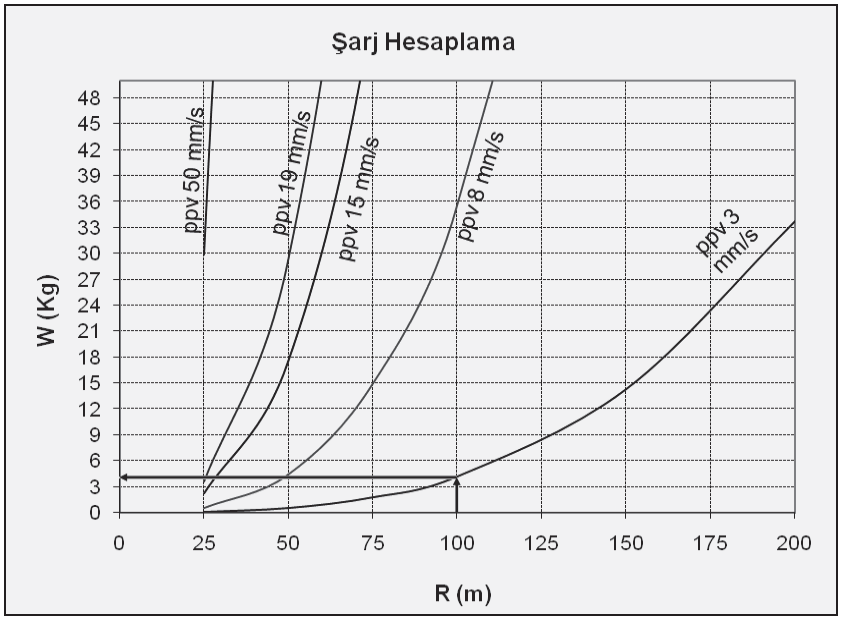
Çizelge 4. Tünel güzergahına ait saha sabitleri

Tahmin Denklemi	Denklemi	r
USBM (Duvall and Fogelson, 1962)	$PPV=890\ (R/W^{1/2})^{-1,38}$	0,71
Ambraseys–Hendron (1968)	$PPV=1022(R/W^{1/3})^{-1,40}$	0,71
Langefors–Kihlstrom (1978)	$PPV=87,3\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{2,672}$	0,60

Araştırma kapsamında söz konusu sahada bundan sonra yapılacak atımların kontrollü yapılmasının temini amacıyla, patlatma sorumlularının işini kolaylaştırmak ve atımların daha çok psikolojik olduğu anlaşılan çevresel etkilerini en aza indirmek için, bazı pratik grafikler geliştirilmiştir. USBM denkleminden elde edilen ampirik ilişki kullanılarak oluşturulan bu grafiklerle maksimum parçacık hızı ve gecikme başına şarj değerlerinin kolayca hesaplanabilmesi amaçlanmıştır. Şekil 5'de verilen grafikte gecikme başına şarj ve mesafe değerlerine bağlı olarak PPV değeri, Şekil 6 'da verilen grafikle ise PPV ve mesafe değerlerine bağlı olarak gecikme başına şarj değerleri pratik olarak hesaplanabilmektedir.



Şekil 5. Gecikme başına şarj ve mesafe değerlerine bağlı olarak PPV tahmini



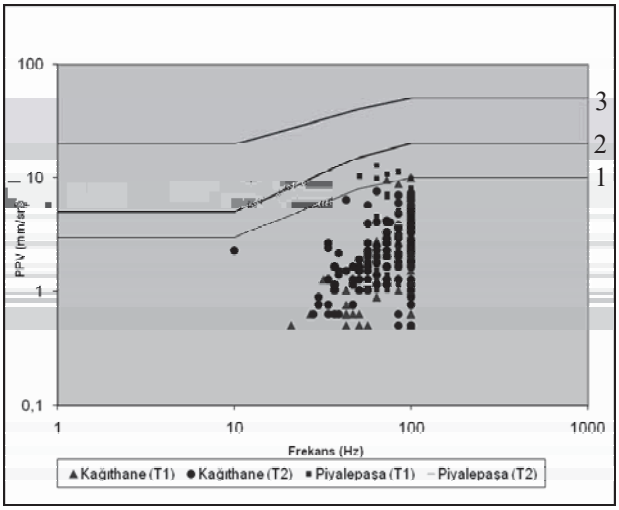
Şekil 6. PPV ve mesafe değerlerine bağlı olarak gecikme başına şarj tahmini

Örnek teşkil etmesi bakımından gecikme başına şarj 10 kg ve 100 m mesafe değerleri için Şekil 5 deki grafiğin yorumunu yapacak olursak, PPV değerimizi yaklaşık olarak 4,5 mm/sn olarak buluruz. Şekil 6 için ise; 3 mm/sn ve 100 m mesafe değerleri için gecikme başına şarj değerimizi yaklaşık olarak 4 kg olarak buluruz.

5.2 Hasar Riski Değerlendirilmesi

Çalışma kapsamında, söz konusu tünel kazısında elde edilen ölçüm sonuçlarının, çevredeki tesis ve yapılara etki derecelerini tahmin ve mukayese etmek amacıyla; parçacık hız bileşenleri oluşum frekansları da dikkate alınarak, uluslararası genel kabul görmüş Alman DIN 4150 Normu'a ve 01.07.2005 tarihli 25862 sayılı Resmi Gazetede yayınlanarak yürürlüğe giren Çevre ve Orman Bakanlığı'nın "Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği" nin 29/a maddesine göre mukayese edilmek üzere Şekil 7 ve Şekil 8'deki grafikler üzerinde topluca gösterilmiştir.

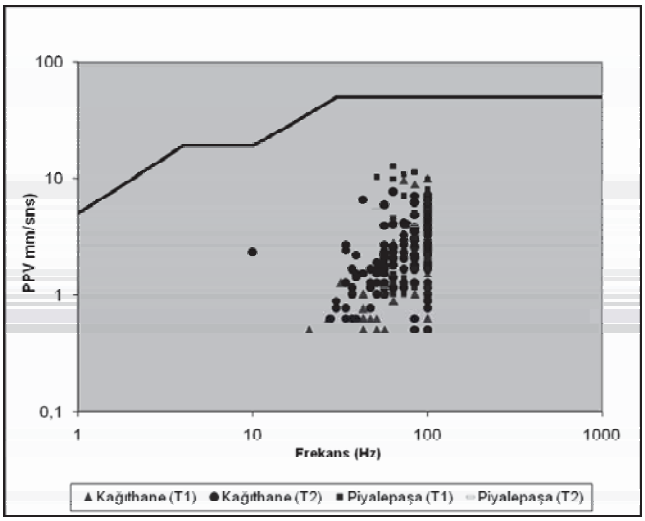
Şekil 7'den anlaşılacağı üzere, kaydedilen değerlerden, Piyalepaşa T1 tünelinde yapılan atımların bazıları, ölçüm istasyonlarının yakınlığı nedeniyle Alman DIN 4150 Normu'nda 1 nolu çizgi ile gösterilen



Şekil 7. PPV ve frekansların Alman DIN 4159 Normu'na göre yorumu

yıpranmış eski yapılar için belirlenen hasar limitlerinin üzerinde çıkmıştır. Ancak kaydedilen tüm değerler, 2 nolu çizgi olarak verilen betonarme yapılar için ve 3 nolu çizgi olarak verilen çelik konstrüksiyonlu endüstriyel binalar için belirlenen hasar limitlerinin altında olmuştur.

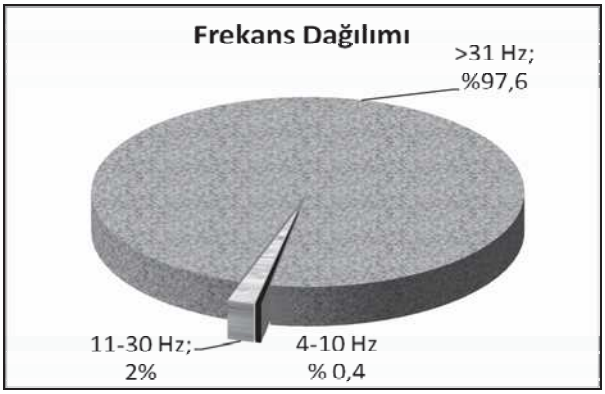
Şekil 8'de çalışma kapsamında elde edilen PPV ve frekans değerlerinin, Ülkemiz Çevre ve Orman Bakanlığı'nın "Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği" nin 29/a maddesinde verilen limitler kullanılarak çizilen grafik üzerindeki ilişkileri verilmiştir. Şekil 8'de görüleceği



Şekil 8. PPV ve frekansların Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği 29/a maddesine göre yorumu

üzere, çalışma kapsamında söz konusu tünel inşaatı sırasında kazı yapılan tüm lokasyonlarda kaydedilen tüm değerler, hasar limitlerinin altında çıkmıştır.

Gecikme başına düşen şarjın mevcut olanaklarla kısıtlanmaya çalışıldığı bu atımlarda; kaydedilen olaylarda ortaya çıkan maksimum parçacık hızlarına karşılık gelen frekans değerlerinin dağılımları USBM normuna kısmen uyumlu olan ülkemiz yönetmeliğine göre incelendiğinde, kaydedilen 250 olaya ait titreşim frekansları değerlerinin % 0,4'ü 4–11 Hz değer aralığında,%2'si 11–30 değer aralığında, %97,6'sı ise 31 Hz'den yüksek olmuştur (Şekil 9).



Şekil 9. Kaydedilen Frekans değerlerinin dağılımı

Ölçülen titreşim frekanslarının yüksek olması, genel olarak 5–10 Hertz düzeyinde olan yapıların öz yapısal frekanslarıyla karşılaştırıldığında, rezonans riskinin minimum düzeyde olacağını göstermektedir.

6 SONUÇLAR

Çalışma kapsamında, Kiska – Makyol Adi Ortaklığı (Kis-Mak)' nın yüklenicisi bulunduğu "Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünel İnşaatı" sırasında patlatmalı kazı uygulanacak bölgelerde patlatmadan kaynaklanan titreşim ölçümleri yapılmıştır.

Yapılan patlatma çalışmaları sırasında, titreşim ölçer cihazları 126 atımda kaydedilen toplam 250 olay değerlendirilmiş ve literatürde yaygın kullanıma sahip 3 ayrı tahmin denklemiyle ampirik ilişkiler elde edilmiştir. Yapılan analiz sonucunda en yüksek korelasyon katsayısını (r=0,71) USBM ve Ambraseys–Hendron eşitlikleri vermiştir. Bu eşitlikler, söz konusu sahada tünel patlatmalarında titreşim ölçer kullanılmadığı durumlarda; herhangi bir atımdaki gecikme başına kullanılan belirli miktardaki bir patlayıcı maddenin yaratacağı titreşimin hızının belirli bir uzaklıktaki değerinin ne olacağını tahmin etmede önemli bir yaklaşım olarak rahatlıkla (kabul edilebilir limitlerdeki bir sapma ile) kullanılabilecektir.

Araştırma kapsamında söz konusu sahada bundan sonra yapılacak atımların kontrollü yapılmasının temini amacıyla, patlatma sorumlularının işini kolaylaştırmak ve atımların daha çok psikolojik olduğu anlaşılan çevresel etkilerini en aza indirmek için, bazı pratik grafikler geliştirilmiştir. USBM denkleminden elde edilen ampirik ilişki kullanılarak oluşturulan bu grafiklerle maksimum parçacık hızı ve gecikme başına şarj miktarlarının kolayca hesaplanabilmesi amaçlanmıştır.

Titreşim ölçerlerle kaydedilen maksimum parçacık hızları dikkate alınarak Alman DIN 4150 Normu ve USBM normuna kısmen uyumlu olan Ülkemiz Çevre ve Orman Bakanlığı'nın "Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği" nin 29/a maddesine göre yapılan

mukayeselerde atımların, çevredeki bina ve tesislerde herhangi bir hasar yaratabilecek seviyelerde olmadığı anlaşılmaktadır.

Kaydedilen olaylarda ortaya çıkan frekans değerleri USBM normuna kısmen uyumlu olan Ülkemiz yönetmeliğine göre incelendiğinde, kaydedilen 250 olaya ait titreşim frekansları değerlerinin %96 'sı 30 Hz' in üzerinde olmuştur. Ölçülen titreşim frekanslarının yüksek olması, genel olarak 5–10 Hz düzeyinde olan yapıların öz yapısal frekanslarıyla karşılaştırıldığında, rezonans riskinin minimum düzeyde olacağını göstermektedir.

TEŞEKKÜR

Bu araştırma sırasında, gerek arazi çalışmalarında gerekse diğer faaliyetlerde her türlü yardımda bulunan Kiska – Makyol (Kismak) Adi Ortaklığı'nın yetkililerine ve çalışanlarına teşekkür ederiz.

Bu çalışma, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yürütücü Sekreterliği (Proje No: 429/13092005) ve Devlet Planlama Teşkilatı (Proje No: 2005K120990) tarafından desteklenmiştir. Yazarlar, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yürütücü Sekreterliği ve Devlet Planlama Teşkilatı'na finansal destekleri için teşekkür eder.

KAYNAKLAR

Dowding, C.H., 1985, "Blast Vibration Monitoring and Control", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, pp. 119-126.

Johnston, G.J, Durucan, S, 1994, The Numerical Prediction, Analysis and Modelling of Ground Vibration Induced by Blasting, Third International Symposium on Mine Planning and Equipment Selection, Istanbul, 18-20 October.

Kahriman, A, Ozer, U, Aksoy, M, Karadogan, A, Tuncer, G 2006a, Environmental impacts of bench blasting at Hisarcik Boron open pit mine in Turkey, *International ournal of eosciences Environmental eology*, Springer Press, DOI 10.1007/s00254-006-0274-5, pp.1015–1023.

Kahriman, A.,Ozer, U, Karadoğan, A., Aksoy, M, Özdemir, K., Adıgüzel, D., Doğan, T., 2006b, Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünel İnşaatı Patlatma Kaynaklı Titreşim ve Hava Şoku Ölçümleri, İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Döner Sermaye Projesi. İstanbul.

Kahriman, A., 2004, "Analysis of parameters of ground vibrations produced from bench blasting at A Limestone Quarry", Soil Dynamics and Eartquake Engineering, 24, Elsevier, London, U.K, pp. 887-892.

Khandelwal M. and Singh T.N., 2007." Evaluation of blast-induced ground vibration predictors" Soil Dynamics Eng. 27 (2007) pp 116–125.

Ozer, U, Kahriman, A, Adiguzel, D, Aksoy, M, Karadogan, A, 2007, The Investigation of Ground Vibrations Induced by Bench Blasting at Different Quarries at Çatalca District in Turkey, The Thirty-Three Annual Conference on Explosives and Blasting Technique, January 28 - 31, 2007 Nashville, Tennessee, USA. Volume I**.** pp 241-253**.**

Geotechnical Monitoring of a Tunnel in the Kiscelli Clay in Budapest

Eszter Kálmán
Geotechnical Department, Budapest University of Technology, Budapest, Hungary

ABSTRACT The ventilation tunnel of the Bocskai station of the metro line 4 in Budapest is 76.86 m long, 9.1 m wide and 7.62 m high, with the cross section of 55.52 m^2. The primary lining is 250 mm sprayed concrete with double reinforcements. This article is about the measurements of displacements and earth pressures and the issues after the measurements. If the results are evaluated, some new information are obtained about the tunnelling in the Kiscelli" clay.

Displacement measurements: During the construction, the vertical and horizontal displacements were read twice a day, every morning and every afternoon. The displacement cross sections were every 5 m, and at the beginning, close to the wall, they were in the 3 m, 5 m, and 8 m cross sections. Two cross sections were chosen: one of them, 0+08, has the smallest construction time, and the other, 0+65, has the longest construction time. The smallest time is 42 h and 30 min and the longest is 414 h and 10 min.

Earth pressure measurements: Earth pressure cells were built in the 0+43 cross section. The radial cells measure the earth pressure between the concrete lining and earth. The tangential cells measure the pressure in the lining.

1 GENERAL DATA

1.1 General Information

The ventilation tunnel at the Bocskai Station of the metro line 4 in Budapest is 76.85 m long, generally 9.1 wide and 7.62 m high. The cross section area is 55.52 m^2. The primary lining is SCL (Sprayed Concrete Lining), 250 mm thick, with double reinforcement.

The general construction company of this SCL tunnel was Swietelsky Építő Ltd. The designer was Mott MacDonald Magyarország Ltd as subcontractor for Főmterv Zrt. The Magyar Alagútépítő és Bányászati Ltd (Hungarian Tunnel Constructor and Mining Ltd) was the actual construction company as a subcontractor. The geotechnical site manager was Geovil Ltd, responsible for the in-situ measurements of the displacements during construction and their evaluation. The installation of the earth pressure cells, and the measuring of the radial and tangential stresses and their processing and evaluation were a very special exercise.

1.2 Geology, Geotechnical Information

The geotechnical and hydrogeological environment of the tunnel was investigated by Geo Pannon Ltd.

According to their study, the uppermost layer to a depth of 4 to 5 m below the ground surface is made up of loose pleistocene

deposits underlain by a mid-oligocene formation of clay marl known as Kiscell clay. The upper zone of the clay stratum in a thickness of 1.4 to 2.8 m is expanded, fractured and weathered, and below this an expanded, cracked zone of 4 to 5 m thick is found. With increasing depths, cracking and effect of expansion gradually diminish and eventually a sound stratum exhibiting the original even texture is encountered, this is the Kiscell clay, familiar to and rated high by geotechnical engineers as providing very favorable environment for tunnel construction.

As the construction of the tunnel was progressing, continuous advance investigations were made of the soil/rock conditions around and ahead of the cross section of the tunnel. Based on this, it was ascertained that at no place intruded the excavated profile into the expanded, fractured, weathered zone, while the vault may have reached the cracked zone, the lower portion of the cross section was invariably constructed in sound Kiscell clay.

1.3 Construction Technology

This ventilation tunnel of the Bocskai Station was constructed by mining technology with shotcrete lining, as the primary lining.

The construction technology is summarized as follows.

The mining consisted of five stages:

1. The top heading was opened and the primary lining of the top heading was constructed.
2. The bench was opened and the primary lining of the bench was constructed.
3. The vault was opened and the primary lining was lined with shotcrete.
4. The bench was opened+ primary lining
5. The invert was opened + primary lining, closure of the ring.

Each stage was 2 m long. During the construction, the displacements of the structure were checked.

The suggested geotechnical measurements were determined by the CEN-European Committee for Standardization: European Standard ENV 1997, Geotechnical Design Part 1, General Rules. Of which one of them is highlighted, which states "…the properties of the tunnel structure have to be certified by perpetual back analysis and monitoring".

2 DISPLACEMENT MEASUREMENTS

During the construction, readings were taken twice a day by optical surveying instrument at 5 observational points located in the primary lining. The vertical and horizontal displacements of the points were read.

Worthy of note, that according to the up-to-date designer conception, the displacement measurement is more practicable for the displacement of the primary lining or the checking of the structure than the convergence.

The displacement measurements were carried out as follows:

- 5 observation points had to be fixed into the primary lining,
- the first reading was to be made within 6 hours after the completion of the primary lining ring,
- the reading frequency rate can be seen in Table 1:

Table 1. The reading frequency rate

Tunnel Lining Convergence	
0<d<30	Daily
30<d<72	Twice weekly
72<d	Weekly
d- is a distance in meters of the monitoring array from the tunnel face (m)	

The limiting values of the displacements were accorded by the designer (Mott MacDonald Magyarország Ltd) and summarized in Table 2.

Table 2. The limiting values of the displacements

	dh dv	Trigger	Action	Danger	Trigger	Action	Danger
CP1	dv	10	20	40	12	25	50
CP2 and 3	dv	10	20	40	12	25	50
	dh	10	20	40	12	25	50
CP4 and 5	dh	10	20	40	12	25	50
dh: horizontal displacement; dv: vertical displacement; CP1, CP2, CP3, CP4, CP5: the observation points located in the primary lining.							

The displacement measurements were designed to be spaced generally at 5 m intervals. But in the first 10 m they actually were at the 3th, 5th, 8th m because that was the area of the outbreak of the tunnel across the diaphragm wall. Beyond this 10 m, the measurements were at each 5 m. The observation points in the SCL primary lining are shown in Figure 1.

If the results of these displacement measurements are analyzed, it is possible to draw some conclusions.

In the established practice, the displacements of the structure are analyzed at 5 points per cross section.

Hereinafter, the displacements of the points CP1 (point of the top heading), CP2, CP3 (points of the bench), CP4, CP5 (points of the invert) are presented.

The cross sections 0+08 and the 0+65 are chosen because the construction time at 0+08 was the longest, 414 hours 10 minutes, and at 0+65 it was the shortest, 42 hours 30 minutes. Let us consider the displacements in these two cross sections side by side (Figs. 2-5):

We can see that the construction time influences the displacements of the points CP1, CP2 and CP3 points, but at the invert it does not influence the displacement of CP4 and CP5.

The danger tendencies of the displacement of the prop can be presented by the rate of the displacement. If the rate is growing, the prop/structure will have to sustain more and more strain. If the rate is toning down, the stability will be able to set in. Hereinafter we can see a usual displacement-rate diagram.

The change with time in the rate of displacement can be assessed from Figure 5. The movements of the points were first relatively fast after completion of the construction. After the first month the rate of the movement of the points slowed down practically to zero, i.e., the tunnel and the ground environment got into a stable, new equilibrium after 1 month.

In the two cross sections:

0+08:

- start of the construction: 18.12.2006,
- the construction time: 414 hours 10 minutes,
- the date of reaching equilibrium: 24.01.2007,
- elapsed time: 37 days.

0+65:

- start of the construction: 03.02.2007,
- the construction time: 42 hours 30 minutes,
- the date of reaching equilibrium: 13.02.2007.
- elapsed time: 10days.

It is observable by these two examples what relationship exists between the construction time and the time of reaching equilibrium. Fast construction time can help equilibrium to be reached fast and the movement of the structure to tone down.

3 THE EARTH PRESSURE CELLS USED IN THE KISCELLI CLAY

The Glötzl earth pressure cells were installed in the cross section 0+43. The installation of the pressure cells was helped by a few days of study tour at the Glötzl Company.

The radial cells can show the stresses between the SCL and the clay. The tangential cells can show the stresses in the structure. Figure 6 shows the installation scheme of each cell.

In the cross section 0+43 there are six radial and two tangential cells. The location of the cells is shown in Figure 7.

The readings were taken twice daily. By the continuous reading we can get a complete image of how the stresses were transposed onto the prop and what magnitude of the stress was in the SCL.

Finally, Figure 7 shows the distribution of stresses around the primary lining. The state of stress is very interesting, because it appears to be “quasi hydrostatic”.

With the development of this state of stress, the static condition in the Kiscell clay tends to be transformed into a new nonstatic condition. This new condition is characterized by the formation of an active failure zone around the tunnel (Fig. 8). The Kiscell clay which is normally dry and impermeable in the

static condition, becomes wet and remoulded after the construction of the tunnel. The Kiscell clay when intact predominantly contains bonded groundwater, but with the opening of the cracks the groundwater is able to penetrate into the remoulded clay around the tunnel, so that clay particles float in water. Thus the Kiscell clay looses its original characteristics.

A ”quasi hydrostatic” state of stress results because of the water and the floating clay particles. The angle of friction of the remouldedl and wet Kiscell clay drops as low as ϕ=5 to 10°. It follows from the foregoing that the coefficient of the active earth pressure (Ka) increases to ~1, so the vertical and the horizontal earth pressures become virtually equal. This condition may be termed as “quasi hydraulic” state of stress. The load on the tunnel consists of the water pressure and the earth pressure reduced by buoyancy. Given this, both the vertical earth pressures and the horizontal earth pressures can be determined.

4 CONCLUSIONS

The geotechnical parameters were fair for the tunnel design, since the displacements during and after the construction were predicted reliably by the designer (Mott MacDonald Magyarország Ltd).

The tunnel was constructed in a good quality by the constructor, owing partly to the fact that the constructor possessed construction practice in similar projects.

In similar geological and geotechnical environment and with the same construction technology the movement of the point at the top heading is likely to finish by the end of the first month. The rate of displacement reduces permanently below the design value. These results can provide some good and useful information for the designer concerning the Buda site of the project.

The installation and the performance of the earth pressure cells were satisfactory. The measurement results seem to verify the designer’s assumption that a „quasi hydrostatic” state of stresses is likely to develop around the tunnel.

REFERENCES

CEN-European Committee for Standardization: European Standard ENV 1997, Geotechnical Design Part 1, General Rules

Bassett, R.H., 2007. Practical Application of settlement monitoring. *NCE Conference*, UK

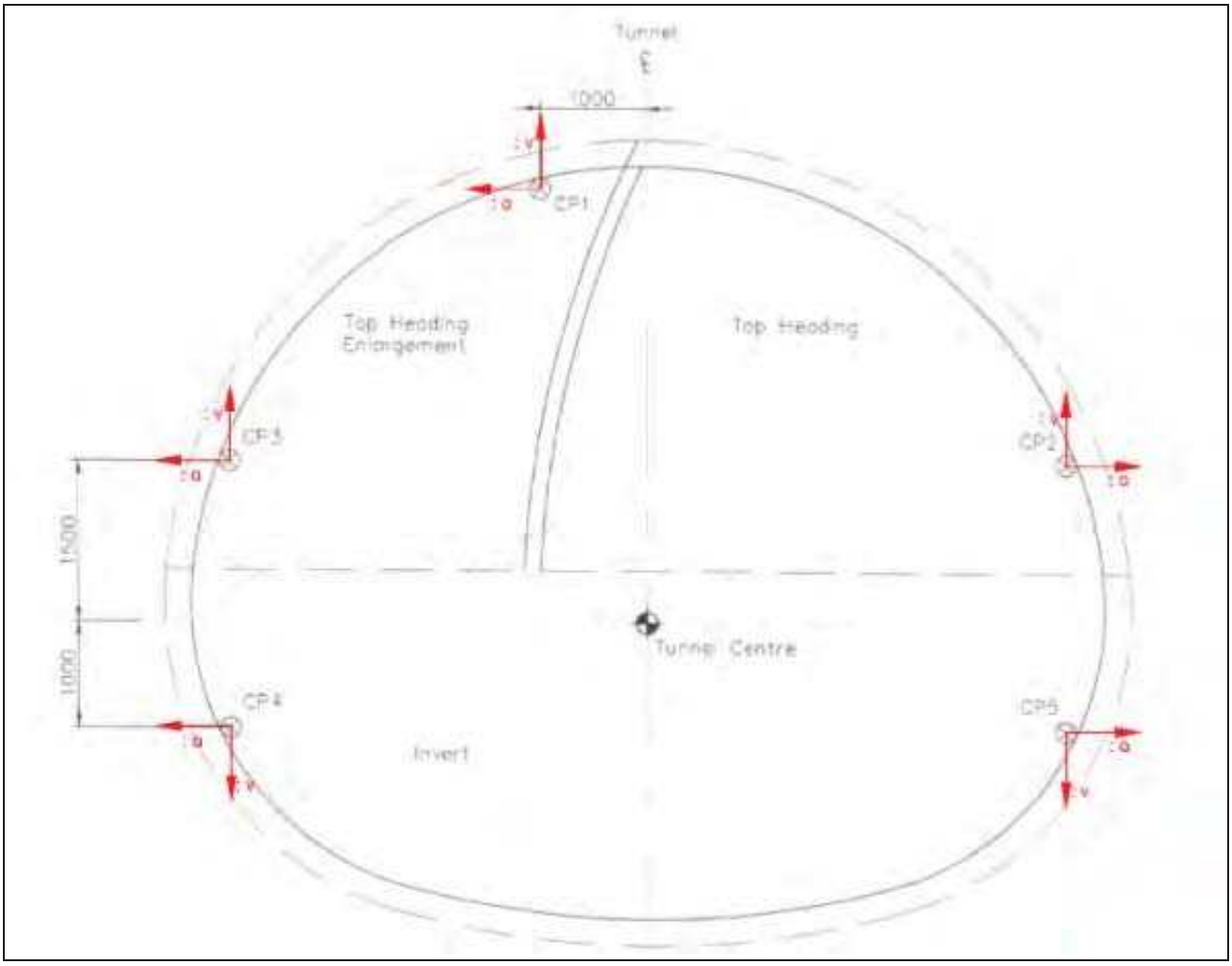


Figure 1. The observation points in the SCL primary lining

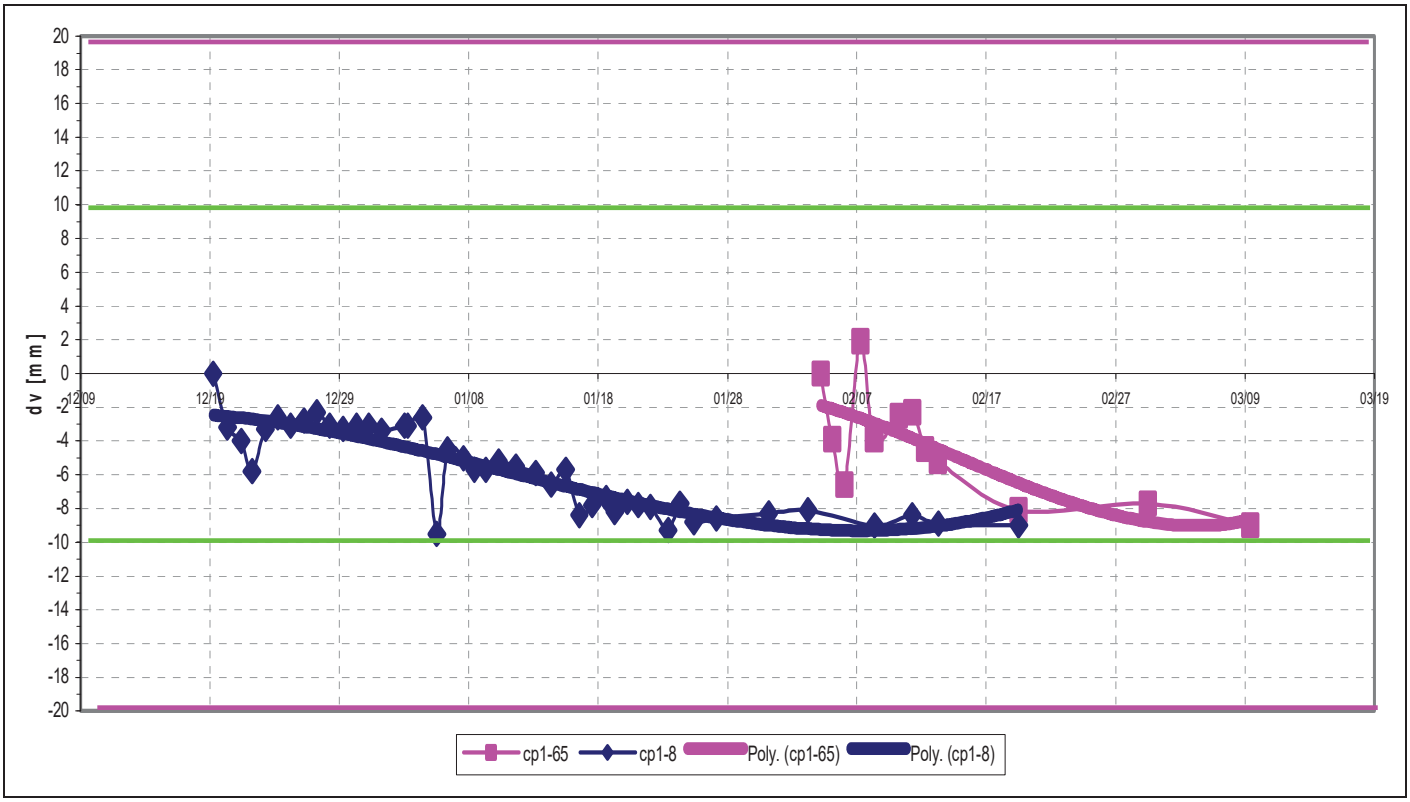


Figure 2. The displacements and the best fitting lines of the displacements at the top heading

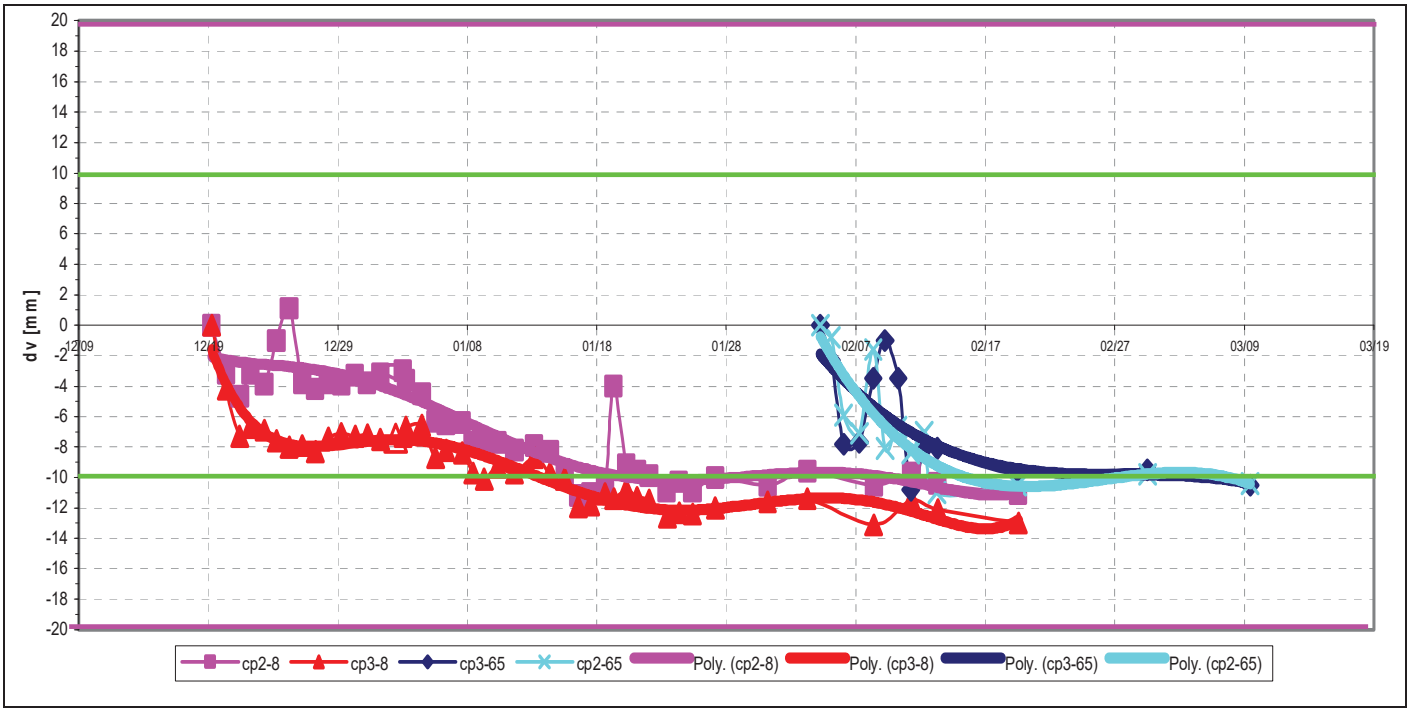


Figure 3. The displacements and the best fitting lines of the displacements at the bench

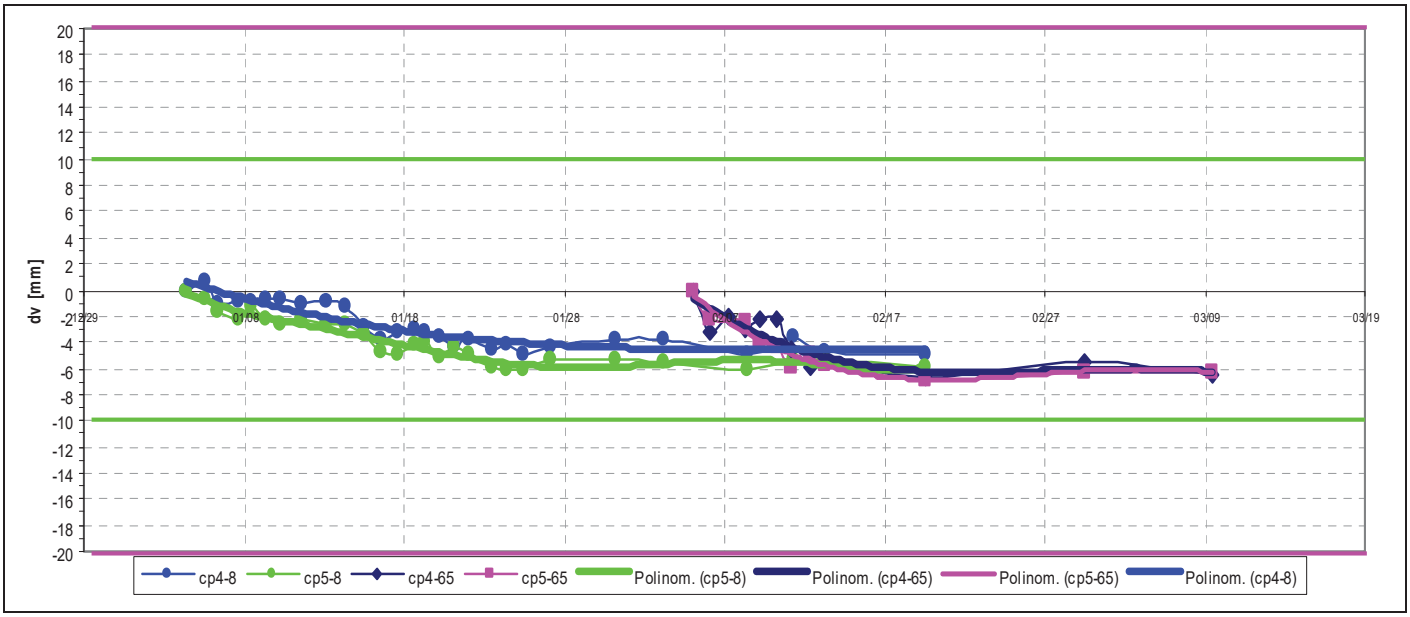


Figure 4. The displacements and the best fitting lines of the displacements at the invert

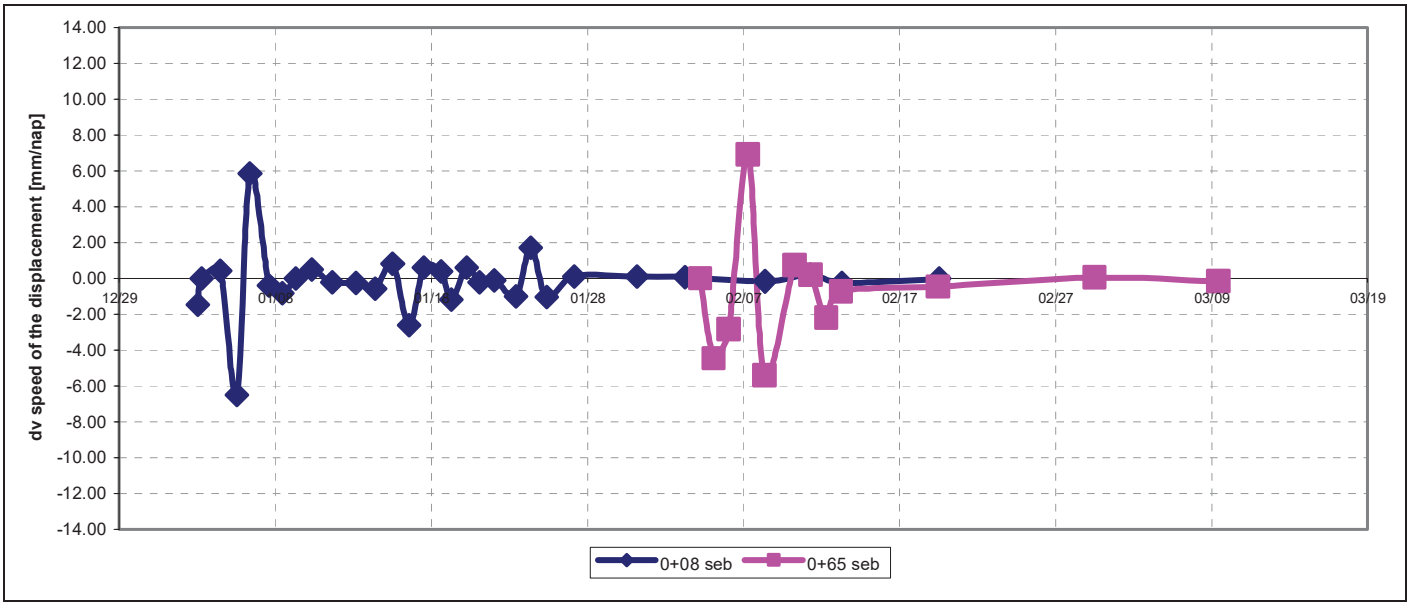


Figure 5. Displacement-rate diagram of points CP1 in the 0+08 and 0+65 cross sections

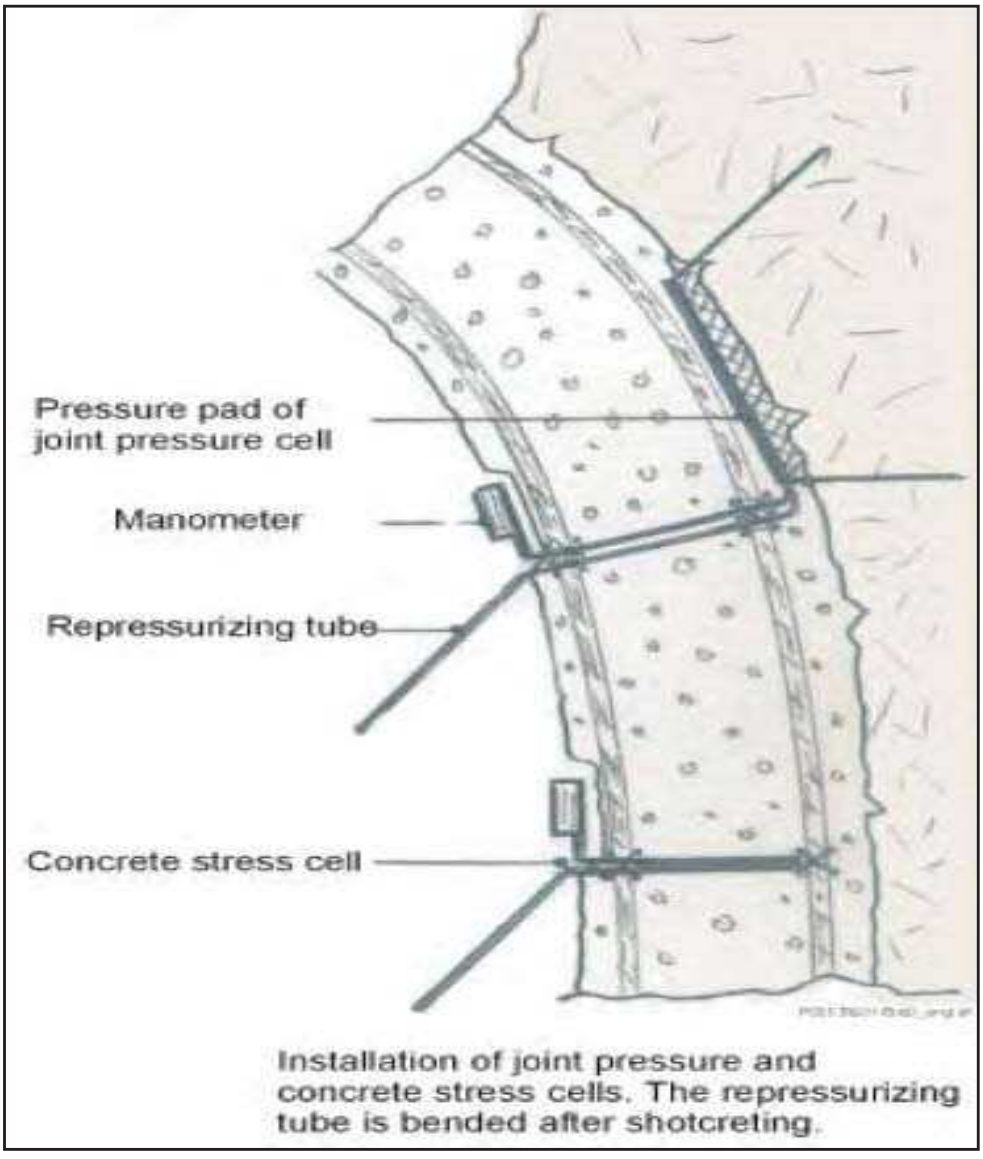


Figure 6. Installation scheme of the earth pressure cells

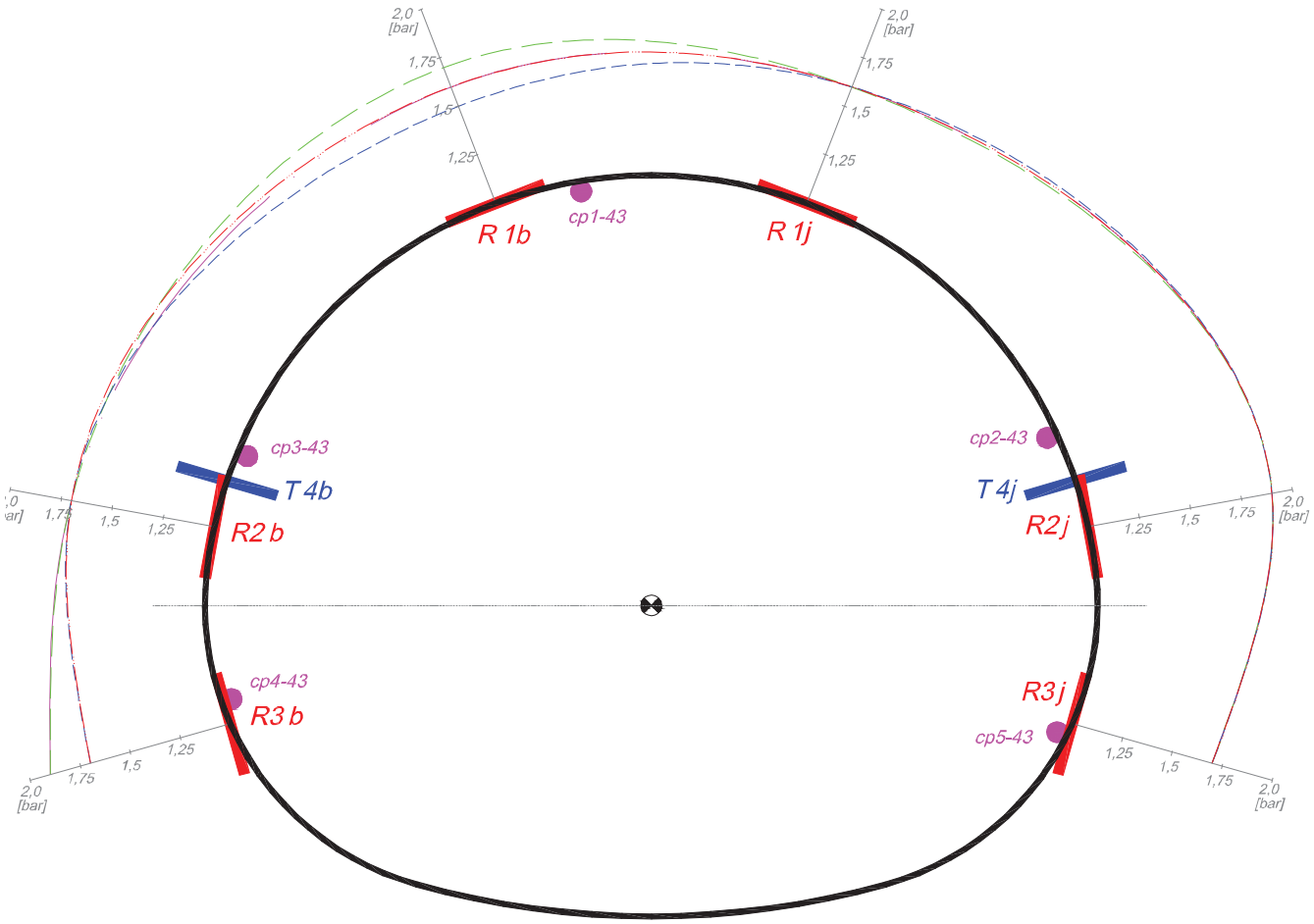


Figure 7. The earth pressure cells in the cross section 0+43

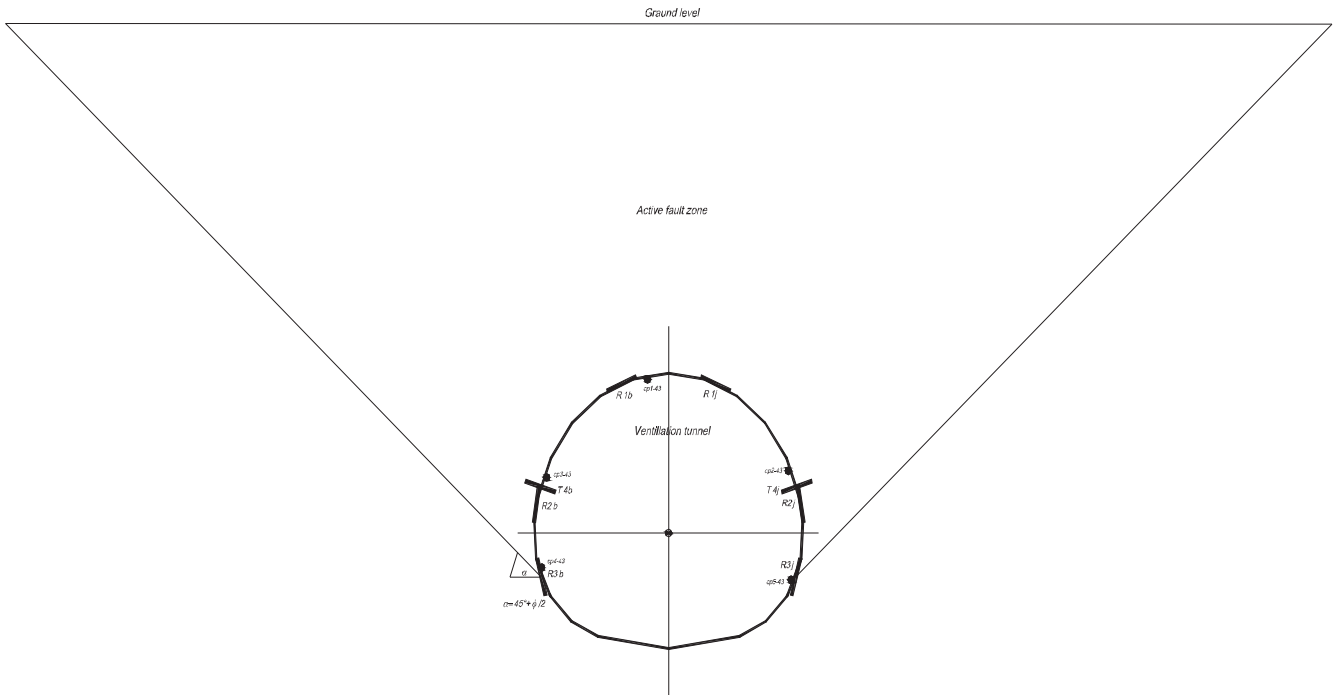


Figure 8. Active failure zone around the tunnel

Tünel Patlatmalarında Risk Analizi

isk Analysis in Tunnel Blasting

Enver Alan, Sıddık Başkan, İbrahim Sefer
apı Merkezi-Doğuş- üksel- enigün-Belen İnşaat rtak irişimi Anadoluray rtak irişimi, , Üsküdar-İstan ul

ÖZET Tünel Patlatmaları "Tehlikeli İşler" sınıfındadır. Tehlikenin konusu işçiler, diğer insanlar, canlılar ve kıymetlerdir. Türkiye Cumhuriyeti'nin kurucusu Kemal Atatürk 1 Mart 1923 yılında TBMM'nde yaptığı konuşmasında "Hakların en büyüğünün yaşam hakkı"[41, 50] olduğunu belirtmiştir.İnsan Hakları Evrensel Beyannamesi'nde "Yaşamak, özgürlük ve kişi güvenliği herkesin hakkıdır"[42] ve TC Anayasası'nda "Herkes, sağlıklı ve dengeli bir çevrede yaşama hakkına sahiptir" [34] yazılarak insan hakları koruma altına alınmıştır. Bu makalede "Tünel Patlatmaları" ile ilgili riskler tespit edilerek "Risk Analizi" yapılmıştır. Bu Risk Analizi Anadoluray Ortak Girişimi tarafından uygulanmaktadır. Bu işyerinde 511 gün içinde yapılan 598 adet "Tünel Patlatmasında" hiçbir kaza meydana gelmemiştir.

ABSTRACT Tunnel explosions are classified as "Dangerous Works". Subjects of danger are workers, other people, living creatures and values. The founder of the Turkish Republic Kemal Atatürk in his speech at Turkish Parliament on Mach 1st 1923 point out that "The biggest right is the right of living" [41, 50]. In the 3. Article of Universal Declaration of Human Rights "Everyone has the right to life, liberty and security of person"[48] and 56. Article of The Constitution of the Republic of Turkey "Everyone has the right to live in a healthy, balanced environment"[37] is written. With this articles human rights are taken under protection. In this article risks connected to "tunnel blasts" are determined and "Risk Analysis" is prepared. This Risk Analysis is practiced by Anadoluray Joint Venture. In this workplace no accidents happened during 598 "tunnel blasts" in the course of 511 days.

1 GİRİŞ

Keşfedildiği günden günümüze kadar Madencilik, İnşaat, Petrol, Tarım, Tıp vd. sektörlerde değişik amaçlar (depo, tünel, yol, sığınak, damar açma, savaş, terör vd.) için patlayıcı maddeler kullanılmaktadır.[2, 30, 44]

Patlayıcılar keşfedilmeden önce, kazılacak kaya yüzeyi ateş yakılarak ısıtılıyordu. Isıtılan kaya yüzeyine su veya sirke dökülerek tansiyon gerilimi ile kaya yavaş yavaş kırılıyordu.[3, 23] Kazılar uzun zaman alıyor, verimli ve ekonomik olmuyordu.

İnsanlığın bildiği en eski patlayıcı madde[49] olan Karabarut'un keşfi ile kaya gevşetme işlemleri hızlanmıştır.

Karabarut MS. 904 yılından itibaren silah olarak[23, 45] 1689 yılından itibaren madenlerde;[13] 1773 yılında Newgate Hapishanesi yapımında kullanılmıştır.[19]

2 PATLAYICI MADDELER

Isınma, basınç, darbe ve elektrik akımı etkisiyle şiddetli bir kimyasal reaksiyonla parçalanarak, ani yüksek sıcaklıkla birlikte büyük hacimlerde gaz haline dönüşebilen

katı, sıvı veya gaz haldeki, kimyasal bileşim veya karışımlara "Patlayıcı Madde" denir.[24, 36] Patlayıcı maddeler:[17, 49]

- ✓ Kimyasal yapılarına göre: Organik ve İnorganik patlayıcı maddeler,
- ✓ Güçlerine göre: Kuvvetli ve zayıf,
- ✓ İmal şekillerine göre: El yapımı ve fabrika imali patlayıcı maddeler,
- ✓ Kullanım amaçlarına göre: Askeri ve ticari patlayıcı maddeler,

diye sınıflandırılabilirler.

İlk icat edilen patlayıcı Karabarut'tur[49]. Kim tarafından, ne zaman keşfedildiği net olarak bilinmemektedir[49]. Elde edilmesi ile ilgili ilk yazılı belge (MS. 1255) Roger Bacon'a aittir.[13,19] Avrupa'da 13. yy[49] (14. yy.[11], 17. yy.[23]) başlarında bulunmuştur.

Geçmişten günümüze kadar emniyetli ve daha güçlü patlayıcı elde etme araştırma-geliştirme çalışmaları devam etmektedir.

2.1 Patlayıcı Maddeler İle İlgili Vakalar, Kazalar ve Terör Amaçlı Kullanılması

Patlayıcı maddeler ile ilgili meydana gelmiş vaka ve bazı kazalar aşağıdadır:

- ✓ Erzincan'da bir öğrenci pompalı tüfek ve dinamit lokumu ile okul baskını yapmıştır (28.04.2007).[28]
- ✓ Dinamitin patlatılmasıyla yüzlerce kaya parçası, İstanbul'da Cevizli Mahallesi üzerine yağmıştır (17.09.2006).[7]
- ✓ Dinamitler imha edilirken Zonguldak Ereğli-Kandilli'de iki polis ve iki işçi yaralanmıştır (10.10.2006).[8]
- ✓ Çinde:[26] Dongzhai (Dongcay) Köyü'nde dinamit atölyesinde meydana gelen patlamada on kişi ölmüştür (Nisan 2007),
- ✓ Aynı köyde, patlayıcıların saklandığı köyevinde meydana gelen patlamada kırküç kişi hayatını kaybetmiş, 28 kişi yaralanmıştır (07.07.2006),
- ✓ Yuanping Şehri'nde maden sahibinin apartmanda sakladığı patlayıcılar patlamış, 33 kişi ölmüştür (30.04.2007).

Her yıl dünyada 270 milyon iş kazası olup iki milyon insan ölmektedir.[32] Türkiye'de iş kazaları ile ilgili tespit edilebilen bazı istatistiki veriler aşağıdadır:

- ✓ 1965-2005 yılları arasında Zonguldak'ta kömür madenlerinde 305.000 kişi yaralanmış, 3.912 kişi ölmüştür.[32]
- ✓ 1999-2001 yılları arasında 7632 iş kazasında, 51'i dinamit ve patlamadan 1.436 kişi ölmüş, 3.871 kişi yaralanıp 1.861 kişi uzuvunu kaybetmiştir.[16]
- ✓ 2005 yılında meydana gelen 4.688 iş kazasında 38'i diamit vb. patlayıcılardan olmak üzere 858 kişi ölmüştür.[27]

Patlayıcı maddeler terör amaçlı da kullanılmaktadır. Pan A m Havayolları'na ait yolcu uçağında, kasetçalara konulan Semtex-H'in infilakı sonucu 270 kişi hayatını kaybetmiştir (21.12.1988).[5, 15, 29]

İstanbul'da, 1988 yılında 99 eylemde, 1999 yılında ise 186 eylemde patlayıcı maddeler terör amaçlı kullanılmıştır.[2]

Ankara'da Anafartalar Çarşısı girişinde patlayıcının infilak etmesi sonucu 100 kişi yaralanmış, 6 kişi ölmüştür (22.05.2007).[21]

2007 yılında ilk 7 ayda 231 kez terör amaçlı patlayıcı kullanma olayı olmuştur.[12]

3 RİSK ve RİSK ANALİZİ

3.1 Tanımlar

Makaledeki anahtar terimler aşağıda açıklanmıştır:[38, 40, 43, 46,47]

- ✓ Analiz: Bir konuyu temel parçalarına ayırıp, parçalar ve aralarındaki ilişkileri tanımlayarak sonuca gitme yolunu,
- ✓ İş: Bir sonuç elde etmek, herhangi bir şey ortaya koymak için güç harcayarak yapılan etkinliği, çalışmayı,
- ✓ İşçi: Bir hizmet akdine dayanarak bir işte ücret karşılığı çalışan kişiyi,
- ✓ İşyeri: İşveren tarafından mal veya hizmet üretmek amacıyla maddî olan ve olmayan unsurlar ile işçinin birlikte örgütlendiği birimi,
- ✓ İşveren: İşçi çalıştıran kişiyi,
- ✓ İşveren Vekili: İşveren adına hareket eden ve işin, işyerinin ve işletmenin yönetiminde görev alan kimseleri,
- ✓ Kaza:Kasıt olmaksızın meydana gelen, beklenmedik ve sonucu arzu edilmeyen olayları,

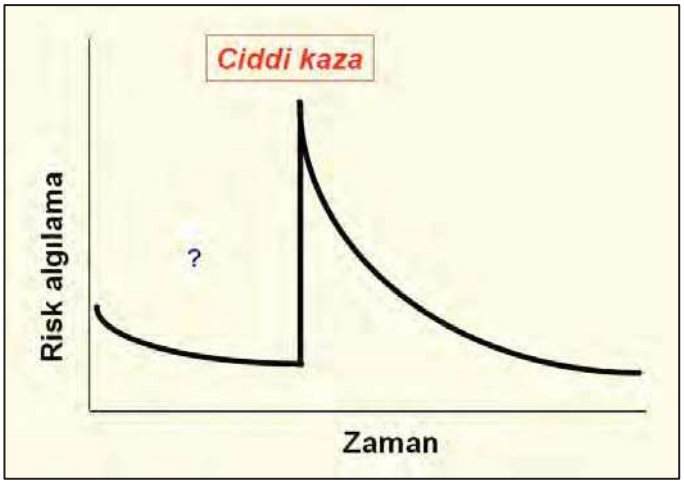
- ✓ İş kazası:Beklenmedik ve hatalı davranış yada teknik arıza nedeniyle oluşan, bir faaliyetin bitmesini engelleyen olayları,
- ✓Meslek Hastalığı: Sigortalının çalıştırıldığı işin niteliğine göre tekrarlanan bir sebeple veya işin yürütüm şartları yüzünden uğradığı geçici veya sürekli hastalık, sakatlık veya ruhi arıza hallerini,
- ✓ Güvenlik: Riskleri önlemek veya azaltmak için işlerin bütün aşamalarında planlanmış veya alınmış önlemleri,
- ✓ İş Güvenliği: İşyerinde, çalışma koşullarından kaynaklanan, çalışanlara yönelik tehlikelerin araştırılması ve önlenmesi amacıyla yapılan yöntemli çalışmaların tümünü,
- ✓ Kıymet:Korunması gereken herşeyi (Veri, kaynak, zaman, saygınlık vd.),
- ✓ Tehlike: Bir zarar, hasar veya yaralanma oluşturabilme potansiyelini,
- ✓ Önlemlerin Belirlenmesi: İlgili mevzuat ve iş koşulları dikkate alınarak alınması gerekli önlemlere karar verilmesini,

ifade etmektedir.

3.2 Risk

Risk: Tehlikenin sistemin zayıflığından faydalanıp çalışanlara, işyerine, sisteme veya çevresine zarar verme ihtimali ile zarar verme derecesinin bileşkesine "Risk" denir.

Risk algılama, başlangıçta üst seviyede olmasına rağmen zamanla azalmaktadır.



Şekil 1. Risk algılama-zaman ilişkisi[33]

Ciddi bir kaza ile maksimum seviyeye ulaşan risk algılaması zaman geçtikçe minimum seviyesine gelmektedir (Şek. 1).

3.3 Risk Analizi

3.3.1 Risk analizi nedir?

Bir faliyet yaparken olabilecek kazaları analiz edebilmek için kullanılan sistematik bir yöntemdir. Riskin tespit edilebilmesi için şu sorunun cevabı aranır? "Bu aktiviteyi yerine getirirken ne gibi potansiyel kazalar meydana gelebilir?"

Sistemdeki zayıflıklar ve olabilecek saldırılar tespit edilirken samimi olunmalı, aşağıdaki önlemler alınmalıdır:

- ✓ Koruma,
- ✓ Sağlamlaştırma,
- ✓ Hazırlık,
- ✓ Tespit ve müdahale.

3.3.2 Risk analizinin amaçları

Risk analizinin amaçları: [20, 31, 43]

1. Çalışma yerlerindeki tehlike ve riskleri tespit edip tanımlanması,
2. Risk altında bulunan kıymetlerin tanımlanması,
3. Tehlikelerin verebileceği zarar, hasar veya yaralanmanın şiddeti,
4. Riskleri bertaraf etmek veya etkilerini minimuma indirmek için alınmış ve alınacak olan önlemlerin yazılı olarak saptanması, paylaşılarak değerlendirilmesi ve uygulanması,
5. Sorumlular tespit edilerek denetim metodunun tanımlanması,
6. Düzenli denetim ve gözden geçirme,

3.3.3 Risk matrisi

Risk matrisi ABD Askeri standardı MIL_STD_882-D sistem güvenlik program gereksimini karşılamak maksadıyla geliştirilmiştir.

Riskin ortaya çıkma sıklığına (frekans) göre olasılık değerlendirmesi (Çiz. 1) yapılmaktadır. Burada da görüldüğü gibi hergün ortaya çıkabilecek risklerin eyleme dönüşme ihtimali çok yüksektir.

Riskin ortaya çıkma ihtimali olasılık derecesini belirler (Çiz. 1). Riskin zarar verme derecesine "Şiddet" denilmektedir. Şiddet Değeri ile derecelendirme arasındaki ilişki Çizelge 2'de görülmektedir.

Çizelge 1. Riskin olasılık derecesi [22, 33]

Olasılık Derecesi		Riskin Ortaya Çıkma İhtimali
1	İnanılmaz (Çok Küçük)	Olasılığı sıfıra yakın kazalar. Yılda bir kez olabilir,
2	Düşük İhtimal (Küçük)	Önceden öngörülmesine rağmen beklenmeyen kazalar Üç ayda bir kez olabilir,
3	Mümkün (Orta Derece)	Bazen karşılaşılan kazalar, Kaza olma ihtimali mümkün. Ayda bir kez olabilir,
4	Olası (Yüksek)	Meydana gelmesi süpriz olmayan, karşılaşılan kazalar. Haftada bir kez olabilir,
5	Muhtemel (Kesin)	Sık sık meydana gelen ve beklenen kazalar, Hergün olabilir

Çizelge 2. Kazaların şiddeti [4, 33]

Şiddet Değeri		Derecelendirme
1	Çok hafif	İş saati kaybı yok, İlkyardım gerektirir
2	Hafif	İş günü kaybı yok, İlkyardım gerektirir
3	Orta Derece	Hafif yaralanma, Tedavi gerektirir.
4	Ciddi (Büyük)	Ölüm, ciddi yaralanma, Meslek hastalığı.
5	Çok Ciddi (Felaket)	Birden çok ölüm, Sürekli iş görmezlik.

RİSK İHTİMAL	ŞİDDET				
	1 (Çok Hafif)	2 (Hafif)	3 (Orta Derece)	4 (Ciddi)	5 (Çok Ciddi)
1 (Çok Küçük)	Anlamsız 1	Düşük 2	Düşük 3	Düşük 4	Düşük 5
2 (Küçük)	Düşük 2	Düşük 4	Düşük 6	Orta 8	Orta 10
3 (Orta Derece)	Düşük 3	Düşük 6	Orta 9	Orta 12	Yüksek 15
4 (Yüksek)	Düşük 4	Orta 8	Orta 12	Yüksek 16	Yüksek 20
5 (Çok Yüksek)	Düşük 5	Orta 10	Yüksek 15	Yüksek 20	Tolere Edilemez 25

Şekil 2. Matris Diyagramı ve Risk Skorları [25]

Matris diyagramı (Şek. 2) ile, bir olayın gerçekleşme ihtimali ile, gerçekleştiğinde sonucun derecelendirilmesi ve ölçümü yapılmaktadır. Risk skoru, ihtimal ve şiddet katsayılarının çarpımıdır (Şek. 2).

Riskler: 1. Kabul edilebilir riskler,
2. Dikkate değer riskler,
3. Kabul edilemez riskler,

olmak üzere üç sınıfa ayrılırlar (Çiz. 3). Kabul edilemez riskler en tehlikeli riskler olup acilen tedbirler alınmalıdır.

Çizelge 3. Risk Sınıfları [33]

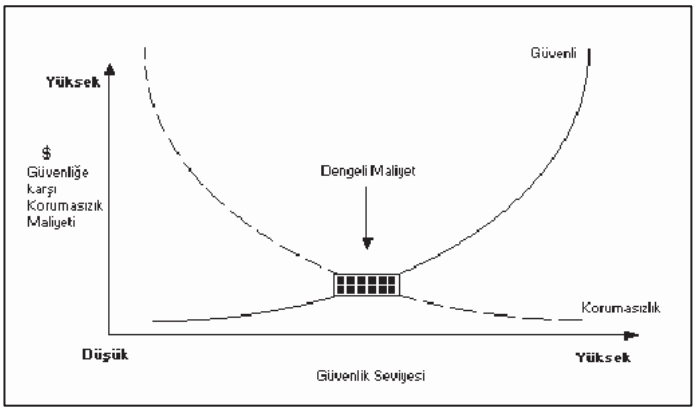
Risk Sınıfı	Risk Skoru	Eylem	Tedbir Alma Süresi
Kabul Edilebilir Riskler	1,2,3, 4,5,6	Bu riskler acil tedbirler gerektirmeyebilir	5 gün içinde tedbir al
Dikkate Değer Riskler	8,9, 10,12	Bu risklere mümkün olduğu kadar çabuk müdahale edilmelidir.	2-3 gün içinde tedbir al
Kabul Edilemez Riskler	15,16 20,25	Bu risklerle ilgili derhal çalışmalar yapılmalıdır.	İşi durdur, acil tedbir al

3.3.4 Risk değerlendirmesi

Risk değerlendirmesi, riskin büyüklüğünü tahmin etmek ve riske tahammül edilip edilemeyeceğine karar vererek risklerin verebileceği zararların ve bunlara karşı alınacak önlemlerin belirlenmesi amaçlı yapılan çalışmalardır.[6]

İşveren tarafından, işyerinde istihdam edilen ve yeterlik belgeli iş güvenliği ile görevli mühendisler ile işyeri hekimliği sertifikasına sahip iş sağlığı ile görevli işyeri hekimlerine, bunlar yoksa dışarıdan hizmet veren uzman kişi veya kuruluşlara yaptırılması esastır. İşin niteliği farklı mesleklerden uzmanlar da gerektiriyorsa, işveren, uygun mesleklerden uzmanların değerlendirme yapmasını sağlamalıdır.

Kıymetlerin önem ve değerlerine göre Güvenlik Seviyesine karar verilmelidir. Güvenlik Seviyesi arttığında Güvenlik Maliyeti de artmaktadır(Şek. 3).



Şekil 3. Güvenlik Maliyeti ile Güvenlik Seviyesi ilişkisi[9]

3.3.5 Riskleri kontrol altına alma

Riskleri kontrol altına alma yöntemleri, önceliğin derecesine göre ve en öncelikli olandan daha az öncelikli olana doğru sıralanmak üzere aşağıdaki gibi olmalıdır:[6]

- ✓ Riskler kaynağında yok edilmelidir,
- ✓ Tehlikeli olan risk, daha az tehlikeli olanla değiştirilmelidir,
- ✓ Toplu koruma önlemleri, kişisel koruma önlemlerine tercih edilmelidir,
- ✓ Mühendislik önlemleri uygulanmalıdır,
- ✓ Ergonomik yaklaşımlardan yararlanılmalı, işçilere bilgi ve eğitim verilmelidir.

4 TÜNEL PATLATMALARINDA RİSKLERE KARŞI ALINBİLECEK ÖNLEMLER

Tünel patlatmalarında tehlikelerin kıymetlerimize verebileceği zarar, hasar, yaralanma veya ölümlerin şiddetlerini minimum düzeyde tutmak için aşağıda belirtilen önlemler alınmalıdır:

- ✓ Tünel Patlatmaları "Tehlikeli İşler" sınıfındadır,
- ✓ Tehlikenin konusu insanların hayatıdır,
- ✓ Uzmanlık gerektiren ve güvenlik açısından önem taşıyan bu işler kesinlikle bu konuda yeterlik belgesine sahip kişi, ekip veya kurumlara yaptırılmalıdır,
- ✓ İşçilere yapacakları işlerle ilgili güvenlik önlemleri öğretilmeli, işçinin imzası alınarak bu konu belgelenmelidir,
- ✓ Çalışma hayatı ile ilgili kanun, tüzük ve yönetmelik hükümlerine uyulmalıdır,
- ✓ İşçilerin görev tanımlaması iyi yapılmalıdır,
- ✓ İşyerinde uyulması gereken güvenlik kurallarını içeren talimatlar ya da küçük el kitapçıkları hazırlanarak, işçilere dağıtılmalıdır,
- ✓ Yapılan işin özelliğine göre işçilere koruyucu ekipmanlar tutanakla verilmeli, işçilerin bu ekipmanları kullanması sağlanmalıdır,
- ✓ Alt yüklenicilerin, yaptıkları işlerle ilgili güvenlik önlemlerini almaktan sorumlu oldukları net ifadelerle yazılı olarak belirtilmeli, denetlenmelidir,
- ✓ İş güvenliği kurallarına riayet etmek teşvik edilmeli, kurallara uyanlar takdir edilmeli, uymayanlar önce sözlü sonra yazılı uyarılmalı, kurallara uymamakta ısrar edenler işten çıkarılmalıdır,
- ✓ İşyeri, iş güvenliği konusunda sürekli denetlenmeli, rapor yazılmalı ve değerlendirilmelidir,
- ✓ Meydana gelen kazalar hakkında ilgili kişi ve kurumlara bilgi verilmeli, kazaların analizleri yapılarak ayrıntılar saptanmalı, gerekli önlemler alınarak uygulanmalıdır.

5 TÜNEL PATLATMALARINA ÖRNEK RİSK ANALİZİ FORMU

Yapı Merkezi-Doğuş-Yüksel-Yenigün-Belen İnşaat Ortak Girişimi tarafından İstanbul'un Anadolu yakasında Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi imalatı yapılmaktadır. Proje kapsamında konvansiyonel yöntemle ve Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu (NATM) ile yapılan istasyonlardaki değişken kesitli kaya tünellerinde "Kontrollü Tünel Patlatmaları" da yapılarak kazı çalışmaları devam etmektedir.

İşyeri mühendisleri tarafından hazırlanan "Risk Analiz Formu" ekte sunulmaktadır.

6 SONUÇ

İngilterede yapılan bir araştırmaya göre, proje bedelinin % 8,5'lik kısmı iş kazaları ve meslek hastalıkları kaynaklı ölüm, yaralanma, iş günü kaybı ve sağlık masraflarına ayrılmak zorunda kalınmaktadır.[14]

İşyerlerinde tehlikeler planlama aşamasında tespit edilmeli, çalışma yöntemi buna göre belirlenmelidir. Patlayıcı madde kullanarak tünel kazısı yapılmasına karar verildiğinde, delme-patlatma işlemlerine başlamadan önce "Risk Analizi" yapılmalı, danışılarak kararlaştırılan bilgiye dayalı önlemler ve gerekli eğitim-öğretim işin başında uygulanmaya konulmalı, işin devamı süresince, aynı ciddiyette hareket edilmelidir.

İşverenler, işyerlerinde iş sağlığı ve güvenliğinin sağlanması için gerekli her türlü önlemi almak, araç ve gereçleri noksansız bulundurmak, işçiler de iş sağlığı ve güvenliği konusunda alınan her türlü önleme uymakla yükümlüdürler (Kanun No: 4857, Madde 77).[39]

Patlayıcı maddeler ve patlatmalardan kaynaklanan riskler; insanları, canlıları ve kıymetleri tehdit etmektedir. İş güvenliğini sağlamaya yönelik çabalar, insana verilen değerdir. Gerekli ergonomik önlemlerin alınması hem insani bir görev, hem de yasal bir sorumluluk ve zorunluluktur. Bazen çok basit ve masrafsız bir önlemin insanların yaşamını kurtardığı unutulmamalıdır.

TEŞEKKÜR

Yazarlar, bu makale hazırlanırken gösterdikleri destekleri için Anadoluray Ortak Girişimi Proje Müd. İnş. Müh. Sayın Ramih MUŞTU'ya, Yapım İşleri Müd. İnş. Yük. Müh. Sayın Ertuğrul DİNÇEL'e, Elektrik Müh. Sayın Ozan ÖREL'e ve Sayın Aylin GÜVENDİKSOY'a, makaleyi yazmamızdaki teşviki için Sayın Muammer ÇINAR'a ve İstanbul Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölüm Başkanı Sayın Prof. Dr. Ali KAHRİMAN'a teşekkürü bir görev bilirler.

Makalede belirtilen görüş ve sayısal değerlendirmeler yazarlarına aittir. Herhangi kurum veya kuruluşu bağlamaz.

KAYNAKLAR

1.Alan E. 2006. Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma İnşaatı İşinde Patlayıcı Madde Taşınması ve Kullanılması, *Teknik üvenlik önergesi,* İstanbul.

2.Akkul M., 2000. *İstan ul Bölgesinde er ekleşen Terör Ama lı Patlayıcı Madde ullanımının İrdelenmesi*, İstanbul.

3.Başar Ş. T., 1994. Yeraltı Faaliyetleri Tarihçesi, *laşımda eraltı azıları I. Sempozyumu*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını

4.Baysal S., 2004. Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İş Sağlığı ve Güvenliği Genel Müdürlüğü, *İşyerlerinde isk önetimi aklaşımları ve Bir ygulama rneği, s. , Ankara.* http://isggm.calisma.gov.tr/docs/yayinlar/isg_dergisi/sayi_22_1.pdf

5.BBC, 1998, Lessons trom Lockerbie http://news.bbc.co.uk/2/hi/special_report/1998/12/98/lockerbie/235632.stm

6.Çandır M. 2004. Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İş Sağlığı ve Güvenliği Genel Müdürlüğü, *imyasal iskler, Potansiyel isklerden nceliğin Se ilmesi, s. 2 , Ankara.* http://isggm.calisma.gov.tr/docs/yayinlar/isg_dergisi/sayi_22_1.pdf

7.Demirci G. 2006. *ökten Taş ağdı,* http:// arsiv.sabah.com.tr/2006/09/17/gun116.html

8.Yeni Şafak, *Dinamit İmhasında Patlama aralı,* http://www.yenisafak.com/gundem/?=13.10.2006&c=1&i=9901&Dinamit/imhas%C4%B1nda/patlama/4/yaral%C4%B1/

9.Durmuş G. *isk Analizi*, http://www.tkgm.gov.tr/turkce/dosyalar/diger%5Cicerikdetaydh275.pdf, s.5

10.Emniyet Genel Müdürlüğü Asayiş Dairesi Başkanlığı, *Tekel Dışı Bırakılan Patlayıcı Maddelerle Av Malzemesi ve Benzerlerinin Üretimi, İthali, Taşınması, Depolanması, Satışı, ullanılması, ok Edilmesi, Denetlenmesi sul ve Esaslarına İlişkin Tüzük,* Ankara. http://www.egm.gov.tr/asayis/ruhsat_patlayici.asp#patmadgenel

11.Genelkurmay Başkanlığı, Askeri Müze Kültür Sitesi Komutanlığı, *Ateşli Silahlar* http:// www.tsk.mil.tr/askerimuze/atesli_silahlar.htm

12.Genelkurmay Başkanlığı, *2 yılında Terör rgütü Mensupları Tarafından er ekleştirilen Patlayıcı Madde ve Mayın ullanma layları,*

http://www.tsk.mil.tr/HABERLER_ve_OLAYLAR/13_Patlayici_Madde_ve_Mayin_Kullanma_Olaylari/13_Patlayici_Madde_ve_Mayin_Kullanma_Olaylari.html
13. Geocities, *Patlayıcı Maddeler.* http://www.geocities.com/mdonmez1/Bombadeneme2.doc
14. Gürcanlı G. E., Müngen U., *2 . İTÜ, Bulanık ümeler İle İnşaatlarda eni Bir İş üvenliği isk Analizi öntemi,* http://www.itudergi.itu.edu.tr/tammetin/itu-d_2006_5_3_GE_Gurcanli.pdf
15. Hürriyet, Atasoy.S. 2007*, Pan Am Patlaması 8 ıl Sonra eniden* http://hurarsiv.hurriyet.com.tr/goster/haber.aspx?id=5850525
16. Hürriyet, *İş azalarında ılda 8 işi ldü*, 2002, http://hurarsiv.hurriyet.com.tr/goster/haber.aspx?viewid=137008
17. Jandarma Genel Komutanlığı, *Patlayıcı Maddelerin imyasal önü.* http://www.jandarma.tsk.mil.tr/kriminal/turkish %20internet/kimya/pat_dosyalar/pat1.htm
18. Kahriman A. İpekoğlu B. Tuncer G. Kesimal A. Karadoğan A.K. Görgün S. Alan E. 1998, Tuzla-*Dragos Tünelleri Pro esi - Şaftları Arasındaki Tünel azısında Patlatmadan aynaklanan Titreşim l üm Sonu ları ve Değerlendirilmesi*, İstanbul.
19. Kamu İstihbarat Teşkilatı, *Patlayıcı Maddeler,* http://www.tckit.net/pm.html
20. Murat Mühendislik, İş Sağlığı ve Güvenliği, Risk Analizi, İstanbul, 2007, http://www.muratmuhendislik.com/?gclid=CJ_Ssezu_I0CFSBMGgodzFpxLg
21. Mynet Haber, *lusta Bom a Patladı*, 2005, http://haber.mynet.com/detail_news/?type=Life&id=A220516D&date=22Mayis2007
22. NEBOSH Internationel H&C Certificate Course Notes, *isk Assessment*, Unit 5, London.
23. Orica Nitro Patlayıcı Maddeler San. Ve Tic. A. Ş., 2006. *aya Patlatma Tekniği*, Ankara.
24. Öcal M., Güngör G., Gök M. Ş., *esimli Madencilik Terimleri Sözlüğü*, s.175, Kutay – Ofset Matbaacılık
25. Özkılıç Ö., 2005, *İş Sağlığı ve üvenliği, önetim Sistemleri ve Değerlendirme Metodolo ileri*, TİSK Yayınları, İstanbul.
26. Pasifik Ülkeleri İle Sosyal ve İktisadi Dayanışma Derneği, *Pasifik,* 2006, http://www.pasiad.org/haber.php?id=2497
27. PC Teknik Forum, 2005, *İş azalarında 858 işi ldü,* www.gruphepsiciler.com/showthread.php?t=28109 - 47k
28. Polis Haber, Öğrenci Tüfekle Okul Bastı, 2007, http://www.polis.web.tr/article_view. php?aid=9176,
29. Prague. Tv, 2002, *Semte* http://prague.tv/articles/zine/semtex
30. Prof. Dr. Evergen T., Doç. Dr. Kahriman A., Dr. Yağanoğlu A., Girit M., 1999. *Delik Delme, Patlayıcı Maddeler ve ullanımı Eğitim Semineri*, Yurt Madenciliğini Geliştirme Vakfı, İstanbul.
31. Risk Değerlendirmesi İş Güvenliği Ekipmanları Danışmanlık Eğitim ve Mühendislik Ltd. Şirketi, Ankara, 2007, *İş üvenliği Eğitimi,* http://www. riskdegerlendirmesi.com/
32. Sosyalist Barikat, *İş azası Değil atliam,* Toros E. 2005, http://www.barikat-lar.de/barikat/ 30/maden30.htm
33. Tapu ve Kadastro Genel Müdürlüğü, Andaç M. *İSİ , isk Değerlendirme* http://www.tkgm.gov. tr/turkce/dosyalar/diger%5Cicerikdetaydh276.ppt#256,1,İSİG RİSK DEĞERLENDİRME
34. TBMM,Türkiye Cumhuriyeti Anayasası, Madde 56, *http // .t mm.gov.tr/Anayasa.htm*
35. *Tehlikeli ük Taşımacılığı Eğitim ita ı*, Uluslararası Sürücüler Derneği, İstanbul.
36. TC AdaletBakanlığı, *Patlayıcı Madde Ateşleyici eterlilik Belgesinin Verilmesi Esas ve sullerinin Belirlenmesi Hakkında önetmelik,*, Ankara, http://www.mevzuat.Adalet.gov.tr/html/ 21105.html
37. TC Anayasa Mahkemesi, The Constitution of the Republic of Turkey, Article 56*, http // . anayasa.gov.tr/images/loaded/pdf dosyalari/THE C NSTIT TI N F THE EP B IC F T E .pdf*
38. TC Başbakanlık Mevzuatı Geliştirme ve Yayın Genel Müdürlüğü, *Sosyal Sigortalar anunu,* http://mevzuat.basbakanlik.gov.tr/mevzuat/metinx.asp?mevzuatkod=1.5.506
39. TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, *85 Sayılı İş anunu, Madde ,* http://www.calisma.gov.tr/mevzuat/4857_is_kanunu.htm
40. TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, *İş anunu, anun No 85 ,* http://www.calisma.gov.tr/mevzuat/4857_is_kanunu.htm
41. TC İçişleri Bakanlığı, Atatürk'ün TBMM'nin I.Dönem 4. Yasama Yılını Açış Konuşmaları, *http // irim e .icisleri.gov.tr/teftis/ataturk t m m konusma-teftiskur.htm*
42. TC Kocaeli Valiliği, İnsan Hakları Evrensel Beyannamesi, Madde 3, *http // .kocaeli.gov.tr/insanhak/evrensel eyanname.doc*

43. TC Sosyal Güvenlik Kurumu, *Sigortalı eh eri*, 2007, http://www.ssk.gov.tr/sgk/reh berssk_isci.html
44. TÜBİTAK Bilim ve Teknik Dergisi, Nasıl Oluyor da Bir Patlayıcı Olan Nitrogliserin Bir İlaç Olarak Kullanılıyor? *http // . iltek. tu itak.gov.tr/merak ettikleriniz/inde .php kategori id 5 soru id 5*
45. TÜBİTAK Bilim ve Teknik Dergisi, *En ü lü Patlayıcı*,2000, http://www.biltek.tubitak.gov.tr/haberler/kimya/2000-02-7.pdf
46. Türk Dil Kurumu, *üncel Türk e Sözlük'te Söz*. http://www.tdk.org.tr/TR/SozBul.aspx?F6E10F8892433CFFAAF6AA849816B2EF05A79F75456518CA
47. Türkiyede İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği, 2005, İyibozkurt A. http://www.isguv.com/risk_degerlendirme.htm
48. UNICEF Turkey, Universal Declaration of Human Rights, Article 3, *http // . unicef.org/turkey/udhr/gi .html art*
49. Üner B., Ağır G., Koç S. 1997. Ege Üniversitesi, Ateşli Silahlar ve Balistiğin Tarihçesi, *II. Adli Bilimler Sempozyumu*, İzmir. http://med.ege.edu.tr/~hanci/balistiktarih.html
50. Yargıtay Başkanlığı, Atatürk'ün 1 Mart 1923 tarihinde TBMM 4. Yasama Yılını Açış Konuşması, *http //ataturk.yargitay.gov.tr/hu kuk/t mm .html*

RİSK ANALİZ FORMU

Çalışma Yeri:	Patlatma Yapılacak Tüm Şantiyeler	**Risk Analizi Tarihi:**	08.08.2007	**Analiz No:**	005
Risk Analizini Yapan:	Sıddık BAŞKAN Enver ALAN	**Faaliyet Konusu:**	Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi İnşaat İşleri Kontrollü Tünel Patlatmaları		

RİSK SKORLARI			**ŞİDDET**				
			Çok Hafif	Hafif	Ciddi	Büyük	Felaket
			1	**2**	**3**	**4**	**5**
OLASILIK	Çok Küçük	**1**	**Anlamsız 1**	**Düşük 2**	**Düşük 3**	**Düşük 4**	**Düşük 5**
	Küçük	**2**	**Düşük 2**	**Düşük 4**	**Düşük 6**	**Orta 8**	**Orta 10**
	Orta Derece	**3**	**Düşük 3**	**Düşük 6**	**Orta 9**	**Orta 12**	**Yüksek 15**
	Yüksek	**4**	**Düşük 4**	**Orta 8**	**Orta 12**	**Yüksek 16**	**Yüksek 20**
	Kesin	**5**	**Düşük 5**	**Orta 10**	**Yüksek 15**	**Yüksek 20**	**Tolere Edilemez 25**

RİSK SINIFLARI VE TEDBİR ALMA SÜRELERİ

Kabul Edilebilir Riskler	**Dikkate Değer Riskler**	**Kabul Edilemez Riskler**
5 gün içinde tedbir alın	**2-3 gün içinde tedbir alın**	**Acilen tedbir alın**

Riskler	Sonuç	Olasılık 1-5	Şiddet 1-5	Risk Skoru 1-25	Alınacak Tedbirler[1, 10, 18, 35, 36]	Tedbirler Alındıktan Sonra Kalan Risk
1)Nakliye Sırasında Oluşabilecek Riskler	a)Patlayıcı maddelerin çalınması	1	5	5	1. Patlayıcı maddelerin yükleme, nakliye ve kullanımı için yasal bütün izinler alınacak, her talimat yerine getirilecek, bütün faaliyetler jandarma veya polis nezaretinde yapılacak,	**1**
	b)Nakliye aracının kaza riski	1	5	5	2. Nakliye aracı yasaların belirlediği şartlara uygun olacak, 3. Araç şöförü yasaların belirlediği şartlara haiz olacak, ilgili belge ve müsadeleri alacak, trafik kurallarına uyacak, 4. Kaza meydana geldi ise aşağıdaki tedbirler alınmalıdır: a)Araç durdurularak el freni çekilip, kontak kapatılacak, b)Patlayıcı madde taşıma evrakları aracın içinden alınacak, c)Şahsi koruyucu ekipmanlar ve donanımlar araçdan alınacak, ç)Kaza yeri emniyete alınacak, d)Yaralılar kurtarılacak (Eğer üçüncü şahıslar varsa yetkili makamlara haber verecek), e)Rüzgarın estiği yöne doğru durulacak, f)Kesinlikle sigara içilmeyacak, yanıcı kaynaklardan uzaklaşılacak, g)Yaralılara ilk yardım uygulanacak, ğ)Emniyet açısından risk yoksa yangın söndürülecek, h)Eğer sızıntı varsa; sızıntıyı önleyici maddeler ve bariyerler kullanılarak sızıntı önlenilecek, ı)Yardımcı kuvvetler (itfaiye), belediye ve firma haberdar edilecek, i)Kaza raporu özeti hazırlanacak, 5. Yetkili makamlara haber verilmeden önce, yaralıların kurtarılıp ilkyardım uygulanmasına öncelik verilecek. 6. Araç sürücüsü, meydana gelen bir kazada yetkili makamlara haber vererek “Kaza Raporu” tutmak zorundadır.	**1**
	c)Patlayıcı maddelerin infilakı sonucu yaralanma ve ölüm riski	1	5	5	7. Patlayıcı madde yüklü taşıtlar insan ve hayvan topluluklarının bulundukları yerlerde beklemeyecek, 8. Taşınacak patlayıcı madde miktarı, bir defada kullanılacak miktardan fazla olmayacak, 9. İşyeri içerisinde olsa dahi kesinlikle kapsüller patlayıcı maddeye takılı olarak taşınmayacak, 10. Dinamitler, barutlar ve kapsüller ayrı taşıtta veya ayrı bölmelerde taşınacak, 11. Patlayıcı maddenin taşınması karayolu ile yapılacak, 12. Bozuk olan patlayıcı maddeler araçlara yüklenilmeyecek, 13. Yükleme, boşaltma, seyir ve durma sırasında, taşıtın yakınında veya içinde sigara içilmeyecek, ateş yakılmayacak ve personel üzerinde kibrit, çakmak bulunmayacak,	

					14. Yükleme ve boşaltma işlerinde çalışan işçiler çivisiz, işin özelliğine uygun ayakkabı giyilecek, 15. Ambalajlar taşıt içindeki dengeleri bozulmayacak, sıkışmayacak, sarsılmayacak, çarpılmayacak ve yuvarlanmayacak biçimde istif edilecek, 16. Patlayıcı maddelerin ıslanmaması için önlemler alınacak, 17. İşçiler, yükleme ve boşaltma sırasında, darbe, düşürme, sürtme, çarpma gibi hareketlerden kaçınacaklar, 18. Patlayıcı maddelerin yükleme işlemi yapıldıktan sonra gereksiz bekleme yapılmayacak, derhal hareket edecek, 19. Taşıma sırasında taşıtın hızı, tehlikeli madde taşıyan araçlar için öngörülen hız sınırlarını aşmamak üzere, görüş, yol, hava ve trafik durumuna göre bir tehlike oluşturmayacak düzeyde tutulacak, 20. Ambalajlar, taşıtlara, kapakları üst tarafa gelecek biçimde ve birbirlerine iyice yanaştırılmış olarak yerleştirilecek, 21. Patlayıcı maddeler, taşıtlara taşıtın yan kenarlarının yüksekliğini aşmayacak biçimde yüklenecek, 22. Üstü kapalı taşıtların arkadan kilitlenir kapısı olacak. Üstü açık olan taşıtlar ise branda beziyle iyice örtülecek, 23. İçi sac veya demir malzeme ile kaplı taşıtların tabanlarına ve yan kenarlarına tamamen branda bezi döşenecek, 24. Patlayıcı madde taşıyan taşıtlar ile geceleme yapılmayacak, zorunlu olarak geceleme yapıldığı takdirde gerekli önlemler alınacak, 25. Zorunlu olmadıkça, taşıma izin belgelerinde belirtilen yol ve güzergah dışına çıkılmayacak, 26. Konvoy halinde taşımalarda taşıtlar arasında en az seksan metre mesafe bulundurulacak, 27. Normal şartlarda yükleme ve boşaltma gündüzleri yapılacak. Eğer hava karardıktan sonra çalışma yapılacak ise gerekli güvenlik tedbirleri alınacak, 28. Patlayıcı madde deposundan patlayıcı alırken araç depodan en az yirmi metre uzaklıkta bulunulacak, 29. Patlayıcı madde taşınacak motorlu taşıtlarda, kabul edilmiş standart tiplerden, her an çalışır durumda en az iki yangın söndürme tüpü bulundurulacak, 30. Taşıtlarda sarsıntı veya başka nedenlerle alev ve yangın çıkabilecek bir arıza meydana gelirse taşıt önce durdurulup, sonra patlayıcı madde ambalajları, olanaklar ölçüsünde güvenli ve gölge bir yere indirilip, üzerleri branda ile örtülüp, bir görevli tarafından korunması sağlanacak, 31. Taşıtın arızası giderilemezse, ambalajlar, güvenlik önlemleri alınarak başka taşıtlara yüklenecek, 32. Yükleme ve taşıma sırasında ambalajlardan patlayıcı madde dökülürse, taşıt derhal durdurulacak ve ambalajlar özenle güvenlikli bir yere indirilecek, 33. Kapsül bulunan kutularda yangın çıkar ise araç terk edilerek uzaklaşılacak ve çevrede gerekli tedbirler alınacak.	

2)Patlatmadan Dolayı Çevrede Oluşabilecek Riskler a) Sosyal	Çevre halkında oluşabilecek korku	**2**	**1**	**2**	1. Patlatma konusunda risk bölgesinde yaşayanlara bilgi / eğitim vermek , 2. Patlatmadan önce risk bölgesinde yaşayanları uyarmak, 3. Gerekli durumlarda sarsıntıdan ve patlama sesinden korkan yaşlı, çocuk ve hamile kadınları bölgeden uzaklaştırmak, 4. İhtiyaç durumunda çevre halkına kulaklık vermek, 5. Halkla iyi bir koordinasyon sağlamak ve halkı bilgilendirmek.	**1**
b) Fiziki	Binalarda ve diğer yapılarda oluşabilecek hasarlar	**2**	**1**	**2**	1. Patlatmadan önce, risk bölgesindeki yapıları yetkili tarafsız kurumlarla birlikte inceleyip yazılı olarak kayıt altına almak, ilgili birimlere ibraz etmek, 2. Patlatma sırasında hava şoku ve yersarsıntısı ölçümü yapmak,. 3. Yapılan patlatmadan sonra bir hasar olup oluşmadığını tespit etmek, 4. Ölçüm sonucu tespit edilen değerleri ve görsel tespitleri yetkili kurumlarca onaylı rapor haline getirmek, ilgili birimleri ve kurumları bilgilendirmek, 5. Patlatmanın çevre etkisini göz önüne alınarak gerekiyorsa paterni revize etmek, 6. Patlatmaları tarafsız, imza ve onay yetkili kurumların temsilcileri bilgisi dahilinde yapmak,	**1**
3) Şantiyede Çalışan Personelin Karşılaşabileceği Riskler	Yaralanmalı ve ölümlü iş kazaları	**2**	**5**	**10**	1. Şantiyede çalışan personele patlatma ile ilgili eğitim verilecek, 2. Patlatma sırasında riskli bölgede personel bulundurulmayacak, 3. Patlatma sonucu yetkililer tarafından çalışma yerinin güvenli olduğu açıklanana kadar kimse patlatma bölgesine sokulmayacak, 4. Patlatma ile ilgili uyarı levhaları görünen yere asılacak, Patlatmanın duyurusu siren ve megafon ile yapılacak.	**1**
4) Patlatmadan Görevli Personelin Karşılaşabileceği Riskler	Yaralanmalı ve ölümlü iş kazaları	**1**	**5**	**5**	**<u>Delme-Patlatma Yaparken Uyulacak Kurallar :</u>** **<u>Patlatma Deliklerinin Delinmesi</u>** 1. Aynaya, paternde belirtilmiş olan patlatma delikleri kırmızı sprey boya ile işaretlenecek, 2. Delgiye başlamadan jumbo çevresinde veya riskli bölgede herhangi bir kişinin bulunmadığından emin olunacak, 3. Delik çapı kartuş çapından büyük olacak, **<u>Lağım Deliklerinin Doldurulması</u>** 4. Patlayıcı maddeler gerekli miktarda, itina ile patlatma bölgesine getirilecek, 5. Delik delme makinası ile delik delinirken patlayıcı maddenin deliklere şarjı yapılmayacak, 6. Patlayıcı maddelerin deliklere şarjı; "**C Sınıfı Ateşleyici Yeterlilik Belgesi**"[36 (Madde 11)] olan ve	**2**

					yaptırılan soruşturma ile durumu uygun bulunan kişiler tarafından yapılacak, 7. Delinen patlatma deliklerinin tıkanık olma olasılığına karşın ilk kartuş deliğe sürülmeden önce sıkılama çubuğu ile kontrol edilecek, 8. Lağım delikleri ancak ateşlenecekleri zaman doldurulacak, 9. Her seferinde delik başına bir patlayıcı madde kutusu getirilecek, bu kutu boşaldıktan sonra diğer kutu açılacaktır. Boşalan kutular ayrı olarak biriktirilecek, böylece delik başlarında karışıklık önlenecek, 10. Kartuşlar orjinal biçimleri bozulmadan oldukları gibi kullanılacak, zorla lağım deliklerine sokulmayacak, 11. Kapsüller kartuşlara, kullanılacağı zaman takılacak, 12. Kapsüller kartuşlara zorla sokulmayacak, kartuş içine ahşap ile uygun çapta ve derinlikte yuva açılacak, 13. Kapsül kartuşa yerinden çıkmayacak sıkılıkta takılacak, 14. Lağım deliklerine patlayıcı maddeler itina ile şarj edilecek, 15. Patlayıcı madde şarjından sonra deliklerin ağızlarında uygun sıkılama maddesi ile sıkılama kesinlikle yapılacak, 16. İnfilaklı fitil sudan korunacak, 17. İnfilaklı fitilin kesilmesinde keskin bıçak veya falçata kullanılacak, düzgün ve temiz olarak kesilecek, 18. Elektrikli kapsül kabloları iletkenlerden ve akım kaynaklarından uzak tutulacak, kablo uçları dikkatli şekilde sıyrılacak, 19. Şimşekli havalarda patlatma yapılmayacak. **<u>Boşalan Patlayıcı Madde Kutularının İmhası</u>** 20. Kutular kontrol edilerek patlayıcı madde kalmadığından emin olunacak, 21. Patlayıcı madde kutuları yakma yolu ile yok edilecek, 22. Boş kutuların yakılması tünel içerisinde yapılacak, 23. Patlayıcı madde kutuları yakılırken, kutuların içerisinde kırıntılar kalma ihtimaline karşı gerekli emniyet tedbirleri alınacak, güvenli mesafede durulacak. **<u>Ateşçinin Çalışma Prensipleri</u>** 24. Uygulama anında gerekli personel koruyucu malzemeler (Baret, Emniyet Kemeri, eldiven, toz maskesi) kullanılacak, 25. Çalışma yerine **'Ateşçi var'** levhası yerleştirilecek, 26. Patlatma deliklerinin (Lağım) projeye uygun delinip delinmediği kontrol edilecek ve bir sorun tespit edildiğinde vardiya amirine bilgi verilecek, 27. Patlayıcılar deliklere şarj edilmeden önce girişlere, **PATLATMA VAR GİRİLMEZ !** uyarı levhası koyulacak, 28. Paterne uygun olarak patlayıcı maddelerin şarj işlemi bittikten sonra, elektrikli kapsülü bağlamadan önce vardiya amirine patlatmaya hazır olunduğu bildirilecek,	

					29. Elektrikli kapsül bağlantısı yapılmadan önce civardaki elektrik sistemi devre dışı bırakılacak, 30. Patlatma yapmak için güvenli bir yere gidilecek ve vardiya amirinin talimatından sonra megafonla anons edilerek patlatmanın duyurusu yapılacak ve patlatma işlemini gerçekleştirilecektir, 31. Gerekli havalandırma yapıldıktan sonra patlatma bölgesi kontrol edilecek ve vardiya amirine bilgi verilecek.	
5) Patlatma Sonrası Oluşabilecek Riskler	Yaralanmalı ve ölümlü iş kazaları	1	5	5	1. Fitille ateşlemeden en az bir saat, elektrikle ateşlemeden, beş dakika geçmeden patlatma alanına hiç kimse girmeyecek, 2. Patlamamış patlayıcı madde artıkları, bir nezaretçinin sorumluluğu altında, olanak varsa, o lağımı delen usta tarafından, patlamamış lağım deliğinin en az otuz santimetre yakınında, eski deliğe paralel başka bir delik delinip doldurularak ateşlenecek, 3. Lağımlara patlayıcı madde şarj edilirken görevlilerden başka kimse bu bölgeye girmeyecek, 4. Ateşleyici, lağım deliğinde kalan patlamamış patlayıcı maddeleri zararsız hale sokamazsa, çalışmayı durduracak, kendisinden sonraki vardiya ateşleyicisine durumu bildirerek işi teslim edecek ve nezaretçiye gerekli bilgileri bizzat kendisi verecek, 5. Patlamamış kartuş ve kapsüller bulunması olasılığında, hafriyat kesinlikle elle kaldırılacak, makina kullanılmayacak.	**1**

Specific Safety Consideration in Railway Tunnels

Mehmet Cigla, Tibor G. Rozgonyi, Yasser Akbarzadeh
Department of Mining Engineering, Colorado School of Mines, Golden, Colorado, USA

ABSTRACT The subject of stress in solid, weak and plastic ground has been described by analytical and numerical methods in numerous scientific books and papers. However, none of the available analytical or numerical methods can be used directly to assess the behavior of rock mass subjected to blasting overpressure. The key factor for these analytical and numerical models to assess the response of underground and/or surface structures is to develop a realistic pressure history of the explosion and then to analyze ground-structure interaction subjected to blasting overpressure. The effect of explosion in open air (unconfined explosion) is well studied and documented due to its simplicity based on simplified pressure-time history. Confined explosions that occur within structures (such as a tunnel) normally develop a very complex pressure-time history at any position on the inside surface. Although this complex loading cannot be predicted exactly (based on analytical methods), approximations and model relationships have been developed which can be used to define blast loads with a great deal of confidence. The determination of pressure-time history brings in the application of numerical methods to assess the effect of it on the structures in case of a confined explosion. Even tough numerical methods are mathematical calculations, there must be some assumptions made for the assessing of pressure-time history of an explosion, the effect of it on the structure and the response of the structure to it.

1 INTRODUCTION

The source of an internal blast in a tunnel may be from trucks with chemical explosives, the transportation of military vehicles, even from terrorist attacks. In any case, either accidentally or intentionally, they will be creating catastrophic disaster in tunnels.

An explosion may result in flying debris, fire smoke, and maybe flooding as well as in serious structural damage to the primary and secondary supporting and to the evacuation system. Obviously, the structural damage to the tunnel support and/or the rock mass can result in serious consequences if the evacuation system and evacuation become seriously damaged or destroyed or in capacitated.

Due to the characteristics of a blasting shock wave, conventional design criteria do not readily applicable for blast-resistant design of any structure. No matter what the structure is, a number of considerations enter into the design process in case of blast-resistant. Some of the more important ones are as follows:

1-The magnitudes of forces imposed on a structure due to an explosion are very large in comparison to the forces for which the structure would normally be designed.

2-The geometry of the structure, the extent and arrangement of openings affect the

magnitude of blast forces imposed on the structure (such as tunnel geometry).

3-The danger of fire caused by an explosion can be so great that special precaution should be taken to reduce fire risks.

In addition to the above design considerations, the scale of the damage to the tunnel system must be also evaluated based on the following:

1. Depth of the tunnel or its proximity to the adjacent facilities
2. Types of the tunnel construction (Drill&Blast, mechanical methods, cut/cover or immersed)
3. Properties of the surrounding ground.
4. Location of the explosion
5. Quantity and quality of the explosive

2 BLASTING LOADING IN OPEN AIR

In order to design underground structures, which could be resistant to internal blasting, pressure-time concept and blast loading of the explosion on the tunnel structure needs to be understood.

When a condensed high explosive is detonated, a series of events take place. Firstly, the explosion reaction generates hot gases which can be at a pressure level from 100 up to 300 kilo-bar and at temperature of about 3000-4000°C. Due to violent expansion of the gases, the surrounding air is forced out of the volume it occupies. As a consequence, a layer of compressed air forms (blast wave) in front of the gases containing most of the energy released by the explosion. As the gases expand the pressure falls to atmospheric pressure as the blast wave moves outwards from the source. The pressure of the compressed air at the blast wave-front also dies out with increasing distance. Eventually, as the gases continue to expand it cools and its pressure falls a little below the atmospheric pressure.

The properties of blast waves, which are usually defined, can be easily measured and/or observed by correlating with blast damage patterns on the object. It is relatively easy to measure shock front arrival times and velocities and the entire time histories of overpressures of a blast can be determined. Measurements for density variations and time histories of particle velocity are more difficult, but they can be predicted with reliable accuracy and experience shows that no reliable measurements of temperature variations exist.

Figure 1 shows graphically some of the blast wave properties in an ideal wave (Baker, 1973). Prior to shock front arrival, the pressure is equal to ambient pressure, $\mathbf{P_0}$. At arrival time $\mathbf{t_a}$, the pressure rises quite abruptly to a peak value $\mathbf{P_S^+}+\mathbf{P_0}$. The pressure then decays to ambient pressure, $\mathbf{P_0}$ in total time $\mathbf{t_a}+\mathbf{T^+}$, then drops to a partial vacuum of amplitude $\mathbf{P_S^-}$, and eventually returns to $\mathbf{P_0}$ in total time $\mathbf{t_a}+\mathbf{T^+}+\mathbf{T^-}$. The quantity $\mathbf{P_S^+}$ is usually termed the peak side-on overpressure. The portion of the time history above initial ambient pressure is called the positive phase of duration, $\mathbf{T^+}$. The portion below $\mathbf{P_0}$, of amplitude $\mathbf{P_S^-}$ and duration $\mathbf{T^-}$ is called the negative or suction phase. Positive and negative specific impulses are also significant blast wave properties and defined by the flowing integrations:

$$i_S^{+} = \int_{t_a}^{t_a+T^+} [P(t) - P_0]dt \tag{1}$$

$$i_S^{-} = \int_{t_a+T^+}^{t_a+T^++T^-} [P_0 - P(t)]dt \tag{2}$$

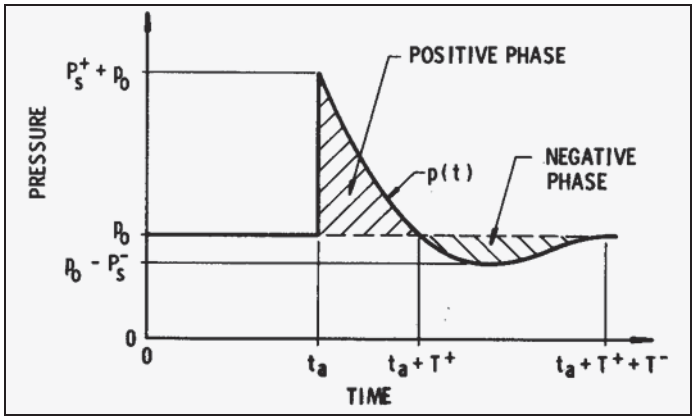


Figure 1. Ideal blast wave structure (Baker et al., 1983)

Analytical solutions for the blast wave properties were first given by Rankine and Hugoniot (1870) to describe normal shocks in ideal gases and are available in many references in the literature. In a study by Brode (1955), the following analytical results were obtained for peak static overpressure in the near field (when P_S is greater than 10 bar, eq. 3) and in the medium to far field (when P_S between 0.1 and 10 bar, eq. 4). These equations are for spherical blast waves in open air.

$$P_S = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \qquad (3)$$

$$P_S = \frac{5.85}{Z^3} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{0.975}{Z} - 0.019 \qquad (4)$$

Where,

P_S = peak statics (side-on) overpressure at the wavefront, bar

$$Z = \text{Scaled distance} = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}, \text{ m/kg}^{1/3} \qquad (5)$$

R = the distance from the center of the explosive source (stand-off distance), m

W = the total mass of a standard explosive such as TNT, kg

Properties of free-field blast waves in addition to side-on pressure (P_S), which can be important in structural loading, are blast wave front velocity (U_S) and the maximum dynamic pressure (q_S). The following analytical equations can be used to calculate them (Liepmann and Roshko, 1957).

$$U_S = \sqrt{\frac{6P_S + 7P_0}{7P_0}}.a_0 \qquad (6)$$

$$q_S = \frac{5P_S^2}{2(P_S + 7P_0)} \qquad (7)$$

Where,

P_0 = Ambient air pressure, bar

a_0 = the velocity of sound in air at ambient pressure, m/s

The dynamic pressure, q_S, is often reported as a blast wave property, because of its importance in drag or wind effects and target tumbling. In some instances, drag specific impulse i_d is also reported (Baker, 1983).

$$i_d = \int_{t_a}^{t_a+T} q_S dt = \frac{1}{2}\int_{t_a}^{t_a+T} \rho u^2 dt \qquad (8)$$

Where,

ρ = Density, kg/m^3

u = particle velocity, m/s

Scaling of the properties of blast waves from explosion sources is a common practice in order to determine its physical effect on surrounding structures. The most common form of blast scaling is Hopkinson-Cranz or *"cube-root"* scaling. This law, first formulated by B. Hopkinson (1915) and independently by Cranz (1926), it follows that

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{1/3} \qquad (9)$$

Where,

W_1, W_2 = Charge masses, kg

d_1, d_2 = Charge diameters, m

Figure 2 shows schematically the implications of Hopkinson-Cranz blast wave scaling. An observer located at distance of ***R*** from the center of an explosive source of characteristic dimension ***d*** will be subjected to a blast wave with amplitude of ***P***, duration ***t***, and a characteristic time history. The integral of the pressure-time history is the impulse ***i***. The Hopkinson-Cranz scaling law then states that an observer stationed at a distance λR from the center of a similar explosive source of characteristic dimension λd detonated in the same atmosphere will feel a blast wave of similar form with amplitude λP, duration λT and impulse λi. All characteristic times are scaled by the same factor as the length scale factorλ. Ranges at which a given overpressure is produced can thus be calculated using the results of Equation 9. For example

$$\frac{R_1}{R_2} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{1/3} \qquad (10)$$

Where,

R = Range at which a given overpressure is produced by W, m

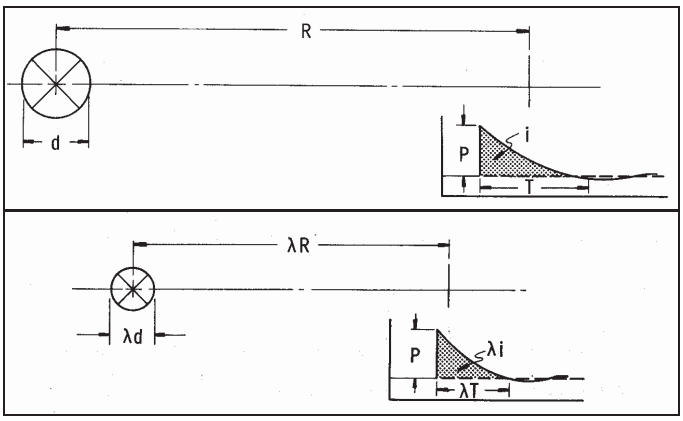


Figure 2. Hopkinson-Cranz blast wave scaling (Baker et al., 1983)

A convenient way of representing significant blast wave parameters is to plot them against scaled distance **(Z)**. Figure 3 shows Side-on blast wave parameters for spherical charges of TNT in free air.

The reported blast wave properties should also include dynamic pressure, $\mathbf{q_S}$, blast-wave front speed $\mathbf{U_S}$ (expressed as $\overline{U} = U_S / a_0$), particle velocity just behind the wave-front, $\mathbf{u_S}$ (expressed as $\overline{u} = u / a_0$) and the waveform parameter **b**. Figure 4 shows these additional blast-wave parameters or spherical charges of TNT in free air.

Hopkinson-Cranz scaling and the air-blast curves for free air and sea level presented above are valid only for spherical TNT explosive. However, the character of the blast waves from all condensed high explosives is remarkably similar, and these curves can be used for other explosives by calculating an equivalent charge weight of the explosive required to produce the same effect as a spherical TNT explosive.

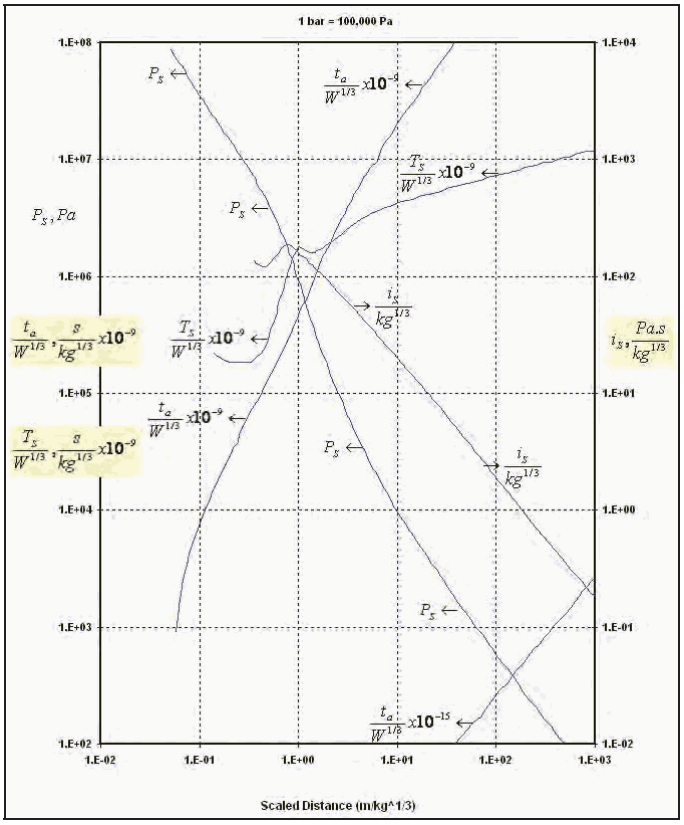


Figure 3. Side-on blast wave parameters for spherical charges of TNT in free air (Baker et al., 1983)

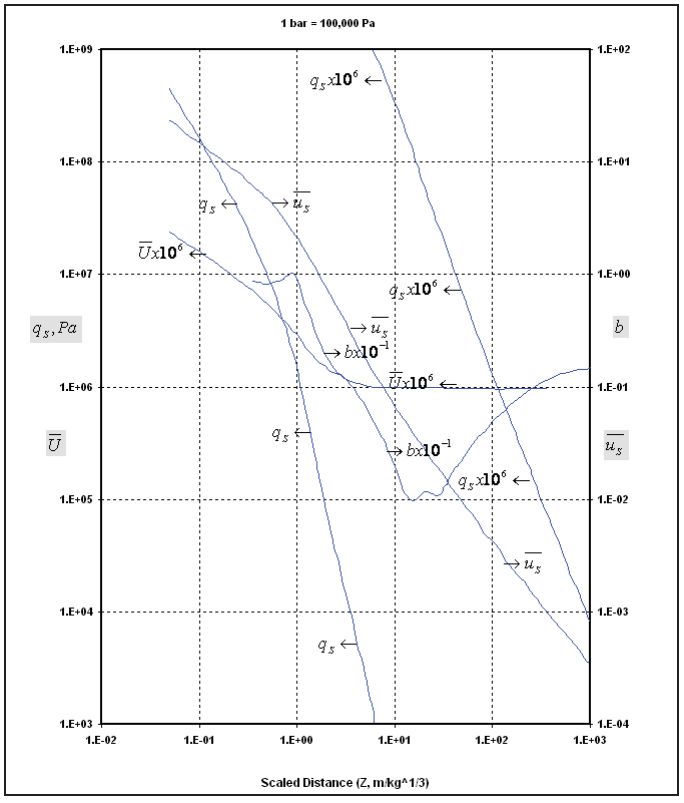


Figure 4. Additional blast wave parameters for spherical charges of TNT in free air (Baker et al., 1983)

The industry standard to determine the magnitude of an explosion is to describe its equivalent weight to TNT. For example ANFO, which is a mixture of Ammonium Nitrate and Fuel Oil, has 80% equivalency to TNT. The effects of the energy output for a different explosive material relative to that of TNT of similar shape can be computed as follows:

$$W = \left(\frac{\Delta H_{EXP}}{\Delta H_{TNT}} \right) W_{EXP} \qquad (11)$$

Where,

W = TNT equivalent charge, kg

ΔH_{EXP} = heat of detonation of explosive in question

ΔH_{TNT} = heat of detonation of TNT

W_{EXP} = mass of explosive in question, kg

Conversion factors for other explosives to TNT equivalent weight is shown in Table 1 (Conrath 1999). Whenever appropriate pressure range is indicated, values from this table could be more realistic than Equation 11. If parameters required in Equation 11 are available based on either measured overpressures or impulses, these should be used to compute equivalent TNT weights. If not, the required parameters based on heats of detonation are recommended. If neither of these types of data is available, a TNT equivalency factor of 1.3 will generally provide a reasonable, but conservative estimate of the TNT charge weight for any high explosive. Such an estimate would result in a scaled distance within 9% when the equivalency factor is within 30% of the actual value.

Besides the blast wave properties that were described earlier, the shape of the blast wave (pressure decay) is also important in terms of estimating the reflected properties of a blast wave on a rigid surface such as a rescue chamber, which is explained in the next section. The pressure-time history of a blast wave is often described by exponential functions such as the Friedlander equation in which **b** is called the waveform parameter and can be determined from Figure 4.

$$P(t) = P_S \left[1 - \frac{t}{T_S} \right] e^{-\frac{bt}{T_S}} \qquad (12)$$

Where,

T_S= Positive phase duration

b = Wavefront parameter

For many applications, however, approximations are quite satisfactory. Thus; linear decay is often used in design where a conservative approach would be to represent the pressure-time history by line I in Figure 5. Alternatively it might be desirable to preserve the same impulse in the idealized wave shape compared with the real profile as illustrated by line II in Figure 5 where the areas beneath the actual decay and the approximation are equal.

Table 1. Averaged Free-Air Equivalent Weights

Explosive	Equivalent Weight, Pressure (lbm[1])	Equivalent Weight, Impulse (lbm[1])	Pressure Range (psi[2])
ANFO	0.82	-	1-100
Composition A-3	1.09	1.076	5-50
Composition B	1.11 1.20	0.98 1.30	5-50 100-1,000
Composition C-4	1.37	1.19	10-100
Cyclotol (70/30)	1.14	1.09	5-50
HBX-1	1.17	1.16	5-20
HBX-3	1.14	0.97	5-25
H-6	1.38	1.15	5-100
Minol II	1.20	1.11	3-20
Octol (70/30, 75/25)	1.06	-	E
PBX-9404	1.13 1.70	- 1.20	5-30 100-1,000
PBX-9010	1.29	-	5-30
PETN	1.27	-	5-100
Pentolite	1.42 1.38 1.50	1.00 1.14 1.00	5-100 5-600 100-1,000
Picratol	0.90	0.93	-
Tetryl	1.07	-	3-20
Tetrytol (Tetryl/TNT) (72/25, 70/30, 65/35)	1.06	-	E
TNETB	1.36	1.10	5-100
TNT	1.00	1.00	Standard
TRITONAL	1.07	0.96	5-100

1 To convert pound (mass) to kilograms, multiply by 0.454

2 to convert pounds (force) per square inch to kilopascals, multiply by 6.89

3 INTERNAL BLAST LOADING

The foregoing sections refer to free-air bursts remote from any reflecting surface and are usually categorized as spherical can often be made rather easily from scaled blast data for reflected waves and several

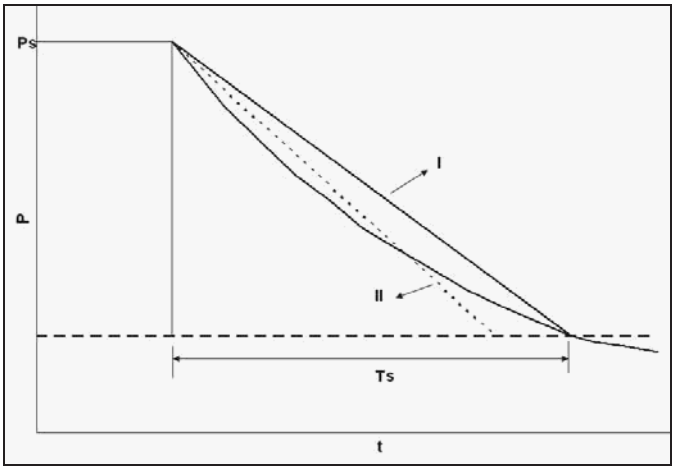


Figure 5. Idealization of pressure-time profile (Smith, 1994)

approximate equations. When attempting to quantify overpressures generated by the detonation of high explosive sources in contact with the ground, modifications must be made to charge weight before using the graphs presented earlier. Good correlation for hemispherical surface bursts of condensed high explosives with free air burst data results if an enhancement factor of 1.8 is assumed (Mays et al. 1995 and Chen, 2004). In other words, surface bursts produce blast waves that appear to come from free air bursts of 1.8 times the actual source energy. When blast waves encounter a solid surface or an object made of a medium more dense than air, they will reflect from it and, depending on its geometry and size, diffract around it. The incident blast wave front, traveling at velocity $\mathbf{U_S}$, undergoes reflection when the forward moving air molecules in the blast wave are brought to rest and further compressed inducing a reflected overpressure on the wall which is of higher magnitude than the incident overpressure. Rankine and Hugoniot (1870) derived the equation for reflected overpressure $\mathbf{P_r}$ in terms of peak static overpressure, $\mathbf{P_S}$ and ambient pressure, $\mathbf{P_0}$ as

$$P_r = 2P_S\left[\frac{7P_0 + 4P_S}{7P_0 + P_S}\right] \qquad (13)$$

Figure 6 illustrates the scaled curves for $\mathbf{P_r}$ and $\mathbf{i_r}$ for specific condensed explosives over fairly large ranges of scaled distance (Z).

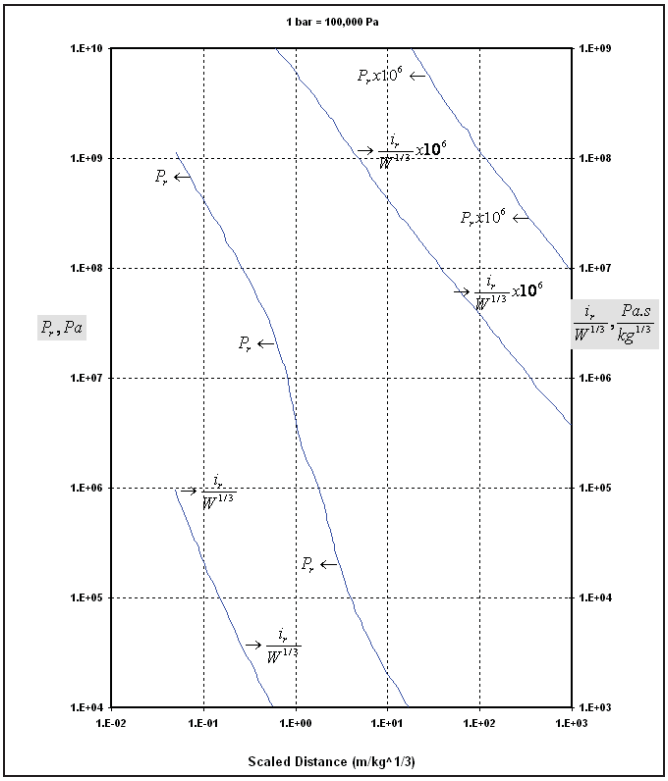


Figure 6. Normally reflected blast wave parameters for spherical charges of TNT (Baker et al., 1983)

The loading from an explosion detonated within a vented or unvented structure consists of two distinct phases. The first phase is the reflected blast loading, which consists of the initial high pressure, short duration reflected waves, and perhaps several reflected pulses arriving at the chamber walls. The initial internal blast loads on a structure can be estimated from theoretical analysis of normal blast wave reflection from a rigid wall, which was discussed earlier. Following the internal blast loading (second phase), the shock waves reflected inward will usually strengthens as they implode toward the center of the structure. They may be very complex in waveform because of the complexity of the reflection process within the structure, whether vented (confined) or unvented (contained).

The previously mentioned equations give a realistic profile of the reflected blast waves for external loading (such as reflecting from a rigid wall), the application of them for an internal blast pressure could be unrealistic due to fact that the interaction of the blast waves with the enclosure, which results in a complex form of blasting pressure. For

cylindrical and spherical enclosures, loading pressure can be easily predicted by analytical methods for centered blast sources (Brode 1955, Baker et al., 1983, Zyskowski et al., 2004). However analytical simplifications are not applicable for box-shaped structures. Even for tunnels, this simplification may not be applicable depending on the configuration of the tunnel layout and internal structure. In the literature there is one commonly known simplification proposed by Baker et al. (1983). Figure 7 illustrates this simplified pressure loading at a point on the inner surface of a structure. In the simplifications employed here, the reflected blast pulses are triangular in shape, each of the consecutive wave pressures being half the amplitude and the impulse of the proceeding shock. Duration of the reflected impulses is the same as the initial impulse.

The above analytical solutions for internal blasting, the structural movements do not occur quickly that may be affecting the loading pressure of the blast. This means that an obstacle is considered as infinitely rigid. Such assumptions and simplifications applied to light structures, such as buildings, could be incorrect (Zyskowski et al., 2004).

4 NUMERICAL APPROACH FOR BLAST PRESSURE ESTIMATION

Although the pressure loading of a confined explosion cannot be predicted exactly based on the method described earlier, approximations and numerical models have been developed which can be used to define blast loads on evacuation and rescue facilities in a tunnel with a great deal of confidence.

Numerical tools play an important role in engineering problems. Unfortunately, the assumptions and simplifications that are used for each code generally have their own domain of application. This is due to the fact that each numerical model requires a certain level of accuracy and validation through some kind of physical experiment for the calibration of the code in each unique case.

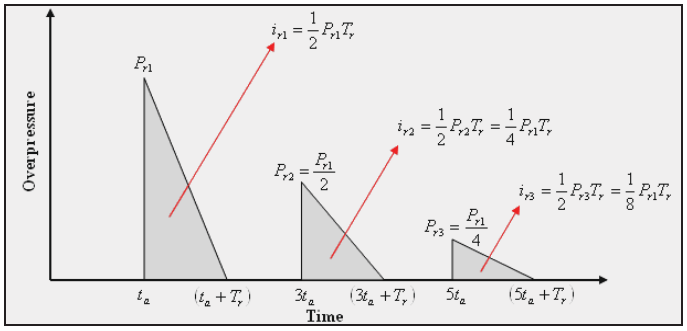


Figure 7. Simplified internal blast pressure (Baker et al., 1983)

Perhaps, it will be some value for the reader to provide brief information on the most frequently used numerical codes blast pressure estimation confined spaces. The rest of this section briefly describes some of these computer codes.

The *SHOCK* computer code (Anonymous, 1988) provides one computerized method for estimating internal shock loads. This code calculates the blast impulse and pressure on all or part of a cubicle surface which is bounded by one to four rigid reflecting surfaces. The code calculates the maximum average pressure on the blast surface from the incident and each reflected wave and the total average impulse from the sum of all the waves. The duration of this impulse is also calculated by assuming a linear decay from the peak pressure. *SHOCK* develops a grid of approximately 1,089 points on the blast surface. Shock impulse and pressure are calculated for each grid point for the incident wave and for the shock reflecting off each adjacent surface. The program includes a reduced area option which allows determination of average shock impulse over a portion of the blast surface or at a single point on the surface. The code calculates blast parameters for scaled standoff distances ($R/W^{1/3}$) between 0.079 $m/kg^{1/3}$ and 39.7 $m/kg^{1/3}$. In other words, if the input parameters result in a scaled standoff distance less than 0.079 $m/kg^{1/3}$, the scaled value will be set to 0.079 $m/kg^{1/3}$. If a scaled standoff distance greater than 39.7 $m/kg^{1/3}$ is calculated by the code, the scaled value will be set to 39.7 $m/kg^{1/3}$. The program does not account for gas pressure load contributions. This is handled by using a separate method

the *FRANG* code in order to predict the quasi-static portion of the load history and combining the two curves to form the complete pressure-time history. It is important to note that the shock and quasi-static pressures are not added where they overlap, but are merely intersected to define the load history.

The *FRANG* analysis program, described by Wager and Connett (1989) calculates a time history of gas pressure and impulse which results from an explosion inside a rectangular room. The code considers the effect of the escape of gas from the room through vents, both uncovered and covered by a frangible panel (an exterior surface designed to break loose and vent quickly enough to limit internal explosion effects). The vent area is a function of the frangible panel displacement with time while the uncovered vents have a constant vent area. In addition to the time history of the gas pressure and impulse, *FRANG* calculates the change in displacement, velocity, acceleration, and vent area of the frangible panel with time. The gas pressure decays with time, and the calculation continues until the gas pressure drops below 0.1% of the peak gas pressure. Required input for the code includes charge weight and type, room volume, covered and uncovered vent areas, covered vent perimeter, unit surface weight of frangible panel, initial recessed depth of the panel, shock impulse on the panel, and the analysis time step.

The *BLASTX* code, described by Britt (1992), treats the combined shock wave (including multiple reflections off walls) and explosive gas pressure produced by the detonation of a conventional high explosive in a closed or vented, rigid or responding (walls are allowed to fail under gas pressure loading), rectangular, cylindrical, or "L-shaped" room. The code allows the propagation of shocks and gas into adjacent rectangular or "box-shaped" spaces. The shock wave effects can be calculated only for bare, spherical TNT explosive charges; however, the gas pressure model can treat an arbitrary mixture of several explosive components. The code does have the capability to treat multiple non-simultaneous explosions in a room, modifications of shock arrival times and peak pressures to account for Mach stem effects, and the option to obtain pressure and impulse wave forms averaged over a number of target points on a wall. As with *SHOCK*, it does not account for movement of any of the walls or the roof although recent versions of the code do allow openings to occur based on defined failure criteria and as created by combined shock and gas pressures. Gas pressures are propagated through failed surfaces. Shocks are not vented through failed openings, however.

The computer codes that were described so far have limited applications due its limits on defining geometry and configuration of the opening. Computational fluid dynamics (CFD) codes have been performed in many research programs by testing their suitability on the simulation of shock wave propagation in a confined complex geometry. *ANSYS-CFX* is computational fluid dynamics (CFD) software that can be used to simulate shock wave propagations, such as explosion in a confined space. The geometry and the configuration of the underground openings can be used as input for the simulation. This software has many applications in engineering due its commercial availability and its capabilities for complex geometries.

5 RESPONSE OF THE TUNNEL STRUCTURE TO INTERNAL BLASTING

If a condensed high explosive is detonated in contact with a structure, the impact of the detonation wave produces a shattering effect on the material of the structure, which is known as brisance. The tunnel structures that may be affected by the brisance effect of an explosion are primary support (rockbolts, wire-mesh, shotcrete, and steel ribs) and secondary support (segmental or in-situ concrete lining) systems which provide stability to the tunnel opening. Brisance effect of an explosion to underground structures could be a local damage, but, due to shock wave of the blasting pressure, the damage can

be reached further from the source of the explosion. Addition to tunnel lining damage and/or destruction, the structural damage to the rock mass around the tunnel may subsequently cause inundation to the tunnel if the tunnel is a sub-aqueous structure or it may cause damage to the surface structures due to the proximity of the tunnel to the surface. In both case, the damage is catastrophic.

The question is that "is there a physical experiment that could be used to test the response of the tunnel structure and the rock mass in the event of an internal explosion. The answer is obvious and clear – NO.

Maintaining the integrity and loading capacity of the tunnel lining or support after an internal (or external) explosion is utmost important from safety stand point. However, it is equally important to maintain the integrity of the rescue chambers and evacuation facilities of a railway tunnel or metro line. The research show that the variety of engineering tools are available to carry out engineering design of these facilities from static integrity and static load stand point, but, very limited information exist for designing and testing these facilities in case of high level dynamic load (shock), what can be generated by explosion in a tunnel. It is utmost important that an approximate methodology and design process must be developed that will provide solution to these requests.

This is an ongoing research program. During the rest of the research program, many of the above mentioned issues will be researched and analyzed. It is expected that a generic design criteria for mitigating or significantly reducing the negative effect of any possible explosion in the tunnel will established and determined. Computer modeling and simulation will be performed and if time and financial resources will allow, field test may be carried out to validate the research findings.

The following computer softwares are selected for further analysis of design criteria for specific safety consideration of tunnels.

AUTODYN - it will be used for studying the effects of bomb attacks and explosions onto structures, such as rock mass, tunnel lining, and other structures in tunnels

SMARTFIRE – it is a CFD based program that can be used for a complete fire simulation in tunnels, which may be caused by explosion.

BuildingEXODUS – This software is based on a set of sophisticated sub-models incorporating people-people, people-fire and people-structure interactions allowing the engineer to perform a range of evacuation simulations for long tunnels in case of fire.

6 CONCLUSION

Pressure-time history of a blast loading and its effect on the tunnel structure is important for the application of the computer softwares that were described earlier.

To assure both the structural integrity of the tunnels evacuation system and consequently the safety of the humans in the tunnel during a blast require careful consideration and design. The research program by utilizing the mentioned computer modeling and existing software packages will provide the base to establish the appropriate engineering safety design parameters for tunnels.

ACKNOWLEDGEMENT

This paper is a summary of a literature survey from a research program carried out in Colorado School of Mines, Mining Enginering Department. The research was sponsored by Korea Railroad Research Institute (KRRI). The authors acknowledge Korea Railroad Research Institute for their support and involvement in this on-going research project.

RERERENCES

Baker, W.E., Cox, P.A., Westine, P.S., Kulesz. J.J. and Strehlow, R.A., 1983, "*Explosion Hazards and Evaluation*", Elsevier Scientific Publishing company, Amsterdam – Oxford – New York

Brode, H. L., June 1955, "Numerical Solution of Spherical Blast Waves", *Journal of Applied Physics*, Vol. 26, No. 6, pp 766-775

Liepmann H.W. and Roshko A., 1957, "*Elements of Gas Dynamics*," John Wiley, New York

Hopkinson, B., 1915, British Ordance Board Minutes 13565
Cranz, C., 1926, "*Lehrbuch Der Ballistic"* Springer, Berlin
Conrath, E.J., Krauthammer, T., Marchand, K.A. and Mlakar, P.F., 1999, "*Structural Design for Physical Security – State of the Practice*" American Society of Civil Engineers (ASCE)
Mays, G.C. and Smith, P.D., 1995, "*Blast effects on buildings, Design of buildings to blast loading*", Thomas Telford Publications, London
Chen, W.P., June 2004, "Internal Blasting and impacts to tunnels", *Rapid Excavation tunnel conference*, Seattle WA, pp 29-34
Zyskowski, A., Sochet, I., Mavrot, G., Baily, P. and Renard, J., 2004, "*Study of the explosion process in a small scale experiment – structural loading*", Journal of Loss Prevention in the Process Industries, 17, pp 291-299
Smith, P.D. and Hetherington, J.G., 1994, "*Blast and ballistic loading of structure*." Butterworth-Heinemann
Wager, P. and Connett, I., May 1989, "*FRANG User's Manual*" Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA
Britt, J. R., Nov. 2 1992 "*Enhancements of the BLASTX Code for Blast and Thermal Propagation in Protective Structures: BLASTX Version 2.0*" prepared for U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, MS, by Science Applications International Corporation
ANSYS-CFX (previously called CFX-5), *User Manual*, ANSYS Inc.,
ANSYS-AUTODYN, "*User Manual*, *Version 11.0*" ANSYS Inc., Concord CA
SMARTFIRE, "*User Manual, Version 4.0*", University of Greenwich, UK
BuildingEXODUS, "*User Manual, Version 11.0*", University of Greenwich, UK

Taksim Yenikapı Arası Metro İnşaatı Çalışmalarında İş Kazası İstatistikleri ve Nedenleri

Statistical Evaluation of the Accidents and Environmental Conditions et een Taksim and enikapı Metro Tunnels

Mustafa Yeniçeri
Maden Mühendisi, İş Sağlığı ve üvenliği zmanı

ÖZET Bu bildiride, Taksim-Yenikapı arası metro tünellerinin kazı çalışmaları sırasında meydana gelen iş kazaları ve nedenleri araştırılmıştır. Taksim-Yenikapı arası metro tünelleri inşaatının yapım işi 10 Kasım 1998 yılında başlanmıştır. İnşaat süresi 36 ay olmakla birlikte güzergâh üzerindeki tarihi kalıntıların kazı çalışması devam etmesi nedeniyle çalışmalar kısıtlı ve aralıklı yapılabilmektedir. Bu nedenle süre uzamış ve 2007 tarihi itibariyle çalışmalar halen devam etmektedir. 8 yıllık çalışma süresi içinde toplam 910790 yevmiye (7.249.320 saat mesai) harcanmıştır. Meydana gelen iş kazası ve yaralanma sonuçları şöyledir: 8 yıllık dönem içerisinde iş yerlerinde toplam 87 kişi iş kazasına maruz kalmış ve muhtelif yerlerinden yaralanarak 1731gün iş görmezlik süresi oluşmuştur. Yaralanan kişi başına düşen iş görmezlik süresi 20 gündür. Tünel çalışması, trafik açısından İstanbul'un en yoğun olduğu ve alt yapısının en karışık olduğu bölgede yapılmıştır. Bu nedenle böyle bir ortamda her yıl, hafif yaralanmalarla sonuçlanan 10 iş kazasının meydana gelmiş olması ve karşılığında oluşan 216 gün iş görmezlik süresinin, maruziyet sınırları içinde kaldığı düşünülebilir. Türkiye genelindeki olumsuz koşullar ve istatistikî değerler dikkate alındığında söz konusu değerlerin kabul edilebilir değerler olduğu görülecektir.

ABSTRACT In this study, the accidents occurred during the excavation studies in metro tunnels between Taksim and Yenikapı and their causes are explained. The excavation studies of metro tunnels between Taksim and Yenikapı were started in 1998. The construction periods of the tunnels were 36 months. But excavation studies have been continued now because of different reasons. Totally 910790 daily shifts (7.249.320 hours effort) were spent during the 8 years working period. Totally 87 workers were exposed to accidents during the 8 years working period and have different types of injury . Because of these accidents, totally 1731 days out of work were occurred. The out of work time per worker is 20 days. The metro tunnels are opened in very dense region in terms of traffic in Istanbul. When the negative conditions and statistical values in Turkey are taken into account, the number of accidents occurred in metro tunnels are acceptable.

1 "PROJENİN TANIMI"

1.1 Tünel Kazı ve özellikleri

1.1.1 Şa tlar uyular

Şaft (Kuyu)	Kesiti (m^2)	Uzunluğu (m)
Şişhane	85 (dairesel)	27.
Koksa	109 (dairesel)	28.
Yenikapı	116(elipsoit)	18.

1.1.2 na Tüneller

Tünel Tipi	Kesiti (m^2)	Uzunluğu (m)
A	36.8	7747.
B1	43.2	939
B2	46.6	165
B3	65.3	298
P	64	800 (2 adet)
T	100	58 (2 adet)
M	98	32
L	80	79
Yaklaşım	50	420

1.1.3 İstasyonlar

Şişhane istasyonu: Kazı alanı: Yaklaşık 40.000 m^2 alan üzerinde yapılmıştır. Kazı derinliği, yaklaşık 30 m'dir. Toplam kazı miktarı, yaklaşık 90.000 m^3' dür. Kazılar, ankraj yapım tekniği ile 30 m derinliğe kadar kazıldıktan sonra istasyon inşaatı yapımına başlanmıştır. İstasyon binası 4 kattır. İnşaatta yaklaşık 2500 ton demir, 20.000 m^3 beton ve 23.000 m^3 kalıp kullanılmıştır.

Köprü, Şehzadebaşı ve Yenikapı istasyonları: Bu bölümde yapılan arkeolojik kazılar, halen devam ettiği için inşaata yönelik aktif çalışmalar henüz başlatılamamıştır.

2 ÇALIŞMALAR SIRASINDA OLASI POTANSİYEL RİSKLER

2.1 Gazlar

Tünel içinde çalışan iş makinelerinin çıkardığı eksoz gazlarından, kazı sırasında kullanılan patlayıcılardan, doğal gaz borusu kaçaklarından, fay zonlarından sızan yeraltı gazlarından veya tünel içinde çıkan yangınlardan meydana gelmektedir. Bu bakımdan tünel çalışmaları sırasında hava kontrolünün yapılması ve sürekli izlenmesi önemlidir. Tünel içinde oluşacak zehirli gazlar en çok eksoz gazlarından meydana gelmektedir. Eksozdan çıkan gazlar, aşağıdaki zehirli veya boğucu gazları içermektedir.

- Karbon monoksit (CO)
- Azot monoksit (NO)
- Karbon dioksit (CO_2)
- Metan (CH_4)

Karbon dioksit: Yüksek konsantrasyonlarda tehlikelidir. İş kanunu yönetmeliğine göre çalışma ortamında % 0.5 den daha fazla CO_2 ihtiva eden yerler çalışmaya elverişli değildir. Havada %6 dan fazla CO_2 bulunursa nefes alma zorlaşır. %10 CO_2 ortamında nefes alma imkânsız hale geldiğinden kısa sürede ölüm olayı meydana gelir. Bu bakımdan CO_2 gazı boğucu gaz olarak isimlendirilir.

Karbon monoksit: Kokusuz, renksiz, tatsız, dokulara etki etmeyen bir gazdır. Ancak çok azı dahi zehirlidir. Yüksek konsantrasyonlarda patlayıcıdır. Tehlikeli konsantrasyon % 30 dur. Karbon monoksitin en tehlikeli özelliği, kanın içindeki alyuvarlara olan harisliği, oksijene nazaran 250 defa daha fazla olmasıdır. Bundan dolayı, havada az miktarda CO bulunsa dahi, kan bunu hemen bünyesine alır.(karboksi hemoglobin: Hb CO) Alyuvarların bünyesine girdikten sonra CO buradan ayrılmaz. Dolayısıyla hücrelere oksijen nakli yerine HbCO nakli yapılacağından, kısa sürede oksijen yetersizliği baş gösterir. Kanın doymuşluğu durumunda ölüm meydana gelir. Çalışma ortamında kabul edilebilir maksimum sınır 50 ppm dir. 100 ppm. konsantrasyonda birkaç dakika kalınabilir. 1000 ppm öldürücüdür.(İç boğulma).

Azot monoksit: Renksiz, kokusuz ve çok zehirli bir gazdır. Çalışma ortamında kabul edilebilir sınır 5 ppm' dir. Zehirli gazlarla zehirlenmiş bir insan, böyle bir ortamdan çıkarıldıktan sonra suni teneffüs ile hayata döndürmek mümkün olabilir. Oysa azot

zehirlenmelerinde ciğerde, nitrik asit meydana geleceğinden, temiz havaya çıkmak tehlikeyi yok etmez. Takip eden saat veya günlerde ölüm olayı meydana gelebilir.

Metan gazı: Renksiz ve kokusuz bir gazdır. Havadan hafif olması nedeniyle önce, açılan boşlukların üst kısımlarını doldurur. Dağılma özelliği havaya nazaran 1,6 kat daha fazladır. Zehirli değildir. Metanın esas tehlikesi yanıcı ve patlayıcı bir gaz olmasıdır. Tam yanma % 9-% 91 arası hava karışımında olur. Patlama özelliği % 5-% 14 arasında olduğu kabul edilir. Emniyet tüzüklerine göre metan gazı % 2 veya daha fazla olan yerler, çalışmaya elverişli değildir. Dönüş yollarında % 1 den fazla olmamalıdır. Metro yapım işlerinde metan gazı tehlikesi yok denecek kadar azdır. Ancak doğal gaz kaçaklarından veya şistli, killi veya kömürlü katmalardan veya metan gazı ihtiva eden yakın işletmelerden, kırık zonlar kanalıyla gelecek metan gazları, tünel ortamına sızabilir. Bu nedenle tünel işinde çalışanlar için az da olsa bu risk mevcuttur. Dolayısıyla hava kontrolü yapılırken metan gazı da kontrol edilmelidir.

Tünellerde, genellikle yüz metrelerden sonraki çalışmalar sırasında gaz ölçümlemeleri başlatılmıştır. Gaz ölçümleri, çalıştırılan makine yoğunluğuna, havalandırma durumuna ve mevsim şartlarına bağlı olarak muhtelif aralıklarla (haftada veya ayda bir defa) yapılmıştır. Ölçüm sonuçları genellikle şu sınırlarda yoğunlaşmıştır.

Ölçülen Gazın Cinsi	Gaz ölçümü Sonuçları	Uç Değerler
Karbonmonoksit	10–25 ppm	30-60 ppm
Azot monoksit	2 – 4 ppm	10-15 ppm
Karbondioksit	% 0.3 – 0.7	% 0.7-1
Metan gazı	% 0 - 0.3	% 0.7

Özel durumlarda meydana gelen maksimum değerler: 8 yıllık çalışma süresinde bir defa yaşanmış ve olay şöyle meydana gelmiştir. Olay, Koksa şantiyesinde yaşanmıştır. O gün, tünel açma çalışması sırasında tali havalandırma deliği kısa bir süre kapanmıştı. Zaten, o günlerde tünel boyundan dolayı hava ortamı iyi değildi. Bu nedenle çalışma ortamındaki hava, birden bozularak, içindeki zararlı gaz değerleri, çok kısa bir süre içinde şu şekilde oluştu. CO: 120 ppm. NO : 30 ppm. Olayın olduğu saatlerde tesadüfen orada bulunuyordum. Dolayısıyla, değerler görülür görülmez, iş yerindeki çalışmalar derhal durdurularak, işçiler oradan uzaklaştırıldı. Tali havalandırma deliği açılıncaya kadar çalışmaya ara verildi. Olayın olduğu anlarda orada gaz ölçüm cihazı ile birlikte bulunmak büyük bir şanstı. Zira küçük süreli bir gecikme o bölümde çalışanların hayatına mal olabilirdi. Dolayısıyla olay ucuz atlatılmıştı.

2.2 Tozlar

Tünellerde oluşan tozların kaynağı, genellikle iki etkenden oluşmaktadır. a-Kazı sırasında kayacın cinsine göre oluşan tozlar, b-Eksoz borusundan çıkan kurumlar. Tünel kazı çalışması sırasında, silis ihtiva eden ve boyları 0.5 mikrondan küçük olan partiküllerin bulunduğu tozlu ortamlarda çalışanlar için, pnömokonyoz adı verilen meslek hastalığına yakalanma riski yüksektir. Diğer etkenler ise solunum yollarını tahriş eder veya solunum hastalıklarına yol açar.

İnsan sağlığı için solunabilir toz yoğunluğu çok önemlidir. Tozla mücadele yönetmeliğine göre "Toz yoğunluğu eşik sınır değerinin üstünde olan iş yerlerinde üretime yönelik olarak işçi çalıştırılamaz" denilmektedir. Buradaki eşik sınır değeri; toz içindeki kristal SiO_2 oranının % 5 den az olmasıdır.(ESD 5 mg/m^3 olarak kabul edilir). Toz yönetmeliklerine göre, Tünel tozları, periyodik aralıklarla kontrol edilmesi gereklidir. Taksim-Yenikapı arasındaki tünel kazı çalışmalarında toz nispetleri şu şekilde oluşmuştur (Ölçümler, Anadolu Metro ortaklığı tarafından İSGÜM' e yaptırılmıştır).

Ölçüm Yapılan Tünel Güzergahı / Yapılan İş Türü		Solunabilir Toz Miktarı (mg/m^3)
Şişhane - Galatasaray	Delik delme (Hat-I)	3.0
	Nakliye yolları	2.6
	Delik delme (Hat-II)	3.6
Galatasaray - Taksim	Delik delme (Jumbo Opr. Hat-I)	5.7
	Nakliye (950 Lastikli yükleyici)	5.1
	Delik delme (Hat-II)	4.1
Süleymaniye - Koksa	Delik delme (Jumbo Opr.)	3.1
	Nakliye yolları	3.3
	Kirli hava çıkışı	3.3

2.3 Gürültü

Endüstride gürültünün sebep olduğu işitme kayıpları bir meslek hastalığıdır. Ancak, gürültünün meslek hastalığından sayılabilmesi için işçinin gürültülü işte en az 2 yıl veya şiddeti 85 dB. (Desibel) üstünde en az 30 gün çalışmış olması gereklidir. Yer ve konumlara göre gürültü düzeyleri şöyledir.

Gürültü Düzeyi (dB)	Yer ve konum
0	İşitme eşiği
20	Sessiz bir orman
30	Fısıltılı konuşma
40	Sessiz bir oda
50	Şehir içinde bir büro
60	Karşılıklı konuşma
70	Dikey matkap
80	Yüksek sesle konuşma
90	Kuvvetlice bağırma
100	Dokuma salonları
110	Havalı çekiç-ağaç işleri
120	Bilyeli değirmen
130	Uçakların yanı
140	Ağrı eşiği

İşitme kaybına; sesin şiddeti, frekansı, süresi, kişisel duyarlılık, çalışma yaşı ve kişinin cinsiyeti gibi etkenler rol oynar. Gürültü, işletme kaybına neden olduğu gibi, birçok psikolojik etkenlerin oluşmasına da neden olur. Bunlar dikkatin zayıflaması, yorgunluk, uyku bozukluğu, baş ağrısı, stres, tansiyon yükselmesi, sinirlerin bozulması, terleme vb. gibi etkenlerdir.

Tünel çalışmalarında oluşan gürültü değerleri şöyledir. (Bu değerler Anadolu Metro ortaklığı tarafından İSGÜM kuruluşuna yaptırılmıştır).

Ölçüm Yapılan Tünel Güzergahı / Yapılan İş Türü		Gürültü Düzeyi (dB)
Şişhane Taksim	Zemin düzeltme çalışması)	91-92
	Delik delme (Jumbo Opr.)	104-105
	Nakliye	91-92
Unkapanı Yenikapı	Delik delme (Tünel aynası)	104-105
	Nakliye	90-91

Koruma önlemleri: En önemli önlem, gürültüyü oluşturacak ortamı yaratmamaktır. Şayet bu mümkün değilse aşağıdaki tablo değerleri çerçevesinde önlemler almak, kulağın tahrip edilmesini büyük ölçüde önleyecektir.

Gürültü Düzeyi (dB)	Günlük Çalışma Süresi (saat)
< 90	süresiz
90	8 saat
95	4
100	2
105	1
110	0.5
115	0.25
> 115	Çalışılmaz

Cinsi	Azaltma (dB)
Pamuk	5-16
Parafinli pamuk	20-35
Kulak tıkacı	20-45
Kulaklık	12-48

İşin başlangıcında işçiler, gürültü ile ilgili güvenlik kurallarına yeteri kadar uymadıkları görülmüştür. Ancak zaman içerisinde ve verilen eğitimlerin etkisi ile bu düşünce tarzı değişmiştir. Bilhassa tünel aynalarında, kazı ve kırma işlerinde çalışan operatörler, kulak koruyucularını kullanma alışkanlığını edinmişlerdir. Bu nedenle olsa gerek, 8 yıllık süreç içerisinde işitme ile ilgili bir problem olmamıştır.

2.4 Kazı ve Tahkimat

Tünel çalışmaları sırasında, makine ve ekipman açısından yoğun bir trafik yaşanması doğaldır. Ancak, çalışma alanının darlığı, çalışma zorluğu ve makine trafiğinin yoğunluğu gibi etkenler, olası kaza riskini yükseltecektir. Bu bakımdan aşağıdaki güvenlik kuralları, taviz vermeden uygulanması gereklidir. Aksi takdirde değişik aralıklarda kaza meydana gelmesi kaçınılmazdır.

- Makineler tünel ortamına uygun seçilmiş ve bakımlı olmalıdır.
- Makinelerin trafik donanımları, eksiksiz ve çalışır durumda olmalıdır.(geri vites ikaz alarmı, far lambaları v.b.gibi)
- Çalışanlar için gerekli koruyucu donanımlar, eksiksiz verilmeli ve kullandırılmalıdır.
- Çalışanlar, işe uygun eleman olmalı, iş disiplinine riayet etmelidir.
- Kazı sırasında oluşması muhtemel deformasyonlar, çok sıkı takip edilmeli ve minimum seviyede oluşmasına özen gösterilmelidir.

2.5 Elektrik ve Mekanik İşler

İstanbul'un alt yapı tesisatının karışık olduğu ve yapılanların da sıkça değişikliklere uğraması nedeniyle, çoğu kere mevcut planlardan, alt yapı tesislerinin yerini bulmanın mümkün olmadığı bir gerçektir. Bilhassa elektrik kabloları konusunda sürprizlerle karşılaşmak mümkündür. Bu bakımdan, sürfaz bölgelerde yapılacak kazı çalışmalarında, sözü edilen olası tehlikelerin varlığı kabul edilerek, kazılar mutlaka dikkatli ve gözetimli yapılmalıdır. Genel olarak elektrik ve mekanik işler konusunda aşağıdaki hususlar sürekli gözetim altında tutulmalıdır.

- Kablolar ve bağlantı elemanları, sağlam, rutubete dayanıklı ve yönetmeliklere uygun tesis edilmelidir.
- Makinelerin koruyucu sistemleri, koruma topraklaması eksiksiz ve bakımlı olmalıdır.
- Tamir bakım için kullanılan aletler sağlam olmalı ve ehil kişiler çalıştırılmalıdır.
- Periyodik bakımların zamanında yapılması ihmal edilmemelidir.

3 İŞ YERLERİNDE MEYDANA GELEN İŞ KAZALARI VE NEDENLERİ

3.1 İş Kazası ve Yaralanmalar

Yıllar	Çalışan İşçi Sayısı	İş Kazası Sayısı	Yaralanan Sayısı	İş Görmezlik Süresi (gün)
1999	270	14	14	142
2000	555	7	7	302
2001	538	15	15	445
2002	351	14	14	260
2003	309	12	12	157
2004	153	6	6	112
2005	206	8	8	148
2006	350	11	11	164
8 Yıl	342 (ortalama)	10.87kişi/yıl	10.87kişi/yıl	216gün/yıl

3.2 İş Kazalarının Oluşma Sebepleri

Kaza nedeni	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	Toplam
Kayma, tökezleme,									
İskele veya -kalıp									
Üzerinden düşme.	9	1	3	2	2	2	-	-	**19**
Boşluğa düşme	-	-	1	2	-	-	-	-	**3**
Malzeme düşmesi									
(Kalıp üzerinden,									
Ayna tavanından									
v.b.gibi nedenler)	2	1	7	5	2	-	1	4	**22**
Sıkışma sonucu									
Yaralanma	-	2	1	2	5	1	1	4	**16**
Enjeksiyon veya									
çapakların göze									
Sıçraması	-	-	1	2	2	-	2	1	**8**
Elektrik çarpması	1	-	-	1	1	1	-	2	**6**
Döner aletlerden									
kesme-kesilme	-	-	-	-	-	-	1	-	**1**
Malzeme çarpması	2	2	2	-	1	2	2	-	**11**
Muhtelif							1	-	**1**
Toplam	**14**	**6**	**15**	**14**	**13**	**6**	**8**	**11**	**87**

4 OLUŞAN KAZALARIN İRDELENMESİ

4.1 Düşme Sonucu Oluşan Kazalar

Sekiz yıllık süre içerisinde meydana gelen 87 iş kazasının % 25 i,düşme sonucu oluşmuştur. Kazalar basit yaralanmalarla sonuçlanmış olmakla birlikte, İşçiler genelde yürürken, malzeme taşırken veya merdivenlerden inip çıkarken düşmektedir. Bu tür iş kazasına uğrayan işçilerimiz, 2-15 günlük istirahat süresiyle iyileşmiş ve iş başı yapmışlardır. Sadece üç tanesi, istasyon binası içindeki kat arası boşluklara düşerek daha uzun iş görmezlik süresini gerektiren yaralanmalara duçar kalmıştır.(Kol kırılması, ayak kırılması ve belde zedelenme).

Bu bölümde oluşan kazalar, şu üç ana nedenden kaynaklanmıştır.

- Kaza anındaki çalışma alanı, yeteri kadar temiz ve düzenli tutulmaması,
- Her hangi bir nedenle, yerinden kaldırılan koruyucu veya ikaz nitelikli malzemelerin, iş bitimi sonrası yerine konulmaması ve bunun sonucu olarak bir sonraki vardiya çalışanlarını yanıltması,(Boşluğa düşmeler bu hatadan kaynaklanmıştır.)
- İşçilerin dikkatsiz ve dalgın çalışması

4.2 Malzeme veya Taş Düşmesi Sonucu Yaralanmalar

Kazaların %26 sı bu sebepten meydana gelmiştir. Kalıp veya iskele üzerinde unutularak bırakılmış çekiç veya benzeri malzemelerin düşmesinden, tünel kazısı sırasında tavandan düşen kavlaklardan, şev yamaçlarından düşen kayaçlardan veya taşınan malzemenin düşürülmesinden kaynaklanmıştır. Bu tür kazalara maruz kalan işçilerimiz, 5–30 gün arasında değişen sürelerde, iş görmezlik istirahati almıştır. Sadece, kaza zadelerden bir tanesinin (belden incinme ve ayakta kırılma olduğu için) iş görmezlik süresi, 2-3 ay civarında olmuştur.

Bu bölümde oluşan kazalar, şu şekilde oluşmuştur.

- İskele ve kalıp üzerinde çeşitli nedenlerle malzeme bırakılmış veya unutulmuştur.

Yaralananların bir kısmı, çalışmaya başlamadan önce gerekli tedbiri almadan işe başlamış veya tehlikeli bir şekilde iskele altlarından geçmesi sonucu meydana gelmiştir.

- Kazı sırasında aynada veya tavan bölgesinde oluşması muhtemel kavlakları kontrol etmeden çalışma yapması veya tavan emniyetini almadan çalışılmış olması sonucu yaralanma meydana gelmiştir.
- Malzemenin taşınması sırasında, gerekli emniyet tedbiri almayı ihmal etmesi sonucu kaza meydana gelmiştir.(Araç üzerinde malzeme kayması, taşıma kollarının kırılması, gücün üzerinde malzeme taşımak, v.b. gibi)

4.3 Sıkışma Sonucu Oluşan Kazalar

Kazaların % 18'i bu tür hatalardan meydana gelmiştir. Tamir-bakım sırasında parmakların vinç halatı arasına sıkışmasından, Çekiçle çalışırken çekicin, işçi üzerine sıçraması veya kaymasından, iksaların veya makine parçalarının kaldırılıp indirilmesi esnasında el veya ayakların iki malzeme arasına sıkışmasından kaynaklanmıştır. Bu tür yaralanmalara maruz kalan işçilerimiz için, 5–60 gün arasında değişen aralıklarda iş görmezlik süresi oluşmuştur. Kazaların nedeni, işçilerin dikkatsiz ve dalgın çalışmasıdır.

4.4 Enjeksiyon Sıvısı veya Çapak Sıçraması

İş kazalarının % 9'unu oluşturmaktadır. Püskürtme betonu, kaynak veya metal kesme işi yapılması sırasında meydana gelmiştir. Yaralanmaya maruz kalan işçiler, 2–30 gün arasında değişen sürelerde iş görmezlik istirahatı almıştır. Oluşan kazaların tamamı, ilgili işçilerin kendilerine verilen koruyucu malzemeleri kullanmayı, ihmal etmesinden kaynaklanmıştır.

4.5 Elektrik Çarpması

İş kazalarının % 7'sini oluşturmuştur. Elektrik panosunda, trafolarda veya elektrik hatlarının onarımı sırasında oluşan ark sonucu yaralanmışlardır.(yanıklar oluşmuştur.) Kazaya maruz kalan işçiler, 15–60 gün arasında değişen sürelerde iş görmezlik almışlardır. Kazaların nedeni; Kazaya uğrayan işçiler, ehliyetli elektrikçi olmasına rağmen, kural ihlali ve teknik hata yapılmış ve sonuçta, sözü edilen kazalar meydana gelmiştir.

4.6 Döner Kesicilerle Yaralanma

Sekiz yıllık çalışma süresinde 1 olay meydana gelmiş ve kazaların % 1'ini oluşturmuştur. İlgisi olmayan bir işçi, haber vermeden atölyeden aldığı spiral kesici ile ağaç parçalarını keserken, spirali bacağına değdirerek bacağını orta şiddette yaralamıştır. İş görmezlik süresi 20 gündür. Kazanın nedeni, işçi hatasıdır.

4.7 Malzeme Çarpması

İş kazalarının % 13'ünü oluşturmaktadır. Dar ve alçak yerlerdeki geçişlerde, başın duvara, iskeleye, kalıba veya merdivenlere çarpmasından, tünel içinde insan veya araç gücü ile taşınan malzemelerin işçilere çarpmasından Basınçlı hortumların patlaması veya hortumu tutan işçinin elinden kurtulması sonucu etrafa fırlamasından, sözü edilen kazalar meydana gelmiştir. Yaralanan işçiler 2 - 30 gün arasında değişen sürelerde iş görmezlik istirahatı almıştır. Kazaların nedeni; Baret kullanmayı ihmal etmek, kurallara uygun olarak malzeme taşımamak (Çarpacak şekilde dağınık ve çarpık taşıma) ve hava hortumu ile şakalaşmak.

4.8 Muhtelif

Etrafı panolarla çevrili olan bir şantiyede, gece çalışma yapılırken şantiye dışından gelen serseri kurşunla, bir işçimiz yaralanmıştır. Yaralanan işçinin tedavisi 2,5 ay sürmüştür.

5 SONUÇ VE ÖNERİLER

Metro yapım işi ağır ve tehlikeli işler gurubundandır. Tarihi yapıtların ve konutların yoğun olduğu yerlerdeki metro çalışmaları ise, bu gurubun iş riskini en az bir kat daha artırmaktadır. Zira güzergâh üzerinde İyi inşa edilmemiş yapıtlar, düzensiz alt yapılar ve trafik ihlalleri oldukça yoğundur. Bu bakımdan metro yapım işine başlamadan

önce, olması muhtemel potansiyel iş risklerinin detaylı olarak belirlenmesi ve tedbirlerinin alınması büyük önem arz etmektedir. Ancak bu değerleri doğru tahlil edebilmek için, en az bunun kadar önemli olan bir husus daha vardır ki, oda mevcut işletmelerin istatistikî değerleri hakkında bilgi sahibi olmaktır. Bu bakımdan bu sektörde çalışanlara yardımcı olmak açısından, Taksim-Yenikapı arası metro inşaatındaki 8 yıllık çalışma süresi içinde oluşan iş kazaları ve nedenleri detaylı bir şekilde izah edilmeye çalışılmış ve istatistiki sonuçları saptanmıştır.

Saptanan değerleri özetlersek; Yeraltı kazılarının dar bölge koşulları içinde ve ağır iş makinelerinin çalıştırıldığı bir ortamda yapılmış olmasına rağmen, 8 yıllık süre içerisinde, ciddi yaralanma ile sonuçlanmış bir iş kazası meydana gelmemiştir. Ancak, bu süre içerisinde çoğu hafif, diğerleri orta şiddette olan 87 iş kazası olmuştur. Meydana gelen kazaların nedeni, dikkatsiz çalışma, ihmal ve acelecilikten kaynaklanmıştır. Kanaatime göre bu sonuçları elde etmek çalışanların başarısıdır.

Tecrübe ve gözlemlerime göre, mevcut işletmelerin pek çoğunda güvenlik kültürü yeterli değildir. İş sağlığı ve güvenliği konularının takibi açısından, organizasyon zincirinde kopukluklar olmaktadır. Bu nedenle iş güvenliğinden sorumlu kişiler, işletmelerde bu konuya ağırlık vermeli ve entegre sorumluluk anlayışını, tabana kadar yaymasını sağlamalıdır.

İşletmelerde, olası risklerin tehlikeye dönüşmemesi için, güvenlik kuralları sürekli takip edilmeli ve kural ihlali yapanlar, ihlal derecesine göre sözlü veya yazılı uyarılmalıdır. Alışkanlık haline gelenlere taviz verilmemeli, derhal kanuni işlemin yapılması sağlanmalıdır.

İstatistikî değerler takip edilmeli ve eğitim programları bu veriler ışığında yönlendirilmelidir.

İşletme hedefi, sıfır hata ile çalışmak olmalıdır.

Tünel Güzergahındaki Akaryakıt İstasyonundan Zemine Benzin Sızıntısı Yaşanması ve Tünelde Akaryakıt Buharı Tehlikesi İle İlgili Emniyet Tedbirleri

Safety Precautions Related to Hazard of Liquid Fuel Vapour Forming From Leakage Petroleum Products in Tunnels

Faruk Yıldırım, Serdar Karahöyük, Levent Tuna

Garanti Koza - Alsim Alarko Ortak Girişimi, İstanbul

ÖZET Yeraltı kazıları değişik nedenlerle yapılmaktadır. Bunlar arasında enerji ve su temini, ulaşım sayılabilir. Enerji ve su temini amaçlı yeraltı kazıları daha çok yerleşim bölgeleri dışında, ulaşım amaçlı yeraltı kazıları ise özellikle yerleşim bölgelerinde yapılmaktadır. Yerleşim alanlarındaki yeraltı kazıları yeraltında ve yerüstünde bulunan değişik unsurlarla etkileşim halindedir. Bunlara sanat yapıları, elektrik ve iletişim kabloları, temiz su-atıksu boruları, doğalgaz boruları gibi altyapı elemanları ve akaryakıt istasyonları örnek olarak verilebilir. 4. Levent- Ayazağa Metrosu'nun inşaatında da, elektrik ve iletişim kabloları, yeraltındaki su ve akaryakıt boruları, akaryakıt istasyonları ile ilgili sorunlar yaşanmıştır. Bu konuda önlem alınmaması durumunda; can ve mal kayıplarına neden olabilecek kazaların yaşanma riski çok yüksektir. Su boruları ve yeraltındaki kablo hatları da önemli olmakla birlikte, bu bildirinin konusu; metro inşaatı sırasında akaryakıt boruları ve akaryakıt istasyonlarından kaynaklanan tehlikeler ve alınan emniyet tedbirleri olacaktır.

ABSTRACT Underground excavations are made due to various reasons. They are made with the aim of water or energy supply or for transportation. The excavations with the aim of energy or water supply are made outside the residential area and the excavations made with the aim of transportation are made in cities. The excavations made in residential area in interaction with various issues present on the ground. Artistic constructions, underground equipments and fuel oil stations like electrical and communication cables, clean water- waste water pipes, LNG pipes can be examples for these. There have been interactions related to the underground water pipes, electrical and communication cables, fuel oil pipes and stations in Levent- Ayazağa Metro construction. There is high potential of risk of accidents causing death and loss of money unless the precautions are taken. The studies made related to the water pipes and underground cables are important and the subject of this announcement will be the emergencies deriving from the fuel oil pipes and stations and the precautions taken during the process of metro construction

1 4. LEVENT-AYAZAĞA METROSU İNŞAATI'NIN ÇEVRESİNDE BULUNAN AKARYAKIT KAYNAKLI RİSKLER VE ALINAN ÖNLEMLER

1.1 Sanayi İstasyonu'nda Havalandırma Şaftı

Sanayi İstasyonu'nun çok yakınında bir benzin istasyonu bulunmaktadır. İstasyon için havalandırma şaftı açılması sırasında (elle kazı yapılırken) yüzeyden yaklaşık 6-7 m derinde benzin kokusu hissedilmiştir. Bunun üzerine çalışma durdurulmuş ve benzin istasyonunun bağlı olduğu akaryakıt firması yetkililerine haber verilmiştir. Akaryakıt firması yetkilileri ve Garanti Koza-Alsim Alarko İSG departmanı ile birlikte patlayıcı gazlar ölçülmüştür. Ölçümlerde tehlike oluşturacak düzeyde patlayıcı-parlayıcı gaz olmadığı tespit edilmiştir. Ölçümler eşliğinde havalandırma şaftı kazısı tamamlanmıştır.

1.2 Şaft-3

Şaft-3 yakınındaki akaryakıt istasyonu yetkilileri ile çalışmalar başlamadan önce görüşmeler yapılmış, yeraltında bulunan akaryakıt tanklarının tünel kazıları ve bulonlarla etkileşimi araştırılmıştır. Bu istasyonla tünel kazı güzergahı arasındaki mesafenin fazla olması nedeniyle çalışmalar sırasında herhangi bir etkileşim olmamıştır.

1.3 Petrol Boru Hatları

Tünel güzergahının yakınından geçen veya kesişen akaryakıt boru hatlarında da aynı tehlike söz konusudur. Akaryakıt boru hatlarındaki kaçaklar veya herhangi bir nedenle boruya verilecek hasar akaryakıtın zeminle temasına neden olabilmektedir. Benzin istasyonları için yapılması gereken araştırmanın aynısı akaryakıt boru hatları için de yapılması gerekir. Çünkü yüzeye yakın seviyelerde de olsa akaryakıtın zeminle temas etmesi, zaman içinde zemin sularıyla tünellerin geçtiği derinliğe kadar taşınmasına neden olacaktır.

1.4 Şaft-5 Tünellerindeki Akaryakıt Buharı

Şaft-5'e bağlı tünellerde de akaryakıt buharı tespit edilmiştir. Bu tespitten hemen sonra çalışmalar söz konusu riske göre şekillendirilmiştir. Tünel havasında bulunan patlatıcı-parlayıcı gaz oranı yükseldikçe çalışmalara ara verilmiş ve önleyici tedbirler alınmıştır.

Çizelge 1. Şaft-5'te ölçülen en yüksek LEL değerleri

Parametre	O_2 (%)	CO (ppm)	LEL (%)	H_2S (ppm)
Okunan Değerler	20,7	3	16	0

1.5 Şaft-4 Tünellerindeki Akaryakıt Buharı

Tünel güzergahı üzerinde bulunan akaryakıt istasyonunun yeraltı tank bağlantılarında, 1999 Marmara Depremi sırasında deformasyon meydana gelmiş, miktarı tam olarak bilinmemekle birlikte zemine akaryakıt sızmıştır. Böyle bir duyum üzerine GK-AL Ortak Girişimi tarafından muhtemel etkilenmeler araştırılmıştır. Tünel güzergahı ise akaryakıt istasyonunun yaklaşık 40 m altından geçmektedir. " ***eraltı sularına karışan akaryakıtın tünel kazısı sırasında tünele ulaşması akaryakıt u arının tünel a asına karışması atlama e yangınlara se e olması*** ihtimali bir risk olarak değerlendirilmiştir.

Bu tehlikeye karşı ilgili taraflarla (idare, yüklenici ve akaryakıt firması yetkilileri) toplantılar yapılmıştır. Toplantılarda durum tespiti yapılmış ve muhtemel tehlikeler değerlendirilmiştir. Taraflarca bir ekip oluşturulmuş çalışmalar bu ekibin sorumluluğunda sürdürülmüştür. Akaryakıt firmasınca yüzeyden açılan sondajlarla temizleme çalışmaları yapılmıştır. Sondajlar ve alınan su numunelerinin analizleri uzman kuruluşlar tarafından memorandum haline getirilmiştir. Yapılan toplantılarda bazı kararlar alınmış ve ödün vermeden uygulanmıştır. Bunlar;

1.5.1 İT Maden Fakültesi Maden Mü endisliği Bölümü tara ından mniyetli İş a ma öntemi azırlanması

Bölüm tarafından yöntem raporu hazırlanmış, "sarı alarm" ve kırmızı alarm" değerleri belirlenmiştir. Buna göre ayna yüzeyinde, ölçümü yapılan gazın konsantrasyonu LEL değerinin (LEL "lower explosion level, alt patlama sınırı) %10'unu, aynadan 10 m uzaklıkta % 5'ini geçmeyecektir. Bu sınırlar "SARI ALARM" durumu olarak kabul edilecek ve bundan sonraki ölçümler aralıksız sürdürülecektir. Aynada yapılan ölçümlerde belirlenen değerlerin LEL değerinin %10'unun üzerine çıkması ve yükselmeye devam etmesi "KIRMIZI ALARM" durumu olarak kabul edilecek, tünellerdeki çalışmalar durdurulacak ve çalışanlar tüneli terk edeceklerdir.

1.5.2 lçüm ki leri Göre lendirilmesi a it lçüm i azları e larm istemi urulması

Hazırlanan bu yöntem çerçevesinde gaz ölçüm cihazları temin edilmiş ve her iki vardiyada da kesintisiz ölçüm yapmak üzere 7 kişiden oluşan ölçüm ekibi görevlendirilmiştir. 24 saat boyunca sabit ölçüm cihazlarıyla ölçüm yapılmış ve alarm sistemi kurulmuştur. Tünelde her iki hat boyunca 10 m aralıklarla sabit gaz dedektörleri yerleştirilmiş olup bunlar 24 saat çalışan alarm sistemine bağlanmıştır. Ayrıca taşınabilir gaz ölçüm cihazlarıyla tünel aynasında ve ortamdaki gaz değerleri ölçülmüştür.

Çizelge 2. Şaft-4'te ölçülen en yüksek LEL değerleri ve yapılan işler

Parametre	O_2 (%)	CO (ppm)	LEL (%)	H_2S (ppm)
Okunan Değerler	20,9	0	36	0
YAPILAN İŞLER: Hat 2 Geride (26.04.2006) 00:45 sıralarında LEL okumasında alt yarı çalışmasının yapıldığı 20+517.50 km'de, altyarının sağ köşesinde 36 LEL değeri okundu. Çalışmalar durdurularak emniyet tedbirleri artırıldı. Çalışma alanı önündeki hafriyat temizlettirilerek rahat bir çalışma ortamı sağlandı. Kazı yapılan yüzeye 10'ar dakikalık sürelerle VRS uygulaması yapıldı ve ekskavatörle kontrollü kazı yaptırıldı. Alt tabana hasır yerleştirildi. Saat 20:00'de shotcrete atılarak çalışma bitirildi. LEL okunan KM'den 20 m ile 40 m mesafedeki dedektörlerin sağ ve sol köşelerindeki dedektörlerde ortamda oluşan 2 ve 3 LEL değerleri okundu. Bu çalışmalar esnasında saat 01:45'den 18:45'e kadar Hat 2 Geri tünelinde çalışmalar ölçüm ekibi kontrolünde yapılmıştır.				

1.5.3 Me ut a alandırma isteminin İyileştirilmesi

Tüneldeki normal çalışma koşullarına göre hazırlanmış olan havalandırma sisteminin patlayıcı-parlayıcı gaz tehlikesine göre iyileştirilmesi yapılmıştır.

1.5.4 esintisiz Güç aynağı Temini

Sistemin 24 saat boyunca kesintisiz çalışmasını sağlamak için alternatif güç kaynağı temin edilmiş, bir dizel jeneratörü 24 saat boyunca hazır vaziyette tutulmuştur.

1.5.5 angın öndürme isteminin Geliştirilmesi

Normal tünel inşaat çalışmalarına göre hazırlanmış olan yangın önleme ve söndürme sistemi, akaryakıt buharı tehlikesi dikkate alınarak geliştirilmiştir. Tünel aynalarına, iş makinelerine ve hat boyunca her 50 m'de bir olmak üzere yangın söndürme cihazları yerleştirilmiştir. Yangın battaniyeleri ve ilk yardım malzemeleri hazır bulundurulmuştur. Bu bölgede çalışan işçiler akaryakıt kaçağı, akaryakıt buharı ve yangınlar konusunda eğitilmiştir. Çalışanlara sentetik olmayan, yanmazlık apresi uygulanmış pamuklu üniformalar verilmiştir.

1.5.6 u erdesi istemi urulması

Tünel aynasında yangın çıkması durumunda tüm tünel kesitini kaplayacak şekilde su perdesi sistemi oluşturulmuştur.

1.5. igara İçilmemesi

Tünelde sigara içilmesi yasaklanmış ve çalışmalar sırasında sürekli olarak denetlenmiştir.

1.5. ydınlatmanın roo lması

Patlayıcı-parlayıcı gaz değerlerinin alarm sınırlarına ulaşması durumunda hat boyunca elektrik sisteminin devre dışı bırakılması planlanmış, ex-proof el fenerleri hazır halde bulundurulmuştur.

1.5. roo o ma Temin dilmesi

Kirli zemin suyu nedeniyle gaz birikimi oluşması ihtimali mevcuttur. Ex-proof pompalarla tünel zemininde su birikmesi önlenmiştir. Ayrıca zemin sularından da örnekler alınarak analizleri yapılmıştır.

1.5.1 a our re ellent system urulması

VRS ile kazı yüzeyinde ani gaz çıkışlarında acil durum önlemleri alınıncaya kadar gazın hapsedilmesi sağlanmıştır.

1.5.11 il urum lanı azırlanması

Acil durum planı hazırlanmış, bu konuda eğitim verilmiş ve tatbikatları yaptırılmıştır. Yakın bölgelerdeki itfaiye ve sağlık birimleri ve irtibat yöntemleri belirlenmiştir.

1.5.12 Tünele Giriş Çıkışların aydı

Tünele giriş-çıkışlar kayıt altına alınarak tehlikeden habersiz ve eğitim almamış kişililerin girmesi engellenmiştir.

1.5.13 on a lamada idrokar onlara ayanıklı Malzeme ullanılması

Zeminde kalan kirli sular, kazı işlemi ve son beton kaplama işlemi bittikten sonra da sızmaya devam edebilir düşüncesiyle normal suya karşı yapılan izalasyonla birlikte hidrokarbonlara dayanıklı malzeme ile ikinci bir izolasyon yapılmıştır.

Tünel kazısı, belirlenen riskli bölgeye ulaşmadan önce yukarıda bahsedilen hazırlıklar ve önlemler yerine getirilmiştir. Tünelde kazı işlemi gaz ölçüm ekipleri eşliğinde devam etmiştir. Patlayıcı gaz oranının zaman zaman sarı alarm değerlerine ulaşması durumunda; çalışma alanı boşaltılmış, havalandırma sonucu tekrar emniyetli değerlere indiğinde de çalışmaya devam edilmiştir. Her iki hatta da yaklaşık 100'er m'lik mesafe alınan önlemler eşliğinde herhangi bir sorun yaşanmadan geçilmiştir. Riskin sona erdiği teknik verilerle anlaşıldığında çalışma sonlandırılmış ve kayıt altına alınmıştır.

2 YERALTI KAZILARININ PLANLAMASI VE YAPIMI AŞAMASINDA DİKKAT EDİLMESİ GEREKEN KONULAR

2.1 Güzergah Üzerinde Araştırma Yapılması

Özellikle yerleşim bölgelerinde yapılacak yeraltı kazıları için çevredeki altyapı ve üstyapının iyi belirlenmesi gerekir. Akaryakıt istasyonları, akaryakıt boru hatları ve doğalgaz boru hatları koordinatlı bir şekilde belirlenmelidir. Duyumlar, gözlemler ve şikayetler dikkate alınmalıdır. Konuyla ilgili "***risk değerlendirmeleri***" yapılmalıdır.

2.2 Özel ve Resmi Kurumlarla İletişim

Akaryakıt istasyonu veya akaryakıt-doğalgaz boru hatlarıyla ilgili özel ve resmi kurumlarla iletişim kurulmalıdır. Sorumlulukların altı çizilmelidir. İlgili kurumlar arasında, görevler konusunda koordinasyon sağlanmalıdır.

2.3 Çalışanların Konu Hakkında Eğitimi

Tüm çalışanlara konu hakkında eğitim verilmelidir. Acil durum tatbikatları yapılmalı ve belirlenen kurallara uyum konusunda disiplinsizlik yaşanmamalıdır. Alınan emniyet tedbirleri konusunda uyumda zorlanan ya da disiplinsizlik gösteren,

performansı düşük kişiler bu alanda çalıştırılmamalıdır.

2.4 Teknik Donanımın Sağlanması

Gaz ölçüm cihazları, yangın söndürme cihazları, alarm sistemi ve iş makinelerine uygulanacak koruma sistemleri konusunda altyapı tamamlanmalıdır. Özellikle gaz ölçümü, sonuçların yorumlanması ve yönlendirme konusunda yetkin kişiler görev almalıdır.

2.5 İhale Şartnamelerine Konunun Dahil Edilmesi

İhale hazırlık aşamasında yapılacak araştırmalarla; riskler tespit edilmeli, bu riskler teknik şartnamelerde yer almalı ve kaynak ayrılmalıdır. Gerek işveren, gerekse yüklenici ve diğer taraflar konuya kaynak aktarmaktan kaçınmamalıdırlar.

3 AKARYAKIT BUHARI TEHLİKESİ DURUMUNDA ORTAYA ÇIKABİLECEK ZORLUKLAR

3.1 Planlama Aşamasında Bu Tür Risklerin Dahil Edilmemesi,

Yeraltı kazılarının planlanmasında bu türden riskler tahmin edilmediği veya dahil edilmediği için böyle bir sorunla karşılaşılması durumunda sorumluluk paylaşımında, anlaşmazlıklar ortaya çıkabilmektedir. Yüklenici firmalar da teklif aşamasında öngörülmeyen bir faktörle karşı karşıya kalmaktadırlar.

Riskin önceden tahmin edilmesi durumunda zaman kayıpları, işgücü kayıpları ve emniyet açısından can ve mal kayıplarının önüne geçilecektir.

3.2 Akaryakıt Firmalarının Duyarsızlığı,

Zemindeki kirlenmenin ve tünel kazısı sırasında oluşabilecek tehlikenin kaynağı olan akaryakıt firmalarının konu hakkında duyarsız davranmaları hukuki sorunlara neden olabilir. Bu nedenle iş ve zaman kayıpları kaçınılmazdır. Zeminin kirletilmesi çevre bilimleri açısından da ayrı bir inceleme konusu olmalıdır.

3.3 İnşaat Sektöründe Eğitim Düzeyi

İnşaat sektöründe çalışan işçilerin eğitim düzeylerinin düşük olması alınan emniyet tedbirlerine uyumu güçleştirmektedir. Bunun için yoğun eğitim ve denetim gerekmektedir.

3.4 Yanık Tedavi Merkezlerinin Az Olması

Muhtemel bir patlama-parlama durumunda oluşabilecek yanıklar için tedavi merkezleri oldukça azdır. Bu konuda uzman olarak Ankara Gülhane Askeri Tıp Akademisi ve Başkent Üniversitesi Hastanesi mevcuttur.

4 SONUÇ

Bu çalışma özelliği nedeniyle Türkiye'de bir ilktir. Ciddiye alınmaması durumunda çok önemli kazalar ve kayıplarla neden olacak bir durum emniyetli bir şekilde sonlandırılmıştır. Metro inşaatları nedeniyle yeraltı kazıları yapılacaksa, bunlar daha çok şehirlerin merkezi yerlerinde olmaktadır. Dolayısıyla yeraltı kazılarıyla akaryakıt istasyonlarının çakışması ihtimali çok yüksektir. Akaryakıt firmalarının burada olduğu gibi duyarlı olmaları gerekmektedir. Özellikle İstanbul için yüzlerce km metro inşaatı planlanıyorsa ve bu kadar yeraltı kazısı olacaksa bu örnek bir **" *ilot çalışma*** niteliğinde olacaktır. Bu çalışma aynı zamanda işveren, yüklenici, akaryakıt firması ve üniversite arasında işbirliği, görev paylaşımı ve sonuçları açısından güzel bir örnek teşkil etmektedir.

KAYNAKLAR

Granti Koza – Alsim Alarko "Sağlık ve Güvenlik Planı"

Granti Koza – Alsim Alarko "Havalandırma Ölçümü Kayıtları"

Ökten, G, 2006 "İstanbul Metrosu 4.Levent-Ayazağa Kesimi Depo Sahası ve Bağlantı Hatları İnşaatı İşi Şaft-4 Hat-1 ve Hat-2 (Geri) Tünellerinin Kazısı Sırasında Alınacak Önlemler)

Maslak BP İstasyonu'ndan Sızan Petrol Ürünlerinin Tünel Havası Üzerindeki Etkileri

The Effects of eakage Petroleum Products from BP Maslak Station on Tunnel Air uality

Abdullah Fişne, Gündüz Ökten
İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Maslak- İstan ul/Türkiye

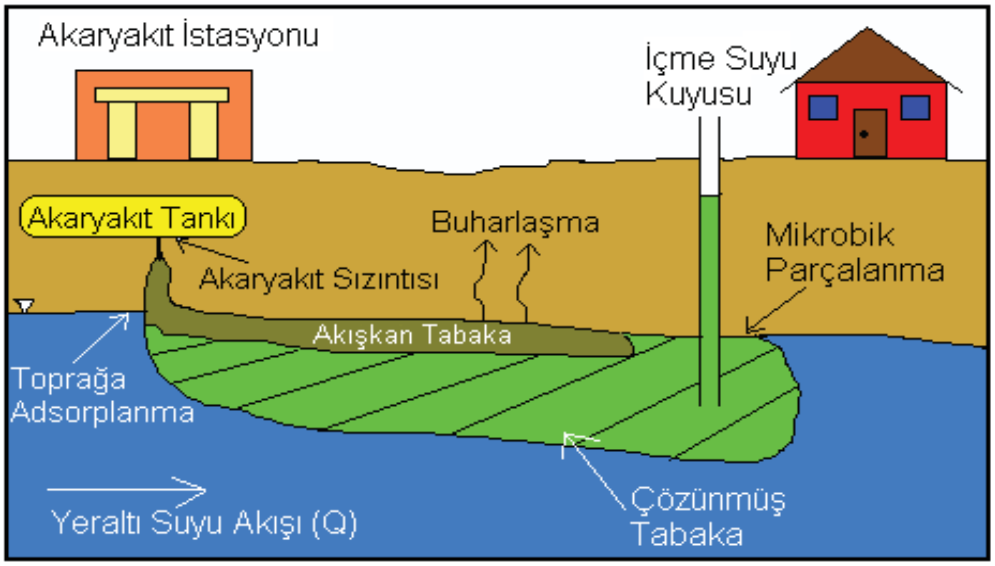
ÖZET Bu çalışmada, "BP Maslak İstasyonu Altı Metro Tüneleri"nin kazısı sırasında toprağa sızan petrol ürünlerinin ortam havası üzerine etkileri yapılan ölçümlerle incelenmiştir. Bu kapsamda 4 No'lu kuyu ile bağlantılı Hat 1 ve 2 Geri Tünelleri'nde metan (CH_4) ve pentan (C_5H_{12}) gazları, sabit ve spot ölçmeler yapabilen taşınabilir gaz dedektörleri ile izlenmiştir. Ayrıca dizel motorların egzoz gazlarının oluşturabileceği kirlenmeyi belirleyebilmek için karbonmonoksit, karbondioksit, azot oksitler ölçülmüştür. Havadaki oksijen miktarı da izlenmiştir. Kazı çalışmaları sırasında, tünellerin havasında yanıcı ve patlayıcı, boğucu, zehirleyici gazlar açısından kayda değer bir kirlenme tespit edilmemiştir. Yeraltında değişik amaçlarla kullanılan makinelerin (kazı, yükleme, taşıma ve püskürme beton) yük altında uzun süre çalıştığı durumlarda, özellikle makinelerin yakın çevresinde karbonmonoksit ve azotoksit gazlarının varlığı belirlenmiştir. Ölçülen gaz konsantrasyonları MAK Değerleri (Maksimale Arbeitsplatz - Konzentration: İşyerinde Müsaade Edilebilir Üst Sınır Değer) ile karşılaştırılmıştır. Sonuçların büyük çoğunluğu, bu gazlar için verilen MAK Değerleri'nin altında kalmıştır.

ABSTRACT In this study, the effects of leakage petroleum products on air quality of metro tunnel derivage excavated under Maslak BP Station were investigated via in-situ measurements. The gases of Methane (CH_4) and Pentane (C_5H_{12}) were measured with portable gas detectors in tunnels of shaft 4. Furthermore the measurements of carbon monoxide, carbon dioxide, nitrogen oxides and oxygen were carried out to assess the gas pollution produced by diesel engines. It was not determined any noteworthy pollution in tunnel's air during the excavation studies in terms of combustible, explosive, suffocating and poisonous gases. The existence of carbon monoxide and nitrogen oxides were determined near the machines used for excavation, loading and shotcreting purposes in underground. The gas concentrations obtained from the measurements were compared with the action values determined for these gases. The majority of the results were found to be lower than the action values.

1 GİRİŞ

Petrol ve/veya petrol ürünleri, üretim, taşınma, depolanma ve dağıtım aşamalarında, çevreye sızarak veya dökülerek büyük ölçüde su (deniz / göl, akarsu, yeraltı suyu), toprak ve hava kirlenmesine neden olmaktadır. Bu tür olaylar özellikle deniz taşımacılığında önem kazanmış olup, tanker kazaları sonucunda on binlerce ton petrol denize dökülmektedir (Yönsel, 2002). Keza, karada boru şebekesi ile yapılan petrol taşımacılığında da, boruların aşınarak, çürüyerek delinmesi veya çeşitli nedenlerle hasara uğraması sonucu büyük miktarda

petrolün çevreye yayıldığı olaylar vardır (Enerji Gündemi, 2006). Depolanan petrol miktarının sınırlı olması, denetim, bakım ve onarım işlemlerinin daha kolay ve düzenli olarak sürdürülebilmesi gibi nedenlerle, yeraltı ve yerüstü akaryakıt depoları ve akaryakıt dağıtım istasyonları çevre kirliliği açısından diğerleri kadar ilgi çekmemektedir. Ancak, dünya üzerine yayılmış milyonlarla ifade edilen sayıda akaryakıt deposunun bulunduğu göz önüne alındığında konunun hiç de göz ardı edilebilecek nitelikte olmadığı anlaşılacaktır. Depolardan sızan petrol ürünleri toprağa, oradan da yeraltı suyuna karışarak çevreyi kirletmektedir (Sekil 1). Kirlenmenin büyüklüğü; sızan petrol (kirletici kaynak) miktarı, deponun oturduğu zeminin (alıcı ortam) jeolojik ve hidrojeolojik özellikleri, yayılma sonrası uygulanan temizleme yönteminin etkinliği, süresi vb. faktörlere bağlı olarak değişmektedir (Christensen, 1996).



Şekil 1. Akaryakıt tanklarından sızan petrol ürünlerinin toprağa ve yeraltı suyuna karışması.

Petrol ürünlerinin sızması sonucu kirlenen sahaların altında yapılan kazı çalışmaları sırasında karşılaşılan sorunlar daha farklıdır. Kazı boşluğunu çevreleyen kaya kütlesindeki süreksizliklerden (kırık ve çatlaklardan) ve sızan sulardan buharlaşan gazların ortam havasına karışması sonucu hava zehirleyici, patlayıcı özellikler kazanabilir. Bu nedenle, yeraltı boşluğunun mekanik olarak temiz hava akımı ile havalandırılması; hava içindeki sağlığa zararlı ve patlayıcı gaz konsantrasyonlarının devamlı olarak izlenmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, benzer şartlarda sürdürülen "BP Maslak İstasyonu Altı Metro Tüneleri"nin kazısı sırasında tünel havasının fiziksel özellikleri (kuru ve yaş sıcaklıklar, bağıl nem ve hava hızı) ile havadaki karbonmonoksit, karbondioksit, azot oksitler, oksijen ve metan, pentan vd. alkanlar ölçmelerle belirlenmiş ve alınan önlemlerin etkinliği irdelenmiştir.

2 MASLAK AKARYAKIT İSTASYONU

BP Maslak Akaryakıt istasyonu halen hizmet verdiği yerde 1952 yılından beri faaliyetlerini sürdürmektedir. Akaryakıt İstasyonu mevcut konumu itibariyle Sarıyer, İstinye ve Levent'e giden yolların kesişme noktasında yer almaktadır. İstasyonda petrol ürünleri satışları 2 dolum adasından yapılmaktadır. Toplam 9 adet yeraltı yakıt depolama tankı bulunmaktadır (Kuntasal, 2005).

İstasyondaki çalışmalar sırasında, az miktarda da olsa, yüzeyde yakıt kirlenmesinin olması ve bunun yıkama, yağmur suyu vb. ile alt tabakalara geçmesi normaldir. Ancak, 17 Ağustos 1999 tarihinde meydana gelen, Richter Ölçeği'ne göre 7,4 büyüklüğündeki Marmara (Kocaeli-Gölcük) Depremi'nden iki hafta sonra yapılan araştırmalarda, istasyonda 10.000 lt civarında ürün kaçağı meydana geldiği anlaşılmıştır. İncelemeler sonucunda, kaçağa, istasyonun dispenserlerindeki

bağlantılardan birinde oluşan çatlağın yol açtığı saptanmıştır (Kuntasal, 2005, Kuntasal vd., 2006). Kaçağın oluşturduğu kirlenmenin giderilmesi amacıyla 6 adet sığ kuyudan vakum pompalarıyla hidrokarbon buharı çekilerek topraktaki kirliliğin giderilmesine çalışılmıştır. Yeraltı suyunun temizlenmesi işlemi ise; 2 kuyu ve bir ayrıştırma ünitesinden oluşan "pompalama ve ayrıştırma" sistemi ile yürütülmüştür. Bu çalışmalar sonucunda tanktan sızan ürünün bir bölümü geri kazanılmıştır. Akaryakıt istasyonu altında kalan bölgede toprak ve yeraltı suyu kalitesinin mevcut durumunu belirlemek ve iyileştirme çalışmalarının kapsamını genişletmek amacıyla toplam 16 adet sondaj yapılmıştır. Sondaj derinlikleri genelde 20 - 25 m arasında değişmekte olup, toplam uzunlukları 272 m'dir (Kuntasal, 2005, Kuntasal vd., 2006).

Petrol sızıntısı nedeniyle yeraltı suyunda meydana gelen kirlenmenin derecesini belirlemek ve uygulanan iyileştirme tekniklerinin etkinliğini izleyebilmek amacıyla sahada açılan kuyulardan su örnekleri alınmıştır. Örnekler üzerinde, Federal Almanya'da bulunan akredite olmuş bir kimya laboratuarında;

- **BTEX** (Benzen, Toluen, Etilbenzen, Ksilenler; "Benzin içinde bulunan temel kimyasallar"),
- **TPH-GRO** (Toplam benzin grubu hidrokarbonları "C_6 – C_{10} grubu hidrokarbonlar"),
- **TPH-DRO** (Toplam dizel grubu hidrokarbonları " C_{10} – C_{32} grubu hidrokarbonlar") (Kuntasal vd., 2006).

parametreleri incelenmiştir.

Benzin içindeki temel kimyasalları (BTEX) ile TPH – GRO ve TPH – DRO büyüklükleri için belirlenmiş Maksimum Kirletici Sınır Değerleri Çizelge 1' de verilmiştir.

Kuyulardan alınan su örneklerinde yapılan BTEX ve TPH-GRO analiz sonuçlarına göre, istasyonun güney kesiminde BP Shop ile İstinye Yolu girişi arasında kalan bölgede BTEX değerleri 36 mg/lt ile 249 mg/lt arasında değişmiştir. Ölçüm yapılan diğer kuyuların bazılarında BTEX ve TPH-GRO konsantrasyonları çok düşük iken bazılarında ise hiç belirlenememiştir.

Çizelge 1. BTEX ile TPH – GRO ve TPH – DRO için maksimum kirletici sınır değerleri (Ehrlich, R. et.al., 2005)

Kimyasallar	Maksimum Kirletici Seviyeleri, (mg/lt = ppm)
Benzen	0.005
Toluen	1
Etilbenzen	0.7
Ksilen	10
TPH - GRO	7.3
TPH - DRO	1.1

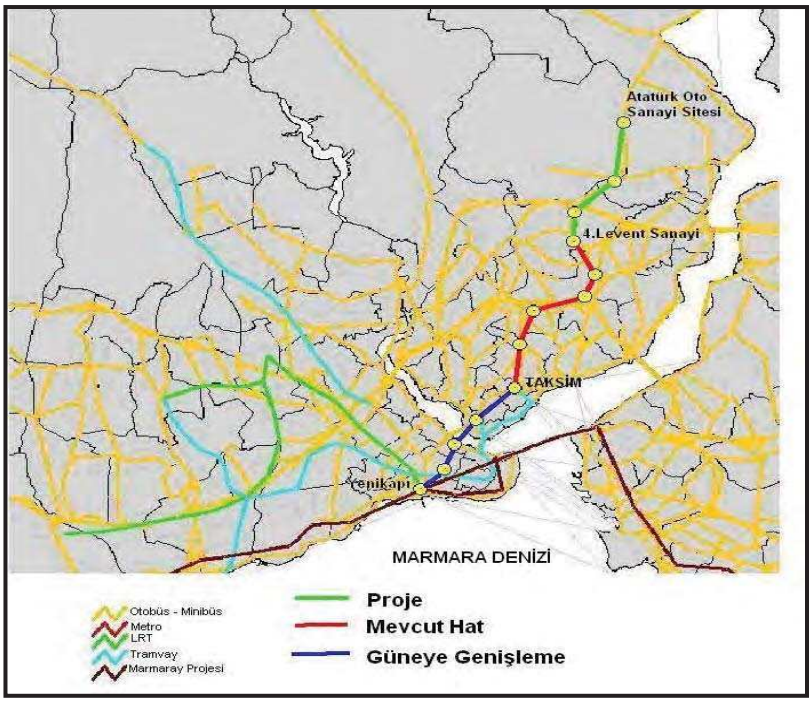
TPH-DRO analizlerinin sonuçlarına göre, kuyulardan bazılarının yakın çevresinde dizel kirliliğinden söz edilebilir. En yüksek TPH-DRO değeri 400 mg/lt olarak ölçülmüş, ancak daha sonraki analizlerde TPH-DRO'nun 74 mg/lt ile 12 mg/lt arasında değiştiği görülmüştür. Ölçüm yapılan diğer kuyulardan sadece 2 tanesinde 10 mg/lt'yi geçmeyen değerler belirlenmiştir.

Yukarıda açıklanan BTEX, TPH-GRO ve TPH-DRO değerleri Çizelge 1'deki "Maksimum Kirletici Seviyeleri" ile karşılaştırıldığında, sahada uygulanan iyileştirme çalışmalarının kirlilik seviyesini düşürdüğü anlaşılmaktadır. Hedeflenen sonuca ulaşmak için tesis modernize edilmiş olup iyileştirme faaliyetleri halen devam edilmesi kararlaştırılmıştır.

3 İSTANBUL METRO TÜNELLERİ KAZI ÇALIŞMALARI

İstanbul Metro Sistemi, Topkapı'dan başlayarak Yenikapı – Taksim üzerinden Ayazağa'ya ulaşan yaklaşık 21 km uzunlukta ve 15 istasyondan oluşan bir raylı taşıma sistemidir (Şekil 2).

Taksim - 4. Levent arasında çalışan ve 6 istasyondan oluşan hat 16 Eylül 2000 tarihinde hizmete açılmıştır. Güney'de yapımı devam eden hat tamamlandığında metro sistemi Yenikapı'da Marmaray Projesi ile birleşecektir. Kuzey yönündeki yapım çalışmaları 4.Levent Sanayi – Atatürk Oto Sanayi Sitesi arasında sürdürülmektedir (Garanti Koza, 2006.



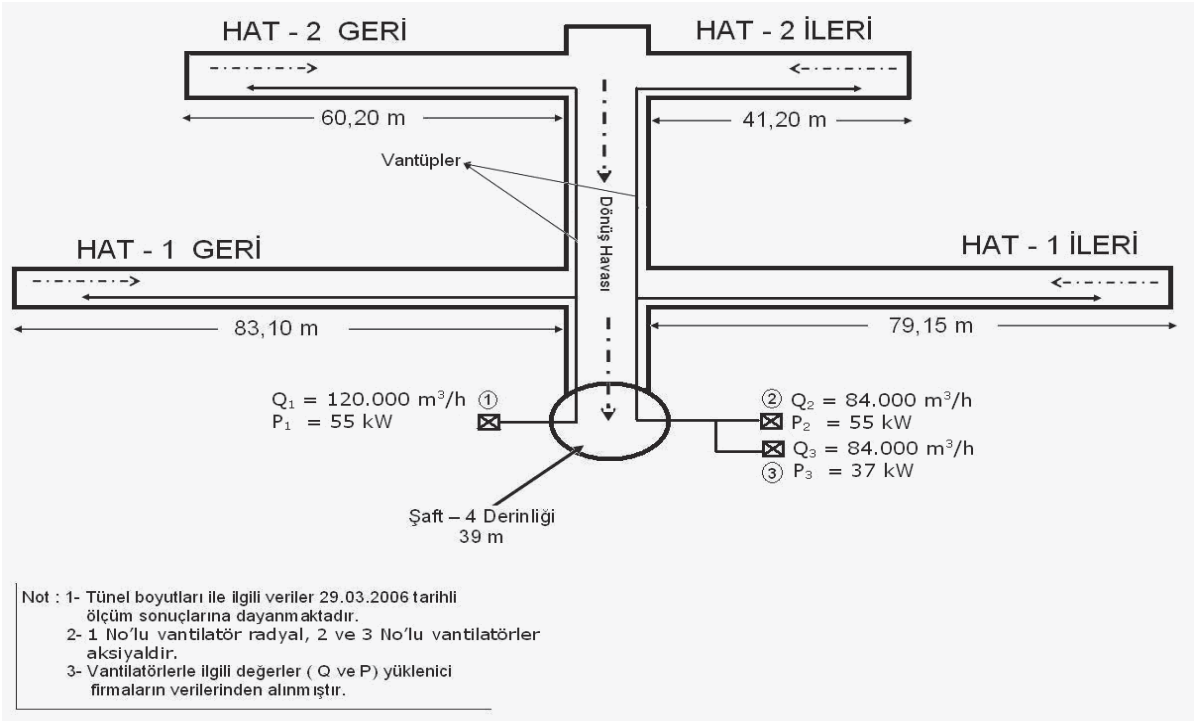
Şekil 2. İstanbul Metro Sistemi, mevcut hat, güney ve kuzey yönünde ilaveler ve projelendirilen hatlar (Garanti Koza, 2006).

Projeye konu olan 4.Levent Sanayi – Atatürk Oto Sanayi Sitesi arası metro tünellerinin kazısı TC İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından "Garanti Koza - Alsim Alarko Ortak Girişimi"ne ihale edilmiştir. Taraflar arasında 01 Ekim 2004 tarihinde sözleşme imzalanmış ve şaft (kuyu) açılacak alanlar 18 Ekim 2004 tarihinden itibaren yükleniciye teslim edilmeye başlamıştır. Son olarak 20 Ekim 2005 tarihinde Alarko arazisi içinde kalan Şaft 4 alanı teslim edilmiştir. Projenin süresi 30 ay olarak belirlenmiştir. Hattın tamamı delme tünel olarak açılacak olup tek hat tünel boyu 13.050 m'dir.

Tünellerin yeryüzü ile bağlantısı elips kesitli düşey kuyularla sağlanmaktadır. İncelemelerin sürdürüldüğü Şaft 4'ün derinliği 39 m olup, uzun ekseni 13 m, kısa ekseni 10m'dir. Kuyu içindeki malzeme nakli ve kazı işlemi sonucu çıkan pasanın yeryüzüne taşınması kuyu ağzına monte edilmiş bir portal vinç vasıtasıyla gerçekleştirilmektedir.

Tünellerin havalandırması Şaft 4 başına monte edilmiş 3 adet vantilatörle sağlanmaktadır. HAT 1 ve 2 Geri Tünelleri (4.Levent istikametinde sürülen tüneller) tek vantilatörle (Şekil 3; 1 No'lu vantilatör) havalandırılmaktadır. Hava, radyal vantilatör çıkışına bağlanan 1m çapındaki saç havalandırma borusu ile kuyu dibine kadar indikten sonra, bir dirsekle kuyu dibinden (39 m) sürülen yatay galeriye girmektedir. Bu noktada saç boru vantüpe bağlanmakta; tavanda, yatay galeri boyunca uzanan vantüpten dirseklerle ayrılan hava HAT 1 ve 2 Geri Tünellerinin arınlarına taşınmaktadır.

HAT 1 ve 2 İleri Tünellerine (Atatürk Oto Sanayi Sitesi istikametinde sürülen tüneller) hava üfleyen iki aksiyal vantilatörün (Şekil 3; 2 ve 3 No'lu vantilatörler) çıkışına bağlanan 1m çapındaki saç havalandırma boruları kuyu içinde birleşmektedir. Hava tek bir boru üzerinden kuyu dibine ulaştırılmakta ve dirsek ile yatay galerideki vantüpe aktarılmaktadır. Galeri tavanında, diğerine paralel olarak çekilen vantüpten dirseklerle alınan hava HAT 1 ve 2 İleri Tünellerinin arınlarına ulaştırılmaktadır. Arınlardan geri dönen kirli hava ana galeriye ulaşmakta ve galeri içinde ilerleyerek kuyudan dışarıya çıkmaktadır. HAT 1 ve 2 Geri ve İleri Tünellerine hava üfleyen radyal vantilatöre (1 No'lu vantilatör) ve aksiyal vantilatörlere (2, 3 No'lu vantilatörler) ait teknik veriler Şekil 3' de verilmiştir.



Şekil 3. Şaft–4 bağlantılı HAT-1 ve HAT-2 tünellerinin havalandırma sistemini gösterir kroki.

4 SAHA ÇALIŞMASI

Bu çalışma kapsamında incelenecek konular, aşağıdaki alt başlıklarda belirlenmiştir:

- Mevcut havalandırma sisteminin (vantilatörler, enerji temini, havalandırma boruları vb.) incelenmesi. Yerinde yapılacak ölçümlerle tünellere verilen hava miktarlarının hesaplanması,
- Yapılacak gaz ölçümleri (CH_4, C_2H_6 vd. alkanlar) ile her iki tünel güzergahının havalandırma açısından incelenmesi ve sonuçların değerlendirilmesi,
- Tünellere yerleştirilecek gaz ölçüm cihazlarının yer ve denetimleri konularında öneriler getirilmesi,
- Tünel kazı çalışmaları sırasında sürdürülecek gaz ölçüm işlemlerini gerçekleştirecek personelin yapacakları iş konusunda bilgilendirilmesi.

4.1 Mevcut Havalandırma Sisteminin İncelenmesi

Şaft 4 bağlantılı tünellerde, tünel havasının kirlenmesine neden olabilecek kaynaklar;

- Çevre kayaçlardaki süreksizliklerden sızarak tünel havasına karışabilecek hidrokarbon buharları,
- Makinelerin (Dizel motorları) egzoz gazları (CO_2, CO, NO_x, HC'lar),
- Çalışanların solunumu (CO_2)'dur.

Ayrıca, kazı ve yükleme, taşıma çalışmaları ile püskürtme beton uygulaması sırasında bir miktar toz tünel havasına karışmaktadır. Söz konusu kirletici kaynaklar dikkate alınarak tünellerin mekanik yolla (vantilatörlerle) havalandırılması kararlaştırılmıştır.

Uygulanan havalandırma tekniği ile ilgili bilgiler Bölüm 3'te verilmiştir.

HAT 1 ve 2 Geri Tünellerine verilen hava miktarını belirlemek için 07, 17 ve 29. Mart 2006 tarihlerinde kanatlı anemometre ile hava hızı ölçümleri yapılmıştır. Ölçmelerde belirlenen değerler genelde, anemometrenin ölçme duyarlılığı olan 0,2 m/s'nin altında kalmıştır (Çizelge 2, 3, 4).

Tünel arınlarına yeterli hava verilememesi; tüm vantilatörlerin devamlı çalışır durumda tutulmaması, bağlantı noktalarında ve saç borulardan arına hava taşıyan vantüplerdeki kaçaklar ile açıklanabilir. Üzerinde durulması gereken diğer bir konu da, vantüpün arındaki kazı çalışmalarına paralel olarak ileriye doğru çekilmemesidir. Arının iyi havalandırılabilmesi için vantüp ucu ile arın arasındaki mesafe; eski borular için $3{,}63.(S)^{1/2}$ yeni borular için $4{,}67.(S)^{1/2}$ bağıntılarından hesaplanmaktadır. Burada, S: galeri kesit alanı, m^2'dir (Ayvazoğlu, 1986).

Tünel iklimi ile ilgili olarak, havanın kuru ve yaş sıcaklıkları, bağıl nem miktarı ölçülmüş, ölçme sonuçları Çizelge 2, 3, 4' de verilmiştir. Tünel havasının sıcaklık ve nem içeriği, özellikle sığ derinliklerde atmosfer havasının özelliklerine bağlı olarak değiştiğinden, bu konuda henüz bir sorun bulunmamaktadır. Ancak makinelerin (kazı, yükleme, taşıma, püskürme beton) devamlı olarak çalıştığı durumlarda, bölgesel olarak sıcaklık ve nem yükselmeleri belirlenmiştir.

Hava sıcaklığı, nem içeriği ve hava hızı "Isısal Konfor"u etkileyen değişkenlerdir. Bu nedenle üçünün birlikte tek bir sıcaklık skalasında ifade edilmesi yararlı görülmüş ve "Etkili (Etkin) Sıcaklık" tanımlanmıştır. Ölçme sonuçları değerlendirildiğinde tünellerde genel olarak "Rahat Çalışma Koşulları"nın hüküm sürdüğü söylenebilir (Güyagüler ve Bozkurt, 1998).

4.2 Gaz Ölçümleri ve Ölçüm Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Havalandırmanın etkinliği incelenirken, HAT 1 ve 2 Geri Tünellerinin BP Akaryakıt İstasyonu altında açıldığı ve geçmişte meydana gelen petrol ürünleri kaynaklı kirlenme dikkate alınmıştır. Bu kapsamda metan (CH_4) ve pentan (C_5H_{12}) gazları, spot ölçmeler yapabilen taşınabilir ve devamlı ölçme yapan sabit gaz dedektörleri ile izlenmiştir. Ayrıca dizel motorların egzoz gazlarının oluşturabileceği kirlenmeyi belirleyebilmek için karbonmonoksit, karbondioksit, azot oksitler ölçülmüştür. Havadaki oksijen miktarı da izlenmiştir.

Ölçmelerde Sabit Gaz Dedektörü olarak PETSO Digital Gaz Kontrol Sistemi, Taşınabilir Gaz Dedektörü olarak Draeger Multiwarn (CH_4, CO, CO_2, NO_x, O_2 gazlarını ölçmektedir) ve Zellweger Analytical Impact Pro. (C_2H_5, CO, H_2S, O_2 gazlarını ölçmektedir) kullanılmıştır.

ELC Group tarafından Sabit Gaz Dedektörlerinin çalışmasını denetlemek ve her iki saate bir ölçüm yaparak kaydetmek üzere "Gaz Ölçme Elemanları" görevlendirilmiştir. Bu elemanlar aynı zamanda bir tehlike anında alarm düzenini devreye sokmak, çalışanları uyarmak ve personelin tünellerden tahliyesini sağlamakla yükümlü tutulmuşlardır.

Tarafımızdan değişik tarihlerde yapılan gaz ölçümlerinin sonuçları ise Çizelge 2, 3, 4' de derlenmiştir. Ayrıca, Noter Tasdikli "Gaz Ölçüm Defteri"ndeki kayıtlar incelenmiş, kazı çalışmaları sırasında, tünellerin havasında yanıcı ve patlayıcı, boğucu, zehirleyici gazlar açısından kayda değer bir kirlenme tespit edilmemiştir. Yeraltında değişik amaçlarla kullanılan makinelerin (kazı, yükleme, taşıma ve püskürme beton) yük altında uzun süre çalıştığı durumlarda, özellikle makinelerin yakın çevresinde karbonmonoksit ve azotoksit gazlarının varlığı belirlenmiştir. Ölçülen gaz konsantrasyonlarının büyük çoğunluğu, bu gazlar için verilen MAK Değerleri'nin (Maksimale Arbeitsplatz - Konzentration: Günlük 8 saat ve haftalık ortalama 40 saatlik çalışma süresi esas alındığında, çalışanların sağlığına zarar vermeyecek zararlı gaz, buhar ve havada askı durumundaki maddeler için müsaade edilebilir sınır değer) altında kalmıştır.

Söz konusu gazlar için ortalama MAK Değerleri; CO_2 : 5000 ppm, CO: 30 ppm, H_2S : 10 ppm, NO_2: 3 ppm, NO : 25 ppm'dir (http://www.bmwa.gv.at/gkv/gkv.htm).

Çizelge 2. Levent-Ayazağa Metro Kazı Çalışmaları 4 No'lu kuyu'da yapılan ölçümler (Ölçme Tarihi : 07 Mart 2006)

Ölçme Noktası	Kuru Sıcaklık t_k, (^{0}C)	Yaş Sıcaklık t_y, (^{0}C)	Bağıl Nem Ø, (%)	Hava Hızı V,(m/sn)	Gazlar
Kuyu Başı	9	8	90		
Kuyu Dibi	15	12	65		CO: 2 ppm, LEL:%0, O_2 : %20,9
HAT 1 Geri (Giriş)	18	15	75	0,1	CO: 5 ppm, LEL: %0, O_2: % 20,9
HAT 1 Geri (Arın)	19	16	73		CO: 0 ppm, LEL : % 0 O_2 : % 20,9
HAT 2 Geri (Giriş)	26	21	75	<0,1	CO: 12 ppm, LEL: %0, O_2: % 20,9
HAT 2 Geri (Arın)	25	19	73		CO: 2 ppm, LEL: % 0 O_2 : % 20,9

Çizelge 3- 4. Levent-Ayazağa Metro Kazı Çalışmaları 4 No'lu Kuyu'da yapılan ölçümler (Ölçme Tarihi : 17 Mart 2006)

Ölçme Noktası	Kuru Sıcaklık t_k, (^{0}C)	Yaş Sıcaklık t_y, (^{0}C)	Bağıl Nem Ø,(%)	Hava Hızı V,(m/s)	Gazlar
Kuyu Başı					
Kuyu Dibi	13	11	48		CH_4 (%LEL): 0, CO :4 ppm, NO_x : 0,5 ppm O_2 : %20,9
HAT 1 Geri (Giriş)	16	14	65		CH4 (%LEL): 0, CO :5 ppm, NO_x : 0,6 ppm CO_2 : % 0,1 O_2 : %20,9
HAT 1 Geri (Arın)	23	19	87		CH_4 (%LEL): 0, CO :18 ppm, NO_x : 1,6 ppm CO_2 : % 0,3 O_2 : %20,5
HAT 2 Geri (Giriş)	19	14	62	< 0,2	CH_4 (%LEL): 0, O_2 : %20,9
HAT 2 Geri (Arın)	20	15	63		CH_4 (%LEL): 0, CO :8 ppm, NO_x : 0,4 ppm CO_2 : % 0,14 O_2 : %20,9

Çizelge 4- 4. Levent-Ayazağa Metro Kazı Çalışmaları 4 No'lu Kuyu'da yapılan ölçümler (Ölçme Tarihi : 29 Mart 2006)

Ölçme Noktası	Kuru Sıcaklık t_k (^{0}C)	Yaş Sıcaklık t_y (^{0}C)	Bağıl Nem, Ø, (%)	Hava Hızı V,(m/sn)	Gazlar
Kuyu Başı	21	15	41		
Kuyu Dibi	21	16	53		C_5H_{12} (%LEL): 0 O_2 : %20,9
HAT 1 Geri (Giriş)	22	17	54		C_5H_{12} (%LEL): 0, O_2 : % 20,9
HAT 1 Geri (Arın)	21	16	54		CH_4 (%LEL): 0, O_2 : % 20,5
HAT 2 Geri (Giriş)	23	18	66	<0,1	C_5H_{12}: (%LEL): 0 O_2 : % 20,9
HAT 2 Geri (Arın)	26	20	64		C_5H_{12} : (LEL):%0, O_2 : % 20,9

4.3 Gaz Ölçüm Cihazlarının Yerlerinin Belirlenmesi ve Denetimleri

Tünel havasının devamlı olarak izlenmesi için, tünel boyunca her 20 metrede bir gaz dedektörleri monte edilmiştir. Dedektörlerin tünel çevresinde dağılımı; birisi tavanda, diğerleri sağ ve sol duvarlarda, yerden 50 cm yüksekte olmak üzere 3 adettir. 4 farklı dedektörden alınan veriler PETSO Digital Gaz Kontrol Sisteminde depolanmıştır. Sisteme gerektiğinde aynı anda 8 veya 16 dedektör bağlanabilmektedir. Kontrol sisteminde, dedektörlerin o anda algıladığı değerler ile ölçme periyodu içinde kaydedilen en düşük ve en yüksek değerler okunabilmektedir. Ölçmeler sırasında belirlenen en yüksek değerler metan ve pentan için "%5 LEL", sırasıyla hava içinde hacimce % 0,25 ve %0,07'dir.

4.4 Gaz Ölçmelerini Gerçekleştirecek Personelin Bilgilendirilmesi

Gaz ölçüm sonuçlarının güvenilirliği, ölçümleri yapacak personelin deneyimi ile yakından ilişkilidir. Bu noktadan hareketle, gaz ölçümünü yapacak elemanlar ELC Group tarafından titizlikle belirlenmiş, elemanların bir bölümü daha önce bu işi yapmış, tecrübeli kişilerden seçilmiştir. Yapılan denetimlerde, ölçmelerin tekniğine uygun olarak, aksatılmadan yapıldığı, sonuçların Noter Tasdikli "Gaz Ölçüm Defteri"ne kaydedildiği anlaşılmıştır.

Gaz ölçmeleri sırasında üzerinde dikkatle durulması gereken diğer bir konu da, ölçülecek gaz, ölçme sınırları ve duyarlılığı dikkate alınarak şartlara en uygun ölçme aletinin seçilmesidir. Kullanılan ölçme aletleri bu özellikleri taşımakta olup, çalışmalara başlamadan önce kalibrasyonları yaptırılmıştır. Ölçme sonuçlarının duyarlılığını kontrol etmek amacıyla aynı noktada farklı gaz dedektörleri ile ölçmeler yapılmış, çok yakın sonuçlar elde edilmiştir.

5 SONUÇLAR

Yaklaşık 50 yıldan beri işletilmekte olan Maslak BP Akaryakıt İstasyonu'ndaki çalışmalar sırasında, yüzeyde yakıt kirlenmesinin olması ve bunun yıkama, yağmur suyu vb. ile alt tabakalara geçmesi normaldir. Ayrıca, 17 Ağustos 1999 tarihinde meydana gelen Marmara (Kocaeli-Gölcük) Depremi'nden iki hafta sonra yapılan araştırmalarda, istasyonda 10.000 l civarında ürün kaçağı meydana geldiği ve bunun çevre tabakalara sızdığı anlaşılmıştır.

Bu sorunun tespitinden sonra, yeraltı depoları ve bağlantı elemanları ile ilgili problemler çözümlenmiş ve sızan petrolün geri kazanılması için iyileştirme çalışmalarına başlanmıştır. Sondajlar açılarak yürütülen çalışmalar sırasında yeraltı suyunda petrol ürünleri (BTEX, TPH-GRO, TPH-DRO) varlığı incelenmiştir. İyileştirme çalışmaları olumlu sonuç vermekle birlikte, çalışmanın sürdürüldüğü dönemde "Maksimum Kirletici

Seviyeleri" için belirlenen üst sınır değerlere ulaşılamamıştır. Tesis modernize edilmiş olup iyileştirme faaliyetlerine devam edilmesi kararlaştırılmıştır.

HAT 1 ve 2 Geri Tünellerine verilen hava miktarı, tünel havasının kuru ve yaş sıcaklıkları, bağıl nem miktarı ile tünel havasındaki CH_4, C_2H_5 , CO, CO_2, NO_x, H_2S, O_2 gaz konsantrasyonları 07, 17 ve 29. Mart 2006 tarihlerinde yapılan ölçmelerle belirlenmiştir.

Tüm vantilatörlerin devamlı çalışır durumda tutulmaması, bağlantı noktalarındaki ve saç borulardan arına hava taşıyan vantüplerdeki kaçaklar nedeni ile tünel arınlarına yeterli hava verilemediği durumlarla karşılaşılmıştır. Diğer bir sorun, vantüpün arındaki kazı çalışmalarına paralel olarak ileriye doğru çekilmemesidir.

Çalışma ortamında kuru ve yaş sıcaklıklar ile nem miktarları açısından herhangi bir sorun bulunmamaktadır.

Patlayıcı/yanıcı özellik taşıyan metan (CH_4) ve pentan (C_2H_5) gazları tünel havasında nadiren ölçülmüş, ölçülen değerler bu gazların alt patlama sınırı (%LEL)'nın %5'ini geçmemiştir.

Karbonmonoksit (CO), karbonmondioksit (CO_2) ve azotoksitler (NO_x) gazları; yeraltında değişik amaçlarla kullanılan makinelerin (kazı, yükleme, taşıma ve püskürme beton) yük altında uzun süre çalıştığı durumlarda, özellikle makinelerin yakın çevresinde belirlenmiştir. Ölçülen gaz konsantrasyonlarının büyük çoğunluğu, bu gazlar için verilen MAK Değerleri'nin altında kalmıştır. Oksijen konsantrasyonu genellikle, temiz havada olduğu gibi %20,9 olarak ölçülmüş, en düşük değer % 20,4 olarak belirlenmiştir.

Tüm vantilatörlerin devamlı çalışır durumda tutulmaması, bağlantı noktalarındaki ve saç borulardan arına hava taşıyan vantüplerdeki kaçaklar nedeni ile tünel arınlarına yeterli hava verilemediği durumlarla karşılaşılmıştır. Bu kapsamda dikkat gerektiren diğer bir konu da, vantüplerin arındaki kazı çalışmalarına paralel olarak ileriye doğru çekilmemesidir.

TEŞEKKÜR

4.Levent Sanayi – Atatürk Oto Sanayi Sitesi arası metro tünellerinde sürdürdüğümüz bilgi toplama ve ölçme çalışmalarına izin veren TC İstanbul Büyükşehir Belediyesi ile "Garanti Koza – Aslim, Alarko Ortak Girişimi"ne, konunun İTÜ Döner Sermaye Projesi çerçevesinde incelenmesini talep ederek destek sağlayan ELC Group Mühendislik & Müşavirlik Ltd. Şirketine çok teşekkür ederiz.

KAYNAKLAR

Ayvazoğlu, E., 1986 "Madenlerde Havalandırma ve Emniyet", İTÜ Maden Fakültesi Ofset Atölyesi, Kitap Yayınları No. 12.

Christensen, J.S., Elton, J., 1996, "Soil and Groundwater Pollution from BTEX" Soil and Groundwater Pollution, Civil Engineering Dept. Virginia Tech. CE 4594.

Ehrlich, R.L., Steele, M.S., Philbrick, K.P. and Jacobson, J.A., 2005. BTEX Health Effects, Maryland Department of the Envıronment. TTY Users 1-800-735-2258, Via Maryland Relay Service. USA.

Enerji Gündemi, 2006 "Tundra Petrole Bulandı", (www.enerjigundemi.com)

Garanti Koza/Aslim Alarko Ortak Girişimi, 2006. İstanbul Metrosu, "4. Levent- Ayazağa Kesimi Depo Sahası ve Bağlantı İnşaatı Projesi" özet bilgileri.

Güyagüler, T., Bozkurt, R., 1998, " Sıcak İşyerlerinde Hava Hızının Önemi" 6. Ergonomi Kongresi, Milli Prodüktivite Merkezi Yayınları, No.:622.

http://www.bmwa.gv.at/gkv/gkv.htm

KUNTASAL, G., 2005, "Maslak Akaryakıt İstasyonu Konusunda Memorandum" ENSR International.

Kuntasal, G., Önder, E., Duru, U., 2006, "BP Maslak İstasyonu Saha Araştırma Raporu", ENSR International – Türkiye, Şubat.

Yönsel, F., 2002, "Deniz Ulaşımı ve Kirliliği", Türk Klavuz Kaptanlar Derneği Yayın Organı (http://www.turkishpilots.org.tr).

Ulaşımda Yeraltı Kazılarında Alınacak İş Sağlığı ve Güvenliği Önlemlerine İlişkin Yasal Süreç ve Uygulama Önerileri

egal Procedure Concerning ork Health and Safety in nderground E cavations and Application Suggestions

Alpaslan Ertürk, Turgay Onargan, C.Okay Aksoy, Mete Kun, Kerim Küçük

Dokuz Eylül Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü

ÖZET 2003 yılında yürürlüğe giren 4857 sayılı İş Kanunu ve ilgili Yönetmelikleri; İş Sağlığı ve Güvenliği konusunda mülga 1475 sayılı yasaya göre daha kapsamlı yaptırımlar içermekte ve 1475 sayılı Yasa uyarınca çıkarılmış olan gerek "İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüzüğü" gerekse de "Maden ve Taş Ocakları İşletmelerinde ve Tünel Yapımında Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Önlemlerine İlişkin Tüzük" kapsamında alınması gereken koruyucu önlemlerin ötesinde düzeltici ve önleyici tedbirlerin alınması doğrultusunda organizasyona dayalı oluşumları zorunlu kılmaktadır.

Uygulamaya giren yasal mevzuat çerçevesinde madenler dışında kalan yeraltı kazılarında Yapı İşlerinde Sağlık ve Güvenlik Yönetmeliği (23/12/2003, 25434 R.G) hükümlerine uygun olarak çalışılma zorunluluğu bulunmaktadır. Bu bildiride, ulaşımda yeraltı kazılarında alınacak iş sağlığı ve güvenliği önlemlerine ilişkin uygulamalı çalışmalar mevzuat kapsamında aktarılmaktadır.

ABSTRACT Labor Law numbered 4857, which was implemented in 2003, contains more detailed sanctions according to the Law numbered 1475 about Work Health and Safety. It presents preventive measures under the scope of "Worker Health and Work Safety Regulations" and "Regulations about Worker Health and Safety in Mines and Quarries" as well as it mandates the formation of corrective measures that are dependent on organization.

It is compulsory to work subject to the articles of "Helath and Safety Regulations in Construction Works (23/12/2003, 25434 R.G)" in the underground excavations which are except the mine operations. In this submission, applicative studies regarding work health and safety in underground excavations in transport are presented under the scope of law commitments.

1 GİRİŞ

Ülkemiz tarafından imzalanmış Uluslararası Çalışma Örgütü (ILO) sözleşmeleri ile Avrupa Birliği (AB) Direktifleri doğrultusunda 1475 sayılı İş Kanunu yürürlükten kaldırılarak, 4857 Sayılı İş Kanunu 10/6/2003 (25134 R.G.) tarihinde yürürlüğe sokulmuştur. Çalışma yaşamına önemli değişiklikler getiren yasa, özellikle İş Sağlığı ve Güvenliği konusunda farklı bir anlayış ve yöntemi gündeme getirmektedir. Mülga 1475 Sayılı İş Kanunu hükümleri uyarınca yürürlüğe sokulmuş olan; 1973 tarihli "İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüzüğü" ile "Maden ve Taş Ocakları İşletmelerinde ve Tünel Yapımında Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Önlemlerine İlişkin Tüzük" ve diğer benzeri mevzuat uygulamalarında işyerlerinde sağlık ve güvenlik yönünden

alınması gereken koruyucu önlemler detaylı tanımlamalarla sıralanmış uygulama ve denetimler genellikle mevzuat sınırları içerisinde kalmıştır.

İş Sağlığı ve Güvenliği konusunda 1980 sonrası dünyada yaşanan gelişmeler ve Yönetim Sistemleri ile birlikte yapılan uygulamaların ülkemize bir yansıması niteliğinde olan yeni iş mevzuatı çerçevesinde çoğunluğu iş sağlığı ve güvenliği ile ilgili olmak üzere 48 adet yeni yönetmelik uygulamaya girmiştir. Genel olarak AB Direktiflerinin tercümesi niteliğindeki söz konusu yönetmeliklerin uygulanmasında ülke mevzuatına uyum, Meslek Birliklerinin itirazları ile buna bağlı Danıştay kararları çerçevesinde yaşanan iptaller nedeniyle sıkıntılar yaşanmaktadır.

Bu nedenle de yürürlükten kaldırılan 1475 sayılı iş yasası çerçevesinde çıkarılmış, sektörümüzde uygulanmakta olan; "İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Tüzüğü" ile "Maden ve Taş Ocakları İşletmelerinde ve Tünel Yapımında Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Önlemlerine İlişkin Tüzük" vb. uygulamalar Başbakanlık tarafından "yürürlükten kaldırılması gerektiği düşünülen tüzükler" kapsamına alınmış olasına karşın yaşanan iptaller nedeniyle halen uygulanmakta, ancak hukukçular ve konunun tarafları arasında da yürürlük konusunda tartışmalar yaşanmaktadır.

Yeni mevzuat uygulamaları çerçevesinde ele alındığında ulaşım amaçlı yeraltı kazılarının "Yapı İşlerinde Sağlık ve Güvenlik Yönetmeliği(23/12/2003 -25434 say.R.G)" kapsamında yer aldığı görülmektedir. Bu yönetmelik kapsamında yapılacak olan çalışmalarda uyulması gereken kurallar ana başlıklarıyla bildiri kapsamında aktarılmaya çalışılacaktır.

2 YASAL MEVZUAT KAPSAMINDA YAPILMASI GEREKEN HUSUSLAR

Yapı işlerine konu diğer çalışmalar gibi ulaşım amaçlı yeraltı kazılarında proje aşamasından başlanılarak planlama ve organizasyonların bir gereği olarak Sağlık ve Güvenlik Koordinatörü atanması zorunluluğu getirilmiştir.

2.1 oordinatörlerin atanması sağlık e gü enlik lanı e ildirim

Yapı işyerlerinde koordinatörlerin atanması, sağlık ve güvenlik planı ve bildirim ile ilgili hususlar aşağıda belirtilmiştir.

- Aynı yapı alanında bir veya daha fazla işveren veya alt işverenin iş yaptığı durumda, işveren veya proje sorumlusu, sağlık ve güvenlik konularında bir veya daha fazla koordinatör atayacaktır.
- İşveren veya proje sorumlusu, yapı işine başlamadan önce, sağlık ve güvenlik planı hazırlayacaktır.
- İşveren veya proje sorumlusu aşağıda belirtilen durumlarda, yapı işine başlamadan önce aşağıda belirtilen bilgileri içeren bildirimi Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı'nın ilgili bölge müdürlüğüne vermekle yükümlüdür.
- Yapı işi 30 iş gününden fazla sürecek ve devamlı olarak 20'den fazla işçi çalışacaksa,
- İşin büyüklüğü 500 yevmiyeden fazla çalışma gerektiriyorsa,

Bu bildirimde belirtilen bilgilerin yer aldığı levha, açıkça görünecek şekilde yapı alanının uygun bir yerine konulacaktır. Gerektiğinde bu bilgiler güncelleştirilecektir.

Bildirimin içeriği aşağıda belirtilen şekilde yapılmalıdır.

1. Bildirim tarihi,
2. İnşaatın tam adresi,
3. Yüklenicilerin ad ve adresi,
4. Proje tipi (köprü, bina, yol gibi),
5. Proje sorumlularının adı ve adresi,
6. Proje hazırlık safhasındaki güvenlik ve sağlık koordinatörlerinin adı ve adresi,
7. Proje uygulama safhasındaki güvenlik ve sağlık koordinatörlerinin adı ve adresi,
8. İşin planlanan başlama tarihi,
9. Planlanan çalışma süresi,
10. İnşaat alanında çalışacak tahmin edilen azami işçi sayısı,
11. İnşaat alanında çalışacak müteahhitler ve kendi adına çalışan kişilerin sayısı,
12. Seçilmiş müteahhitler hakkında bilgi.

2.1.1 roje aşamasında sağlık e gü enlik koordinatörlerinin göre leri

- İşin mimari, teknik veya organizasyon

yapısına karar verilirken, yapı işinin değişik kısımlarının veya aşamalarının aynı anda ya da birbirini takip edecek şekilde planlanması,

- İşin bütününün veya bir kısmının tamamlanması için geçecek tahmini sürenin belirlenmesi,
- Yapı alanında yürütülen faaliyetleri dikkate alarak, uygulanacak kuralları belirleyen bir sağlık ve güvenlik planı hazırlayacak veya hazırlanmasını sağlayacaktır. Yapı alanında Yönetmelik ekinde belirtilen işler yapılıyorsa, bu işlerle ilgili özel önlemler planda yer alacaktır.
- Yapı üzerinde daha sonra yapılacak işler sırasında dikkate alınacak sağlık ve güvenlik bilgilerini içeren bir dosya hazırlayacaktır.

2.1.2 ygulama aşamasında sağlık e gü enlik koordinatörlerinin göre leri

- İşin bütününün veya bazı aşamalarının tamamlanması için gereken sürenin tahmininde, genel güvenlik ve koruma prensiplerinin uygulanmasının koordinasyonunu sağlayacaktır.
- Sağlık ve güvenlik planının uygulanmasını koordine edecektir.
- Yapılan işteki ilerlemeleri ve meydana gelen değişiklikleri dikkate alarak sağlık ve güvenlik planında ve hazırlanan dosyada gerekli düzenlemeleri yapacak veya yapılmasını sağlayacaktır.
- Aynı yapı alanında, işe sonradan katılan işverenler de dahil olmak üzere, işverenler arasında organizasyonu sağlayacak, iş kazaları ve meslek hastalıklarından işçileri korumak üzere işverenlerce yapılan çalışmaları koordine edecektir.
- Yapı işyerinde güvenli bir şekilde çalışılmasını sağlamak üzere gerekli kontrollerin yapılmasını koordine edecektir.

- İzin verilen kişilerden başkasının yapı alanına girmesini önlemek üzere gerekli düzenlemeleri yapacaktır.

3 SAĞLIK VE GÜVENLİK PLANLARININ İÇERİKLERİ

"İşverenler işyerinde alınan iş sağlığı ve güvenliği önlemlerine uyulup uyulmadığını denetlemek, işçileri karşı karşıya bulundukları mesleki riskler, alınması gerekli tedbirler, yasal hak ve sorumlulukları konusunda bilgilendirmek ve gerekli iş sağlığı ve güvenliği eğitimini vermek zorundadırlar." (4857 Sayılı İş Kanunu M.77) Hem işçi hem de işverenin izleyeceği yolun tanımlanması bakımından hazırlanacak sağlık ve güvelik planları aşağıdaki maddeleri içermelidir.

1.Organizasyon planı,

2.Saha planı,

3.İş akış planı,

4.Yangın, kazalardan korunma ve çalışanlar ve ziyaretçiler için kaçış plan,

4.1. Acil Durum Planı

5. Belli risklerin bulunduğu alanlar da dahil yapı işinin yürütümü sırasında uyulması gerekli şartlar ve alınan önlemler.

5.1. Özellikle yapılan işin ve işlemlerin niteliği veya işyeri alanının çevresel özelliklerinden dolayı, işçilerin toprak altında kalma, bataklıkta batma veya yüksekten düşme gibi risklerin fazla olduğu işler.

5.2. Yasal olarak sağlık gözetimi gerektiren veya kimyasal ve biyolojik özelliklerinden dolayı işçilerin sağlık ve güvenlikleri için risk oluşturan maddelerle yapılan işler.

5.3. Yürürlükteki mevzuat uyarınca, denetimli ve gözetimli alanlar belirlenmesini gerektiren iyonlaştırıcı radyasyonla çalışılan işler.

5.4. Yüksek gerilim hatları yakınındaki işler.

5.5. Boğulma riski bulunan işler.

5.6. Kuyu, yeraltı kazıları ve tünel işleri.

5.7. Hava beslemeli sistem kullanan dalgıçların yaptığı işler.

dalgıçların yaptığı işler.

5.8. Basınçlı keson içinde yapılan işler.

5.9. Patlayıcı madde kullanımını gerektiren işler.
5.10. Ağır prefabrike elemanların montaj ve söküm işleri.
6. Kontrol edilmesi gereken yapı, makine ve ekipman listesi,
Açık Alanlardaki Çalışma Yerleri
6.1. Kaldırma araçları

Yürürlükteki mevzuata göre, periyodik olarak kontrol, test ve deneyleri yapılacak, (Her yer değiştirmesinde, büyük bakım ve onarımlardan sonra, periyodik olarak üç ayda bir yetkili teknik eleman tarafından kontrol edilecek ve sonuçta kontrol belgesi düzenlenecektir.)

6.2. İskeleler
a) Kullanılmaya başlamadan önce,
b) Daha sonra belirli aralıklarla,
c) Üzerinde değişiklik yapıldığında, belli bir süre kullanılmadığında, kötü hava şartları veya sismik sarsıntıya veya sağlamlığını ve dayanıklılığını etkileyebilecek diğer koşullara maruz kaldığında, uzman bir kişi tarafından kontrol edilecektir.
6.3. Tesis, makine, ekipman
Basınç altındaki ekipman ve tesisatın, yürürlükteki mevzuata göre, periyodik olarak kontrol, test ve deneyleri yapılacaktır. (Kompresör, hidrofor, buhar ve sıcak su kazanları ve diğer basınçlı kaplar; en az üç ay kullanılmayıp yeniden devreye alınmadan önce, üzerinde yapılan değişiklik ve büyük onarımlardan sonra, periyodik olarak yılda bir makine mühendisi tarafından kontrole tabi tutulacak ve sonuçta kontrol belgesi düzenlenecektir.)
6.4. Batardolar (koferdamlar) ve kesonlar
Bütün batardolar ve kesonlar uzman bir kişi tarafından düzenli aralıklarla kontrol edilecektir.
7. Kontrollerden, eğitimden, acil durum görevlerinden sorumlu kişilerin, her bir müteahhitin planların koordinasyonundan sorumlu elemanlarının listesi (isim, görev).
8.Trafik, yaya, acil çıkış yolları ile ilgili düzenlemeler ve güvenlik önlemleri.
8.1. Acil çıkış yolları ve kapılarının plan üzerinde gösterimi.
a) Acil çıkış yolları ve kapılarının gösterimi
b) Acil çıkış yoları ve kapılarının, Güvenlik ve Sağlık İşaretleri Yönetmeliğine göre uygun şekilde işaretlenmelerinin gösterimi.
c) Aydınlatılması gereken acil çıkış ve yolları ve kapılarında elektrik kesilmesi halinde yeterli aydınlatmayı sağlayacak sistemin gösterimi.
d) Araçların geçtiği geçit ve kapılar yayaların geçişi için güvenli değilse bu mahallerde yayalar için ayrı geçiş kapılarının gösterimi.
8.2. Acil çıkış yolları ve kapıları ile ilgili aşağıda belirtilen bilgiler.
a) Acil çıkış yolları ve kapıları doğrudan dışarıya veya güvenli bir alana açılacak ve çıkışı önleyecek hiçbir engel bulunmayacaktır.
b) Herhangi bir tehlike durumunda, tüm çalışanların işyerini derhal ve güvenli bir şekilde terk etmeleri mümkün olacaktır.
c) Acil çıkış yollarının ve kapılarının sayısı, dağılımı ve boyutları; yapı alanının ve işçi barakalarının kullanım şekline, boyutlarına, içinde bulunan ekipmana ve bulunabilecek azami işçi sayısına uygun olacaktır.
d) Acil çıkış yoları ve kapıları, Güvenlik ve Sağlık İşaretleri Yönetmeliğine göre uygun şekilde işaretlenmiş olacaktır. İşaretler uygun yerlere konulacak ve kalıcı olacaktır.
e) Acil çıkış yolları ve kapıları ile buralara açılan yol ve kapılarda çıkışı zorlaştıracak hiçbir engel bulunmayacaktır.
f)Aydınlatılması gereken acil çıkış ve yolları ve kapılarında elektrik kesilmesi halinde yeterli aydınlatmayı sağlayacak sistem bulunacaktır.
8.3. Trafik yolları – Tehlikeli alanlar ile ilgili olarak aşağıda belirtilen bilgiler.

a) Sabitlenmiş geçici merdivenler, yükleme yerleri ve rampaları da dahil olmak üzere trafik yolları; kolay ve güvenli geçişi sağlayacak, buraların yakınında çalışanlar için tehlike yaratmayacak şekilde tasarlanıp yapılacaktır.
b) Yayaların kullandığı ve yükleme boşaltma için kullanılanlar da dahil, araçlarla malzeme taşımada kullanılan yollar, potansiyel kullanıcı sayısı ve işyerinde yapılan işin özelliğine uygun boyutlarda olacaktır. Trafik yolları üzerinde taşıma işi yapılması durumunda, bu yolu kullanan diğer kişiler için yol kenarında yeterli güvenlik mesafesi bırakılacak veya uygun koruyucu önlemler alınacaktır. Yollar görülebilir şekilde işaretlenecek, düzenli olarak kontrolü yapılarak her zaman bakımlı olması sağlanacaktır.
c) Araç trafiği olan yollar ile kapılar, geçitler, yaya geçiş yolları, koridorlar ve merdivenler arasında yeterli mesafe bulunacaktır.
d) Yapı alanlarında girilmesi yasak bölgelere yetkisiz kişilerin girişi uygun araç ve gereç kullanılarak engellenecektir. Tehlikeli bölgeler belirgin olarak işaretlenecek, bu bölgelere girme izni verilen işçileri korumak için gerekli önlemler alınacaktır.

8.4. Kapalı Alanlardaki Çalışma Yerleri

Acil çıkış kapıları ile ilgili aşağıda belirtilen bilgiler.
a) Acil çıkış kapıları dışarı doğru açılacaktır.
b)Acil çıkış kapıları; acil durumlarda çalışanların hemen ve kolayca açabilecekleri şekilde olacaktır.
c)Bu kapılar kilitli ve bağlı bulundurulmayacaktır.
d)Acil çıkış kapısı olarak raylı veya döner kapılar kullanılmayacaktır.

9- İki veya daha fazla müteahhidin çalışmasının öngörüldüğü alanların gösterimi, (Plan üzerinde)

10- İş sağlığı ve güvenliği konusunda özel risk taşıyan alanların gösterimi,

Özel riskler

10.1. Zararlı düzeyde gürültüye veya gaz, buhar, toz gibi zararlı dış etkenler,

10.2. Zehirli veya zararlı madde bulunması muhtemel veya oksijen düzeyi yetersiz veya parlayıcı olabilecek bir ortamlar,

10.3. Sınırlı hava hacmine sahip yüksek riskli ortamlar,

11- Kaldırma araçlarının ve iskelelerinin konumlarının gösterimi, (Plan üzerinde)

12- Depoların, atölyelerin, atık alanlarının gösterimi, (Plan üzerinde)

13- Sıhhi ve dinlenme tesislerinin gösterimi, (Plan üzerinde)

13.1. Soyunma yeri ve elbise dolabı

13.2. Duşlar ve lavabolar

13.3. Tuvaletler ve lavabolar

13.4. Dinlenme ve Barınma yerleri

14- Elektrik, su, ısıtma, kanalizasyon hatlarının gösterimi, (Plan üzerinde)

14.1. Enerji dağıtım tesisleri ile ilgili aşağıda belirtilen bilgiler.
a) Tesisler, yangın veya patlama riski yaratmayacak şekilde tasarlanarak kurulacak ve işletilecektir. Kişiler, doğrudan veya dolaylı temas sonucu elektrik çarpması riskine karşı korunacaktır.
b) Ekipmanın ve koruyucu cihazların tasarımı, yapımı ve seçiminde, dağıtılan enerjinin tipi ve gücü, dış şartlar ile tesisin çeşitli bölümlerine girmeye yetkili kişilerin ehliyeti göz önünde bulundurulacaktır.

15- Aydınlatmaların konumları ve çalışma saatlerinin gösterimi, (Plan üzerinde)

15.1. Yapı alanındaki çalışma yerlerinin, barakaların ve yolların aydınlatılması ile ilgili aşağıda belirtilen bilgiler.

15.1.1. Çalışma yerleri, barakalar ve yollar mümkün olduğu ölçüde doğal olarak aydınlatılacak, gece çalışmalarında veya gün ışığının yetersiz olduğu durumlarda uygun ve yeterli suni aydınlatma sağlanacak, gerekli hallerde darbeye karşı korunmalı taşınabilir aydınlatma araçları kullanılacaktır. Suni ışığın rengi, sinyallerin ve işaretlerin algılanmasını engellemeyecektir.

15.1.2. Çalışma yerleri, barakalar ve geçiş yollarındaki aydınlatma sistemleri, çalışanlar için kaza riski oluşturmayacak türde olacak ve uygun şekilde yerleştirilecektir.

15.1.3. Çalışma yerleri, barakalar ve geçiş yollarındaki aydınlatma sistemindeki herhangi bir arızanın çalışanlar için risk oluşturabileceği yerlerde acil ve yeterli aydınlatmayı sağlayacak yedek aydınlatma sistemi bulunacaktır.

16- Afet, yangın, kaza vb. acil durum sinyallerinin tiplerinin ve ilk yardım odalarının yerlerinin gösterimi. (Plan üzerinde)

16.1. Yukarıda 2. bölüm 4.1. numaralı kısımda söz konusu olan Acil Durum Planında aşağıda belirtilen bilgiler bulunmalıdır.

a) İşveren ilk yardım yapılmasını sağlayacak ve bu amaçla eğitilmiş personeli her an hazır bulunduracaktır. İşyerinde kaza geçiren veya aniden rahatsızlanan işçilerin, tıbbi müdahale yapılacak yerlere en kısa zamanda ulaşmalarını sağlayacak önlemleri alacaktır.

b) İşin büyüklüğü ve türüne göre gerekiyorsa işyerinde bir ya da daha fazla ilk yardım odası bulunacaktır.

c) İlkyardım odaları yeterli ilk yardım malzeme ve ekipmanı ile teçhiz edilecek ve sedyeler kullanıma hazır halde bulundurulacaktır. Buralar, yürürlükteki mevzuata uygun şekilde işaretlenecektir.

d) Çalışma koşullarının gerektirdiği her yerde ilkyardım ekipmanı bulundurulacaktır. Bu ekipman kolayca erişilebilir yerlerde olacak ve yürürlükteki mevzuata uygun şekilde işaretlenecektir. Yerel acil servis adresleri ve telefon numaraları görünür yerlerde bulunacaktır.

Yapılması Zorunlu Diğer Çalışmalar

- Çalışanların Ağır ve Tehlikeli İşlerde çalışabilir raporu,
- İşin ve çalışanların öznel durumlarına göre yapılacak periyodik muayeneler,
- İş sağlığı ve Güvenliği Kurulu Oluşturulması
- İşyeri Risk Değerlendirme tablolarının oluşturulması,
- İş Sağlığı ve Güvenliği Konusundaki Çalışmalara Tüm Çalışanlarının Aktif Olarak Katılımının Sağlanması

İşin Niteliğine göre çalışmaların içinde ortaya çıkabilecek;

- Yüksekte Çalışma
- Kimyasal Maddelerle Çalışma,
- Yüksek Gerilim Hatlarının Yanında yapılan Çalışmalar,
- Kuyu, Yer altı ve Tünel İşleri,
- Patlayıcı Madde Kullanımı Gerektiren İşler,
- Ağır Prefabrike Elemanların Montaj ve Söküm İşleri,
- Elle Yapılan İşler

vb konularında ilgili yönetmelikler dikkate alınarak gerekli yönerge ve talimatlar hazırlanacaktır.

4 SONUÇ VE ÖNERİLER

Daha önceki mevzuat uygulamaları çerçevesinde, "Maden ve Taş Ocakları İşletmelerinde ve Tünel Yapımında Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Önlemlerine İlişkin Tüzük" kapsamında yer alan Tünel çalışmalarındaki İş Güvenliği konularının yeni düzenlemelerle "Yapı İşlerinde Sağlık ve Güvenlik Yönetmeliği" kapsamına alınmış olması bu konuda yapılacak özgün çalışmalarda Maden Mühendisliği disiplininin yer altı deneyimlerinden daha fazla faydalanılmasını zorunlu kılmaktadır.

Yeraltı çalışmaları için hazırlanacak "Sağlık ve Güvenlik Planlamalarında yer alacak çalışmaların projelendirilmesinden, risklerin belirlenmesine ve iş güvenliği eğitim - organizasyonlarına kadar maden mühendislerinin bu süreç içerisinde aktif bir biçimde çalıştırılması zorunluluk olarak görülmelidir.

Bu çalışmaların organizasyonunda, yılların birikimine dayalı olarak hazırlanmış "Maden ve Taş Ocakları İşletmelerinde ve Tünel Yapımında Alınacak İşçi Sağlığı ve İş Güvenliği Önlemlerine İlişkin Tüzük" hükümleri yürürlükten kaldırıldıktan sonra da bir başvuru kaynağı olarak kullanılmalıdır.

KAYNAKLAR

4857 Sayılı İş Kanunu 10/6/2003 (25134 R.G.)

Yapı İşlerinde Sağlık ve Güvenlik Yönetmeliği(23/12/2003-25434 say.R.G)

Kadıköy-Kartal Metrosu Tünel Güzergahında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin İncelenmesi

The Analysis of round Vi rations Induced y Blasting on Istan ul adıköy- artal Su ay Tunnel oute

Ali Kahriman, Ümit Özer, Deniz Adıgüzel, AbdulkadirKaradoğan,Mehmet Aksoy
İstan ul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstan ul

Ramih Muştu, Ertuğrul Dinçel, Enver Alan, İbrahim Sefer
apı Merkezi-Doğuş- üksel- enigün-Belen, Anadoluray rtak irişimi, Üsküdar-İstanbul

ÖZET Bu çalışmada; Kadıköy-Kartal metro tünel inşaatı sırasında yapılan patlatma çalışmaları sonucu oluşan titreşim analizleri sunulmuştur. Söz konusu sahada gerçekleştirilen arazi çalışması esnasında, titreşim ölçümlerine esas olacak atımlarda, sadece gerekli kantitatif ölçüm ve gözlemler yapılmış, patlatma parametreleri de dikkatlice kaydedilmiştir. Daha sonra, farklı tünel şaftlarında kaydedilen toplam 740 adet parçacık hızı ve ölçekli mesafe veri çiftleri söz konusu şaftlar için ayrı ayrı analiz edilmiştir. Bu analiz esnasında, parçacık hızının kestirimi için literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet farklı maksimum parçacık hızı (PPV) tahmin denklemi kullanılarak sonuçları karşılaştırılmış ve gelecekte yapılacak atımların tahmininde kullanılabilecek pratik grafikler geliştirilmiştir. Söz konusu saha çevresinde bulunan yapıların, patlatma faaliyetlerinden dolayı zararının olup olmadığının belirlenmesi amacıyla, ölçülen frekans ve en yüksek parçacık hızı (PPV) değerleri T.C. Çevre ve Orman Bakanlığı Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği ve Almam DIN4150 normuna göre değerlendirilmiştir.

ABSTRACT This paper presents the results of ground vibration analysis induced by blasting during the construction of the Kadıköy-Kartal metro tunnel Within the scope of this study, only necessary quantitative measurements and observations has been done during the shots. The blasting parameters of these shots were also carefully recorded. Then, 740 Obtained data and measurements were statistically analyzed for each tunnel shaft. During the statistical analysis of the collected data, three different predictor equations widely used in the literature were used to predict peak particle velocity (PPV) and the results and comparison of the predictor equations were presented. Finally, the particle velocities and frequency values of all blast events were evaluated according to Turkish Environmental Regulation and German 4150 norms, in order to predict, and compare the influence grades to the neighboring buildings, and structures.

1 GİRİŞ

Patlatmanın kaçınılmaz olduğu taş ocakçılığı, madencilik, inşaat altyapı kazıları, kuyu - tünel, boru hattı, baraj gibi çeşitli sektörlerde; yer sarsıntısı ve hava şokundan kaynaklanan çevre problemleri ile sıkça karşılaşılmakta ve tartışılmaktadır. Bu nedenle, patlatma tasarımında yalnızca parçalanma derecesi, eş dağılımlılık, maliyet gibi teknik ve ekonomik unsurlar değil, aynı zamanda söz konusu problemlerin elimine edilmesi de dikkate alınmalıdır. Patlatmadan kaynaklanan titreşim bileşenlerinin tahmin edilmesi çevresel şikâyetleri önlemede büyük önem taşımaktadır. Son yıllarda, patlatmalı kazılardan sorumlu teknik elemanların karşılaştıkları sorunlardan biri de yer sarsıntısı ve hava şokları nedeniyle, çevrede yaşayan kişi ya da kuruluşların haklı veya haksız şikâyetleridir (Kahriman, 2002, Kahriman ve diğ., 2003, Kahriman ve diğ., 2006a).

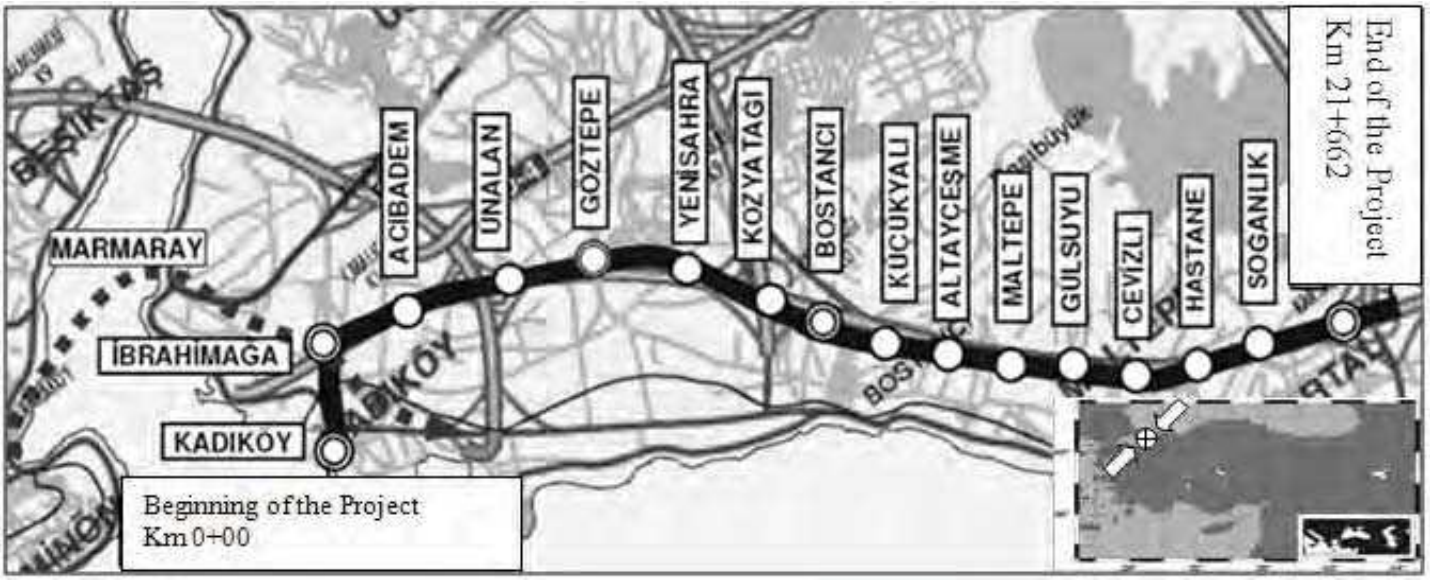
Bu çalışmanın amacı; söz konusu tünel inşaatı sırasında, patlatmadan kaynaklanan yersarsıntısının oluşturduğu çevresel problemlerin, birçok atım olayı bazında ölçülerek, bu unsurların, tünel güzergâhı çevresinde bulunan yerleşim birimlerindeki yapılarda hasarlara neden olabilecek seviyelerde olup olamayacağı konusunda bir değerlendirme yapılması ve bundan sonra yapılacak atımların oluşturacağı yer sarsıntısı değerlerinin önceden tahmin edilmesini sağlayacak formüllerin literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet farklı maksimum parçacık hızı (PPV) tahmin denklemi kullanılarak belirlenmesidir.

2 ÇALIŞMA SAHASI

İstanbul ili Anadolu yakasında bulunan Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi İnşaat İşleri, Yapı Merkezi-Yüksel-Doğuş-Yenigün-Belen Ortak Girişimi tarafından yürütülmektedir. Proje güzergâhı Kadıköy Meydanı'ndan başlayıp İbrahimağa'dan geçip Koşuyolu deresinden Acıbadem'e ulaşıp, E–5/D–100 Karayolu altından veya yakınından geçip Kartal Köprüsü'ne kadar uzanmaktadır (Şekil 1).

Projenin tamamının yeraltından tünel olarak yapılması planlanmış olup, Çizelge 1 ve Şekil 1'de görüldüğü gibi 16 adet istasyon yapılarak 60 000 yolcu/saat-yön kapasiteli Metro, İstanbul'un Anadolu yakasındaki ulaşım sorununun çözümüne (tahmini % 80) büyük katkı sağlayacaktır.

Tünel örtü kalınlığı 8–60 metre arasında olup, Proje "Marmaray Projesi" ile İbrahimağa İstasyonu' nda kesişmektedir. Yeni Avusturya Tünel açma yöntemi (NATM) 6200 metre, Tünel açma makineleri (TBM) 10847 metre, Basınç Dengeli Tünel Delme Makinesi (EPB 4643) metre olmak üzere 21690 metre hat yapılması tasarlanmıştır (Yüksel ve diğ., 2005).



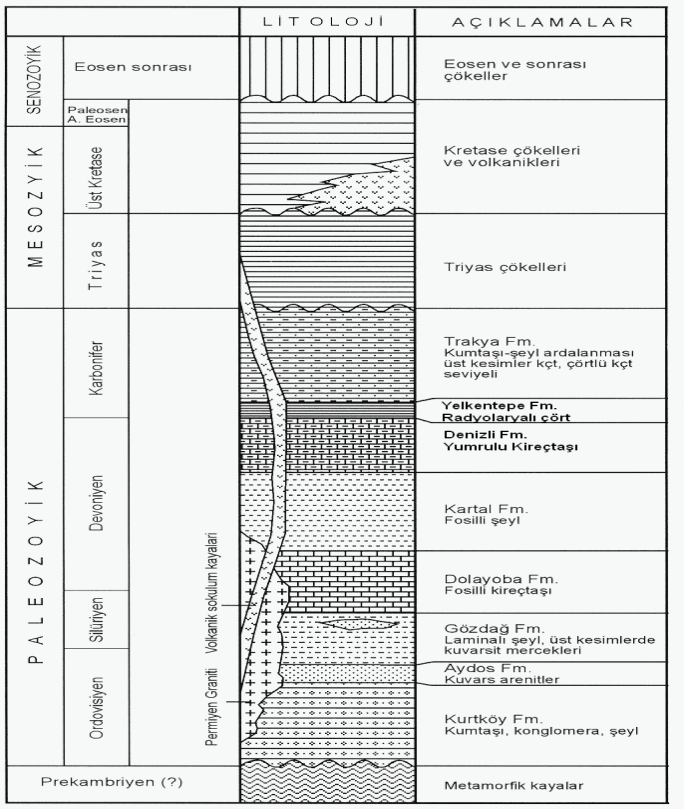
Şekil 1. Kartal raylı toplu taşıma sistemi güzergâhının genel yerleşimi

Çizelge 1. Proje hakkında genel bilgiler

İstasyon sayısı	16
Teorik kapasite	60 000 yolcu/saat-yön
İşletme sıklığı	2,5 dakika
Dizideki araç	4–8
Maksimum hız	80 km/saat
Ticari hız	45 km/saat
Atölye binası	11 500 m^2
Depo alanı	90 000 m^2
Hat açıklığı	1435 mm
Yatay kurp hat	R_{min}:350 m
Yataykurp (depo)	R_{min}: 50 m
Maksimum dever	130 mm
Maksimum eğim	% 5

Değişken kesitli istasyon ve makas tünelleri, TBM; EPB-TBM montajının yapılacağı tüneller ve merdiven ve kaçış tünellerinin imalatları NATM ile yapılmaktadır.

Jeolojik açıdan bakıldığında; İstanbul'un Asya yakasının stratigrafik istifi çoğunlukla "İstanbul Grubu" adı ile de bilinen İstanbul Paleozoik istifi ile onun üzerinde yer yer görülen Triyas ve Tersiyer çökellerden oluşmaktadır. Dere içlerinde yer alan alüvyonlar ile yamaç molozları ve dolgular ise en genç jeolojik harita birimleridir. "İstanbul Grubu" Ordovisiyen ile Karbonifer arası dönemde gelişmiş çökelleri kapsar. Tabanı görülmeyen, üstte Triyas ve daha genç birimler tarafından uyumsuzlukla örtülen grubun alt kesimleri daha çok İstanbul Boğazı'nın doğu yakasında, daha genç kesimleri ise batıya doğru yüzeyleşir. Boğazın batı yakasında ise, Karbonifer birimleri egemendir. İstanbul Grubu kalınlığı birkaç bin metreyi bulan kalın bir çökel istifi halindedir (Yüksel ve diğ., 2005). Bu kalın çökel istifi içerisinde formasyon mertebesinde birçok litostratigrafik birim ayrılmış ve adlandırılmıştır (Şekil 2). Ayrıca Şekil 3'de ölçüm alınan şaftların tünel güzergâhı üzerinde gösterimi verilmiştir. Proje güzergâhı üzerindeki formasyonlar'ın laboratuar deneyi ortalama sonuçları ve kaya kütle sınıfları ise (Yüksel ve diğ.2006) Çizelge 2'de verilmiştir.



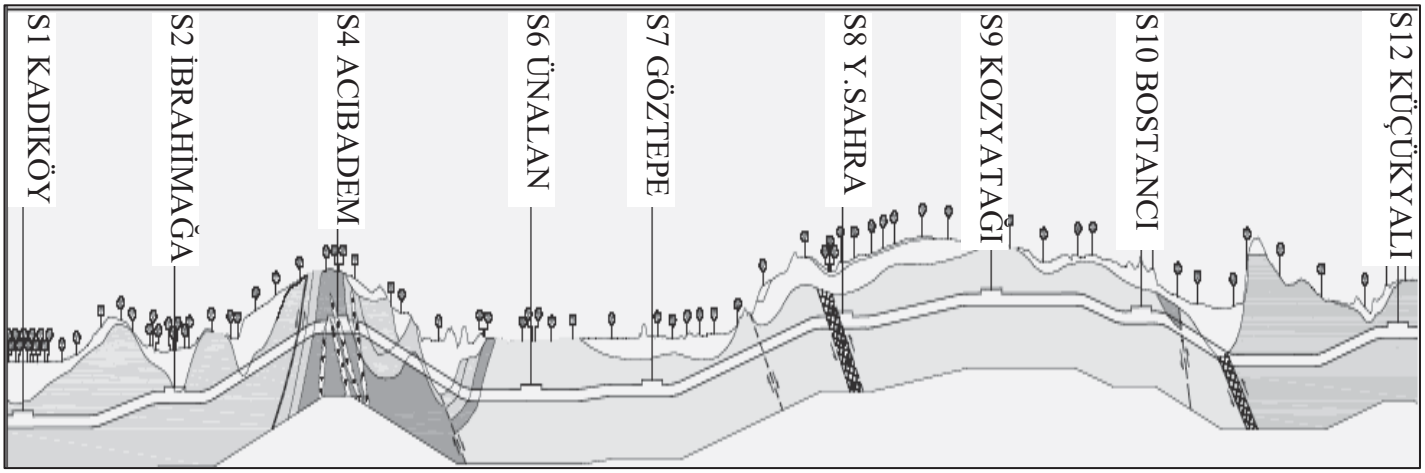
Şekil 2. İstanbul paleozoik istifi ve üzerindeki birimlerin genelleştirilmiş stratigrafi kesiti (Yüksel ve diğ., 2005)

3 ARAŞTIRMADA UYGULANAN YÖNTEM

Bu çalışma kapsamında, Anadoluray Ortak Girişimi'nin yüklenicisi bulunduğu "İstanbul Kadıköy–Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Tünelleri İnşaatı" sırasında patlatmalı kazı uygulanacak lokasyonlarda patlatmadan kaynaklanan titreşim ölçümleri yapılmıştır.

Kazı faaliyetleri sürdürülen sahada, karşılaşılan kaya birimlerinin sert ve sağlam yapısı dolayısıyla muhtelif kesitlerdeki tüneller için patlatmalı kazı zorunluluğu doğmuştur. Patlatmanın kaçınılmazlığı, söz konusu ortak girişimin proje için yaptığı arazi ve laboratuar deneyleriyle de teyit edilmiştir.

Araştırma kapsamında; çalışılan sahadaki patlatmalı kazıda, atımlarda uygulanan patlatma paternleri, delik düzenleri ve patlayıcı şarjları; söz konusu ortak girişimin yetkilileri tarafından sistematik olarak uygulana gelen şekliyle (herhangi bir müdahalede bulunulmadan) gözlemlenmiş ve ölçümler bu şekildeki çalışmalara spontane olarak uygulanmıştır.



Şekil 3 Ölçüm alınan şaftların proje güzergâhı üzerinde gösterimi

Çizelge 2. Proje güzergâhı üzerindeki formasyonların laboratuar deneyi ortalama sonuçları ve kaya kütle sınıfları (Yüksel ve diğ. 2006).

Formasyon Adı		Sembol	Birim	Trakya Form. S1-S2-S4 Şaftları	Kartal Form Zon-A S6-S7-S8 Şaftları	Kartal Form. Zon-B S9-S10 Şaftları	Kurtköy Form. S12 Şaftı
Mühendislik Özellikleri	Özgül Ağırlık	γ	t/m^3	2,65	2,61	2,67	2,69
	Porozite	n	%	4,85	4,24	1,81	1,01
	Tek Eksenli B. Day.	σ_{bk}	kgf/cm^2	465,9	325,8	359,5	527,30
	Çekme Dayanımı	$\sigma_{çk}$	kgf/cm^2	64,30	48,20	56,90	77,40
	Elastisite Modülü	E_k	kgf/cm^2	94.877	78.443	73.100	108.379
	Poisson Oranı	v	-	0,27	0,30	0,27	0,30
	Kohezyon (Üç Eksenli)	c	kgf/cm^2	138,50	131,40	153,00	150,70
	Kaya Kalitesi	RQD	%			58,00	39,00
	İçsel Sürtünme Açısı	Ø	(°)	37,90	40,50	45,90	45,40
Kaya Kütle Sınıfı	Kaya Kalite Tanımı'na (RQD) göre			Çok Zayıf	Çok Zayıf	Orta	Zayıf
	Tek Eksenli Basınç Dayanımı'na göre			Orta Dayanım	Orta Dayanım	Orta Dayanım	İyi Dayanım
	Jeolojik Dayanım İndeksi'ne (GSI) göre			Parçalanmış/zayıf	Parçalanmış /zayıf	Bloklu-Örselenmiş / İyi	Bloklu-Örselenmiş /Orta

Gecikme başına düşen patlayıcı madde miktarı, her bir delik için planlanan patlayıcı maddenin kontrollü bir şekilde şarj edilmesiyle belirlenmiştir. Atım noktaları ile yer sarsıntısı ve hava şoku ölçüm istasyonları arasındaki mesafeler topoğrafik aletlerle belirlenmiştir. İstatistiksel açıdan yeterli veri çiftiyle yapılan bir değerlendirme sonucu elde edilen parçacık hızı tahmin denkleminin güvenilirliği için tahmin denkleminin korelasyon katsayısının (r) değerinin 0.7 den büyük olması gereklidir (Dowding, 1985; Johnson ve diğ., 2000; Kahriman, 2004). Bu nedenle gerek verilerin sağlıklı teminine, gereksede sayısal yeterliliğe dikkat edilmiştir.

Çalışma programına bağlı olarak bazı günler birden fazla patlatma atımı yapılan tünel çalışmasında, kazılacak aynada önceden belirlenen paterne göre delik yerleri

işaretlendikten sonra, patlatma delikleri jumbo delici ile delinmektedir. Patlatma yöntemi olarak Orta Çekme (Wedge Cut) ve Paralel Çekme (Parallel Cut, Burn Cut) yöntemleri uygulanmaktadır. Paralel çekmedeki boş delikler Ø=89 mm, diğer patlatma delikleri Ø=41 mm çapında delik boyu ise 2–2,5m arasında değişmektedir.

Çatlaklı ve düşük dayanıma sahip kayalarda patlatma yapıldığı için, etkili itme enerjisi bulunan patlayıcı maddeler seçilmiştir. Patlayıcı tipi olarak kapsüle duyarlı emülsiyon türü patlayıcılar, ateşleme sistemi için ise elektriksiz kapsüller kullanılmaktadır. Çalışma kapsamında; titreşim ölçümleri de 4 adet Instantel Mini Mate Plus Model titreşim ölçer cihazı kullanılarak yapılmıştır. Söz konusu tünel şaftlarındaki titreşim ölçümleri özellikle, atımlara yakın binaların bulunduğu farklı noktalarda bilinçli bir şekilde yapılmıştır. Daha sonra, toplam 371 atıma ait kaydedilen toplam 740 olayın ölçüm sonuçları atım yapılan 9 tünel şaftına göre ayrılarak yorumlanmıştır. Toplam 740 olayın değerlendirilmesi sırasında literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet farklı maksimum parçacık hız (PPV) tahmin denklemi kullanılarak bundan sonra yapılacak atımların oluşturacağı yersarsıntısı değerlerinin önceden tahmin edilmesini sağlayacak formüller verilmiştir. Eşitlik 1 ‘de gösterilen denklem, ölçekli mesafe değerini farklı farklı ifade eden bu tahmin denklemlerinin genel yapısını vermektedir (Çizelge 3).

$$PPV = K * SD^{(-/+)\beta} \qquad (1)$$

PPV, En Yüksek Parçacık Hızı (mm/sn)
SD, Ölçekli mesafe
K ve β, Saha sabitleri

Ayrıca Titreşim ölçer cihazı ile elde edilen kayıtların; 01.07.2005 tarihli 25862 sayılı Resmi Gazetede yayınlanarak yürürlüğe giren Ülkemiz Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliğinin 29/a maddesi ve Alman DIN 4150 Normu ile karşılaştırılarak hasar normları içindeki yeri belirlenmeye çalışılmıştır.

Çizelge.3Tahmin denklemleri (Khandelwal and Singh, 2007)

Tahmin Denklemi	Eşitlik
USBM (Duvall and Fogelson, 1962)	$ppv = \left(\frac{}{d^{1/2}}\right)^{-\beta}$
Ambraseys–Hendron (1968)	$ppv = \left(\frac{}{d^{1/3}}\right)^{-\beta}$
Langefors–Kihlstrom (1978)	$ppv = \left(\sqrt{\frac{d}{2/3}}\right)^{\beta}$

W_d: Gecikme başına maksimum şarj,
R: Patlatma noktasıyla ölçüm istasyonu arasındaki mesafe

4. ÖLÇÜM SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

4.1 Ölçüm Sonuçları

Kayıt alınan atımların parçacık hızı bileşenlerini, frekans değerlerini ve ölçekli mesafe değerlerini içeren bilgiler, Çizelge 4’de kısmi olarak verilmiştir.

4.2. Ölçüm Sonuçlarının İstatistiksel Analizi

Her tünel şaftında yapılacak kontrollü patlatma tasarımlarında parçacık hızı tahmininde kullanılması önerilen çalışma sahasının sabitleri literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet denklem kullanılarak yapılan regresyon analizleri sonucunda belirlenmiştir. Yapılan regresyon analizleri sırasında S1 şaftı için 20, S2 şaftı için 23, S4 şaftı için 170, S6 şaftı için 16, S7 şaftı için 22, S8 şaftı için 205, S9 şaftı için 66, S10 şaftı için 83 ve S12 şaftı için 135 olay değerlendirilmiştir. Ayrıca Proje kapsamında, ölçülen toplam 740 adet olayın istatiksel yöntemler ile hesaplanan ortalama değerleri Çizelge 5’de verilmiştir.

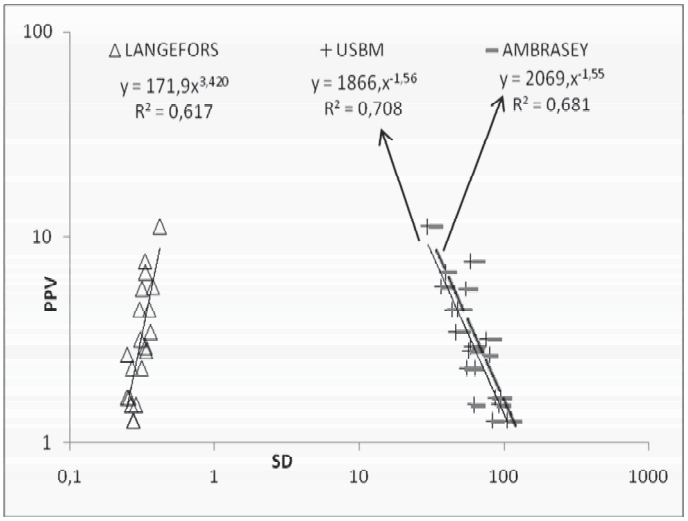
Yapılan regresyon analizleri her şaft için ayrı ayrı olarak Şekil 4 a,b,c,d,e,f,h,g ve ı‘da gösterilmiş ve bulunan saha sabitleri Çizelge 6’da özetlenmiştir.

Çizelge 4. Bazı atımlara ait titreşim ölçüm sonuçları

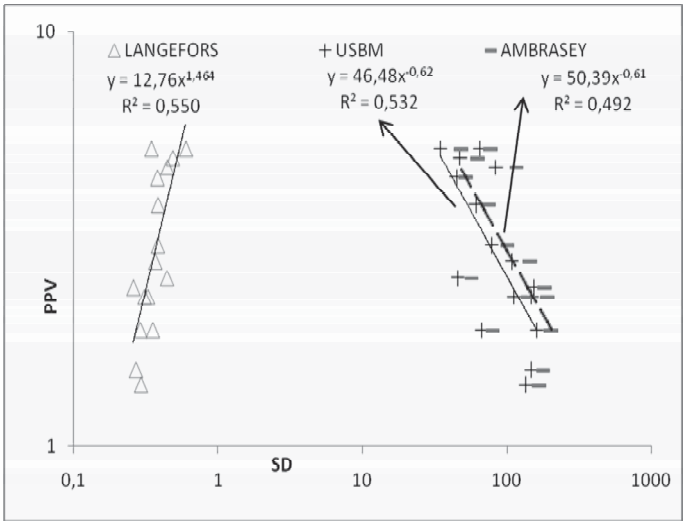
Atım Tarihi	En Yüksek Parçacık Hızı PPV (mm/sn)	Frekans f(Hz)	Toplam Şarj (kg)	Gecikme Başına Top. Şarj W (kg)	Mesafe R (m)
S1 KADIKÖY ŞAFTI					
06.12.2006	7,62	85	19	2,155	86,98
24.08.2007	1,27	57	30	2,205	156,38
S2 İBRAHİMAĞA ŞAFTI					
26.06.2006	1,52	85	20	1,225	144,78
04.10.2006	4,06	57	15	0,98	78,16
S4 ACIBADEM ŞAFTI					
30.03.2006	7,75	39	65,72	1,96	58
21.06.2007	1,65	64	15	1,225	80,9
S6 ÜNALAN ŞAFTI					
01.02.2007	4,44	47	70	2,45	69,97
10.07.2007	1,9	73	70	2,94	114,57
S7 GÖZTEPE ŞAFTI					
24.07.2007	4,19	64	80	2,45	43,06
29.08.2007	4,44	85	140	3,43	62,67
S8 YENİSAHRA ŞAFTI					
01.03.2007	7,49	17	40	1,47	34,49
31.05.2007	4,19	30	200	5,39	60,52
S9 KOZYATAĞI ŞAFTI					
06.09.2006	1,27	73	30	2,205	238,91
10.01.2007	5,08	64	130	5,805	53,77
S10 BOSTANCI ŞAFTI					
04.04.2007	3,56	100	60	2,45	102,04
29.08.2007	2,54	64	120	3,43	227,72
S12 KÜÇÜKYALI ŞAFTI					
15.05.2006	1,52	100	50	1,96	115,76
06.10.2006	1,52	43	65	1,96	126,47

Çizelge 5. Yersarsıntısı ve Hava Şoku ölçüm sonuçları

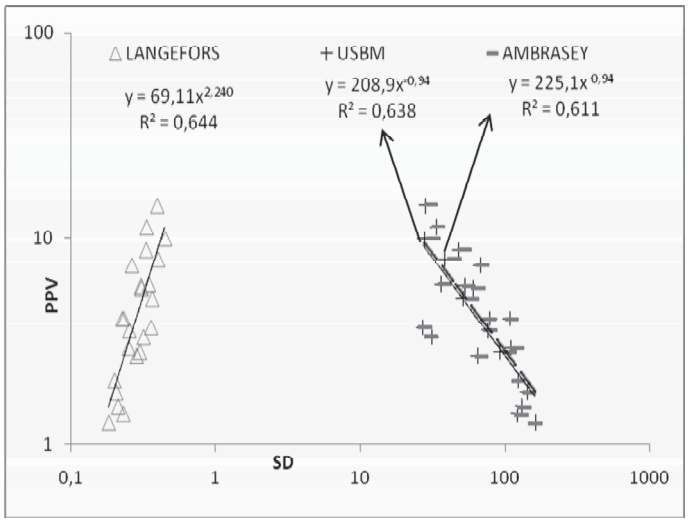
Patlatma Parametreleri	Maksimum P. Hızı	Özgül Şarj		Frekans	Genlik	Mesafe	Hava Şoku	Ölçekli Mesafe	Gecikme Başına Şarj	Örtü Kalınlığı
		Patlayıcı	Kapsül							
Sembol	PPV	$W_ö$	K	f	A	R		SD	W	H
Birim	(mm/s)	kg/m^3	$adet/m^3$	Hz	mm	m	dB	$m/kg^{1/2}$	kg/m^3	m
Kadıköy	3,63	1,36	0,39	72,75	0,048	93,65	112,91	71,99	1,77	35,53
İbrahimağa	5,11	3,38	0,73	59,48	0,123	88,11	120,53	74,54	1,51	25,82
Acıbadem	5,65	1,86	0,61	66,06	0,088	75,74	121,85	48,30	3,20	28,23
Ünalan İst.	3,13	1,18	0,38	75,04	0,055	189,32	111,20	93,18	4,46	37,14
Göztepe	3,71	0,92	0,37	54,00	0,069	70,66	113,50	40,26	2,65	32,08
Yenisahra	9,19	0,94	0,30	59,64	0,158	51,54	109,97	37,51	2,75	24,62
Kozyatağı	5,91	1,41	0,28	71,21	0,098	183,91	126,10	110,88	3,04	34,74
Bostancı	3,41	1,31	0,45	81,36	0,006	172,14	109,20	97,66	3,24	31,08
Küçükyalı	3,62	1,48	0,49	64,64	0,068	103,69	120,50	70,04	2,59	18,90



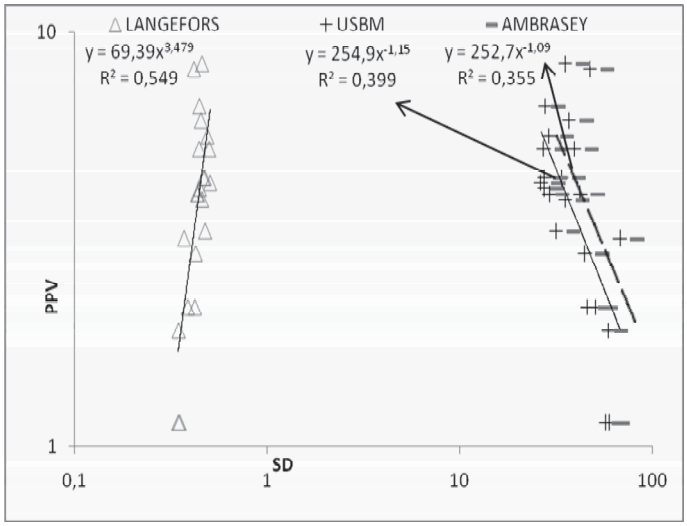
Şekil 4.a S1 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



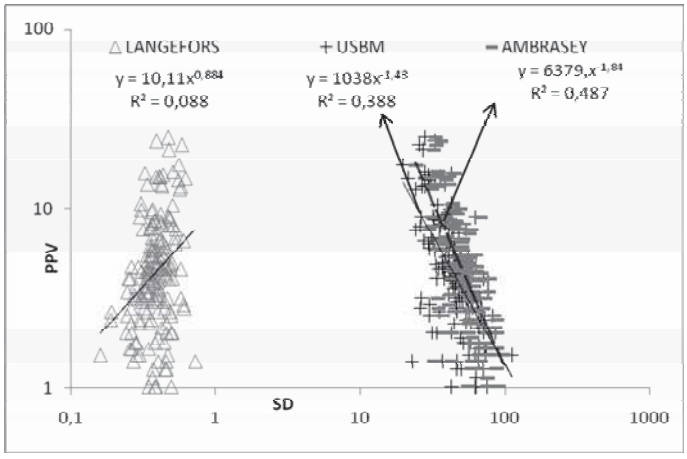
Şekil 4.d S6 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



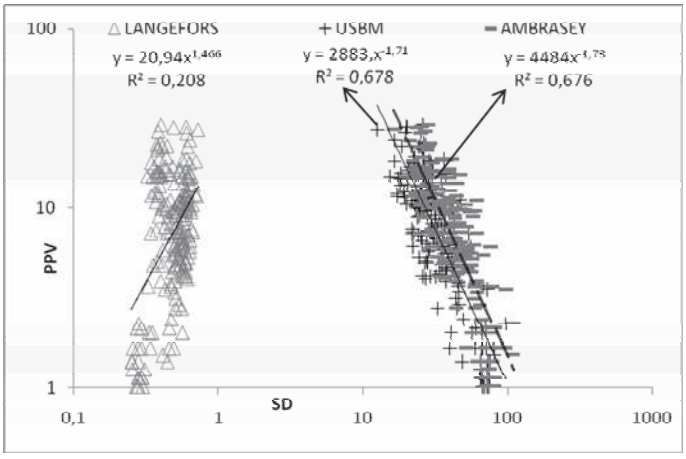
Şekil 4.b S2 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



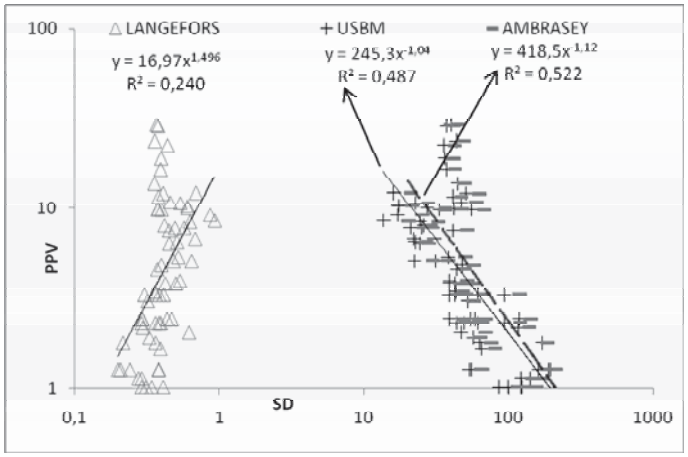
Şekil 4.e S7 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



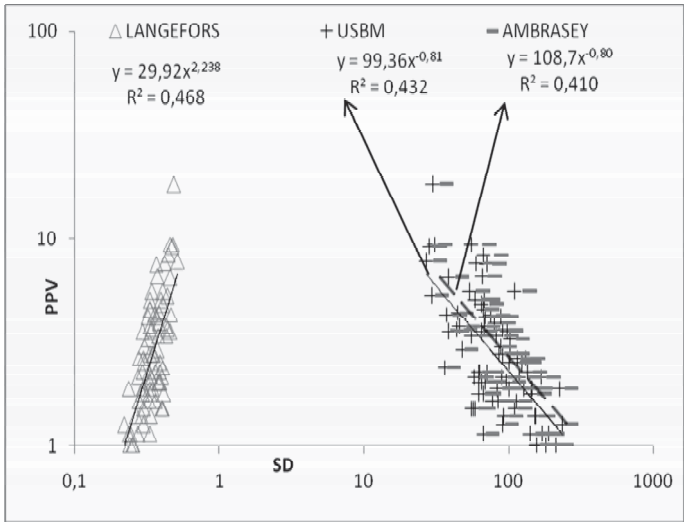
Şekil 4.c S4 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



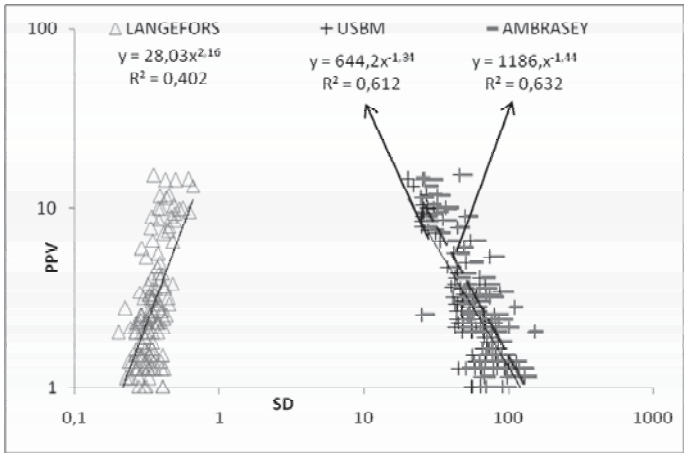
Şekil 4.f S8 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



Şekil 4.g S9 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



Şekil 4.h S10 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



Şekil 4.ı S12 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki

Çizelge 5'deki denklemleri, regresyon analizlerinin doğruluk derecelerinin önemli bir göstergesi olan korelasyon katsayıları bakımından karşılaştırırsak, S1 Kadıköy Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği, S2 İbrahimağa Şaftı için USBM ve Langefors denklemlerinin birbirlerine yakın sonuç verdiği, S4 Acıbadem Şaftı için Ambrasey denkleminin daha iyi sonuç verdiği, S6 Ünalan Şaftı için USBM ve Langefors denklemlerinin birbirlerine yakın sonuç verdiği, S7 Göztepe Şaftı için Langefors denkleminin daha iyi sonuç verdiği, S8 Yenisahra Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği, S9 Kozyatağı Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği, S10 Bostancı Şaftı için Langefors denkleminin daha iyi sonuç verdiği ve S12 Küçükyalı Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Bu nedenle, söz konusu şaftlar için titreşim ölçer kullanılmadığı durumlarda; herhangi bir atımdaki gecikme başına kullanılan belirli miktardaki bir patlayıcı maddenin yaratacağı titreşimin hızının belirli bir uzaklıktaki değerinin ne olacağını tahmin etmede bu denklemler önemli bir yaklaşım olarak rahatlıkla (kabul edilebilir limitlerdeki bir sapma ile) kullanılabilecektir.

4.3 Hasar Riski Değerlendirilmesi

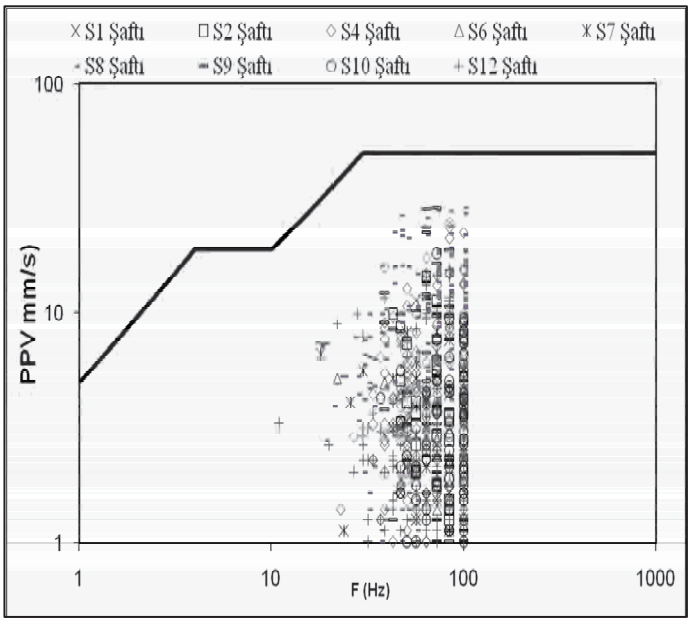
Araştırma kapsamında; kaydedilen tüm atımlarda ölçülen maksimum parçacık hızları ve karşılık gelen frekans değerleri, 25862 sayılı Resmi Gazetede yayınlanarak yürürlüğe giren Ülkemiz Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliğinin 29/a maddesine ve Alman DIN 4150 normuna göre mukayese edilmek üzere Şekil 6 ve 7'deki grafikler üzerinde topluca gösterilmiştir

Çizelge 6. Belirlenen bölgelere ait saha sabitleri değerleri

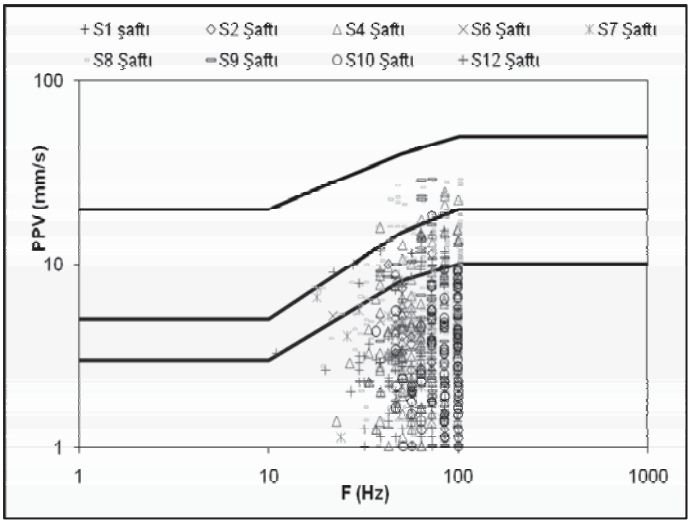
	Kullanılan veri sayısı	Hesaplamada Kullanılan Tahmin Denklemi	Denklemi	r
S1 KADIKÖY ŞAFTI	20	USBM	$PPV=1866(R/W^{1/2})^{-1,56}$	0,84
		Ambraseys–Hendron	$PPV=2069(R/W^{1/3})^{-1,55}$	0,83
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=171,9\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{3,420}$	0,79
S2 İBRAHİMAĞA ŞAFTI	23	USBM	$PPV=208,9(R/W^{1/2})^{-0,94}$	0,80
		Ambraseys–Hendron	$PPV=225,1(R/W^{1/3})^{-0,94}$	0,78
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=69,11\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{-2,24}$	0,80
S4 ACIBADEM ŞAFTI	170	USBM	$PPV=1038(R/W^{1/2})^{-1,43}$	0,62
		Ambraseys–Hendron	$PPV=6379(R/W^{1/3})^{-1,84}$	0,70
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=10,11\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{0,884}$	0,32
S6 ÜNALAN ŞAFTI	16	USBM	$PPV=46,48(R/W^{1/2})^{-0,62}$	0,73
		Ambraseys–Hendron	$PPV=50,39(R/W^{1/3})^{-0,61}$	0,70
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=12,76\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{1,464}$	0,74
S7 GÖZTEPE ŞAFTI	22	USBM	$PPV=254,9(R/W^{1/2})^{-1,15}$	0,63
		Ambraseys–Hendron	$PPV=252,7(R/W^{1/3})^{-1,09}$	0,60
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=69,39\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{3,479}$	0,74
S8 YENİSAHRA ŞAFTI	205	USBM	$PPV=2883(R/W^{1/2})^{-1,71}$	0,83
		Ambraseys–Hendron	$PPV=4484(R/W^{1/3})^{-1,73}$	0,83
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=20,94\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{1,466}$	0,46
S9 KOZYATAĞI ŞAFTI	66	USBM	$PPV=254,3(R/W^{1/2})^{-1,04}$	0,70
		Ambraseys–Hendron	$PPV=418,5(R/W^{1/3})^{-1,12}$	0,72
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=16,97\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{1,496}$	0,49
S10 BOSTANCI ŞAFTI	83	USBM	$PPV=99,36(R/W^{1/2})^{-0,81}$	0,66
		Ambraseys–Hendron	$PPV=108,7(R/W^{1/3})^{-0,80}$	0,64
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=29,92\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{2,238}$	0,69
S12 KÜÇÜKYALI ŞAFTI	135	USBM	$PPV=644,2(R/W^{1/2})^{-1,34}$	0,78
		Ambraseys–Hendron	$PPV=1186(R/W^{1/3})^{-1,44}$	0,79
		Langefors–Kihlstrom	$PPV=28,03\ (\sqrt{W}/R^{2/3})^{2,16}$	0,74

Şekil 6'dan da anlaşılacağı üzere, kaydedilen değerler, söz konusu norma ait hasar limitlerinin altında olmuştur. Gecikme başına düşen şarjın mevcut olanaklarla kısıtlanmaya çalışıldığı bu atımlarda; kaydedilen olaylarda ortaya çıkan maksimum parçacık hızlarına karşılık gelen frekans değerlerinin dağılımları USBM normuna kısmen uyumlu olan Ülkemiz yönetmeliğine göre incelendiğinde, 1–11 Hz değer aralığında bir kayda rastlanmamış ve kaydedilen 740 olaya ait titreşim frekansları değerlerinin ,%5'i 11–30 değer aralığında, %95 'i ise 30 Hz' den yüksek olmuştur.

Ölçülen titreşim frekanslarının yüksek olması, genel olarak 5–10 Hertz düzeyinde olan yapıların öz yapısal frekanslarıyla karşılaştırıldığında, rezonans riskinin minimum düzeyde olacağını göstermektedir. Ancak, söz konusu tünel inşaatının çok yakınında yerleşim birimlerinin olmasından dolayı, bu değerlerin her zaman çevre yapılar için belli bir hızda hasar riski taşıyabileceği gerçeği gözden uzak tutulmamalıdır.



Şekil 6. Kaydedilen maksimum parçacık hızı ve frekansların Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği 29/a maddesine göre yorumu



Şekil 7. Kaydedilen maksimum parçacık hızı ve frekansların Alman DIN 4150 Normuna göre yorumu

5 SONUÇLAR

'İstanbul Kadıköy – Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Tünelleri İnşaatı" sırasında patlatmalı kazı uygulanacak bölgelerde patlatmadan kaynaklanan titreşim ve hava şoku ölçümleri yapılmıştır. Yapılan patlatma çalışmaları sırasında, titreşim ölçer cihazı ile alınan titreşim kayıtlarından elde edilen veriler ışığında ortaya çıkan sonuçlar ve bu sonuçlardan elde edilen bulgulara dayalı olarak gelecekte yapılacak faaliyetlerde dikkate alınması gerekli görülen bazı öneriler aşağıda sıralanmıştır.

- Söz konusu sahada 371 atımda kaydedilen toplam 740 olay atım yapılan toplam 9 tünel şaftına göre ayrılarak değerlendirilmiş ve literatürde yaygın kullanıma sahip 3 ayrı tahmin denklemiyle ampirik ilişkiler elde edilmiştir.
- Bulunan bu ampirik ilişkilerin doğruluk derecelerinin belirlenmesi amacıyla her şaft için bulunan tahmin denklemlerinin korelasyon katsayıları arasında karşılaştırma yapılmıştır.
- Yapılan karşılaştırmaya göre, Kadıköy Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği, S2 İbrahimağa Şaftı için USBM ve Langefors denklemlerinin birbirlerine yakın sonuç verdiği, S4 Acıbadem Şaftı için Ambrasey denkleminin daha iyi sonuç verdiği, S6 Ünalan Şaftı için USBM ve Langefors denklemlerinin birbirlerine yakın sonuç verdiği, S7 Göztepe Şaftı için Langefors denkleminin daha iyi sonuç verdiği, S8 Yenisahra Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği, S9 Kozyatağı Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği, S10 Bostancı Şaftı için Langefors denkleminin daha iyi sonuç verdiği ve S12 Küçükyalı Şaftı için USBM ve Ambraseys–Hendron denklemlerinin birbirlerine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Bu nedenle, söz konusu şaftlar için titreşim ölçer kullanılmadığı durumlarda; herhangi bir atımdaki gecikme başına kullanılan belirli miktardaki bir patlayıcı maddenin yaratacağı titreşimin

hızının belirli bir uzaklıktaki değerinin ne olacağını tahmin etmede bu denklemler önemli bir yaklaşım olarak rahatlıkla (kabul edilebilir limitlerdeki bir sapma ile) kullanılabilecektir.

- Titreşim ölçerlerle kaydedilen maksimum parçacık hızları dikkate alınarak USBM normuna kısmen uyumlu olan Çevre ve Orman Bakanlığı Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği 29/a maddesi ve Alman DIN 4150 normlarına göre yapılan mukayesede atımların, çevredeki bina ve tesislerde herhangi bir hasar yaratabilecek seviyelerde olmadığı anlaşılmaktadır.

Kaydedilen olaylarda ortaya çıkan frekans değerleri USBM normuna kısmen uyumlu olan Ülkemiz yönetmeliğine göre incelendiğinde, kaydedilen 740 olaya ait titreşim frekansları değerlerinin %95 'i 30 Hz' in üzerinde olmuştur. Ölçülen titreşim frekanslarının yüksek olması, genel olarak 5–10 Hertz düzeyinde olan yapıların öz yapısal frekanslarıyla karşılaştırıldığında, rezonans riskinin minimum düzeyde olacağını göstermektedir. Ancak, söz konusu tünel inşaatının çok yakınında yerleşim birimlerinin olmasından dolayı, bu değerlerin her zaman çevre yapılar için belli bir hızda hasar riski taşıyabileceği gerçeği gözden uzak tutulmamalıdır.

TEŞEKKÜR

Bu araştırma sırasında, gerek arazi çalışmalarında gerekse diğer faaliyetlerde her türlü yardımda bulunan Yapı Merkezi İnş. ve San. A.Ş. – Doğuş İnş. ve Tic. A.Ş. – Yüksel İnş. A.Ş. – Yenigün İnş. San. ve Tic. A.Ş. Ortak Girişimi'nin yetkililerine ve çalışanlarına teşekkür ederiz.

Bu çalışma, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yürütücü Sekreterliği (Proje No: 429/13092005) ve Devlet Planlama Teşkilatı (Proje No: 2005K120990) tarafından desteklenmiştir. Yazarlar, İstanbul Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yürütücü Sekreterliği ve Devlet Planlama Teşkilatına finansal destekleri için teşekkür eder.

KAYNAKLAR

Dowding, C.H., 1985, "Blast Vibration Monitoring and Control", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, pp. 119–126.

Johnson, M., Pepper, J., Mclellan, G., 2000, "Attenuation of Blasting Vibrations in South Florida", Proceedings of The 26th. Annual Conference on Explosives and Blasting Technique, ISEE, Anaheim. California U.S.A., Vol: II, pp. 83–95.

Kahriman, A., Tuncer, G., Ozdemir, K., Karadogan, A., Ozer, U., 2006a, "Evaluation of Environmental Effects Induced by Blasting Around a Waste Water Tunnel Project in High-Urbanized Area in Turkey", Proceedings of The Thirty – Second Annual Conference on Explosives and Blasting Technique, 29 Ocak – 1 Şubat, Dallas, Texas, USA., Volume I, pp. 49 – 58.

Kahriman, A., 2004, "Analysis of parameters of ground vibrations produced from bench blasting at A Limestone Quarry", Soil Dynamics and Eartquake Engineering, 24, Elsevier, London, U.K, pp. 887–892.

Kahriman, A., Tuncer, G., Gorgun, S., Karadogan, A., Ozdemir, K. 2003, "Evaluation of The Ground Vibration Attenuation Produced From Blasting For The Different Rock Masses", Proceedings of the Twenty-Ninth Annual Conference on Exp. and Blast. Technique, 2-5 Şubat, Tennessee, USA, Volume I, 193-201.

Kahriman, A., 2002, "Predictability of the Ground Vibration Parameters Induced by Blasting During The Tunneling", Mineral Resources Engineering, Vol. 11, No. 3, 279–291.

Khandelwal M. and Singh T.N., 2007." Evaluation of blast-induced ground vibration predictors" Soil Dynamics Eng. 27 (2007) pp 116–125.

Yüksel A. Yeşilçimen Ö. Sözak N.N. Gülle G. 2005, Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Mühendislik Jeolojisi Raporu, İstanbul

Yüksel A. Yeşilçimen A. Arıoğlu E. 2006, Kadıköy-Kartal raylı toplu taşıma sistemi projesinde jeolojik ve jeoteknik araştırma çalışmaları, VIII. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu, İstanbul

Ayazağa Tünellerinde Delme-Patlatma Çalışmaları ve Bunlardan Kaynaklanan Sarsıntıların İncelenmesi

The Investigation of the Drilling-Blasting Applications and The Blast Induced Vi rations in Ayazaga Tunnels

Erim Güçlü, Cengiz Kuzu
İstan ul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü

Nezih Yavuz
Melen Mühendislik ve Müşavirlik Hizmetleri rtak irişim ru u

Bülent Beker
Alke-Ata Müşterek Teşe üs rtaklığı

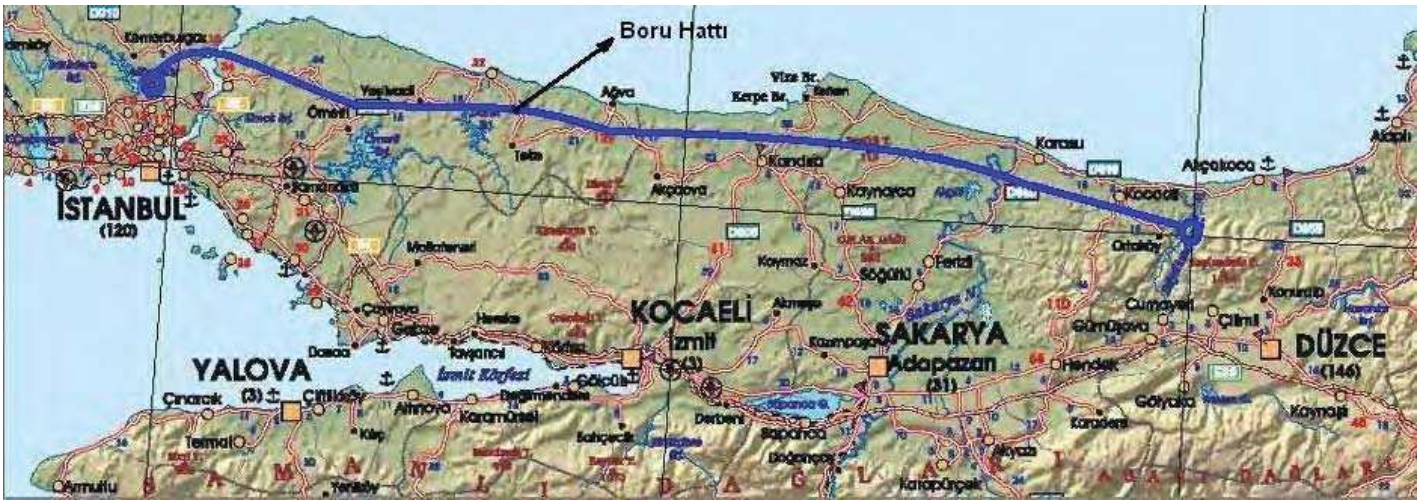
ÖZET Melen Projesi olarak adlandırılan projeyle genel olarak İstanbul Avrupa Yakası başta olmak üzere tüm İstanbul'un 2040 yılına kadar olan su sorununu çözmek amaçlanmıştır. İstanbul'un yaklaşık 170 km doğusundaki Melen Suyu 185 km'lik boru hattı ile Düzce'den İstanbul'a taşınacaktır. Bu gelen boru hattının bir kısmı yeraltından, diğer kısmı yeryüzünden geçecektir. Bunun için projede yer yer tünel inşasına gerek görülmüştür. Açılacak olan tünellerin bir kısmı da Ayazağa'da olduğu gibi delme – patlatma yöntemi ile açılacaktır. Konu edilen Ayazağa tünellerinden bir bölümü Ayazağa köyü adındaki yerleşim alanının altından geçmektedir. Bu bölüm geçilirken kısmi cephe delme – patlatma uygulanmıştır. Yöntemde önce alt yarı, sonra üst yarı patlatılarak riskli bölgeden geçilmesi planlanmıştır. Çalışmada tam cepheli patlatma ile kısmi cepheli patlatmadan kaynaklanan titreşimlerin çevresel etkileri ve hasar sınırını geçip geçmediği incelenmiştir.

ABSTRACT The water problem of Istanbul, especially the European side, has been planned to be resolved till 2040 by the Melen Stream Project. Water from Melen Stream is going to be conveyed from Düzce located at the east of Istanbul by approximately 170 km. The water conveyance line is going to pass through tunnels of total 185 km in some regions and through pipelines on the surface on the rest. Ayazağa Tunnels, which sets only a section of 4751 m of the tunnels, are excavated by drilling and blasting method. A section of Ayazağa Tunnels passes under the residental area called Ayazağa Köyü. Partial face drilling and blasting method is used for excavation of this risky part. Full face is drilled but the lower part of the face is blasted firstly and then, the upper part is blasted in this method. The environmental effects of the vibrations induced by full face and partial face drilling and blasting methods are investigated in this study. The investigation also focuses on whether the damage threshold is passed over or not.

1 GİRİŞ

Ayazağa Tünelleri, Melen Projesi kapsamında açılmakta olan tünellerdir. "Melen Sistemi Proje Alanı", İstanbul İl Sınırları içerisindeki bölgelere ek olarak, Bolu, Düzce, Sakarya ve Kocaeli illeri içerisindeki bölgeleri de kapsamaktadır (Şekil 1).

Projenin bu aşaması genelde İstanbul Metropolitan alanının Avrupa yakası içme suyu ihtiyacını karşılamak için planlanmıştır. Ayrıca, İstanbul İl sınırları dışında bulunan iki alan, İstanbul su dağıtım şebekesinden faydalandıklarından projeye dahil edilmişlerdir. Bunlar Anadolu yakasında Gebze ve Avrupa yakasında Çerkezköy'dür (Anonim, 2000).



Şekil 1. Proje Alanı

Şekil 2. Osmankuyu Tüneli Hattı

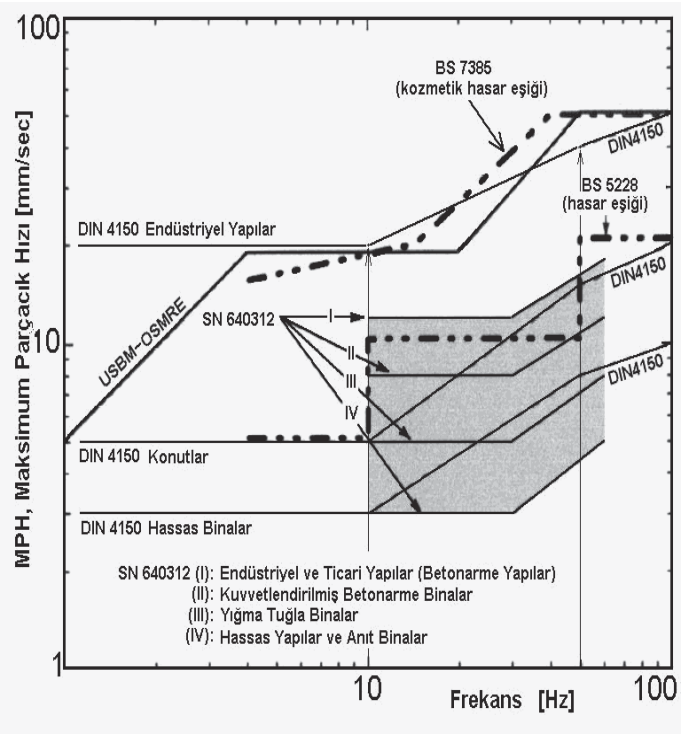
Proje alanı belirgin topoğrafik özellikler ile tanımlanabilir. En belirgin ve ilginç olanı, Asya ve Avrupa kıtaları arasındaki, İstanbul'u ve proje alanını ikiye ayıran İstanbul Boğazı'dır. Melen Sistemi'nin amacı, İstanbul Boğazı'nın yaklaşık olarak 170 km doğusundaki Büyük Melen Çayı su kaynağını geliştirerek İstanbul'un artan su talebi problemini çözmektir. Kuzey yönüne doğru akarak Karadeniz'e dökülen Melen Çayı'nın suyu, nehir ağzının yaklaşık 7 km akış yukarısında yerleştirilen ve nehir en kesiti boyunca inşa edilecek regülatör ile alınacaktır. Daha sonra, 1,7 km uzunluğundaki terfi hattı ile Melen Pompa İstasyonu'ndan Melen Terfi Deposu'na basılacak olan su, oradan yaklaşık 129,6 km uzunluğunda isale hattı ve 3,8 km uzunluğunda Şile-Alaçalı Tüneli ile Alaçalı Barajı'na ve buradan da yaklaşık 8 km'lik Alaçalı/Ömerli-Hamidiye tünelleri ve 9,3 km'lik isale hattı ile Cumhuriyet Arıtma Tesisi'ne iletilecektir. Arıtılmış su 3,8 km'lik terfi hattı ile Cumhuriyet Pompa İstasyonu'ndan Cumhuriyet Terfi Deposu'na ve daha sonra Avrupa yakasında mevcut olan Kağıthane Arıtma ve Dağıtım Merkezi'ne beton kondüvi, boru hatları ve tüneller (Bekleme: 1383 m, Beykoz: 2755 m, Ortaçeşme: 983 m, Boğaziçi: 5551 m, Ayazağa: 2577 m) aracılığıyla iletilecektir.

Çalışmada konu edilen Ayazağa Tünelleri'nden Osmankuyu Tüneli'nin bir bölümü Şekil 2'de görüldüğü gibi Ayazağa Köyü yerleşim bölgesinin altından geçmektedir. Bu bölüm geçilirken titreşimlerin etkisini azaltmak için, tam cepheli patlatma yerine kısmi cepheli patlatma yöntemi uygulanmıştır. Riskli bölge

tamamen geçilinceye kadar bu yöntemin uygulanmasına devam edilmiştir. Gerek tam cepheli patlatma gerekse kısmi cepheli patlatmadan kaynaklanan titreşimlerin çevresel etkileri ile titreşimlerin yerleşim alanındaki binalara zarar verip vermeyeceği yönündeki değerlendirmelere çalışmada yer verilmiştir.

2 OSMRE PROSEDÜRLERİ

Patlatma kaynaklı yer sarsıntısı konusunun giderek artan önemine bağlı olarak, çeşitli ülkelerde, birbirine az veya çok benzerlikleri olan OSMRE (US Office of Surface Mining Reclamation and Enforcement), DIN (Deutsches Institut für Normung), BS (British Standards) ve SN (Schweizerische Normen) vd. gibi çeşitli düzenlemeler yapılmıştır. Bunların en çok tanınan dört tanesi Şekil 3' de özet olarak sunulmaktadır.



Şekil 3. Sarsıntılarla ilgili düzenlemeler

Bunlardan OSMRE tarafından hazırlanmış bir düzenleme (30 CFR (Code of Federal Regulations) Sec. 816.61, 62, 64, 66, 67, 68 ve Sec. 817-61, 62, 64, 66, 68) (OSMRE, 2007) ve bu düzenlemenin açıklaması niteliğinde bir kılavuzda (Blasting Guidance Manual) patlatma kaynaklı yer sarsıntıları ile ilgili olarak, değerlendirmelerde takip edilecek olan yollar yayınlanmıştır (Rosenthal, M.F., Marlock, G.L., 1987). Bu düzenlemenin teknik anlamdaki arka planında, patlatma kaynaklı yer sarsıntıları konusunu çalışanların yakından tanıdıkları USBM RI8507 de yer almaktadır (Siskind ve arkadaşları, 1980). Nitekim 30 CFR 816.67 ve 817.68' de doğrudan RI 8507' ye de bir atıf yapılmaktadır. OSMRE' nin düzenlemelerindeki sorgulamalar için dört adet yol öngörülmüştür. Bu yolların hepsinde de parçacık hızı baş rolü oynamaktadır. Bu yollar;

- I.Yol: Uzaklığa Bağlı Parçacık Hızı
- II.Yol: Uzaklığa Bağlı Ölçekli Mesafe
- III.Yol: Değiştirilmiş Ölçekli Mesafe
- IV.Yol: Frekans-Parçacık Hızı İkilisi

olarak adlandırılmakta ve patlatma kaynaklı sarsıntılarının alternatif sorgulama şekillerini içermektedir.

2.1 Uzaklığa Bağlı Parçacık Hızı(I.Yol)

Bu yolla (30CFR Section 816.67(d)(2)(i)), her bir atımın sonucunda oluşan sarsıntı kaydedilir. Ölçülen parçacık hızına ait üç bileşenin ayrı ayrı ve mesafelere bağlı olarak Çizelge 1' de verilen limit değerleri aşıp aşmadığına bakılır. Bir vektörel toplam gerekmediği gibi, ayrıca bir frekans bilgisi de gerekli değildir. Limitlerin altında kalınması halinde, yapılan atım çevresi için zararsızdır denilir.

Çizelge 1. Uzaklığa bağlı olarak izin verilebilen maksimum parçacık hızı değerleri

Uzaklık [feet]	Maksimum Parçacık Hızı Limit Değeri [in./sn.]
0-300	1.25
301-5000	1.00
>5001	0.75

2.2 Uzaklığa Bağlı Ölçekli Mesafe(II.Yol)

Bu yolla (30CFR Section 816.67(d)(3)(i)), herhangi bir sismik izleme yapılmaksızın, Çizelge 2' de verilen uzaklığa (D) bağlı,

"Uzaklığa Bağlı Ölçekli Mesafe Değerleri (SD)" esas alınarak, aynı anda patlatılabilecek olan patlayıcı madde miktarı (W) tesbit edilir. Buradaki "Ölçekli Mesafe";

$$SD = DW^{-0.5}$$

şeklinde tanımlanmıştır. Belirtilen SD değerlerinin genel değerler olması nedeniyle, güvenlik açısından patlayıcı kullanımına gerekenden fazla sınırlandırma getirilebilmektedir.

Çizelge 2. Uzaklığa bağlı ölçekli mesafe değerleri

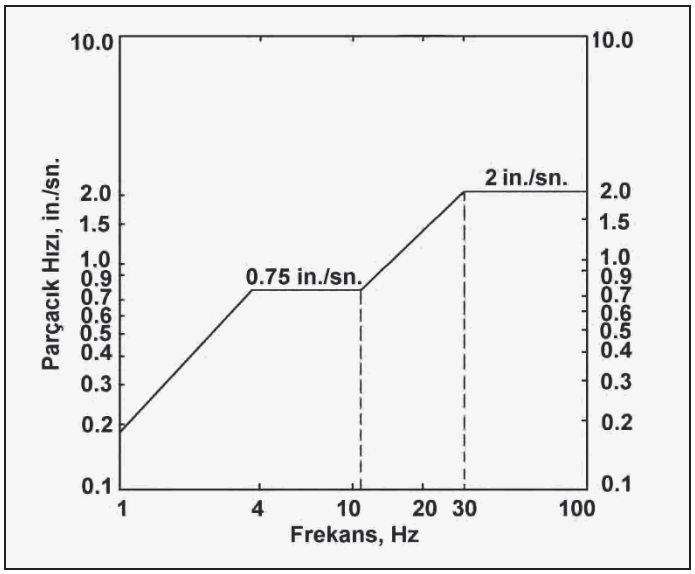
Uzaklık [ft] // [m]	Ölçekli Mesafe Limit Değeri SD= D/W$^{0.5}$ [ft/lb$^{0.5}$]	8 ms aralıkla patlatılabilecek azami patlayıcı miktarı [lb] // [kg]
100//30.48	SD = 50 0-300 ft / 0-90 m	4.0// 1.8140
150//45.72		9.0 //4.0815
200// 0.96		16.0//7.2576
250//76.20		25.0//11.3375
300//91.44		36.0// 6.3260
400//121.92	SD = 55 301-5000 ft / 91-1500 m	53//4.0355
600//182.88		119// 53.9665
800 // 243.84		212//96.1420
1000//304.80		331//150.1085
2000//609.60		1322//599.5270
4000//1219.20		5290//2399.015
5500//1676.40	SD = 65 >5001ft / >1501m	7160//3247,612
6000//1828.80		8521//3864.273
10000//3048.0		23700//10747.95

2.3 Değiştirilmiş Ölçekli Mesafe(III.Yol)

Bölüm 2.2' de ifade edildiği gibi, uzaklığa bağlı olarak "Ölçekli Mesafe" seçildiğinde, aynı anda patlatılacak patlayıcı miktarı aşırı derecede azaltılmaktadır. Oysa bunun yerine, sahada yapılan patlatmaların işaret ettiği, deneyimlere dayanan bir SD değeri kullanılabilir. (30CFR Section 816.67(d)(3)(ii)). Yani, bir bakıma gerçek atımlar ile, "SD-Maksimum Parçacık Hızı" eşleşmelerinin istatistiki olarak ifade edildiği bir formülasyona gidilmektedir. Buradaki uygulamalar ile seçilecek olan SD değerleri için - D veri olduğundan dolayı, W değerleri ile oynayarak oluşacak PPV büyüklükleri önceden kestirilebilmektedir. Böylece, II. Yol (Uzaklığa Bağlı Ölçekli Mesafe) ile yapılan SD tayinindeki patlayıcı madde sınırlandırmasındaki aşırılık önlenebilmektedir. Bunun için daha önceden yapılan atımların (asgari 30 atım) özelliklerinin ve sismik kayıtlarının değerlendirilmesi gerekli olup, ayrıca ek olarak, I. Yolda belirtilen limitlerin de aşılmaması gereklidir.

2.4 Frekans-Paçacık Hızı İlişkisi (IV.Yol)

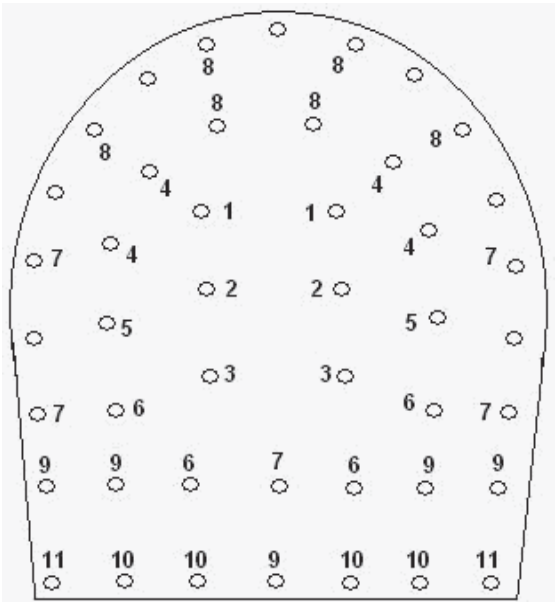
Bu yolla (30CFR Section 816.67(d)(4)(i)), Maksimum Parçacık Hızı'na ek olarak, her bir "Maksimum Parçacık Hızı' nın sahip olduğu frekans değeri bilgisi de sorgulanmaktadır.



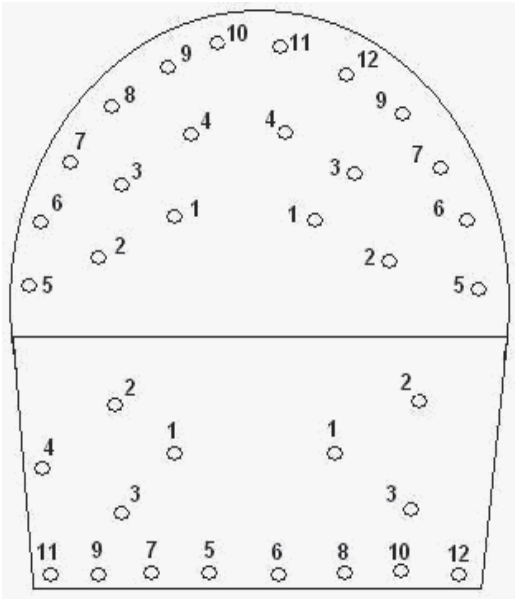
Şekil 4. Frekans-Maksimum Parçacık Hızı İlişkisi

3 AYAĞA TÜNELLERİNDEKİ DELME – PATLATMA İŞLERİNİN TANITIMI VE TİTREŞİMLERİN İNCELENMESİ

Normalde, tünel açma metodu olarak tam cephe delme-patlatma metodu kullanılmaktadır. Ancak yerleşim yerlerine yaklaşıldıkca, kısmi cephe delme-patlatma metoduna geçilmektedir. Bunun nedeni aynı anda patlayan patlayıcı miktarını azaltmak olarak düşünülmüştür. Tam cephe patlatma ve kısmi cephe patlatmadaki delik düzenleri aşağıda verilmiştir (Şekil 5 ve Şekil 6).



Şekil 5 Tam cephe delik düzeni



Şekil 6 Kısmi cephe delik düzeni

Kısmi cephe patlatmada; tüm delikler doldurulduktan sonra önce alt yarı patlatılmakta ve bunun üzerine (10-15dk'lık aradan sonra) üst yarı patlatılmaktadır. Bu ise pasanın tek seferde alınmasına olanak sağlamaktadır. Orta çekme olarak kama (V tipi) orta çekme ve gecikmeler için elektrikli kapsül kullanılmaktadır.

Anlık patlayan patlayıcı miktarlarına bakıldığında, tam cephe patlatmada anlık kullanılan patlayıcı miktarının daha yüksek olduğu görülmektedir (2,58 kg). Kısmi cephe patlatmada ise anlık patlayan patlayıcı miktarı üst yarı için 1,72 kg, alt yarı içinse yine 1,72kg'dır. Buna karşın, toplam patlayan patlayıcı miktarı tam cephe patlatmada 20kg, kısmi cephe patlatmada ise 28 kg'dır.

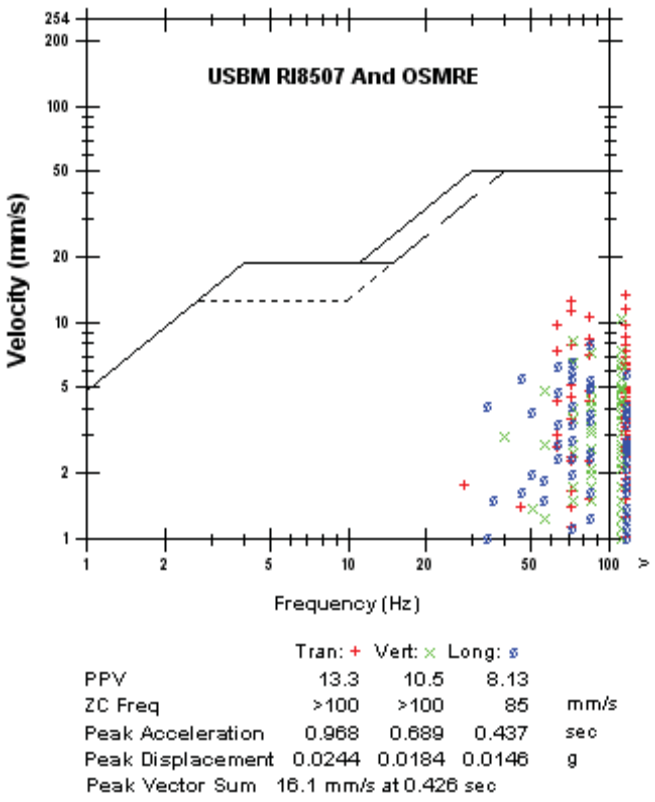
Şekil 5' de görülen tam cephe patlatma örneğinde, maksimum parçacık hızı 16.1mm/s, frekans değeri olarak 85->100 Hz değerleri ölçülmüştür. Bu tür bir patlamanın ateşleme süresi 480ms ve titreşimlerin süresi ise 540ms civarındadır.

Kısmi cephe patlatmalara ait maksimum parçacık hızı değerleri şartlara bağlı olarak buna yakın değerler almaktadır. Frekans değerleri de az ya da çok benzeşmektedirler. Şekil 7, 8 ve 9' da tam cephe, kısmi cephe üst yarı ve kısmi cephe alt yarı patlatmalarına ait örnek sayılabilecek sismik kayıtların, "Frekans-Paçacık Hızı İlişkisi (IV.Yol)' a" göre parçacık hızı-frekans ilişkisi bakımından değerlendirilmeleri verilmektedir. Bu örnekte alt yarı için maksimum parçacık hızı 19,0 mm/s ve frekans 37-73 Hz, üst yarı için maksimum parçacık hızı 11,7 mm/s ve 39->100 Hz'dir.

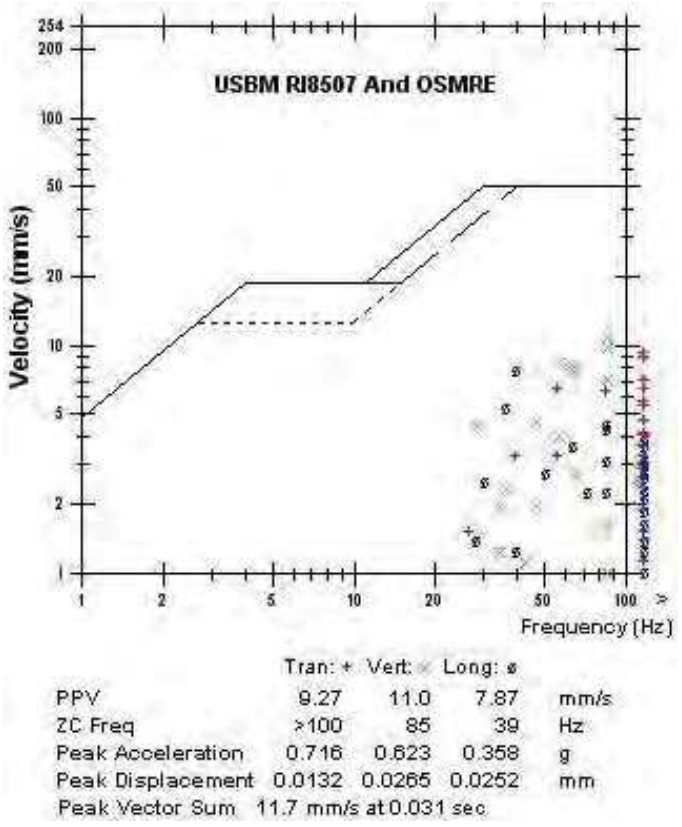
Bu kayıtlarda da görüleceği üzere, parçacık hızları ve frekans içerikleri bakımından bir sorun yoktur. Burada çevresel tepkiler bakımından asıl rahatlatıcı olan husu, kısa süreli atımların çok daha az hissedilir olmasıdır. Nitekim bu uygulamalar ile titreşim sürelerindeki %50'yi bulan kısalmalar ile önlenmiş olduğu görülmektedir. Kısmi cepheli patlatmaların yer sarsıntısı değerlerine ait özet bilgiler Çizelge 3'de sunulmaktadır.

Çizelge 3. Kısmi cephe patlatmalara ait sismik kayıtlar

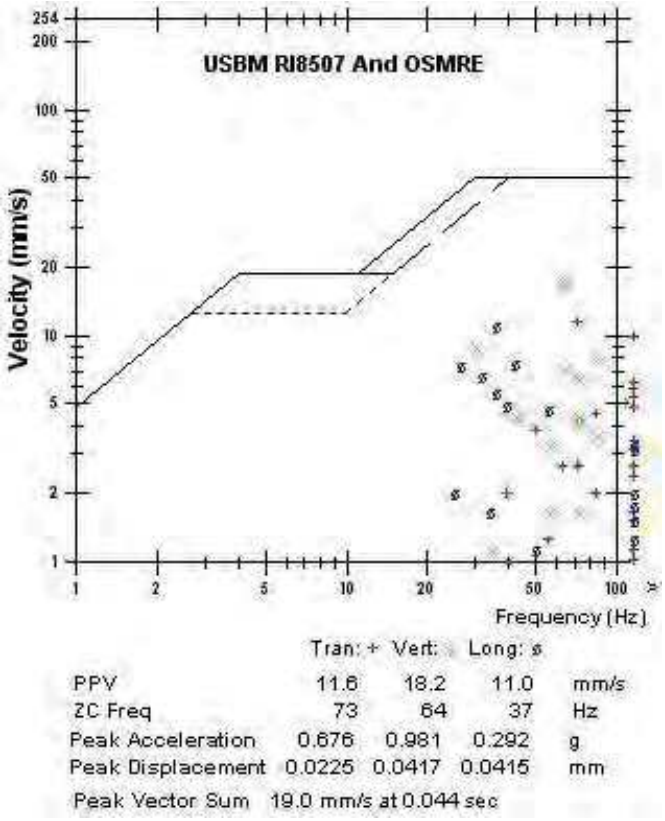
No		PPV (mm/s)	Frekans (Hz)	Süre (ms)
1	ay	19,0	39->100	240
	üy	11,7	37-73	220
2	ay	16,8	64->100	240
	üy	14,7	47->100	220
3	ay	25,8	43->100	220
	üy	17,1	39-64	200
4	ay	26,7	100>	240
	üy	17,8	30-85	260
5	ay	17,0	>100	225
	üy	14,2	37->100	245
6	ay	23,1	51->100	210
	üy	11,1	34-51	190
ay: alt yarı atımı üy: üst yarı atımı				
*Şekil 8 ve 9'da verilen atımlar				



Şekil 7. Tam cephe patlatma frekans-maksimum parçacık hızı



Şekil 8. Kısmi cephe üst yarı patlatması frekans-maksimum parçacık hızı



Şekil 9. Kısmi cephe alt yarı patlatması frekans-maksimum parçacık hızı

4 SONUÇLAR

Tam cephe patlatmanın kısmi cephe patlatmaya kıyası yapılacak olunursa; anlık patlayan patlayıcı miktarı, toplam patlayıcı miktarı, bunlardan da önemlisi sarsıntı süreleri olmaktadır. Anlık patlayan patlayıcı miktarı tam cephe patlatmada kısmi cephe patlatmaya oranla daha yüksektir. Toplam patlayan patlayıcı miktarı ise tam cephe patlatmada kısmi cephe patlatmaya oranla düşük gözükmektedir.

Ancak, çevreyi etkileyen ve çevre sakinlerini rahatsız eden en önemli etkenler arasında patlatma süreleri dolayısıyla titreşim süreleri de dikkate alınmalıdır. Patlatma çalışmalarında tam cephe patlatmalarda uygulanan ve limitlerin altında olan parçacık hızı değerlerine rağmen titreşim süreleri bakımından çevresel rahatsızlıklar olabilmektedir. Bu durum kısmi cepheli patlatmalar ile çevresel bakımdan daha uygun hale getirilebilmektedir. Nitekim Ayazağa Tünelleri'nde bu tür uygulamalarla titreşim sürelerini %50' yi bulan oranlarda kısaltmak ve böylece çevresel etkiler bakımından uygun çözümlere ulaşılabilmek mümkün olabilmiştir.

TEŞEKKÜR

Bu bildiride anlatılan çalışmaların yapılabilmesi için desteklerini esirgemeyen ALKE-ATAÇ Müşterek Teşebbüs Ortaklığı ve çalışanlarına teşekkürlerimizi sunarız.

KAYNAKLAR

Anonim Code of Federal Regulations 30 CFR Part 700,2007 http://www.osmre.gov/regindex.html; http://www.access.gpo.gov/nara/cfr/cfrretrieve.html.

Anonim Cumhuriyet Terfi Deposu-Osmankuyu/Kağıthane Arası Hattı Sözleşme No 6, 2000. s.2.

Rosenthal, M.F., Marlock, G.L.,1987. *Blasting uidance Manual*,OSMRE.

Siskind ve arkadaşları, 1980. *Structure esponse and Damage Produced y round Vi ration from Surface Mine Blasting, SBM I 85 (S Bureau of Mines esearch Investigation 85)*

Şehir İçi NATM Uygulamaları

NATM Tunnelling in Urban Areas

Hamdi Türedi

TMM Müşavirlik İstan ul arayolu Tünelleri Pro e Müd.

ÖZET İnsanoğlunun sosyalleşme gereksinimi, şehirleşme macerası olarak devam etmektedir. Özellikle gelişmekte olan ülkelerde hızlı nüfus artışı ve iç göç, şehirlerin etrafını varoşlarla kuşatmaktadır. Büyük şehirlerde ülke nüfus ortalamasının 3-4 katı nüfus artışları görülmekte, bunun sonucu olarak da mevcut alt yapılar kısa sürede yetersiz hale gelmektedir. Gelişmekte olan ülkelerde nüfus tahmin projeksiyonları doğrultusunda tanımlanan bütün büyüklükler bir kaç sene içinde güncelliğini yitirmekte, dolayısıyla alt yapı yatırımları çok çabuk yetersiz hale gelmektedir. Alt yapı inşaatları sürekli yenilendiğinden bitmemekte, dolayısıyla verimli olarak kullanılamamaktadır. İhtiyaçlar doğrultusunda artırılmak zorunda olan altyapı ağını taşıyan karayollarının kapasitelerinin artırılması, genişletilmesi gerekmektedir. Ancak İstanbul gibi yapılaşma yoğunluğunun kontrolsüzce artmakta olduğu mega bir şehirde karayollarının genişletilmesi, kamulaştırma güçlükleri ve kullanılabilir alan yetersizliği nedeniyle mümkün olamamaktadır. Bu durumda çare, yeraltında ulaşım koridorları açmaktır. Yeraltında, üstelik İstanbul gibi bir şehirde tünel açmak; teknik birikim, deneyim ve yeterlilik gerektiren güç bir iştir. İstanbul kıta tektoniği nedeniyle, boğaza yaklaştıkça genç ama ezilmiş zonlar, Haliç'e doğru yaklaştıkça daha yaşlı, daha ezik zonlarla karşılaşılmakta ve her 8-10m'de çatlak sistemleri görülmektedir. Yerüstünde ise düzensiz gecekondular, apik araziler, en küçük deformasyona tepki vererek çatlayan düşük kaliteli binalar ve deprem bekleyen İstanbul...

Bu makalede, sözü edilen koşullar altında İstanbul'da Kağıthane-Piyalepaşa-Dolmabahçe tünelleri örneği ile 'NATM' uygulamaları anlatılmaktadır.

ABSTRACT Need of socialization of human is taking progress as an urbanization adventure. Particularly in developing countries, increasing population and internal migration cause enlarging outskirt residential surrounding the city centers. In such growing cities, the population increase 3-4 times more than the average country values, therefore existing infrastructure systems are getting inadequate in a very short period. All defined sizes based on the population estimating projections loose their currency in a few years, consequently the investments for infrastructure systems become insufficient in the same way. Constructions of infrastructure projects that being renovated continually can not be completed and used efficiently. The capacity of main roads and highways transporting the infrastructure should also be improved by enlarging the dimensions. However improving the state roads by widening the gauges can not be possible because of the difficulties in nationalization and insufficiency of usable lands in such a mega-city, Istanbul where the density of settlement increases without a control mechanism. Due to these conditions, the solution is to open new underground transporting

corridors. Tunnelling under a mega-city such as Istanbul is a challenging work that requires a technical experience and sufficiency. Moreover based on the continental tectonism, the bed rock consists young but weathered-weak zones around the Bosphorus and older, highly weathered zones near Haliç with a crush system in every 8-10m. On the other hand, irregular residential areas, apical lands, poor quality buildings that can be damaged even by a little deformation, at ground surface and Istanbul, waiting the earthquake...

In this paper, NATM applications in urban tunnelling are presented based on the example of Kağıthane-Piyalepaşa-Dolmabahçe Road Tunnels under the mentioned conditions above.

1 İSTANBULDA ULAŞIM

İstanbul'un yolları yetmiyor, şehir antik, şehirdeki arsa fiyatları fahiş, kamulaştırma yapılamıyor. Çare; yeraltı karayolu, raylı toplu taşıma sistemi inşaa edilmesidir. Diğer yandan gelişmekte olan ülkelerde devam eden iç göç ve hızlı nüfus artışı ile büyük şehirlerin çevresini kuşatan varoşlar aynı zamanda şehirlerin dinamizmi olmakta, işgücü depoları görevi görmektedir. Bu işgücünün sanayi ve ticaret merkezlerine ulaştırılması, yeni alt yapıların inşaasını zorunlu kılmakta, varoşlarda oturanların şehrin ekonomik sınıfının alt gelir grubunu oluşturmaları nedeniyle de ulaşımda toplu taşıma sistemlerinden istifade etme zaruretini getirmektedir. Bu bölgelere altyapı götürme zarureti vardır. Çare; Yeraltı ve toplu taşıma...

Özellikle İstanbul gibi tarihin içiçe olduğu şehirlerde tarihi dokuya zarar verilmemesi gerektiğinden ulaşımın yeraltına indirilmesi gereklidir. Dünyamızda ulaşımda çağdaş tercih, toplu taşıma ve özellikle raylı sistem üzerinedir. İstanbul'daki fiziki yerleşim, Marmara denizi kıyısında 100 km'ye varan dar, sivri, uzun bir yapılaşma ağı oluşturmuştur. Boğazın iki yakasında, şerit halinde kuzeye doğru yapılaşma devam etmiştir. Bu yapılaşmanın fiziki durumu toplu taşımayı zorlaştırmakta, maliyeti artırmaktadır. Özellikle İstanbul'da, 50 yıldan beri devam edegelen kontrolsüz yapılaşma (gecekondulaşma), hormonsuz sebzeler gibi şekilsiz ve sağlıksız bir şehirleşme ve yetersiz alt yapı oluşmasına sebep olmuştur. Bu oluşum toplu taşıma sisteminin tesisini pahalılaştırmaktadır.

Bir şehirde raylı sistem var denilebilmesi için yolcunun, makul bir sürede şehrin bir ucundan bir ucuna makul bir fiyata ve makul bir zamanda ulaştırılması gerekmektedir.

Raylı sistemin tanımı bu, bunun dışında Taksim-4.Levent Metrosu sadece bir branşman, Aksaray-Havaalanı hattı sadece bir branşman, bunlar için literatüre göre ancak banliyö denilebilir. Oysa şehir içi ulaşımını çözmüş şehirlerde (Münih, Viyana, Paris, Londra, Tokyo, Moskova) her 14,000 kişiye 1km raylı sistem düşmektedir, ulaşım raylı sistemlere aktarılmıştır.

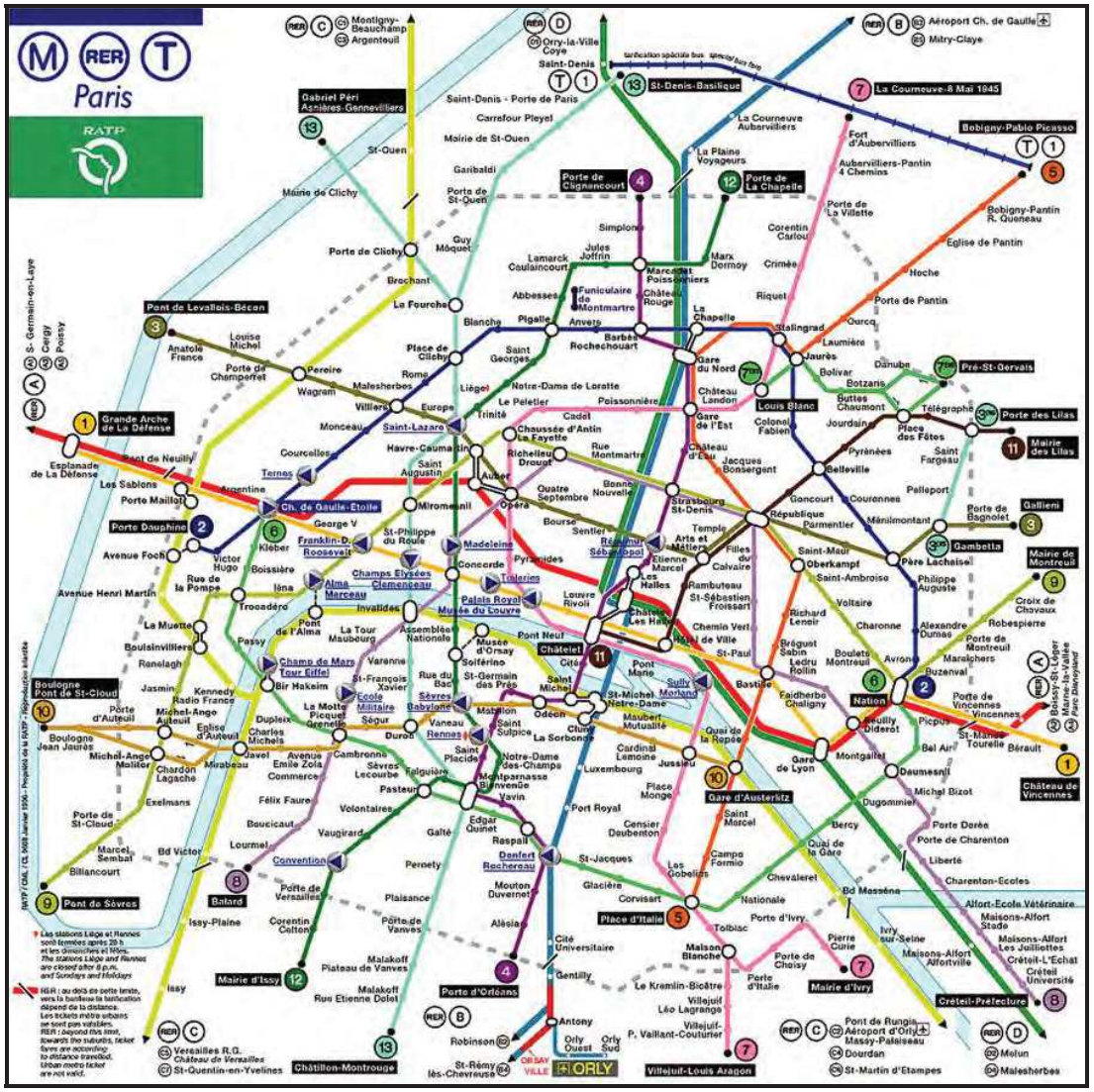
Viyana'da ulaşımın: % 76'sı Raylı sistem
% 19'u Toplu taşıma
% 5'i Diğer
Paris'te ulaşımın: % 63'ü Raylı sistem
%34'ü Toplu taşıma
% 3'ü Diğer
İstanbul'da ulaşım ise: % 7'si Raylı sistem
% 5'i Denizyolu
%21'i Toplu taşıma
% 21'i Dolmuş vs
% 46'sı Özel Araç

İstanbul için 750-1000 km arası raylı sistem gerekli. Tıkanmış bir İstanbul'da halen devam eden raylı sistemler 2010 yılına kadar bitirilebilirse, elde 160 km civarında bir raylı sistem hattı olacak. 2025 yılına kadar bu hızla gidersek 250-300 km raylı sistem hattı tamamlanmış, ancak hala İstanbul'un ulaşım sorunu çözülmemiş olacak. İstanbullu nasıl yaşayacak?...

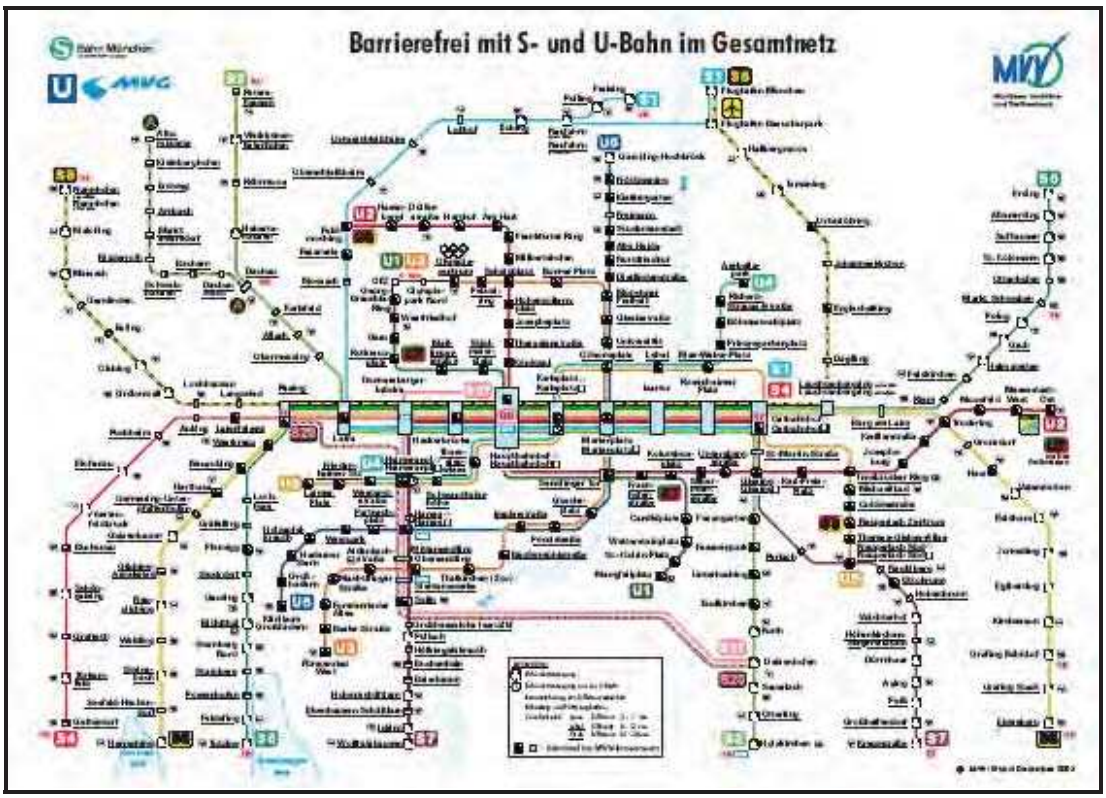
Ulaşım sorununu verimli ve ekonomik biçimde çözebilmek için, karayolu tünelleri ile desteklenecek mevcut karayolu ağının, demiryolu ve denizyolu ulaşım sistemleriyle entegrasyonunu sağlamak ve tüm sistemin

Şekil 1. İstanbul Haritası

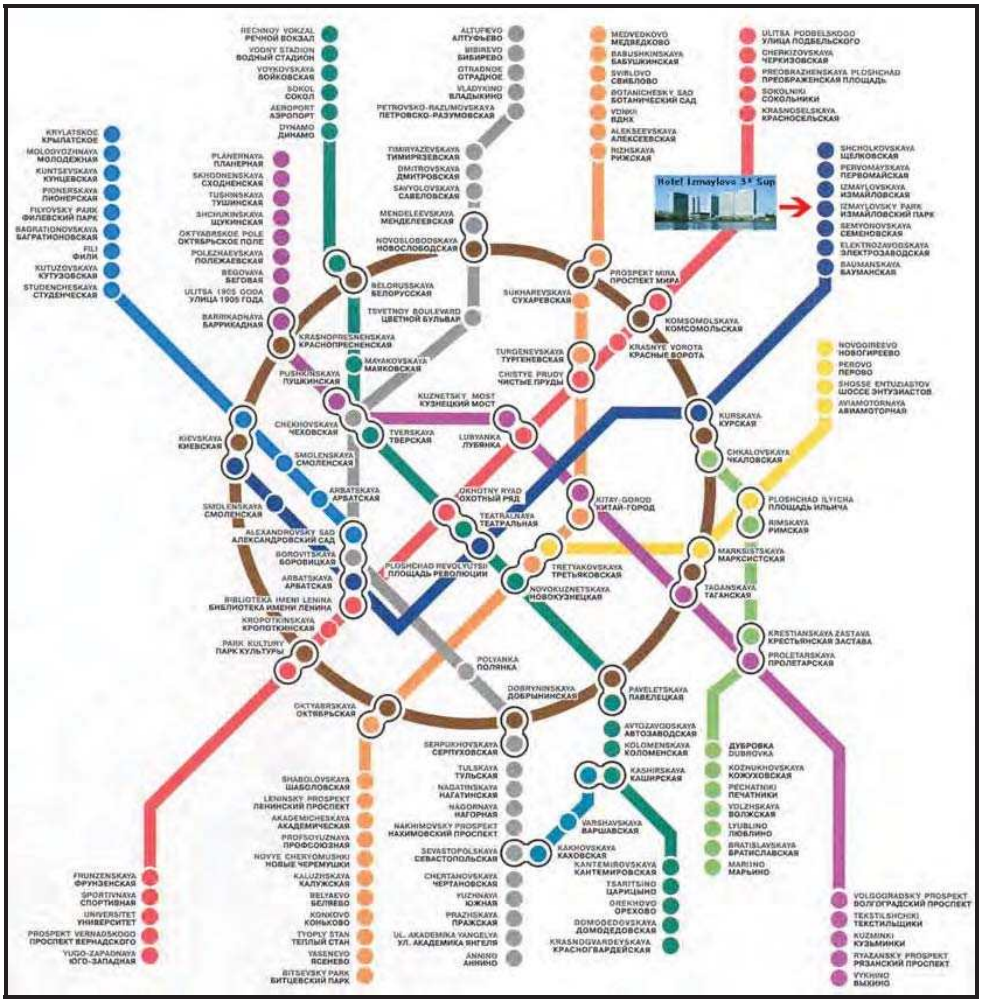
Şekil 2. İstanbul Yapıları



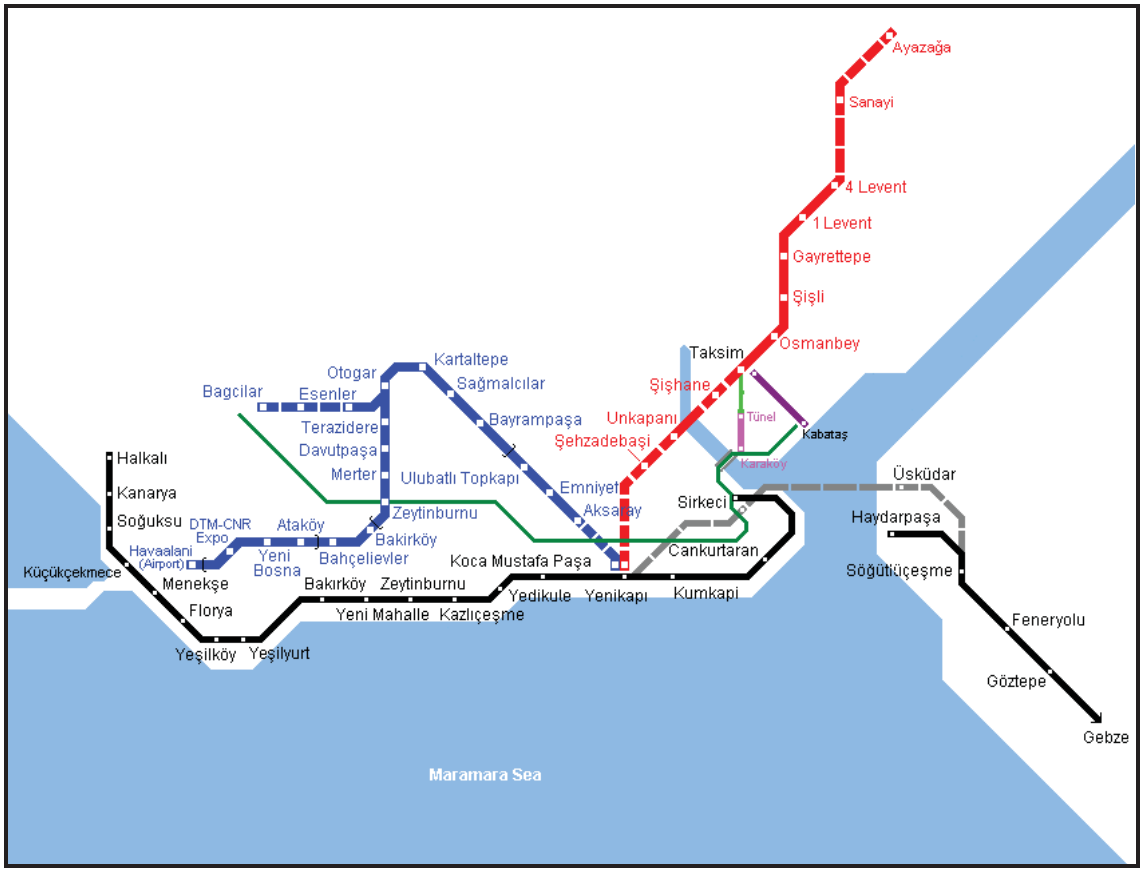
Şekil 3. Paris Metrosu - Nüfus 12 Milyon



Şekil 4. Münih Metrosu - Nüfus 2.5 Milyon

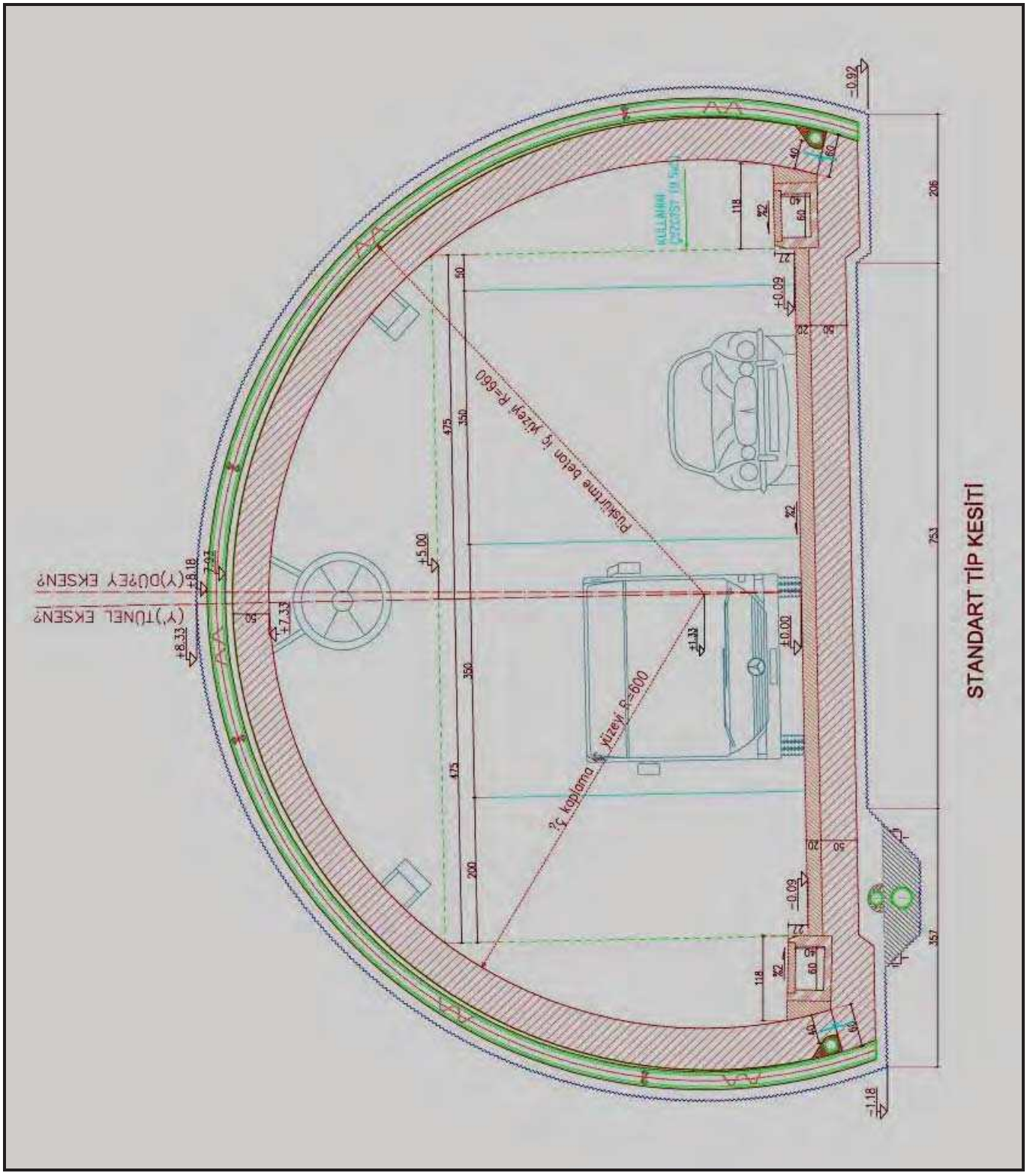


Şekil 5. Moskova Metrosu - Nüfus 11 Milyon



Şekil 6. İstanbul Metrosu - Nüfus 15 Milyon (Raylı Sistem 54 km)

Şekil 7. Domabahçe-Dolapdere-Piyalepaşa Kağıthane Tünelleri İnşaatı



Şekil 8. Domabahçe-Dolapdere-Piyalepaşa Kağıthane Tünelleri Standart Tip Kesiti

etkin biçimde kullanılması için gerekli ek bağlantıları (iskele - raylı sistem istasyonları-karayolu) olabildiğince hızlı tamamlamak zorunludur.

Karayolu ulaşım tünelleri çok hızlı yapılabilmektedir. Kazı ve destekleme + B.A.kaplama + Elektromekanik sistemlerin yerleştirilmesi işlemleri, belirli bir mobilizasyondan sonra kesintisiz olarak yapılabilmektedir. İstanbul'a yeterli yoğunlukta raylı sistem kurulana kadar yapılan ve yapılacak olan karayolu tünelleri İstanbul'a nefes aldıracaktır. Ayrıca karayolu tünelleri şehir içinde ana arter olacağı, dere tepe İstanbul'un kot farklarını eşitlediği için de benzin tasarrufu sağlayarak ulusal ekonomiye katkıda bulunacaktır.

2 ŞEHİR İÇİNDE TÜNELCİLİK

Tünelcilik zor, meşakkatli, fedakarlık isteyen bir meslektir. Şehir içinde ise daha da zor. Şehir dışında tünel yapmak, şehir içindeki tünelciliğe göre çok daha kolaydır. Şöyle ki;

1- Coğrafi engellerin dışında engel yoktur.
2- Bütçe oranında araştırma imkanı vardır.
3- Tünel güzergahı amacına uygun seçilir.
4- Havalandırma için şaftlar gerektiği yerde açılabilir.
5- Programına göre yaklaşım tünelleri yapma imkanı vardır.
6- Tekniğin ve ekonominin gereği yapım metodu seçilebilir.
7- Şantiye sahaları, ara depolar gereken yerlerde seçilebilir.
8- Nakliye için zaman sınırlaması yoktur.
9- Döküm sahası problemi yoktur.
10-Çevresel etkilenme, sınırlama yoktur.

Şehir içi tünelciliğinde ise yukarıda sayılan tüm pozitif faktörler negatif olmakta, olanaklar sınırlanmaktadır. "NATM" yöntemi ile tünelcilik normal şartlarda zaten zor bir uygulama iken, İstanbul'da çok daha zorlaşmaktadır. Zira "NATM" uygulamaları önceden çok iyi bir geoteknik araştırmayı gerektirmektedir. Oysa mevcut yapılaşma nedeniyle etütler, olması gereken yerden ziyade imkan bulunabilen, izin alınabilen yerlerde yapılmaktadır. Aynı şekilde giriş ve çıkış yapılarının ana ve yardımcı unsurları, olması gereken yerlerden ziyade imkan bulunabilen alanlarda inşa edilebilmektedir. Güzergah etütleri ile geoteknik araştırmalar aynı anda sözü edilen konular nedeniyle gereken yerde ve sayıda yapılamamaktadır.

Yukarıda anılan araştırma çalışmalarında elde edilen sonuçlar, olması gerekenlerden ziyade ulaşılabilen, olması gerekene yakın verileri kapsamaktadır. Bu durum etüd ve proje aşamasında projenin daha konservatif olmasına sebep olmakta, tünel maliyeti bu nedenle bir miktar artmaktadır.

İnşaat aşaması ise çok daha karışık problemleri beraberinde getirmektedir. Tünel güzergahı; ruhsatsız, tekniğe uygun olmayan, projesi olmayan, kötü işçiliklerle yapılmış gecekondu bölgelerinden geçtiği takdirde güzergah üzerindeki yapılar en küçük bir deformasyona tepki vermektedir.

Oysa "NATM", tünel ortamındaki primer gerilmelerin sekonder gerilmelere dönüştüğü kabuğa kontrollu deformasyon yaptırarak tünel çevresinin belirli mesafesindeki kemer zonun taşıyıcı hale getirilmesi prensibine dayanır. İnce kabukların deformasyon yaparak ve yük aktarımında yardımlaşarak yüksek taşıma kapasitesine ulaşmaları, 'NATM' metoduna ilham vermiştir.

Kağıthane – Piyalepaşa – Dolmabahçe Tünellerin inşaa edildiği güzergahta Trakya Formasyonu, ardalanmalara bağlı olarak biri diğerine göre birkaç kat daha fazla deformasyon yapabilen ardışık jeolojik ortamlardan geçmektedir.

Elastisite modülü 30000 ve 90000 kg/cm^2 olan iki ayrı formasyon yan yana bulunabilmektedir. Bunun anlamı, iki farklı formasyonun yan yana olmasına karşın kaya ortamı özelliklerinin göreceli olarak birkaç misli deformasyon farkı oluşmasının mümkün olduğudur. Bu durum zaten kendi içinde gerilmeler yaratacaktır.

Projelendirme aşamasında minimum ve maksimum aralık itibara alındığında, daha fazla deformasyon yapan formasyonun değerlendirmeye alınması gereklidir.

İstanbul karayolu tünelleri inşaasında (Cauquot, Kerisel, Fenner) deformasyon yaklaşımı baz alınmış, içsel sürtünme açısı Ø=24-28-30-36^o aralığında, Ø=36^o derece için 2cm, Ø=24^o için ise 7cm civarında deformasyon öngörülmüş, sonlu elemanlar metoduna göre bilgisayar ortamında tahkik edilmiştir.

Paralel tünellerde tünel kemerlenme eğrilerinin birleşmemesi için tünel akslarının makul aralıkta olması gerekmektedir.

Tünel tüpleri arasındaki mesafenin belirlenebilmesi için Ø=30^o içsel sürtünme açısı baz alınarak analizler yapılmış, bunun sonucunda kazı çapı 14m olan tünel tüpleri için aks aralığı 40m olarak kararlaştırılmıştır. Bu sayede deformasyonlar projede öngörülen değerlerin yarısına düşürülmüştür. Zira yukarıda anlatıldığı üzere tünel üzerindeki yapıların deformasyona agresif tepki vermesinden çekinilmiştir.

Şekil 9. Domabahçe-Dolapdere-Piyalepaşa Kağıthane Tünellerinden Bir Görünüş

Trakya Formasyonunun, Taksim-4.Levent metro hattı inşaası aşamasında kazılan 18,5 km tünelden edinilen tecrübeye göre, gerekli kazı ve destekleme uygulamalarıyla fazla deformasyon yapmayan, düktil (gevrek) bir formasyon olarak değerlendirilmesinin uygun olacağı düşünülmüştür. İstanbul'da mevcut metro tünellerinin kat'i projesi kapsamında, tepe noktasında öngörülen 10cm ve yan duvarlarda 5cm deformasyon toleransının fazla olduğu, bundan sonraki tünel projelendirilmelerinde bu rakamın daha aşağılara çekilmesinin yerinde olacağı kanaati oluşmuştur. Taksim - 4.Levent hattının inşaasında ölçülebilen en yüksek deformasyon 2cm civarındadır. NATM'de tünel çevresindeki taşıyıcı halkanın oluşumu kontrollü deformasyonla sağlanmakta, ancak bu deformasyon fazla olduğu takdirde tünel üzerindeki yapılarda yapısal problemler ortaya çıkmaktadır.

Tünel deformasyonunun tayini için yapılan yaklaşımlarda iki parametre vardır;

1. Tünel yarıçapı ve kazı hacmi,
2. Kaya ortamının dayanım ve deformasyon özellikleri (içsel sürtünme açısı, kohezyon ve elastisite modülü)

Karayolu tünellerinde tünel kazı çapı 14m, yarıçapı 7m olmasına karşın deformasyon tünel içinde 2-7cm arasında öngörülen aralıkta oluşmuştur.

Bugün itibariyle karayolu tünellerinde 7km tünel açılmıştır.

Tünel güzergahının geçtiği bölgelerde, örtü kalınlığının yetersiz olduğu kesimlerde 'NATM' terkedilmiş, elastik yönteme geçilmiştir. Bunun dışında arazinin apik olduğu 30-40 derece eğimli bölümlerde sıkıntı yaşanılmıştır. Zeminden aşağı doğru 3-4mlerde krip-sünme-tırtıl hareketi olarak isimlendirebileceğimiz hareketler görülmüş, bu harekete ayak uyduramayan binalarda çatlamalar görülmüştür.

Tünel güzergahı genelde Trakya Formasyonu içinde devam etmektedir. Formasyonun permabilitesi 10^{-5}, 10^{-6} cm/sn mertebesindedir, dolayısıyla geçirimsiz kabul edilebilecek bir formasyondur. Suya doygun bölgelere rastlanıldığında daima problem yaşanılmıştır. Güzergahta yeraltı su seviyesinden bahsedemiyoruz, lokal oluşmuş yeraltı su tablası olarak düşünülen, herhangi bir nedenle lokal olarak birikmiş, zemini sature etmiş su, tünel kazısı sırasında tünele

deşarj olmaktadır. Bu suyun deşarjı, genel olarak tünelcilik terminolojisinde tünel stabilitesi için faydalı olmakla birlikte, şehir içi tünelcilikte güzergah üzerindeki yapılarda karşılaşılabilecek olası oturmalar açısından sakıncalı olabilmektedir. Zira su yerinde boşluk suyu basıncı oluşturmakta, ortamın taşıma gücünü artırmaktadır. Su drene edildiğinde boşluk suyu basıncı yok olarak zeminin içinde boşluk yaratacaktır. Bu boşluk ise tünelin üzerinde deformasyona sebep olacak, binalarda oturmalar oluşacaktır. Tünel üstündeki su, genelde tünelin basınç mukavemetini su yoğunluğu kadar düşürür, dolayısıyla kayma mukavemetini yaklaşık 1/2 -1/3 oranında azaltır. (kayma mukavemeti kaybı dayanımı yüksek ortamlarda daha az olmaktadır.)

Tüneldeki su drenajı negatif ve pozitif konsolidasyonlara sebep olacaktır. Ancak burada bahsedilen konsolidasyon değildir. Ani su kaybından dolayı ortamın bünyesel değişimi ve tünel üzerindeki etkileridir.

Düşey veya düşeye yakın atımlı fay geçişlerinde, fay dolgularının su taşıdığı bölümlerde fay dolgusundaki suyun ani deşarjı nedeniyle yüzeyde oturmalar oluşmuş ki bu oturmalar 3. boyutta da ilerlediğinden güzergah üzerindeki binalarda sıkıntılar yaşanmıştır.

Portal yapılarında şeve dik girilen bölümlerde tünel aksı doğrultusunda hareketler ölçülmüş, bunun sonucu tünel desteklemesinde enine çatlamalar meydana gelmiştir. Tünelin yamaçta ve yüzeye yakın olarak açıldığı bölümlerde tünel desteklemesinin dengesiz yüklenmesinden dolayı püskürtme betonunda da kavlak atmalar ve çatlamalar görülmüştür.

Paralel tünel aynalarının birbirini en az 30m ara ile takip etmesine karşın 1. tünel geçerken sıkıntı yaşanmayan bölgelerden 2. tünel geçişi sırasında deformasyonlarda artış görülmüştür. Şehir içinde açılan büyük çaplı tünellerde örtü kalınlığının 30-40-50m'ye çıktığı kesimlerde deformasyonların örtü kalınlığı arttıkça sistematik olarak azaldığı, 50m den itibaren deformasyonun 80m ye kadar sabit kaldığı gözlenmiştir.

Tünel güzergahlarının belirlenmesinde diğer parametrelerin yanı sıra;

1- Meskun olanlardan geçilmemeli,
2- Meskun alandan geçmek zorunlu ise yolların altından geçilmeli,
3- Boş arazi ve yol yok ise yapılaşmanın projeli, ruhsatlı, düzenli, planlı yapıların yer aldığı bölgelerden geçilmelidir.

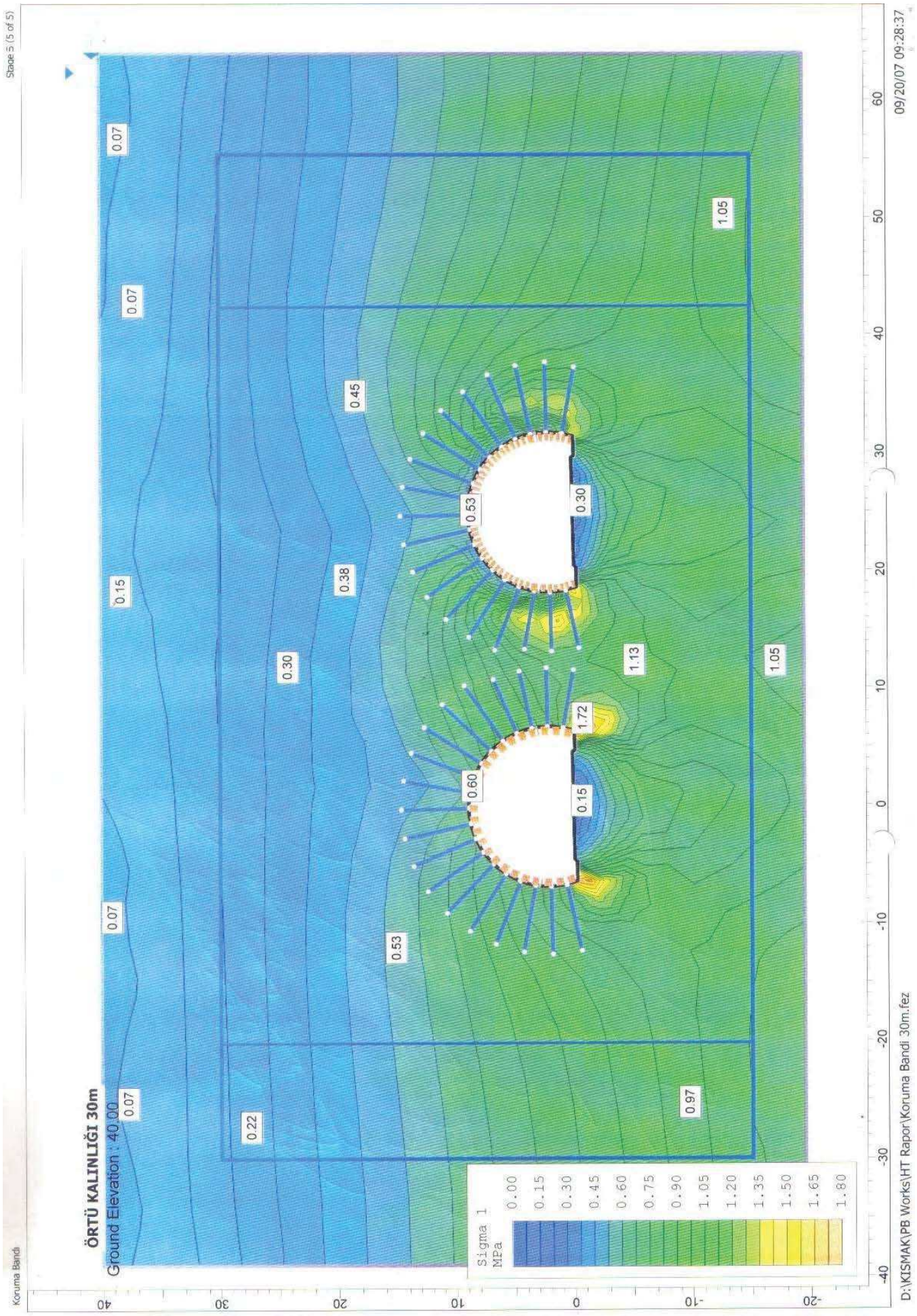
Eğer yukarıda anılan koşullar sağlanamıyorsa, tünel deformasyonlarını minimize edecek bir destekleme sistemiyle ilerlemek gerekmektedir. Bu ise tünelin maliyetini artırmaktadır. Tünelde düşeyde olan bir hareketin enine ve boyuna bileşenlerinin var olduğunu unutmamak gerekmektedir.

Tünelde geçilen formasyonlarda zemin veya zemin özelliğindeki plastik ortamlardan geçildiği takdirde düşey ve yatay deformasyonların artacağı unutulmamalıdır.

Kil ortamlarında pozitif ve negatif konsolidasyonların olabileceği, özellikle de montmorillitik killi ortamlardan geçerken negatif konsolidasyonların oluşabileceği bilinip bu hareket için deformasyon hazneleri oluşturarak geçilmesi önerilebilir.

Kazı ardışımları olabildiğince sık ve disiplinli yapılmalıdır. Bu sayede tünelde kazı yönündeki kemerlenme çapı dolayısıyla tünel üzerindeki yükü azaltmak mümkündür. Kaya bulonları mutlaka torklanmalı, duruma göre mümkünse öngerme yükü olabildiğince yüksek tutulmalıdır.

Karayolu tünel projelerinde, planlama aşamasında daha önce o güzergahta yapılan jeolojik ve geoteknik çalışmalara ulaşılması, açılan tünel, galeri ve kuyuların tespit edilmesi, mümkünse tüm binaların atık su giderlerinin, bodrum kat adedi ve şeklinin, temel sistemlerinin görülebildiği projelerin elde edilmesi ve güzergahtaki tüm binaların mahkeme kanalıyla durum tespitlerinin yaptırılmasının, yapıların fotoğraflarının ve filmlerinin çekilmesinin proje ve uygulama kalitesi açısından yararı büyüktür. Tüm bu araştırma ve tedbirlerin, kötü niyetli kişilerden projeyi korumak adına da yararlı olacağı, tedbirli ve aşırıya kaçmadan müşkülpesent olmakta yarar olduğu unutulmamalıdır.



Şekil 10. Sayısal Modelleme ile Projelendirme

YAZAR DİZİNİ
AUTHOR INDEX

Ademoğlu, Y. 455
Adıgüzel, D. 571
Akal, A. 455
Akay, G. 261
Akbarzadeh, Y. 531
Akgül, M. 73
Akış, E. 283
Akkaya, A. B. 139
Aksoy, C. O. 327, 335, 343, 353, 565
Aksoy, M. 571
Aktan, A. T. 139
Alan, E. 517, 571
Algan, M. 83
Altun, Ş. 343, 353
Arıoğlu, E. 367
Avşar, Ü. 181
Aydan, Ö. 273, 317
Aydın, H. 327
Aygar, E. B. 291
Ayyıldız, M. 105

Balcı, C. 63, 83, 129
Bar, H. 353
Başkan, S. 517
Bejari, H. 111
Beker, B. 583
Biberoğlu, S. 249
Bilgili, E. 105
Bilgin, N. 1, 63, 83
Borio, L. 39
Button, E. A. 395

Cigla, M. 155, 531

Çadırcı, E. 101
Çağlar, İ. 181
Çavuşoğlu, M. 431
Çetin, D. 139
Çetin, S. 467
Çınar, M. 199
Çilingir, M. 487
Çopur, H. 63, 129, 139, 443

Dağlıoğlu, S. 101
Demirok, D. 379
Denek, M. 415
Dinçel, E. 571

Engin, M. 129
Erciyes, H. 139
Erçelebi, S. G. 443
Ergin, H. 423
Ergintav, Y. 375
Ericsson, P. 359
Eriş, M. 303
Erol, A. K. 499
Ertürk, A. 565
Eskikaya, Ş. 227
Etkesen, Z. 375
Eyigün, Y. 199

Fişne, A. 555

Geniş, M. 317
Göçer, C. 423
Gözden, H. E. 303
Güçlü, E. 583
Güçlücan, Z. 83
Gürsoy, C. 83

Haack, A. 7
Hamidi, J. K. 111, 121
Hekimoglu, O. Z. 207
Hızel, M. 403

Kahraman, S. 57
Kahriman, A. 63, 499, 571
Kálmán, E. 509
Karadoğan, A. 499, 571
Karahöyük, S. 549

Karaoğlan, H. 375
Kartal, M. 487
Kiziroğlu, S. 375
Koçbay, A. 93
Köksal, M. D. 237, 477
Kun, M. 565
Kuzu, C. 583
Küçük, K. 565
Küman, S. 403

Langmaack, L. 31
Lovat, R. P. 25

Meriç, S. 83
Möröy, K. 403
Murat, H. 379
Muştu, R. 571

Nahya, T. 199
Namlı, M. 139
Nuray, L. 303

Ocak, İ. 199, 443, 487
Oggeri, C. 39
Olgunöz, Ö. 249
Omaç, N. 129
Onargan, T. 335, 565
Ozdemir, L. 155

Ökten, G. 555
Özçelik, Y. 415
Özer, Ü. 499, 571
Özkısa, O. 487

Pavlenko, A. 101
Peila, D. 39
Pelizza, S. 39
Pichler, S. 191

Rehm, U. 17
Restner, U. 191
Rezai, B. 121
Rozgonyi, T. G. 531
Russo, M. 283

Sasın, A. 375
Schubert, W. 395
Sefer, İ. 517, 571
Seven, S. 31
Shahriar, K. 111, 121
Shevnin, V. 181
Shiminzu, Y. 261
Solak, T. 283
Songür, Ş. 343
Soyer, E. 169

Şennazlı, N. 249
Şimşek, O. 249, 291

Taguchi, Y. 261
Thewes. M 49
Tumaç, D. 63, 83, 129
Tuna, L. 549
Tunçdemir, E. 215
Turp, O. 105
Türedi, H. 591

Ünver, B. 291

Vardar, M. 1, 375
Volkmann, G. M. 395

Yaralı, O. 169
Yavuz, N. 583
Yeniçeri, M. 541
Yeşilçimen, Ö. 431, 467
Yıldırım, F. 549
Yıldız, Y. 303
Yılmaz, Ö. 379
Yurtaydın, Ö. 73
Yurttaş, M. 499
Yüksel, A. 63, 367, 431, 455, 467