

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 saptamak ve gözlemlene işlerini yürütmek için yapılan çalışmalar bu bildiriye 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 $L= 5639.484\text{m}$. 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*

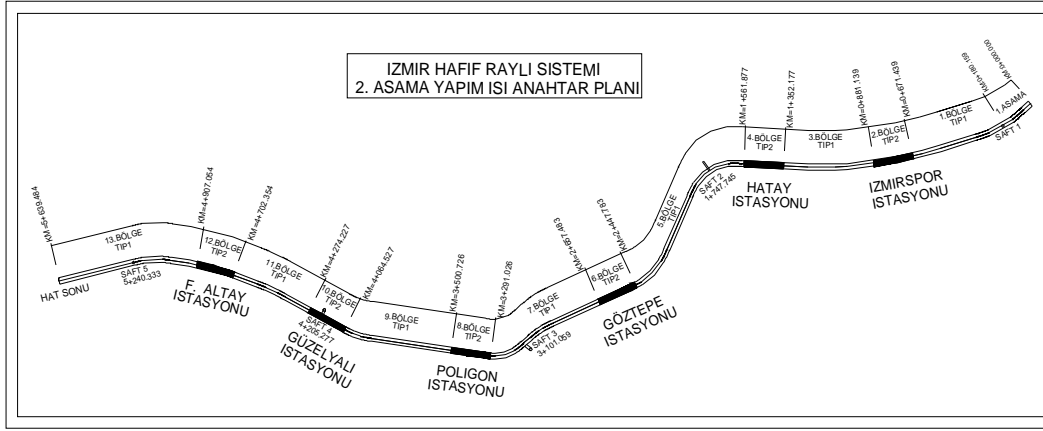
Güzergah üzerinde sırasıyla; İzmirspor İstasyonu(km:0+673.439 – 0+881.518), Hatay İstasyonu(km:1+354.177–1+559.877), Göztepe İstasyonu(km:2+449.779 – 2+655.483), Poligon İstasyonu(km:3+293.017–3+498.726), Güzelyalı İstasyonu(km:4+066.527 –

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, $112,62\text{ m}^2$ 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 kıltaşı – siltaşı – kumtaşı – konglomera ardalanması

şeklindeki Altındağ formasyonunda, % 47'si kumtaşı – kıltaşı – grafit şist (şeyl) ardalanmasından oluşan Bornova karmaşığı ve çakıllı, killi kum / çakıllı kumlu kil(alüvyon) oluşturmaktadır.



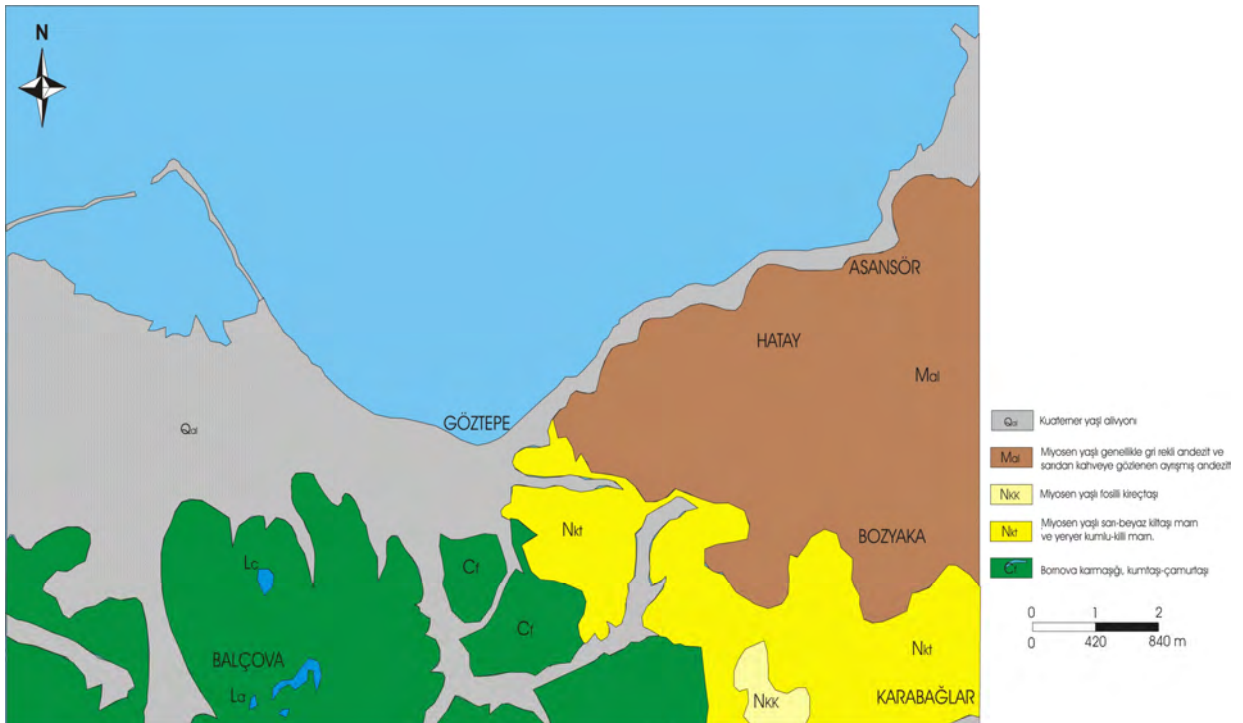
Şekil 1. İzmir Metrosu II. Aşama Çalışma Anahtar Planı

2. GÜZERGAHIN JEOLJİK 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 kayalar uyumsuz olarak örtmektedir.

Neotektonik koşullarda gelişen Batı Anadolu'nun tipik horst-graben yapısını oluşturan bu bölgelerde proje güzergahı grabenin güney yükseltisi içinde bulunmaktadır. Bölgenin genel jeolojik haritası Şekil 2'de olduğu gibidir.



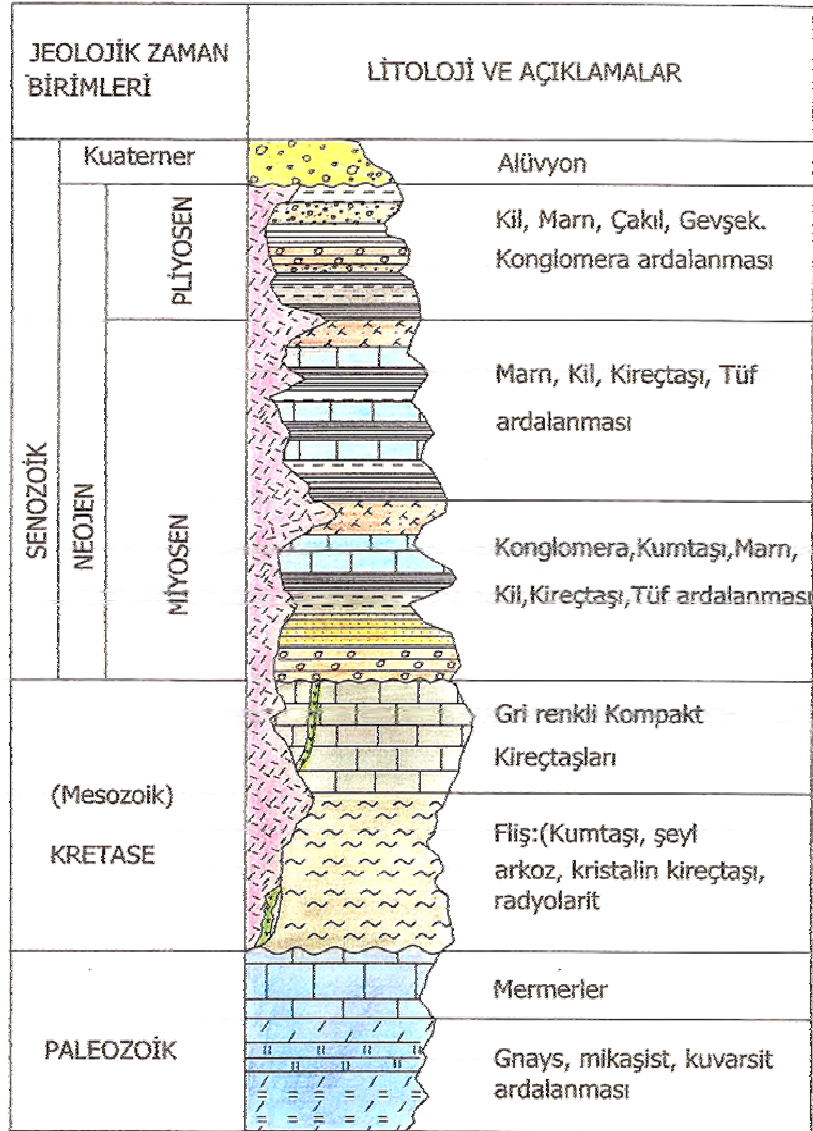
Şekil 2. İzmir İli Çalışma Alanı Yakını Genel Jeoloji Haritası

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.

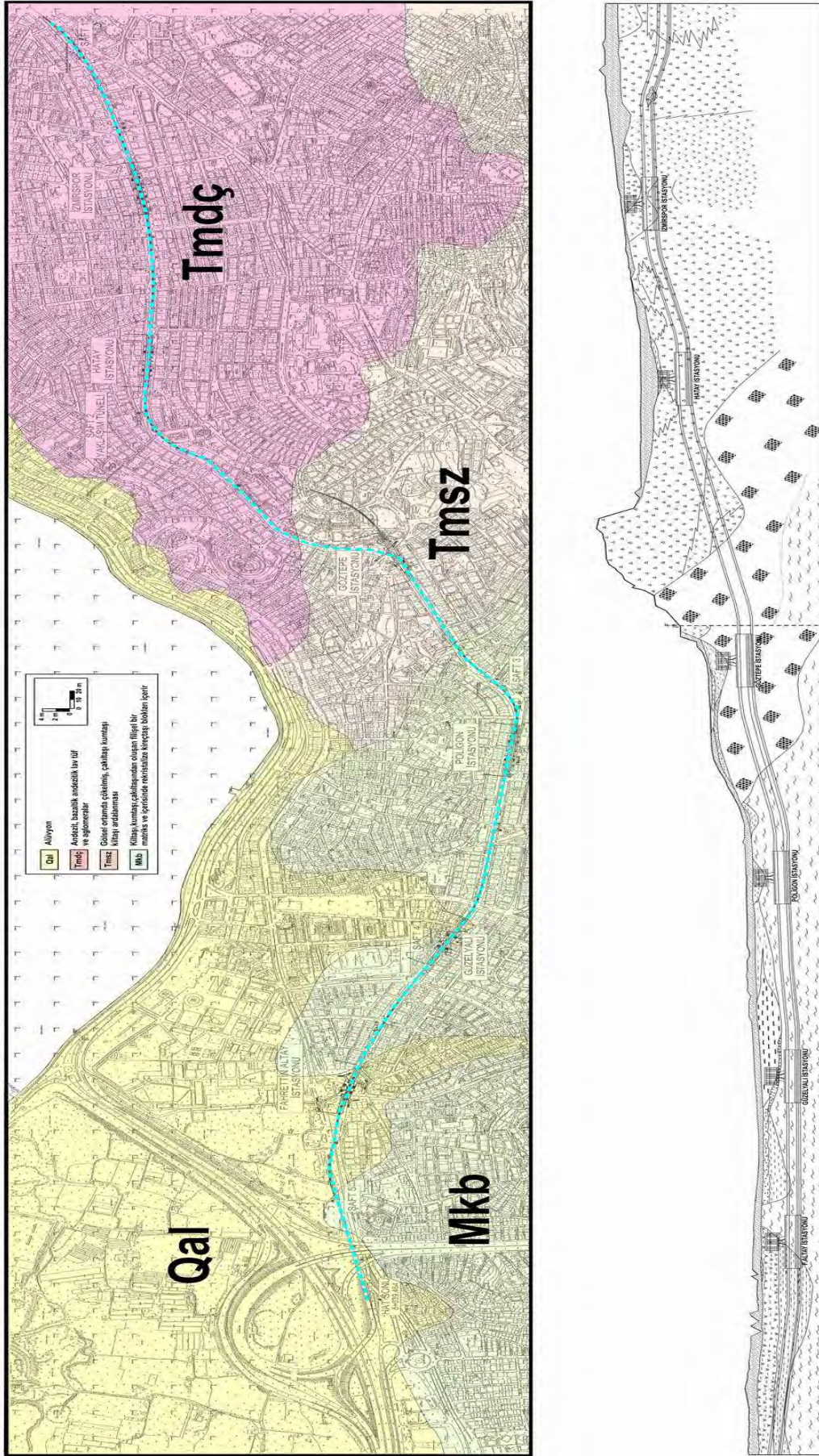
Bornova Karmaşığı: Proje güzergahında yaklaşık 2 km.lik bir kısımda izlenen ve genel olarak alüvyon çökellerle örtülü Bornova Flişi, kıltaşı, kumtaşı ve grafit

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. Kıltaşı; 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, kıltaşı, siltaşı, kumtaşı, ve konglomeranın aralanması 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 matrisi 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 m² aynaya sahip anahat tünelleriyle 112,62 m² 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 ayrılmış gri-kahverengi, az nemli, çatlaklı andezitler içinde ayrılmaya 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 422,34m'lik kısımda gerçekleştirilmiş olan imalatların eksikliklerinin tamamlanmasına başlanmış ve öncelikle bu bölgede imalat eksiliği halinde kalan 119 adet 4m ϕ 26mm 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 ardalı 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 üstü tabanlarını oluşturan Altındağ Formasyonunun kıltaşı – çakıllı çamurtaşlarından meydana gelmesi nedeniyle tabanda su etkisiyle ayrılmayı 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 yarılarında 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 Karmaşığı oluşturan kumtaşı – kıltaşı – grafit şist (*şeyl*) ardalanması ile azalan km istikametinde açık kahverengi – sarı renkli killi – siltli – marn ardaşmalı 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 imatatlardaki eksikliklerin giderilmesine başlanmıştır. Öncelikle azalan km aynasıyla son bulon roundu arasında bulunsuz

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 kıltaşı 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 kızığın sığmaması sonucu radyal delinemediği için

bulonsuz bırakılmış olan son beş rounddaki 103 adet L = 6m . 26mm SN bulon ışınallıkları 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 kilitlemiştir.

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 kilaşı 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 kızıağın 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 tüneline 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 m² aynaya sahip anahat(T1) tünelleriyle 112,62 m² aynaya sahip platform tüneli (T2) ve aynalarında duraylılığın devamlılığının sağlanması amacıyla alınan koruyucu tedbirler ile önemli bir problemle karşılaşılmamıştır.

KAYNAKLAR

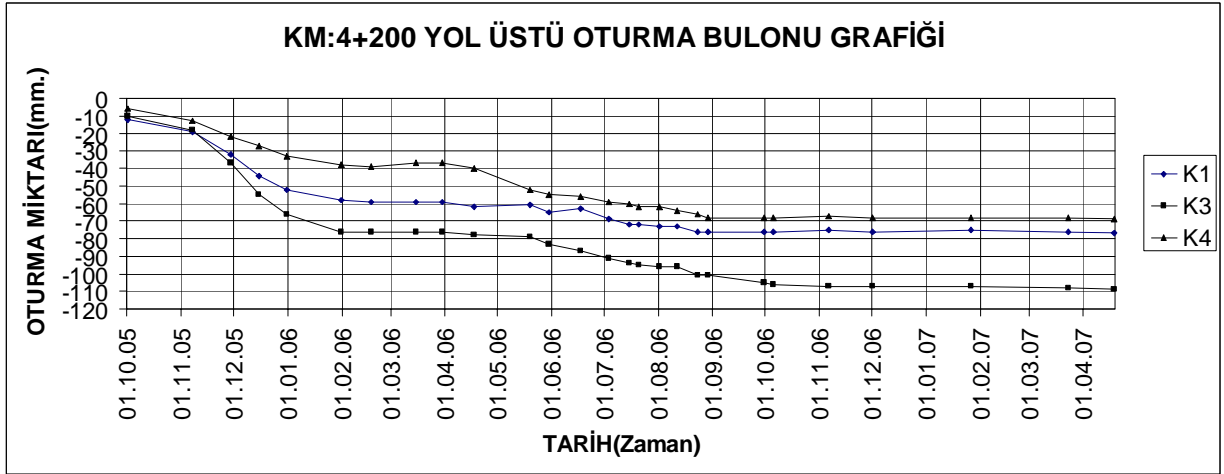
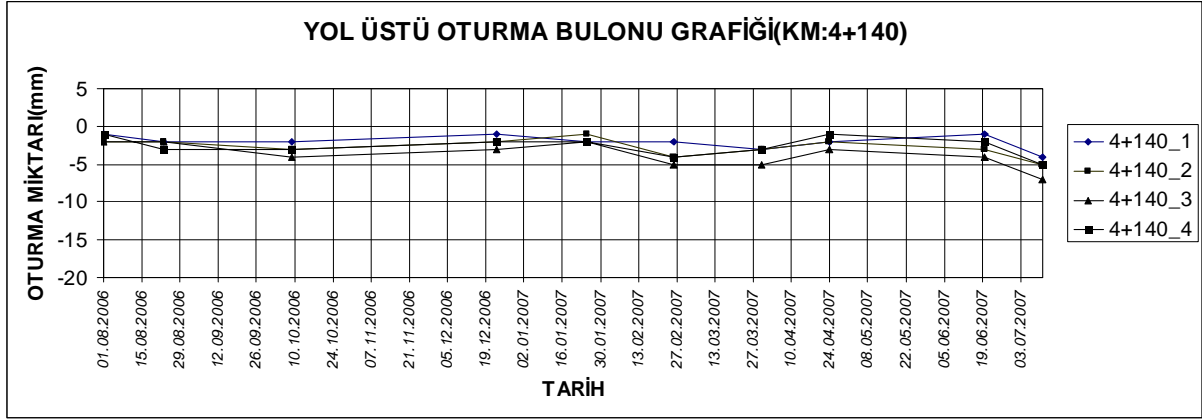
- Aksoy, C. O. Ve Onargan, T. D.E.Ü Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir Metrosu II.Aşama İnşaatı İstasyon Kazıları Değerlendirme Raporu. (2006)
- İ.T.Ü. Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Mühendislik Jeolojisi ve Kaya Mekaniği Çalışma Grubu, (1993); İzmir Belediyesi, İzmir Metro Sistemi (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:

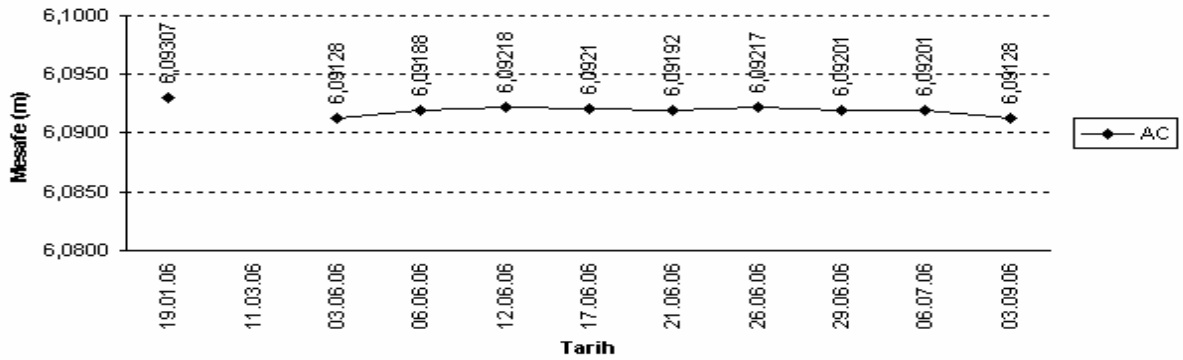
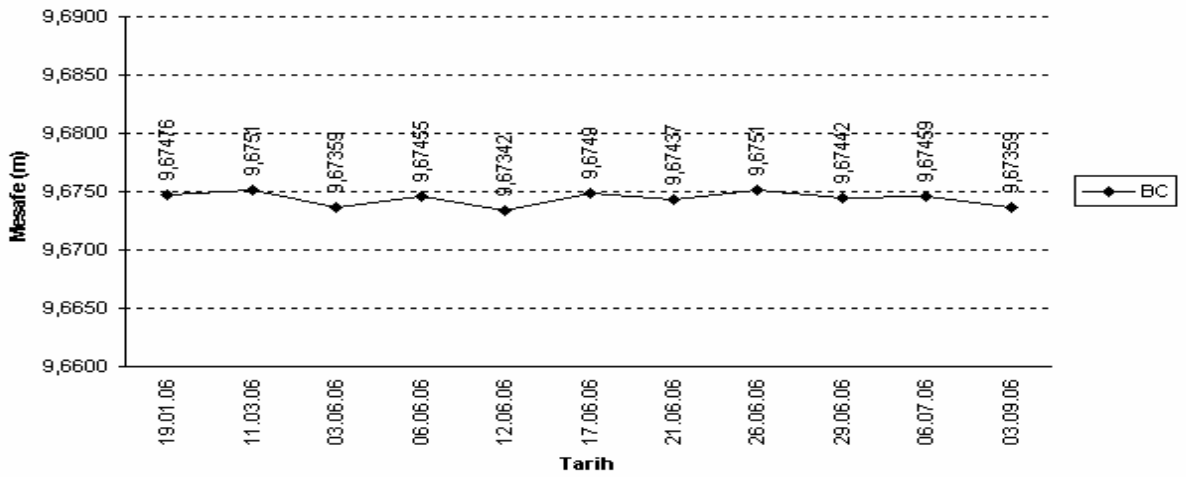
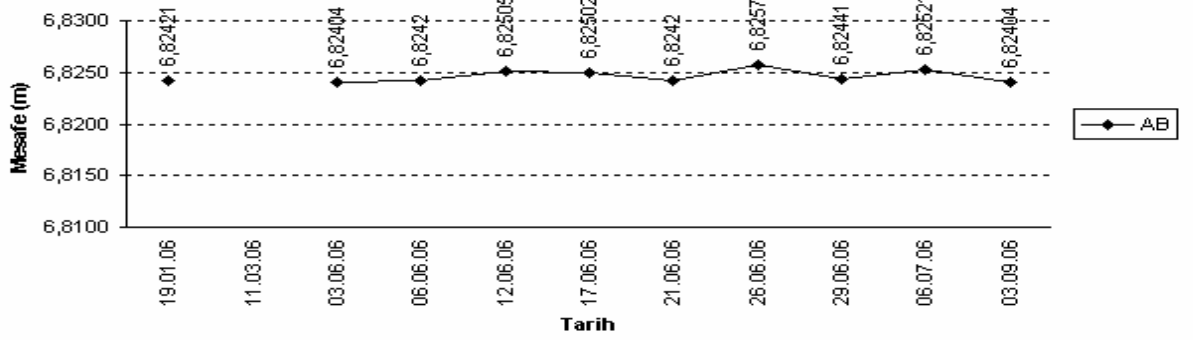
Ek -1 : Ekip ve Ekipman Listesi

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 makinesi)	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, hidrolik yağ vs.)	
Tamirci	1	Yedek Parça (o-ring, keçe, filtre vs.)	
Kaynakçı	1	Tesisat yedekleri (armatür, vana, fittings mlz. vs.)	
Jumbo Opr.	1		
Kamyonet Şoförü	1		
Güvenlik	10		
Yükleyici Opr.	1		

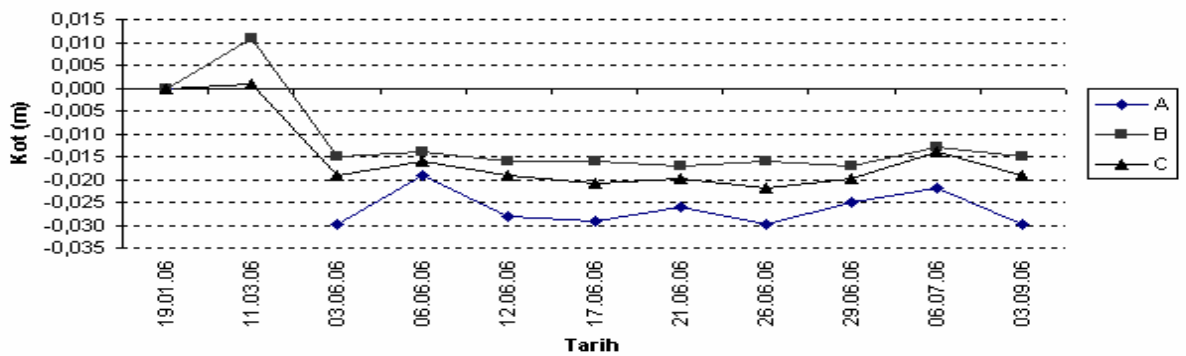
Ek -2 Yol Üstü Oturma Bulonu ve Tünel İçi Konverjans Ölçümleri Deformasyon Takibine Örnek Grafikler



5+191.50 MS-100 A-T KONVERJANS KESİTİ GRAFİKLERİ



Kot Farkları



Ek-3 : Fotoğraflar





Büyük Ölçekli Bir Yeraltı Açıklığının Statik ve Dinamik Duraylılığı

Static and Dynamic Stability of A Large Underground Opening

Melih Geniş

Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak

Ömer Aydan

Tokai Üniversitesi, Deniz İnşaat Mühendisliği Bölümü, Shizuoka, Japonya

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 çözümlenmesi 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 kütlelerinin mekanik özellikleri ve ortamın birincil gerilme ölçümü gereklidir. Çoğu durumlarda bu ölçümlerin zor ve pahalı olması nedeniyle görgül bağlantılar

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 duraylılığı ve davranışının değerlendirilmesinde 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

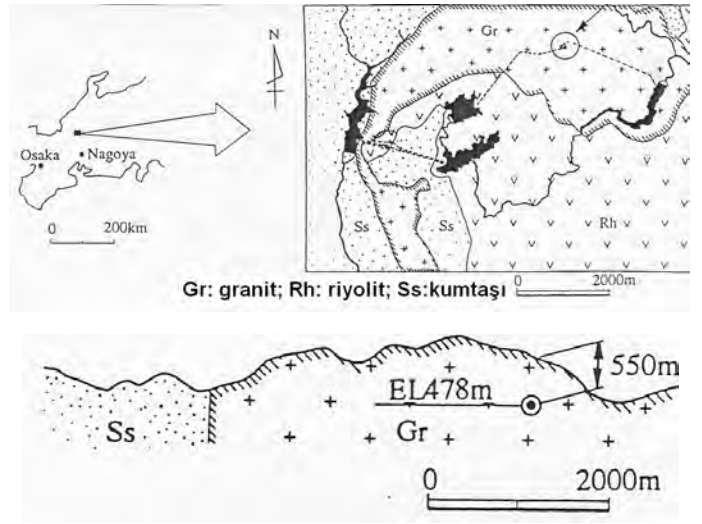
duraylılığının değerlendirilmesi için bir takım sayısal analizler yapılmaktadır.

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 santrali olacaktır. Açıklığın boyutları 182.4x50.2x24 m'dir. Aynı bölgede yaklaşık 340 m derinlikte benzer geometriye sahip açılmış Okumino yeraltı santrali da bulunmaktadır. Bu çalışmada öncelikle kaya malzemesi ve kaya kütlelerinin 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 santrallerinde gözlemlenen değerlerinden oldukça yüksek olduğu ortaya çıkmıştır (Ishiguro vd. 1997, 1999). Kaya kütleleri için Japon Denken sınıflaması ile RMR ve Q sistemi kullanılmıştır. Açıklığın duraylılığının incelenmesi DENKEN kaya kütleleri 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.

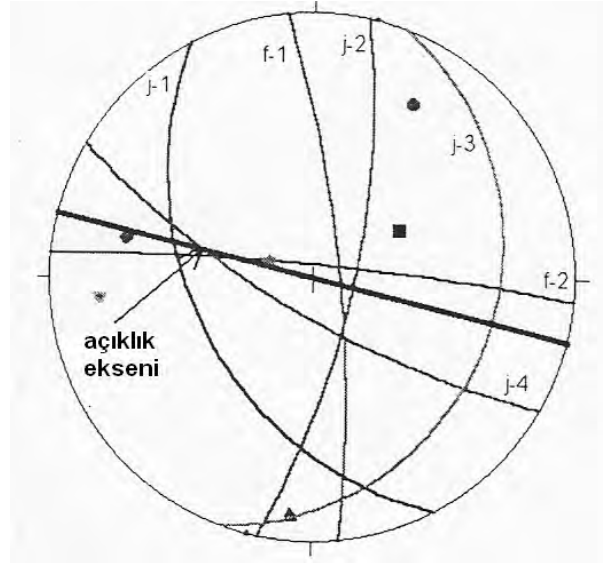
2 KAYA MALZEMESİ VE KÜTLESİ ÖZELLİKLERİ

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 kütlelerindeki 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 Kütleleri Sınıflandırması

Sahadaki kaya kütleleri Japonya'da baraj ve yeraltı santrallerinin inşasında kullanılan DENKEN sınıflama sistemine göre B ve CH sınıfı kaya kütleleri olarak tanımlanmıştır. B sınıfı kaya kütleleri süreksizlikler aralığı geniş olup çok az süreksizlik takımına sahip kaya kütleleridir. Ayrıca kayada ve süreksizlik yüzeylerinde ayrışma ve/veya lekelenme görülmemektedir. Diğer taraftan CH sınıfı kaya kütleleri süreksizlik aralığı küçük olup daha fazla sayıda süreksizlik takımı içeren kaya kütleleridir. Süreksizlik yüzeylerinde ayrışma ve/veya lekelenme gözlenir. B ve CH kaya kütleleri 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

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 plakasının 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.

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 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

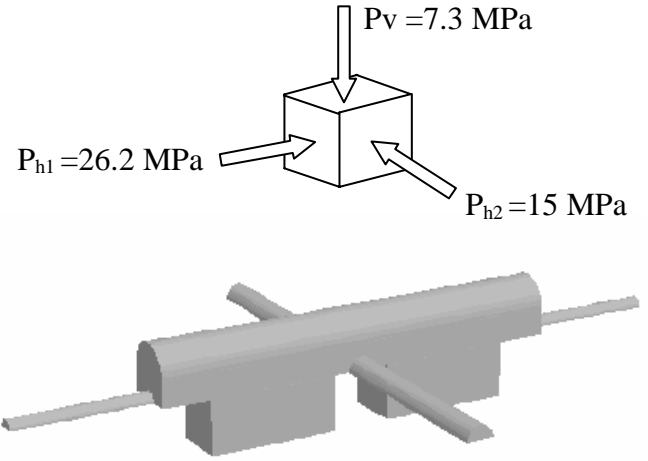
Yeraltı hidroelektrik santraline ilişkin iki boyutlu çeşitli çözümleme yöntemleri kullanılarak yapılan statik koşullardaki duraylık değerlendirmeleri daha önceki çalışmalarda detaylıca sunulmuştur (Aydan and Kawamoto, 2001). Burada kullanılan üç boyutlu elasto-plastik sayısal analizler ile iki boyutlu 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 eksenine 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 yansımaları engellemek için

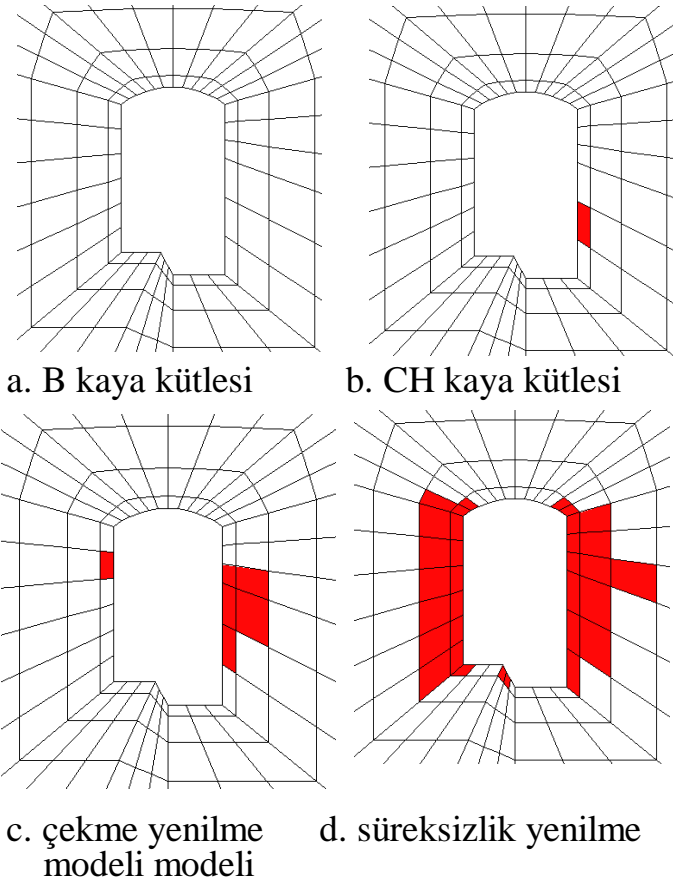
Lysmer ve Kuhlemeyer (1969)'in önerdiği sınır vizkoz sönümleyicileri kullanılmıştır (Itasca, 2005). Çözüm-lemelerde kullanılan malzeme özellikleri Çizelge 5'te verilmiştir.

Çizelge 5. Kaya kütlesi özellikleri.

Sınıf	E_m (GPa)	c_m (MPa)	ϕ_m (°)	σ_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 davranış 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 kütesinin elastik davranış göstermesi gerekmektedir.



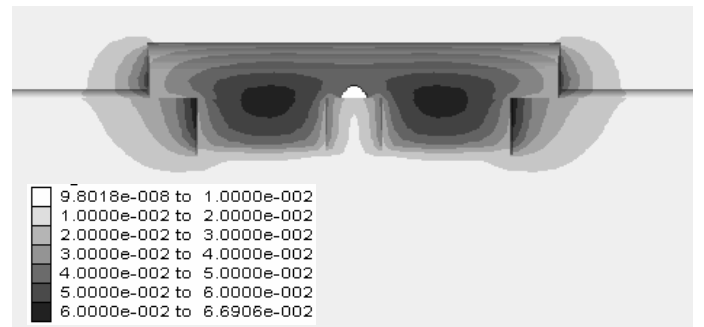
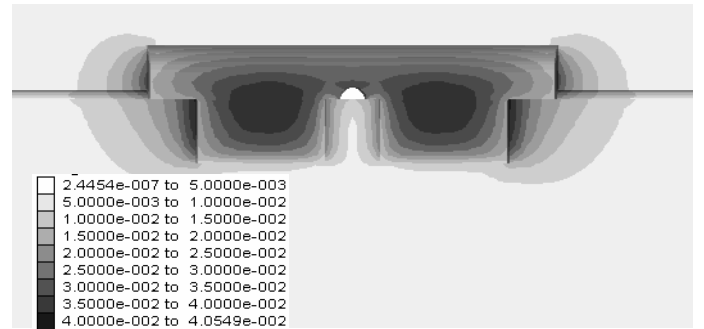
Şekil 4. Değişik modellere göre açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri

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.

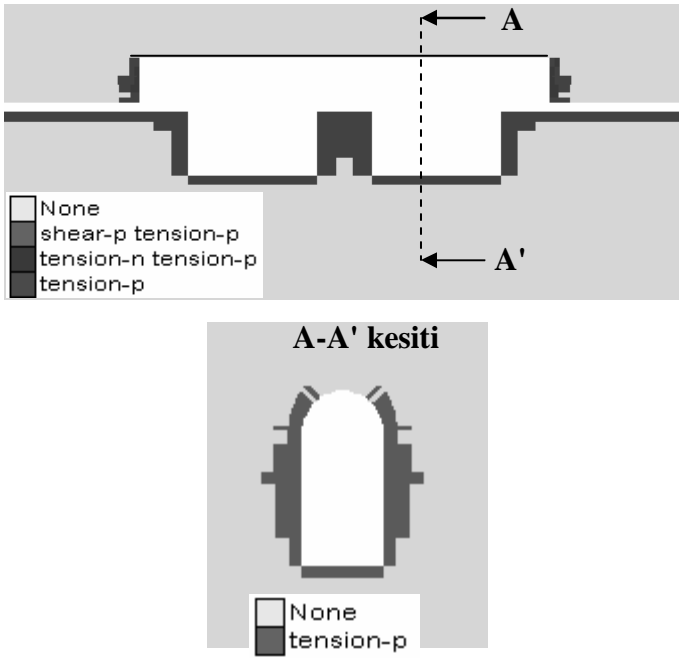
En büyük yer değiştirmeler yan duvarlarda olup klasik elasto-plastik analizde B sınıfı kaya kütlesi için 35.6 mm ve CH sınıfı kaya kütlesi için ise 59.4 mm'dir.

3.5 Üç Boyutlu Çözümler

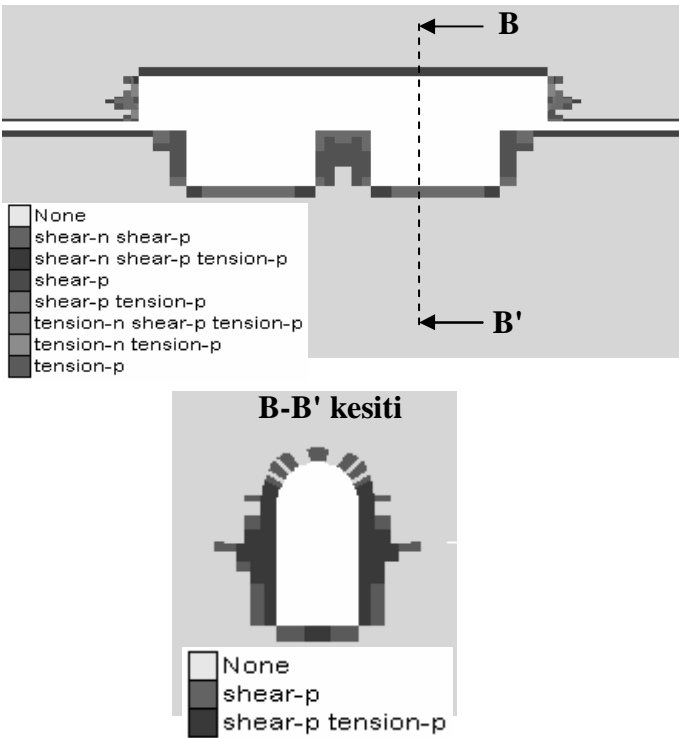
Çözümlerinde kullanılan kaya kütlesi özellikleri Çizelge 4'te verilmiştir. B ve CH kaya sınıfları kullanılarak yapılan çözümleme sonucu açıklık çevresinde oluşan yer değiştirme değerleri Şekil 5'te ve açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgesi ise Şekil 6 ve 7'de verilmiştir. Tüm çözümlerde tahkimatsız açıklık durumu göz önünde bulundurulmuştur.



Şekil 5. Yerdeğiştirme dağılımları (birim: m)



Şekil 6. B sınıfı kaya kütleisindeki açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri.



Şekil 7. CH sınıfı kaya kütleisindeki açıklık çevresinde oluşan yenilme bölgeleri.

B ve CH sınıfı kaya kütleisinde açılan açıklıklarda en büyük yerdeğiştirmeler ana açıklığın yan duvarlarında ve türbin odalarının orta bölgelerindeki köşelerde oluşmaktadır. CH sınıfı kaya kütleisinde oluşan en büyük yerdeğiştirme 67 mm ve B sınıfı kaya kütleisinde ise 41 mm'dir.

B sınıfı kaya kütleisinde açıklık tabanı ve yan duvarlarda çekme modunda yenilme

gözlenmektedir. Buna karşın CH sınıfı kayada açıklık tavanında kesme modunda, yan duvarlarda ve tabanda ise hem kesme hem de çekme modunda yenilmeler oluşmaktadır. CH sınıfı kaya kütleisinde oluşan yenilme bölgesi kalınlığı tavanda ve tabanda 4.5 m, açıklığın uzun eksenini 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.

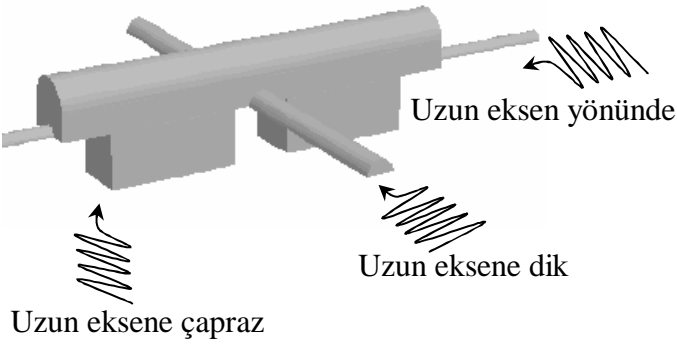
3.6 Dinamik Gerilme Çözümlenmeleri

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 eksenini 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.

$$y(t) = A' \sin(2\pi ft) \quad (1)$$

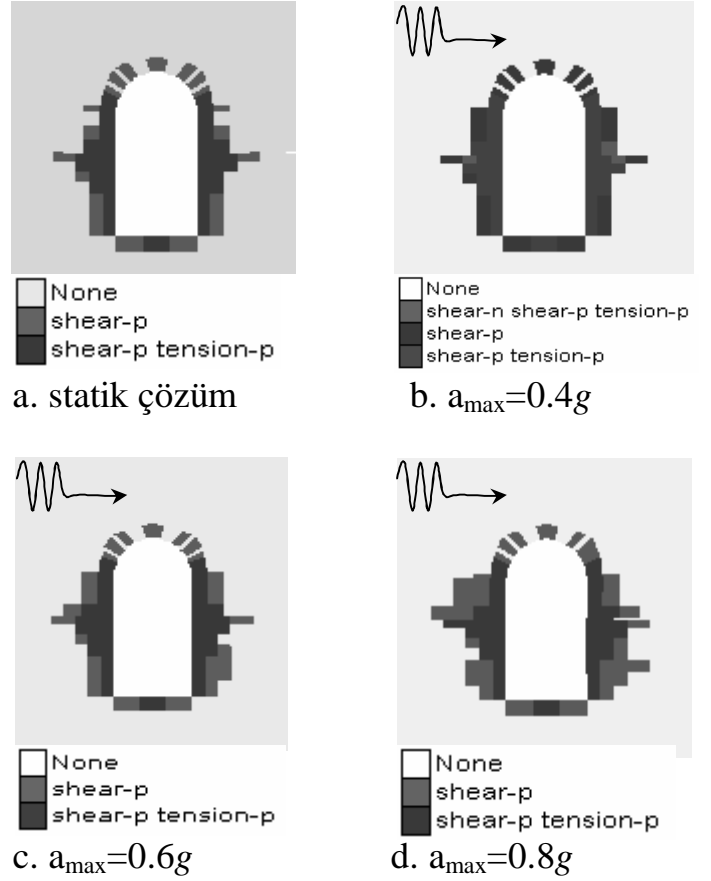
Burada; A' , dalganın en büyük genliği; f , dalga frekansı ve t ise zamandır. Daha öncede belirtildiği üzere sınırlarda dalganın yansımalarını engellemek için model sınırlarında (taban hariç) "viskoz sınır" kullanılmıştır. Ayrıca dalganın model içinde doğru yayılabilmesi için; oluşturulan sonlu farklar 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.



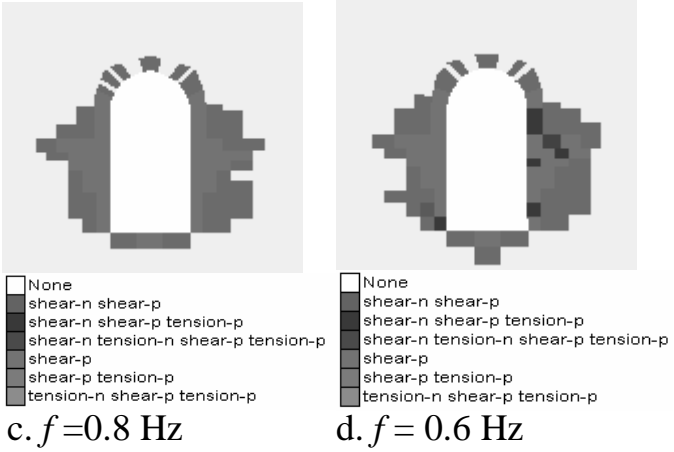
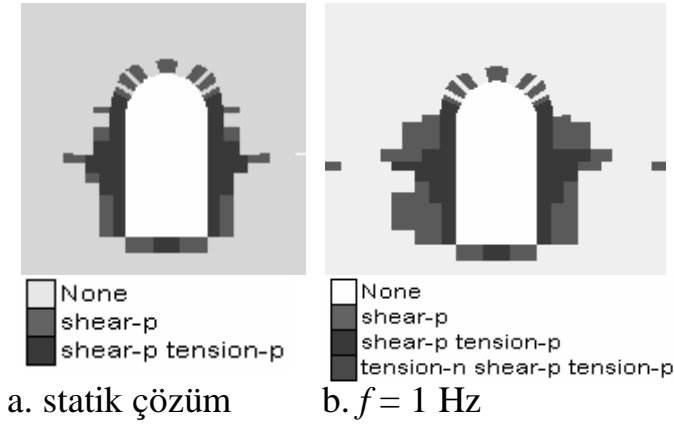
Şekil 8. Dinamik çözümlerde yatay düzlemde uygulanan dalga yönleri.

Dinamik çözümlerinin tümü en zayıf CH kaya sınıfı göz önünde bulundurularak yapılmıştır. Ayrıca çözümlerde tüm açıklıkların tahkimatsız olduğu durum incelenmiştir. Çözümlerde 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 transformator odasının bulunduğu (yaklaşık açıklık merkezinden uzun eksen boyunca 40 m uzaklıkta) yan duvarlarında olduğundan 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 $0.6g-0.7g$ ($1g=9.81 \text{ m/s}^2$) 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.



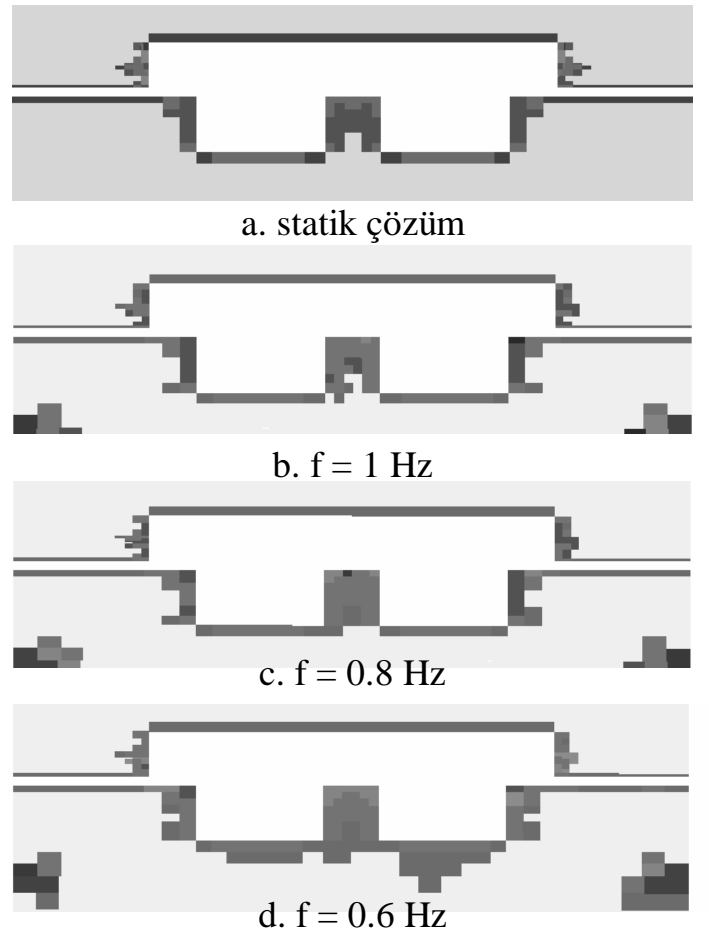
Şekil 9. İvmesi genliğinin yenilme bölgesi artışına etkisi ($f=1 \text{ Hz}$, B-B' kesiti).

Aynı ivme genliğine sahip fakat farklı frekans içeriğine sahip dinamik dalgaların açıklıkta oluşturduğu yenilme bölgeleri üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Çözümlerde 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 belirginleşmektedir (Şek. 10d). Bu durum açıklıkların hakim salınım süresinin varlığına işaret etmektedir. Özellikle dinamik yükleme ile kaya kütlesi kayma (kesme) modunda yenilmeye uğramıştır.

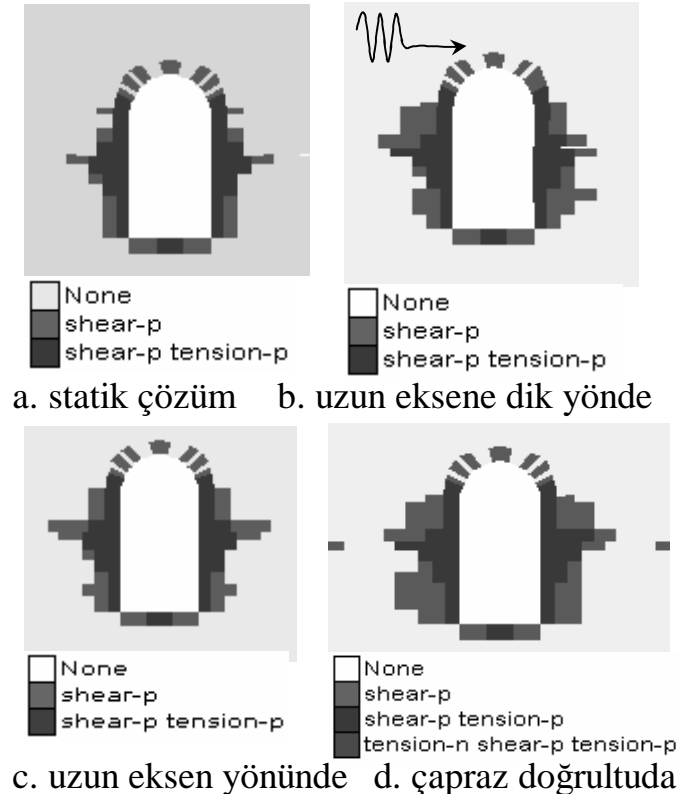


Şekil 10. İvme dalga frekansının yenilme bölgesi artışına etkisi ($a_{\max}=0.8g$, B-B' kesiti).

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 içerisindeki ivme dalga açıklığa yatay düzlemde açıklık uzun eksen yönünde, açıklık uzun eksenine dik doğrultuda ve yatay düzlemde açıklık uzun eksen 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.



Şekil 11. Dalga frekansının açıklığın uzun eksenı boyunca yenilme bölgesi artışına etkisi ($a_{\max}=0.8g$).



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 özellikle 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)'nin 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 olduğu 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. *GeoEng2000*, UW0926, Melbourne.
- Aydan, Ö. and Kawamoto, T. 2001. The stability assesment of a large underground opening at great depth, *17th 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 Kaya 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 36th US Rock Mechanics Symposium*, p.777-786.
- Geniş, M. 2002. *Geometrik tasarım değiştirgelerinin derin yeraltı açıklıklarında yenilme bölgesinin boyutlarına etkilerinin statik ve dinamik koşullarda araştırılması*. ZKÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, Zonguldak.
- Geniş, M. ve Gerçek, H., 2002. Çevre kaya kütlelerinin mekanik özelliklerinin derin yeraltı açıklıklarının sismik duraylılığına etkisi, *VI. Bölgesel Kaya 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 9th International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, vol.1, Balkema, p.367-370, Rotterdam.
- Hoek, E. and Brown, E.T. 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int J. Rock 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 Rock Mechanics Symposium*, Toronto, p.267-273.
- Ikeda, K. 1970. A classification of rock conditions for tunnelling. *1st Int. Congr. Eng. Geology*, 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, *Rock 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 powerhouse cavern, *Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics*, ISRM, Balkema, Rotterdam.
- Itasca, 2005. *FLAC3D-Fast Lagrangian Analysis of Continua-User Manual (dynamic option) (Version 2.21)*. Minneapolis: Itasca Consulting Group Inc.
- Kikuchi K. and Saito, K., 1975. A proposed method for the classifications of rock grades in connection with bearing resistance of foundation rock, *Proceedings of the 9th Japan Rock Mechanics Symposium*, p.66-70.
- Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R.L. 1969 Finite dynamic model for infinite media, *J. 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, *Jeoloji 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 m², hat tünelleri ise 64 m² dir. Bu çalışmada yapılacak olan işin tanımlamalarından bahsedilmiştir.

ABSTRACT The construction of 2nd Phase of İzmir Light Rail System within the IZARAY Project is planned to start from Fahrettin Altay and to end in Üçyol 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 m² and 64 m² 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.Aşamının genel tasarım kriterleri;

- Trenlerin maksimum hızı 80 km/saattir.
- Eğimler normalde %4 değerini geçmemektedir.
- Hızın düşük olduğu istasyon yakınlarındaki bölgeler dışında, küçük kurlar 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, shaft (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 çatlama, sökülmeler ve dökülmeler olur (granüler 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 bozmuş ve ayrılmış 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 kütlelerinde 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 kütlelerinin 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 ayrılmış 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 sağlayamaz. Bu nedenle stabilitesi çok düşüktür.

Su bu klastaki zemine de stabilite bakımından çok zararlıdır ve yukarıda anlatıldığı gibi kaynağından boru ile uzaklaştırılacaktır. Su kaya parçacıkları 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 ileriye 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 periyodu 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 kademedede 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 ileriye görmek için ayna ortasına 4-5 vardiyada bir ileri kontrol deliği 1-3 adet ve 6-12 m boyda yapılmalıdır (explanatory 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 kademedede 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 sökülmiş kazılar (tünel pasası) şaft üstüne portal vinç veya mobil vinç yardımı ile taşınacak oradan da nakliye kamyonları ile depo sahasına nakledilecektir. Her şaftta 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 şaftıçı 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 sağlayacaktır. 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 inşaatı çıkan suyu inşaatı ve zemine zarar vermemek için sahadan uzaklaştıracaktır. Bunun için ayna önlerine çamur pompası konulacak ve şaft diplerine de sabit kademeli 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 yapılarında 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 geçirimizleştirilmesi, 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 kullanılabilir 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) sağlayacak 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 Excavations of 2nd Stage of İzmir Metro with 3 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 İzmir 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 shotcrete. 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

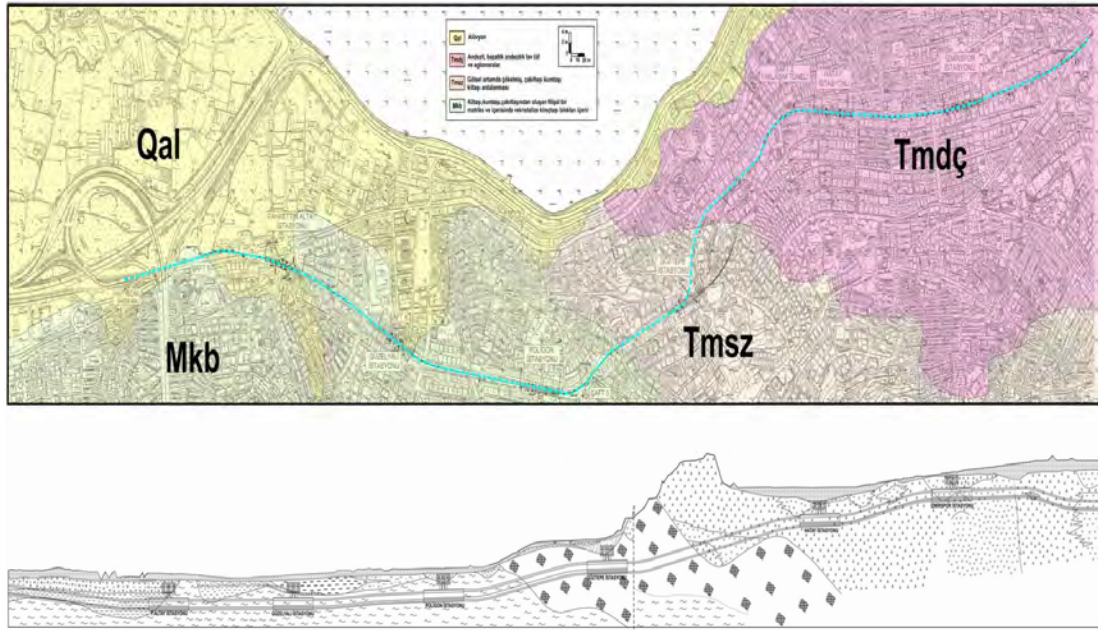
diferansiyel ve integral yöntemler olarak iki ana grupta incelenmesine karşın bu yöntemlerin yanı sıra hybrid ve ayrı eleman (distinct element method) metodları da kullanılan yöntemler olarak bilinmektedir.

Bu çalışmada İzmir Metrosu tünel kazılarında karşılaşılabilecek 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 JEOLJİSİ

İzmir Hafif Raylı Sistemi (İZRAY) güzergahının Üçyol - F.Altay aralığını oluşturan jeolojik birimler egemen olarak Yamanlar volkanitleri ve Alüvyon, Altındağ

Formasyonu ve Bornova karmaşığında 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

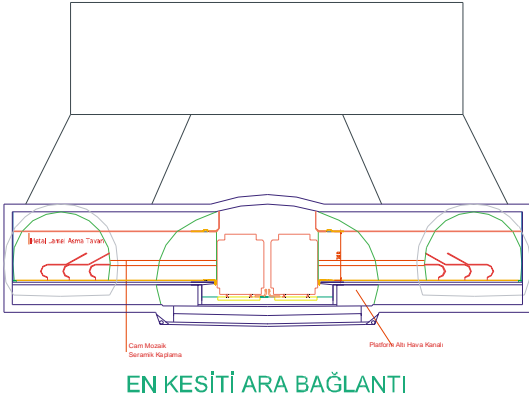
Çalışmanın bu bölümünde iki ayrı model oluşturulmuştur. Modeller, Bornova karmaşığı içerisinde açılan istasyon tünellerini temsil etmektedir. Modelleme çalışmalarında sonlu farklar metodu ile çalışan FLAC 3D programı kullanılmıştır. Modellemede kullanılan proje geometrileri şekil 2 ve 3’te verilmektedir.

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 Ön Destek

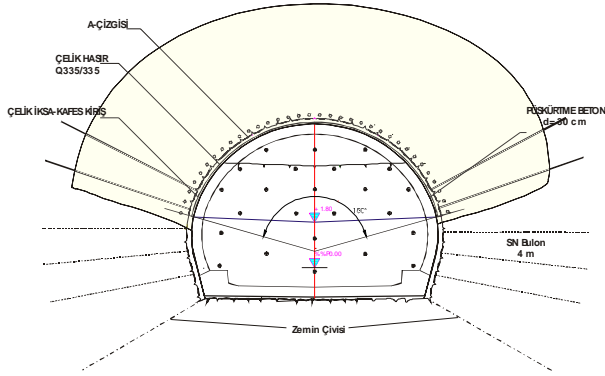
Ön destek için, çelik kafes iksa, püskürtme beton ve tel hasıra ek olarak ayna stabilitesi için 12 m uzunluğunda zemin çivileri ve 4 inch (10,16 cm) çapında ve çelik boru kemer oluşturmak için 9 m uzunluğunda çelik boru kullanılmıştır. Çelik boru kemerin enjeksiyonlandığı varsayılmıştır. Her kazı havasından 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	TÜNEL METRE	RQD %	Ip MPa	GSI		RMR		Q	
Kb ₁	ÇAMURTAŞI – KUMTAŞI Siyah Orta derecede ayrılmış, 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 ayrılmış, 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 ayrılmış, 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 ayrılmış, 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 ayrılmış, çok 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 ayrılmış çok zayıf dayanımlı	4+160.000	0	0,29	23	ÇOK ZAYIF	12	ÇOK ZAYIF	0,0044	OLAĞAN ÜSTÜ ZAYIF

Kb₁: Parçalı çok ayrılmış (Bornova Karmaşığı); Kb₂: Az ayrılmış, 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 sağlama 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 (°)	12	16	19
Doğal Birim Hacim Ağırlık (kg/m ³)	2000	2630	2680

Qa: Alüvyon

Kb₁: Parçalı çok ayrılmış (Bornova Karmaşığı)

Kb₂: Az ayrılmış, koyu gri, ince yapraklı (Bornova Karmaşığı)

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;

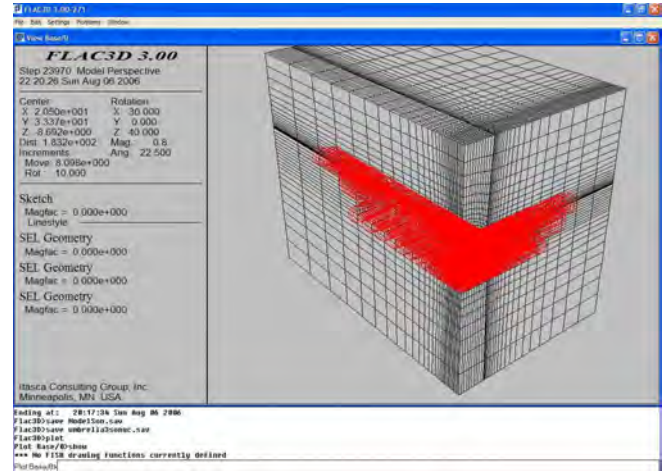
Young Modulu, E: 10,5 Gpa

Poisson Oranı, v: 0,25

Zemin çivileri;

Cable Modulu:45 Gpa

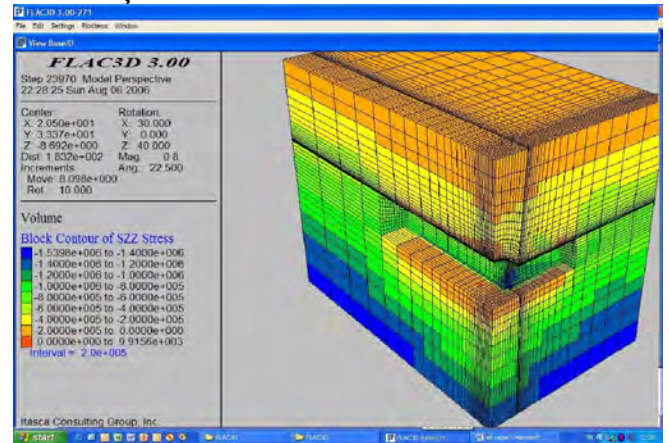
Zemin Çivisi çekme kapasitesi:250 KN
Enjeksiyon malzemesi kohezyonu: $2,0 \cdot 10^5$ N/m
Enjeksiyon Malzemesi Dayanımı: $1,75 \cdot 10^7$ N/m/m



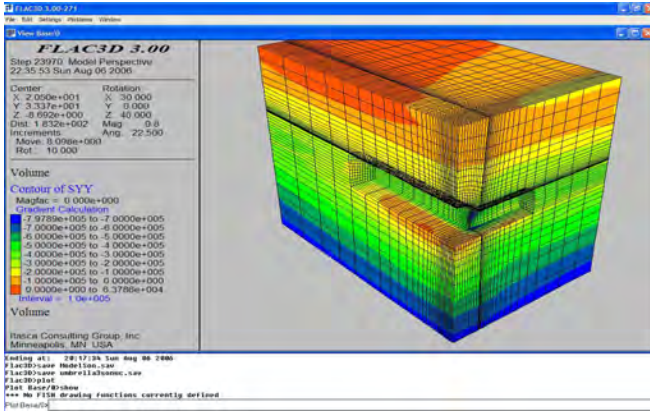
Şekil 8. Zemin çivileri+püskürtme beton+çelik iksa+çelik boru kemer görünümü

2.2.1. Model 1

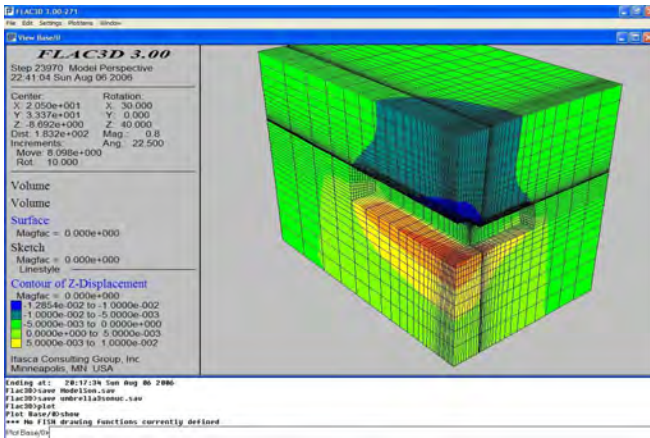
Model 1’de, aynaya üst yarıda 2 m²’ de bir alt yarıda 4 m²’ de bir 12 m uzunluğunda zemin çivisi, bütün tünel çevresine 30 cm aralıklı 4 inch ve 9 m boyunda çelik boru kemer uygulaması yapılmıştır. Ayrıca kazı esnasında çelik iksa aralığı 1 m ve püskürtme beton kalınlığı 25 cm ve iki kat çelik hasır 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



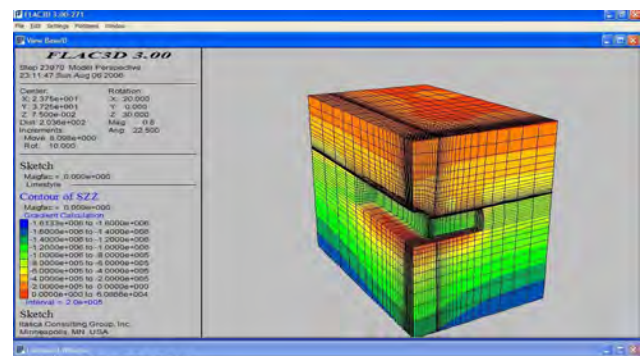
Şekil 11. Model 1 düşey yer değiştirmelerin kontursal görünümü

Model 1 sonuçlarına göre T2 ve T3 tünellerinin kesişim bölgesinde gerilme yığılması olmakta ve maximum 1,6 Mpa (16 kg/cm^2)'lik bir düşey gerilme oluştuğu belirlenmiştir. Ayrıca, yine tünellerin kesişim bölgesinde $0,797 \text{ Mpa}$ ($7,97 \text{ kg/cm}^2$)'lik bir yatay gerilme oluşmaktadır. Hem yatay hemde düşey gerilmeler açısından bakıldığında her iki gerilme de kaya kütlelerinin dayanımından yüksek olduğu saptanmıştır. Bununla birlikte, yerdeğiştirme konturlarına bakıldığı zaman düşey yönde maksimum $12,8 \text{ mm}$ 'lik bir düşey yerdeğiştirme gözlenmesine rağmen yeryüzündeki yerdeğiştirme miktarı bu değer altında fakat izin verilen oturma miktarı olan 10 mm 'nin üzerinde olacağı gözlenmektedir. Bu model çalışmasında T4 tüneli olmamasına rağmen yeryüzündeki yer

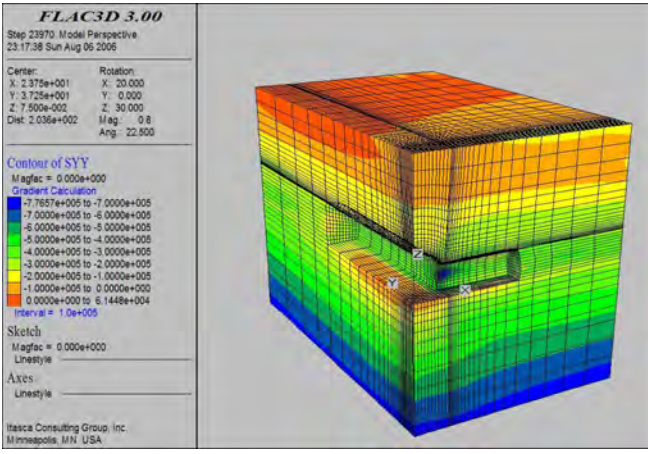
değiştirme miktarları 10 mm 'nin üzerinde gerçekleşmiştir. Bu modele T4 tünelinin eklenmesi ile yeryüzüne olan etkide bir miktar daha artma olacağı kesindir. Ayrıca T4 tüneli yeryüzüne daha yakın ve bir bölümü Alüvyon içerisinde açılacağı için yeryüzüne olan etkisi daha fazla olacaktır. Bununla beraber, T4 Tünelinin çökme çanağı binalara dik veya dike yakın açacağından bina temellerinin değişik noktalarında değişik etkileri olacaktır. Bu durumda bina bütün olarak oturmayacak, farklı noktalar farklı miktarlarda oturacaktır. Bu durum binaların taşıyıcı sistemlerine zarar verebilir ölçüde gerçekleşebileceği belirlenmiştir.

2.2.2. Model 2

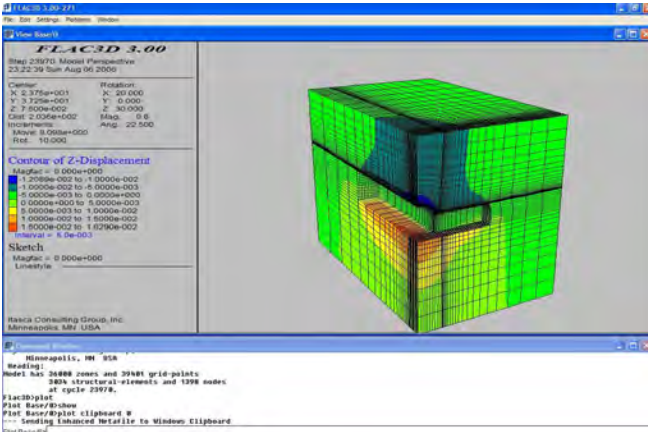
Bu modelin Model 1'den tek farkı püskürtme beton kalınlığının 30 cm alınmasıdır. Bunun dışında tamamen Model 1 ile aynıdır. Bu modelde püskürtme beton kalınlığının 30 cm olarak modellenmesi çelik boru kemerinde daha sağlam olarak modele katılmasını beraberinde getirmektedir. Model 2'nin çözümü sonucu 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/cm²)'lık bir düşey gerilme oluşmaktadır. Ayrıca, yine tünellerin kesişim bölgesinde 0,776 Mpa (7,76 kg/cm²)'lık bir yatay gerilme oluşmaktadır. Hem yatay hem de düşey gerilmeler açısından bakıldığında her iki gerilme de kaya kütesinin 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 değer 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 farklı 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 artırılması 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 artıracığı 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 eksenini 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'Reilly, 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 3rd Stage of İzmir Railway System with the Numerical Modelling and Geographical Information System Regarding to Excavation Safety

Şükrü Songür

ATAÇ 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 hattın 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 açısından 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 planned by İzmir Municipality and this project is one of the two project for solving İzmir traffic problem. The settlements are so dense on the Project direction. Although the unsupported excavation was planned on the main Project, it is determined that the buildings are in the risky region by the previous study. For this 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 konumda 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 Aliğa-Menderes hattı üzerindedir.

Aliğa-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 karşılaşılabilecek 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 Kiltası (3,10-5,20 m.) ve Gri-Yeşilimsi Gri Kiltası (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 $24,58^{\circ}$ ve kohezyonu $0,22 \text{ kg/cm}^2$ 'dir. Gri Kahverengi Az Çakıllı Az Kumlu Siltli Kil formasyonu incelendiğinde orta yüksek plastik özellikli olması ve tamamen ayrılmış olması kazı çalışmaları esnasında stabilite açısından bir takım sorunları da beraberinde getirmesi beklenebilir. Kahverengi-Yeşilimsi Gri Çakıllı Kiltası formasyonu incelendiğinde, çok zayıf-zayıf dayanımlı olduğu, çok ayrılmış, 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 açısından problem doğurabileceğini göstermektedir. Zayıf ve orta derece ayrılmış olan Gri-Yeşilimsi Gri Kiltası 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 Kiltası ve geri kalan %60'ı Gri-Yeşilimsi Gri Kiltası 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 yapılaraya 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 itibarıyla güzergahın bu kısımlarında kazı şevlerinin dik olarak yapılması zorunluluğu ortaya çıkmıştır.

Çizelge 1. Tünel kazısında karşılaşılabilecek 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 ayrıışmış	0	0	Çok zayıf kaya
SK-1	5,20-8,00	Kahverengi-yeşilimsi gri, çakıllı kıltaşı, çok derece ayrıışmış, nemli, çakıllar kireçtaşı parçacıklı, gözenekli.	60	10	Çok zayıf kaya
SK-1	8,00-15,00	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrıışmış	80-100	20-30	Çok zayıf-Zayıf Kaya
SK-2	4,65-15	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrıışmış	70-90	14-32	Çok zayıf-Zayıf Kaya
SK-3	4,10-15,00	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrıışmış	50-100	0-40	Çok zayıf-Zayıf Kaya
SK-4	4,40-15,00	Gri-yeşilimsi gri, zayıf, orta derece ayrıışmış	40-95	0-24	Çok zayıf-Zayıf Kaya

CR: Karot Kazanım Yüzdesi, RQD: Kaya Kalite Göstergesi

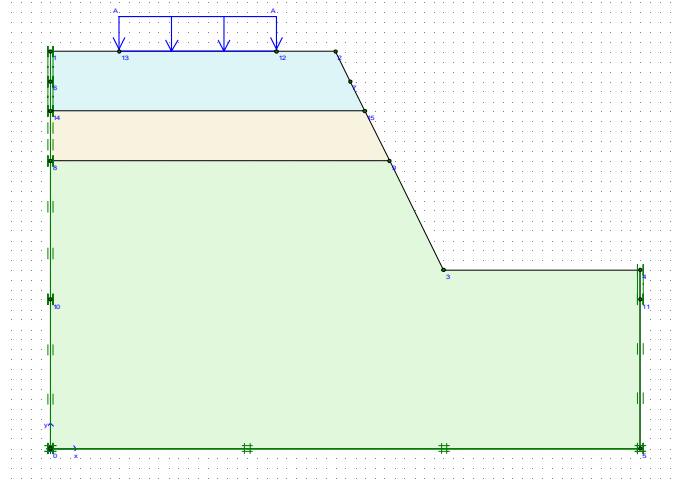
Çizelge 2. Şirinyer istasyonu ve devamında yer alan kazıya yakın binaların özellikleri

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	I1	Yüksek	1	81,84	8,8	Yığma	Yok	çok eski	2,7	
60	I2	Yüksek	2	171	18	Yığma	Yok	çok eski	4	

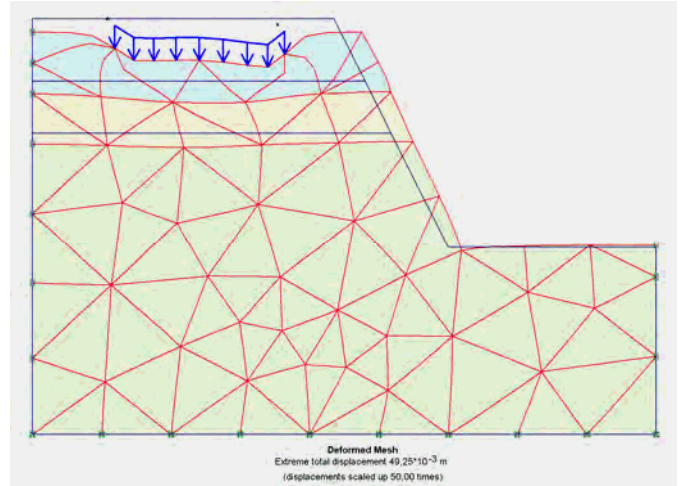
Gerek mevcut proje öncesinde yaptırılan sondajlar ve gerekse bu rapora esas teşkil etmesi amacıyla bu bölgede yaptırılan ilave sondajlar ve bu sondajlarla birlikte yapılan arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen veriler göz önüne alınarak 2/1, 3/1 eğimli ve dik geçişlere ait desteksiz sonlu elemanlar 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.

6 DESTEK SİSTEMLERİNE AİT ÖNERİ VE DEĞERLENDİRMELER

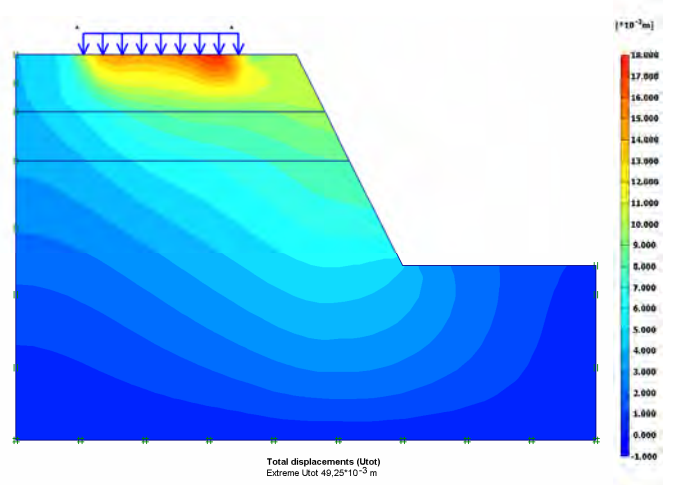
Özellikle 6+450.000-6+600.000 km'leri arasında batı cephesi tarafında yapılacak olan 11 m'lik derin kazının iksasız geçilme olanağının olmadığı düşüncesinden yola çıkılarak mevcut zemin profili ve özellikleri göz önüne alınmak suretiyle destekli geçiş için değişik alternatif çözümler ve analizler yapılmış 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.



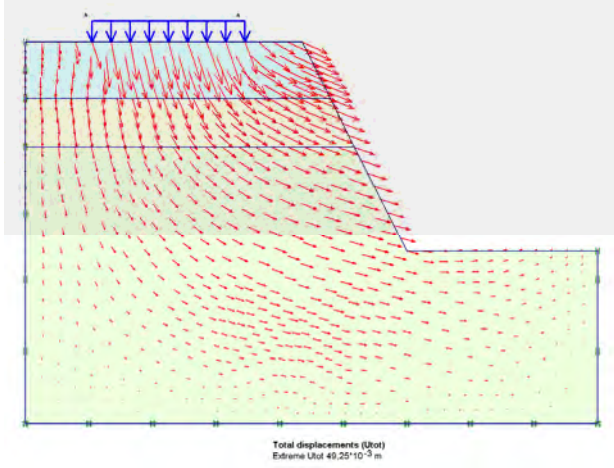
Şekil 2. 2/1 eğimli sistem için oluşturulan iki boyutlu model



Şekil 3. 2/1 eğimli sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların abartılı görünümü



Şekil 4. 2/1 eğimli sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonlar



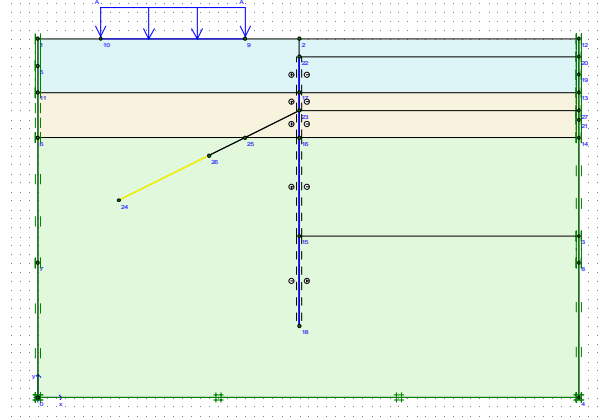
Şekil 5. 2/1 eğimli sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların yönelimi

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.

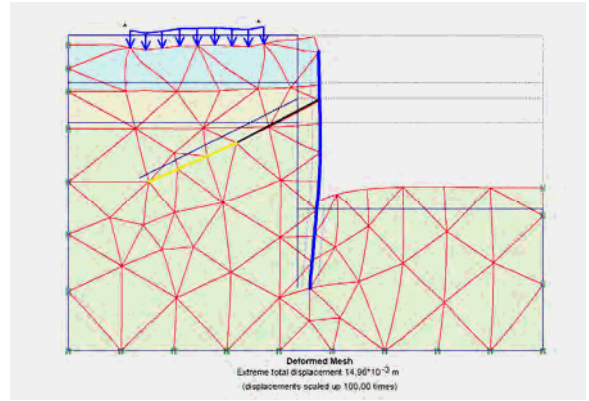
Burada özellikle yüzeyden yaklaşık 5m derinliğe kadar devam eden killi çakıl ve kil tabakalarından gerek kazı çukuruna su sızmasının engellenmesi ve gerekse civardaki yapılarda temel altı zemininde boşluk suyu basıncındaki azalmadan kaynaklanabilecek ani ve konsolidasyon oturmalarının önüne geçebilmek 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

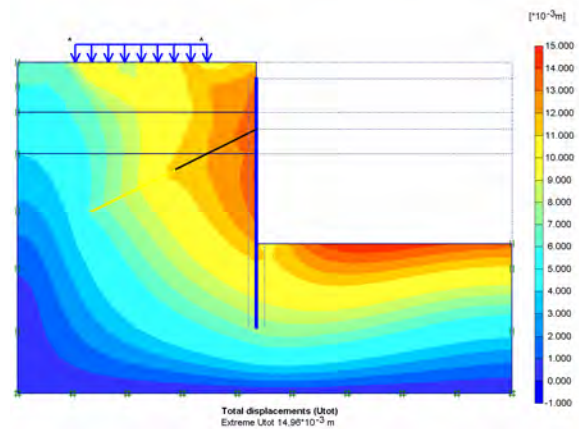
etkileyebileceği kanaatine varılmıştır. Bu nedenle söz konusu bölgede desteksiz veya yetersiz desteklerle şev kazısı oluşturmanın çok riskli veya mümkün olmayacağı düşünülmektedir.



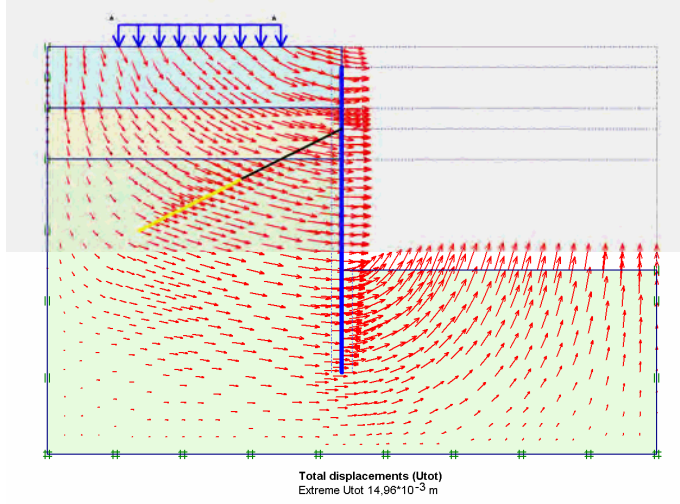
Şekil 6. İksalı sistem için oluşturulan iki boyutlu model



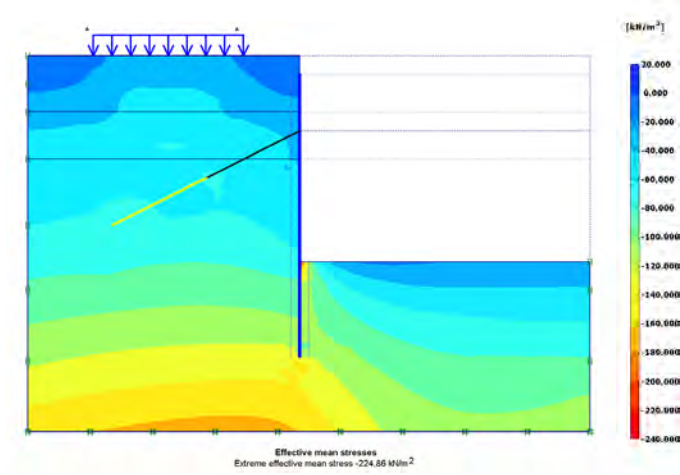
Şekil 7. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonların abartılı görünüşü



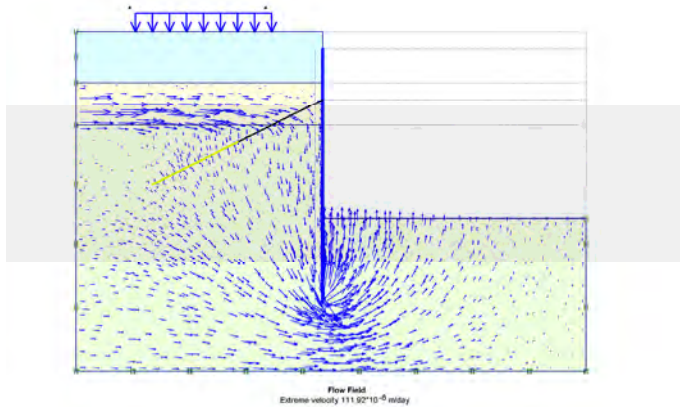
Şekil 8. İksalı sistemde kazı sonrası oluşan deformasyonlar



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	2	3
		Kil	Kil Tasi	Killi Çakıl
Type		Drained	Drained	Drained
γ_{sat}	[kN/m ³]	17,00	18,00	16,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	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/m ²]	20000,000	60000,000	10000,000
ν	[-]	0,350	0,300	0,300
G_{ref}	[kN/m ²]	7407,407	23076,923	3846,154
E_{oad}	[kN/m ²]	32098,765	80769,231	13461,538
c_{ref}	[kN/m ²]	22,00	150,00	5,00
ϕ	[°]	24,00	15,00	24,00
ψ	[°]	0,00	0,00	0,00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
y_{ref}	[m]	0,000	0,000	0,000
$c_{\text{increment}}$	[kN/m ² /m]	0,00	0,00	0,00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0,00	0,00	0,00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	0,80	1,00	0,60
Interface permeability		Neutral	Neutral	Neutral

Çizelge 3. Kazık parametreleri

N	Identificati	EA	EI	w	v	Mp	Np
	on	[kN/	[kNm ²	[kN/m	[-]	[kNm/	[kN/
		m]	/m]	/m]		m]	m]
1	Fore Kazık	1,4E7	7,46E5	8,40	0,15	1E15	1E15

Çizelge 4. Enjeksiyon parametreleri

No.	Identification	EA	v
		[kN/m]	[-]
1	Enjeksiyon	100000,00	0,00

Çizelge 5. Ankraj parametreleri

No	Identificati	EA	 Fmax,co	 Fmax,te	L
	on	[kN]	mp]	ns]	spacin
			[kN]	[kN]	g
					[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.
- Söz konusu binaların kazı kenarına çok yakın mesafelerde yer alıyor olması binalarda da bir ön gözlem ve inceleme çalışması yapılmasını zorunlu hale getirmiştir. Güzergah üzerinde yer alan 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 yapılabirliği 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 yer alan binaların kazı kenarına 3-4 m mesafelerde yer aldığı 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 yapılabirliği 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, *Geotechnical Special Publication, n 124, Geosupport 2004 - Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Proceedings of Sessions of the GeoSupport Conference: Innovation and Cooperation in Geo, 2004*, p 322-333.
- Özsan, A., Karpuz, C., 2001, Preliminary support design for Ankara subway extension tunnel, *Engineering Geology*, 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-Karşıyaka

Hasan Bar

HİFAYE Proje 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 Aliğa-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 Aliğa 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 içerisinde 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 malzemedan oluşan zemin tabakalarının varlığı yapılacak olan üstyapılar için detaylı genel zemin araştırmalarını ve uygun temel sistemi çözümlerinin tasarlanmasını zorunlu kılmaktadır.

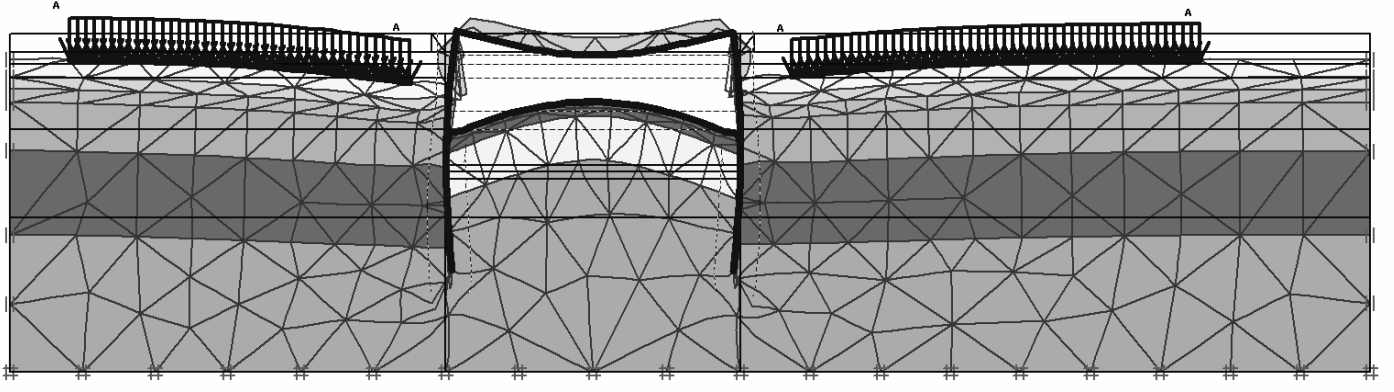
İnşa edilecek olan Karşıyaka tüneli ve yeraltı istasyonları da yukarıda bahsedilen zemin yapısı içerisinde gerçekleştirilecektir. Güzergâh üzerinde birçok noktada zemin araştırma çalışması ve arazi ve laboratuvar deneyleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan zemin araştırmaları sonucunda genel zemin profili 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.

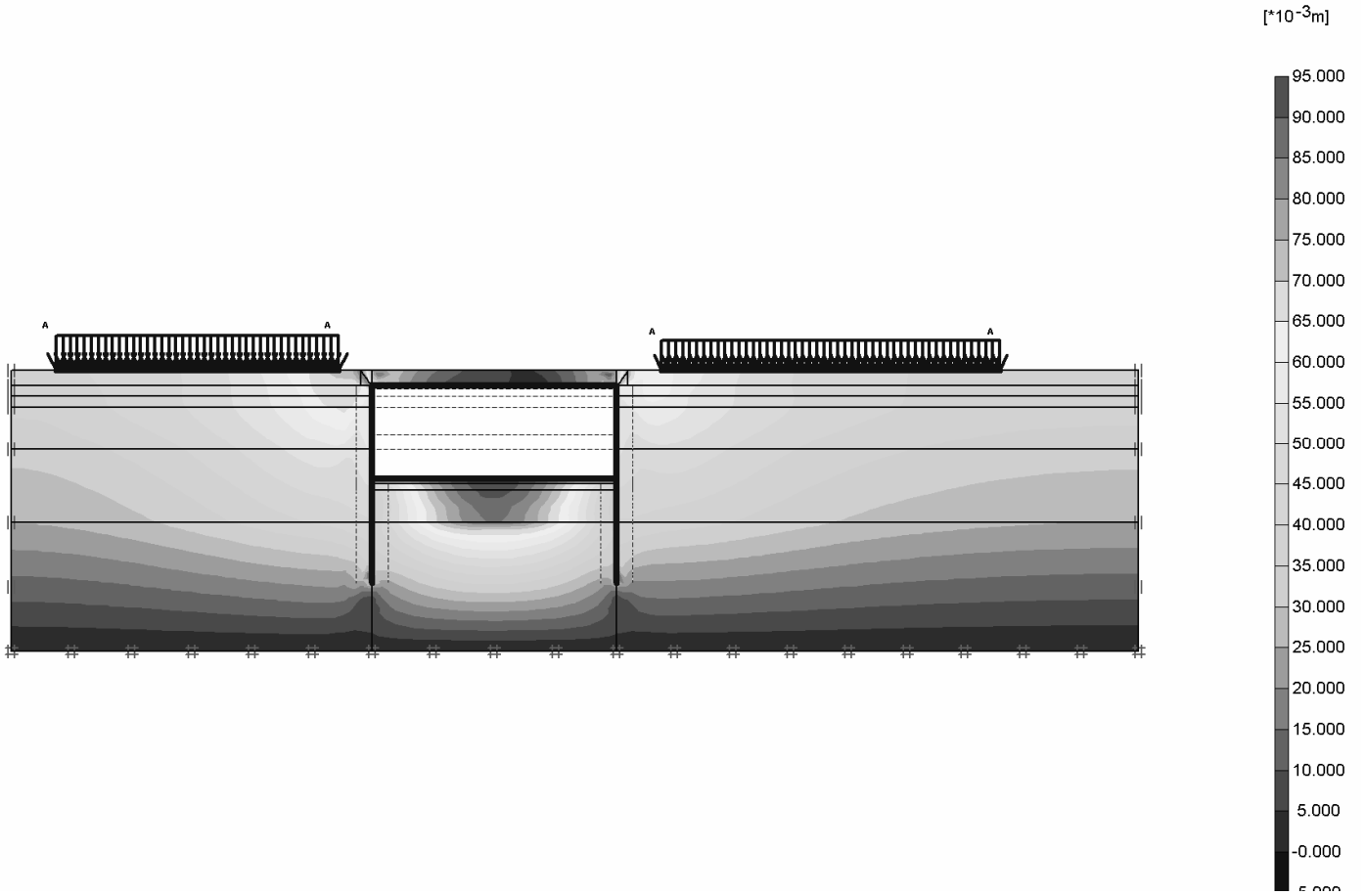
3 İKSA SİSTEMİNİN GEOTEKNİK AÇIDAN İNCELENMESİ VE İLAVE DESTEK ÖNERİSİ

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 yapıları 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.



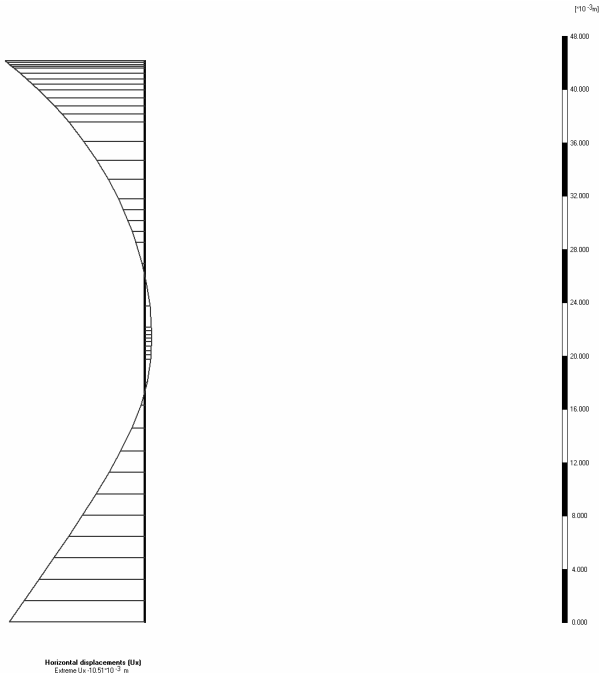
Şekil 2. Modellenen iksa sisteminde oluşan deformasyonların abartılı görüntüsü



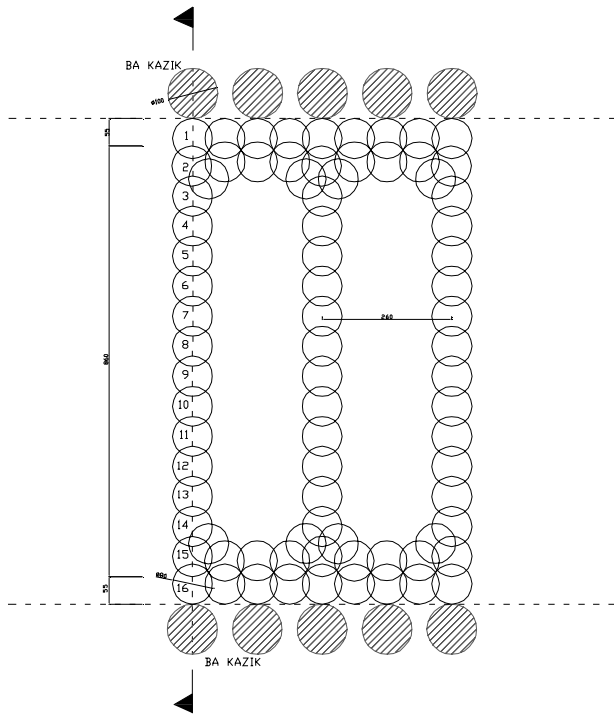
Şekil 3. Modellenen iksa sisteminde oluşan deformasyonların görüntüsü

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 önlenildiği görülmüştür (Şekil 2-4).

Sonuç olarak güzergâhta zemin koşullarının belirli kısımlar 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 kısımlar 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 tüneline 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 Geotechnical Engineering*, Thomson-Engineering, New York, 672 p.
- Kempfert, H.G., Gebreselassie, B., 2006, *Excavation and foundation in soft soil*, Springer Press, New York, 576 p.
- Louhenapessy, W.G., 1999, Tunnel support design with finite element analysis, *Geotechnical Special Publication*, N 90, p 526-537.
- Ozsan, A., Karpuz, C., 2001, Preliminary support design for Ankara subway extension tunnel, *Engineering Geology*, 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, *Geotechnical Special Publication*, n 124,

Geosupport 2004 - Drilled Shafts, Micropiling, Deep Mixing, Remedial Methods, and Specialty Foundation Systems, Proceedings of Sessions of the GeoSupport Conference: Innovation and Cooperation in Geo, 2004, 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 üstten 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.

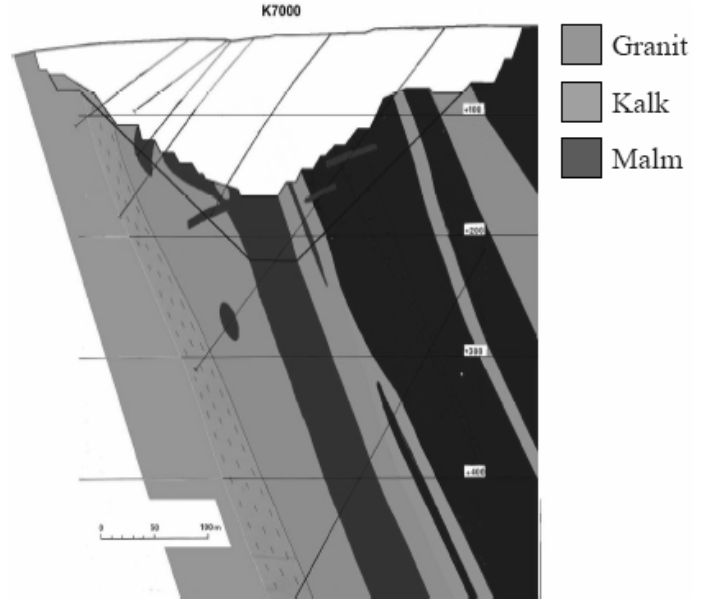
Maden ocağı büyüdükçe, arzulanan cevhere ulaşmak için “gri kaya”nın daha çok işlenmesi gerekti. Neticede cevherin on katı kadar “gri kaya” çıkartıldığı hesaplanınca, kesin bir karara varıldı. Paletlerde sabit duramama problemi nedeniyle bazı güvenlik önlemleri oluşturuldu. Açık maden ocağındaki çıkarma 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 ulaşması 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

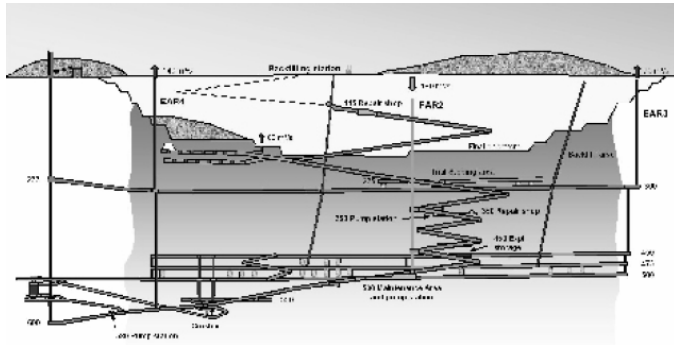
Yeraltındaki altyapının geliştirilmesi sırasında Kemi maden ocağı, NCC ve YIT ile birlikte çalışmıştır. Ana eğimli yolun girişi, açık maden ocağının kenarından 100 metre aşağıda yer almaktadır ve 8 metre genişliğinde ve 5,5 metre yüksekliğindedir. Bunun nedeni, araçların yukarı ya da aşağıya inerken 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 m³'lük ana imalathane de 500 metre seviyesinde yakın bir zamanda hizmete girmiştir. Yeraltındaki personele hizmet vermek için, yemek salonu ve personel odaları gibi başka rahatlatma 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.

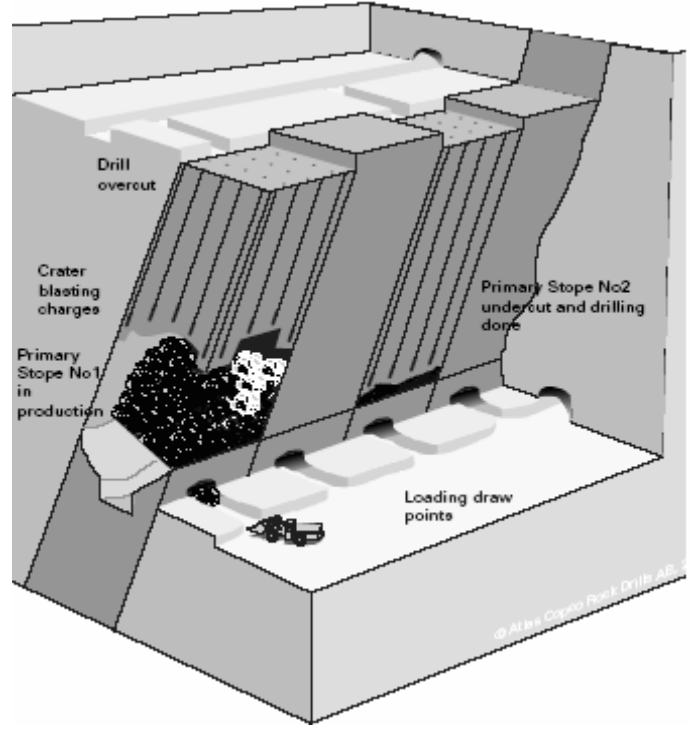
Atlas Copco'nun teçhizatları, Rig Remote Access (RRA) denilen bir sistemle donatılmıştır. Bu sayede maden ocağına bir ağ bağlantısı (network) ile bağlanılabilmekte ve delme planları aktarılabilmekte, logg dosyaları ve diğer datalar kolayca gönderilebilmektedir. Maden ocağının bilgi ağına girerek, dünyanın her yerinden, RRA aracılığıyla donanımına 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 aracılığıyla yapılmaktadır. Cevher, titreşim bantları yardımıyla ufalanmaya gider. Ufalanmış 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

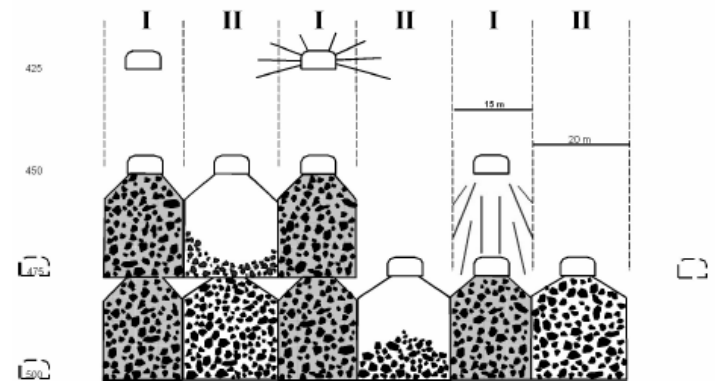
yaklaşık 514 t/h'tır. İyi bir havalandırma sağlamak için, yaklaşık 1,5 km uzunluğunda havalandırma şaftı açılmıştır. Hava emiş çapı 4 metredir ve hava üfleme çapı 3,5 metredir.



Şekil 4. Palet kesim ve dolmuş paletlerin bir örneği

4 MADEN ÜRETİM YÖNTEMİ

Cevher damarlarının konumları ve yatağın büyüklüğü değerlendirildikten sonra, üretim yöntemi seçilmiştir. Bu seçim, palet kesim ve dolmuş paletleri (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

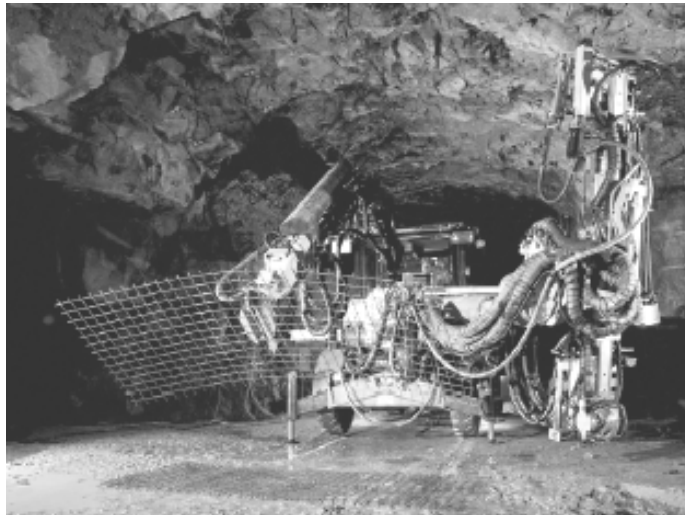
Deneylerin sonucunda, aşağıya bakan 51 mm'lik deliklerinin en iyi alternatif olduğu ortaya çıktı. Kötü kaya koşulları nedeniyle yukarıya bakan delikler, %30 daha efektif olmalarına rağmen kapsam dışı bırakıldı. Paletler günümüzde 25 metre yüksekliğinde. Ana palet 15 metre genişliğinde ve ikincil palet 20 metre genişliğindedir. Uzunluklar 10 ve 50 metre arasında değişmektedir. Paletlerin üzerindeki ağırlık 10000 ve 50000 ton arasında değişmektedir.



Şekil 7. Atlas Copco Boltec LC çalışma esnasında

5 KAYA SAĞLAMLAŞTIRMA

Yeraltına inildiği zaman karşılaşılan en büyük zorluklardan birisi, maden çıkarılan odadaki tavanın güvenliğini sağlamaktır. Cevherin etrafındaki taşıyıcı kaya, kısmen çok yumuşak tavadan 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).



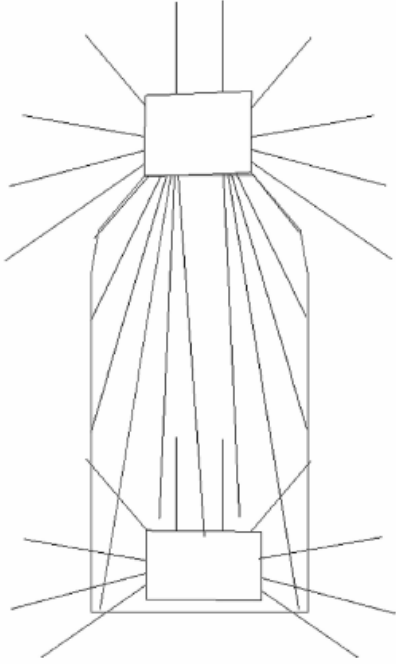
Şekil 6. Çelik hasır uygulaması ve Atlas Copco Boltec LC

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, bulunan galerinin cıvatalanması bitirmeye çalışılır.

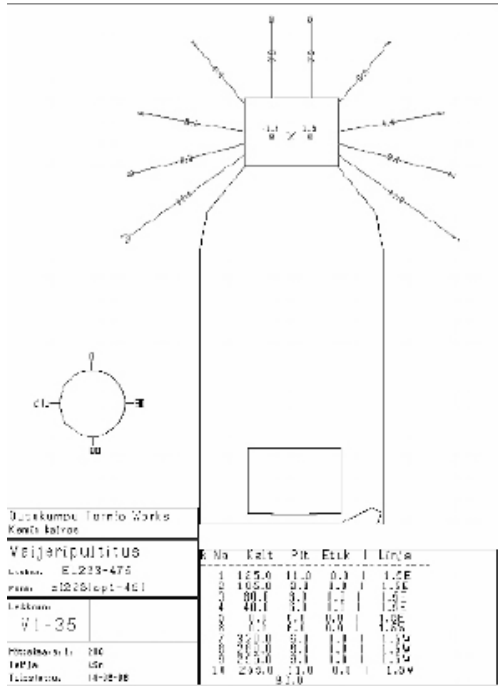
Her galerideki çalışmadan önce, sağlamlaştırmanın kapsamına karar verebilmek için, kayanın karakteri hakkında bir ön toplantı yapılır. Koşullara göre, prensipte delik başına bir veya iki demir halat uygulanır. Ayrıca ilk olarak demir halat cıvatalarına işaretler konulur. Bu yöntem daha sonra terk edilmiştir. 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 cıvatalama 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 ulaşılabilir.
- 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).



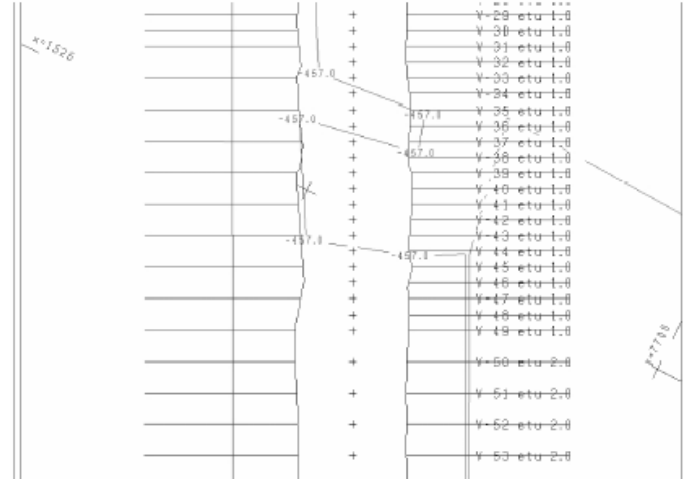
Şekil 10. Cabletec LC

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 civatalama 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 civatalama cihazı, piyasada daha evvel hiç görülmemiş, yenilikçi birçok çözüm içermektedir. Demir halat civatasının 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 şarjörülü 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 donanım ve ön sıradaki demir halat sürgüsüyle kullanılmaktadır. Galeriler her zaman, paletlerin en başından başlanarak arka tarafına doğru giderek civatalanır. Sıralar arasındaki mesafe, değişik galeriler için farklılık gösterir. Ancak tipik ölçü 1, 1.5 ve 2 metredir (Şekil 11).



Şekil 11. Kablo civatalama 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 kasmağıyla 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, yöntem 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 Excavation Works in Taksim-Kabataş Funicular System Project

Ali Yüksel

*Yapı Merkezi –Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat
Anadoluray Ortak Girişimi, 34700 Üsküdar-İSTANBUL*

Ergin Arıoğlu

Yapı Merkezi İnşaat ve Sanayii A.Ş., AR-GE Bölümü, Çamlıca, İstanbul

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 m³ kadar hacminde yapay dolgu iyileştirilmiş olup, ortalama enjeksiyon alışı 0,97 t/m³ olarak gerçekleşmiştir. Bu sayede tünel kazısı güvenli bir şekilde ve yapılara hasar verilmeden tamamlanmıştır.

ABSTRACT: 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 m³ artificial fill was treated with an average of 0,97 t/m³ grout intake. Thanks to the soil improvement, the tunnel was bored safely and without any damages to buildings.

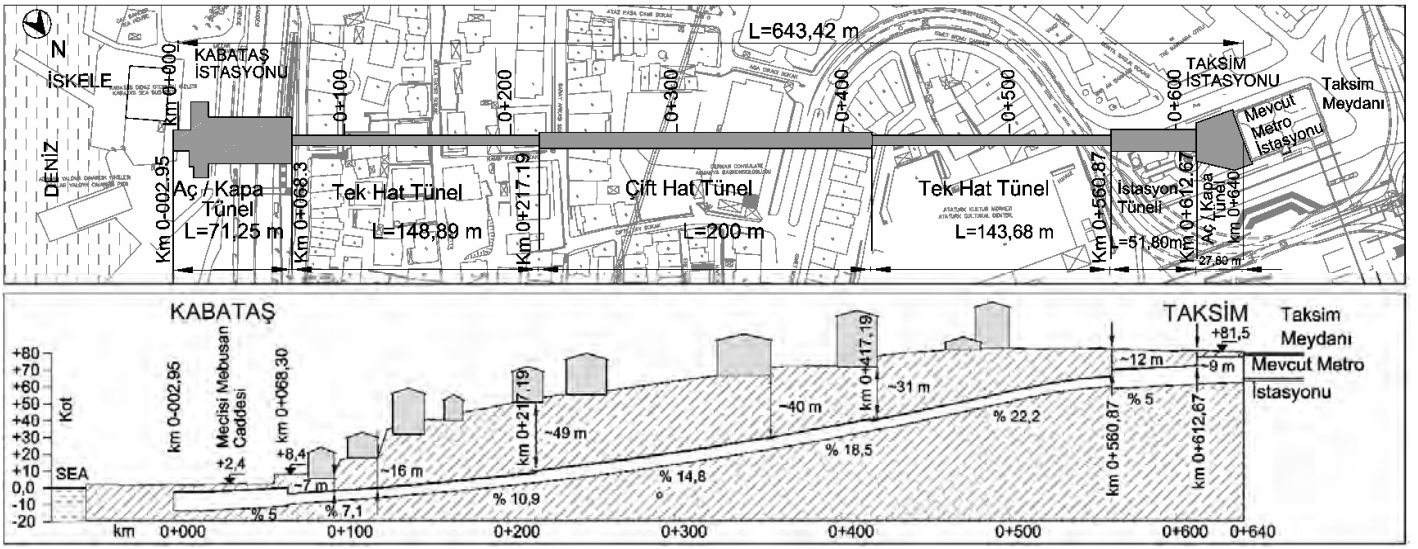
1 TAKSİM-KABATAŞ FÜNİKÜLER SİSTEMİ

Füniküler 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 Kabataş Füniküler Sistemine ilişkin bilgiler (Aykar ve ark.,2005) kaynağında yer almaktadır.*

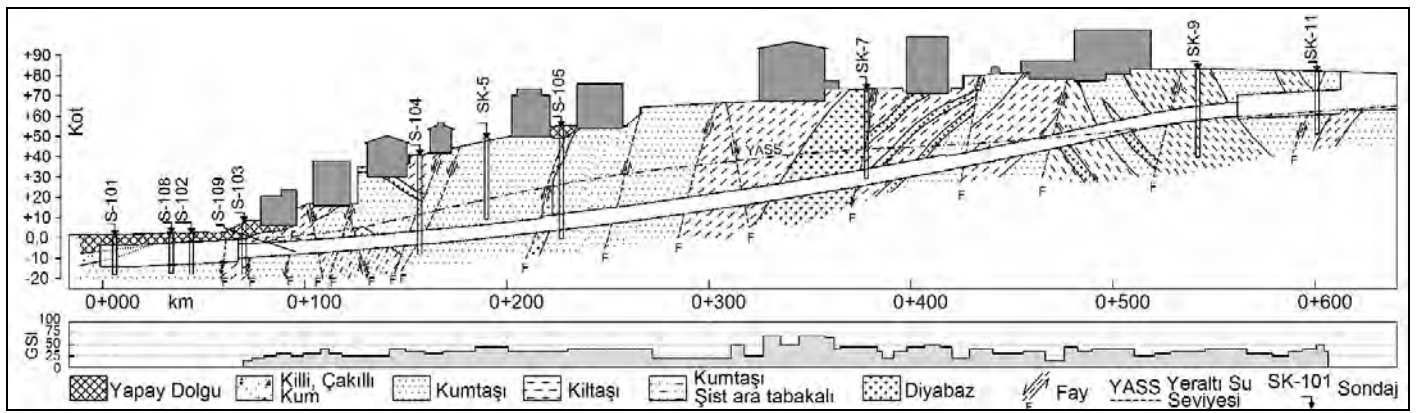
Bu bildiride bu çalışmadan geniş ölçüde yararlanılmıştır.

2 JEOLJİ 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 kiltası 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 kırıklıdır. 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 paralel olarak yükselmekte, Taksim istasyon tüneli öncesinde kazı kesitine girmekte, İstasyon tüneline ise tünel tabanında (~+60.0) bulunmaktadır. Genel olarak, gözlenen su gelirin, geçirimsizliğin 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	Killaşı	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 Kütleli Basınç Dayanımı, MPa (*)	0,7-7,8	1,2-9,5	5,2-17,1
Kaya Kütleli Kohezyonu, MPa	0,4-2,9	0,7-3,0	2,5-4,2
Kaya Kütleli İçsel Sürtünme Açısı, °	24-36	26-38	34-42
Kaya Kütleli Elastisite Modülü, GPa	0,5-6,2	0,77-8,2	8,2

(*) Yerindeki büyüklükler GSI değerleri kullanılarak belirlenmiştir (Hoek et al. 2002)

3 KABATAŞ İSTASYONU

3.1 İstasyon Yapısı

Kabataş-TaksimTünelinin Kabataş girişi istasyon yapısından sağlanmaktadır. İstasyon yapısı şehrin ana arterlerinden birisi olan Mecidiye 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 kalınlığı 8,50 m'ye kadar çıkan midye kabuklu kum tabakası yer almaktadır. 10-12 m derinlikten itibaren üst kısımları ayrışmış durumda kumtaşı ve kilaşından oluşan grovak kayacı devam etmektedir. İstasyonun tünel portalini 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 portalini olarak düzenlenmiştir. Bu kısımdaki yan duvarların ilk sıra boru iksalardan aşağısı arđermeli halat ankrajlar ile desteklenmiştir. Zira bu hacim tünel girişinde yatay-düşey taşımalar ve kazı makinelerinin manevra alanı olarak gerekmektedir. Araştırma delgileri sırasında S-103 ve eğimli olarak yapılan S-109 sondajlarına göre zemin profilinin km 0+072'de belirlenen çekim fayına kadar üstte 7,0 m yapay dolgu, onun altında ise üst kısımları ayrışmış, kumtaşı, şist ara tabakalı kil taşlarından oluştuğu belirlenmiştir. (Yoldaş, 2003) Tünel portalini tarafında ana caddeye paralel 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 öngörölmüştür. 1. sıra zemin çivileri bu sokaktaki altyapılar nedeniyle yapılamamış, II. sıra zemin çivilerinin yerine 20 ton kapasiteli, 18 m uzunlukta arđermeli halat ankrajı yapılması düşünölmüştür. 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 eksenini 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 özelliklerinin iyileştirilerek 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 miktarının % 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	Σ 1.200	3	Stop	Priz için 6 Saat Bekleme → Aşama 5 (*)
5	1/1	300	3	Stop	İdareye Haber Verme.

(*) çimento ağırlığınca 25 % kum ilaveli w/c=1/1 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 cinsin-

den 181 kg/m, 2. seviyede ise (+2,5) ortalama enjeksiyon alışı 40 kg/m olarak gerçekleşmiştir (Şek. 4, Şek.5). 2. seviyedeki alışı 1.seviyedekinin ~ %20’si mertebesinde olmuştur. Bu durumun 1. seviyedeki enjeksiyonların yapımı sırasındaki enjeksiyon karışımlarının daha aşağı seviyelere de ilerlemesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

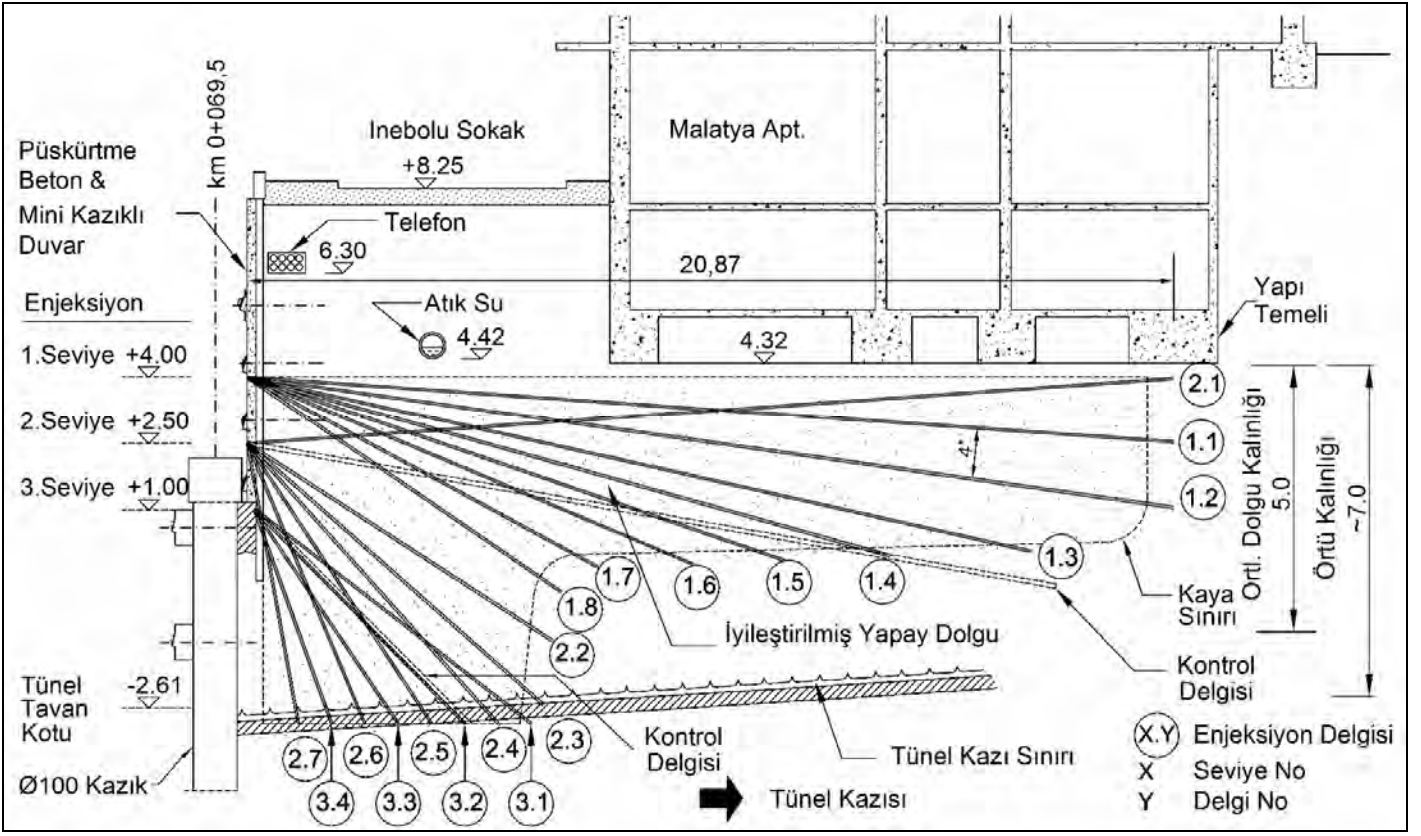
2. seviyedeki enjeksiyon işlemlerinin tamamlanmasından sonra, eğimi 10°, 18 m uzunluğunda ve eğimi 45°, 8 m uzunluğunda olan iki adet kontrol delgisi yapılmıştır. Bu deliklerde enjeksiyon işlemlerinin kalitesini kontrol etmek amacıyla basınçlı su testleri yapılmıştır. Testlerin neticesinde enjeksiyon yapılan ortamın geçirimsizliği 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 alışı 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

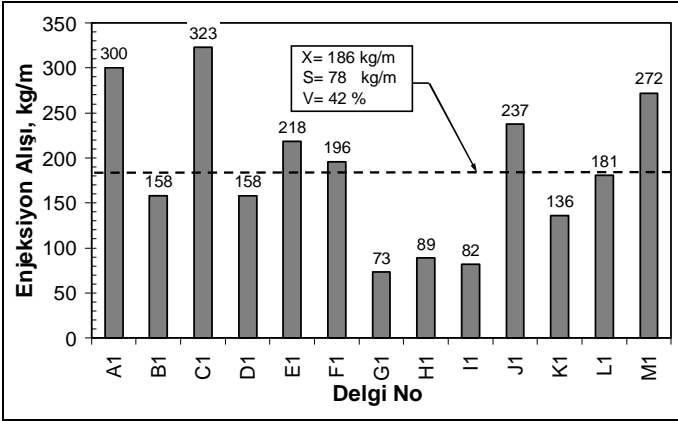
5.1 Tünel Kazı Destekleme İşleri

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.

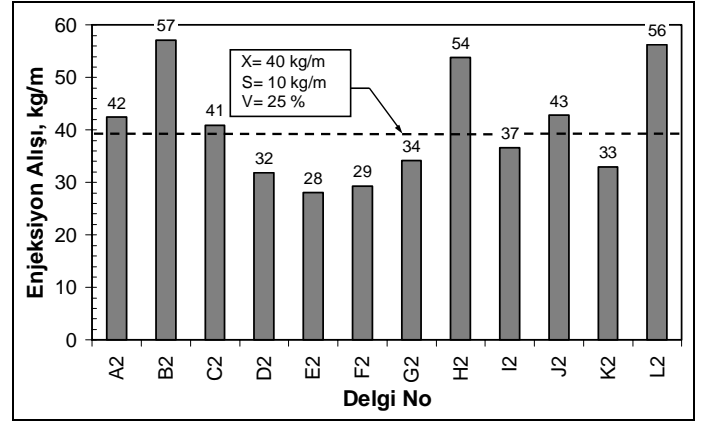
Girişte tünelin tavan kotu -2,61, taban kotu ise -9,86, örtü tabakası kalınlığı 11,5 m’dir. Ancak tünelin 8.m’si ile 27.m’si arasında bina temelleri ile tünel tavanı arasındaki mesafe ise ~7 m civarındadır. İlerleyen tünel bölümlerinde yüzey topoğrafyası aniden yükselmekte, tünelin 35. m – 52. m’leri arasındaki 2. sıra binaların bulunduğu yerde örtü kalınlığı 16 m’ye ulaşmaktadır.



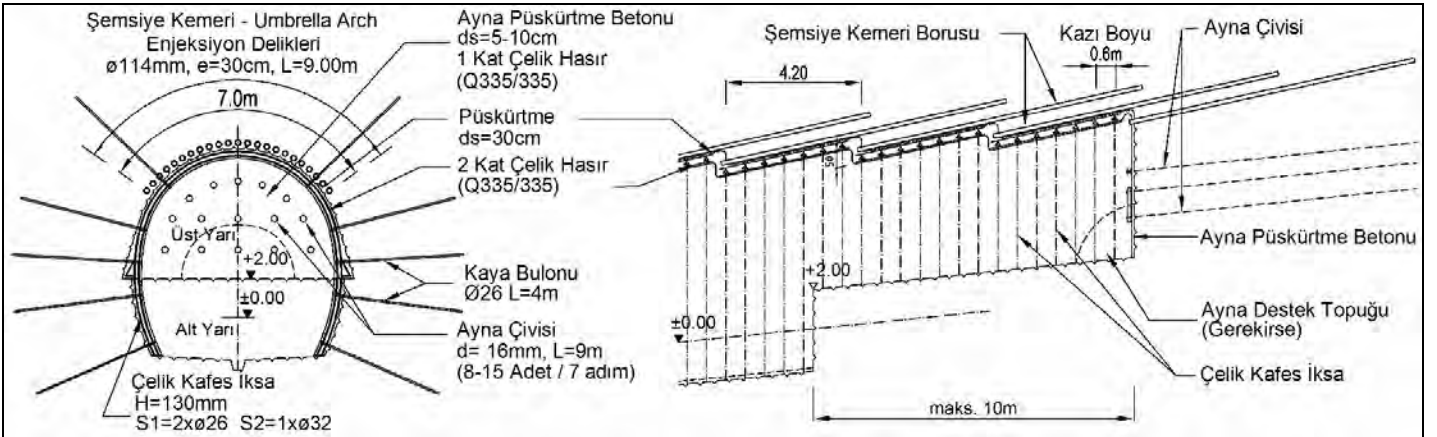
Şekil 3. Enjeksiyon delgilerinin düşey yerleşimi



Şekil 4. I. Seviye delgilerinde enjeksiyon alımlarının dağılımı



Şekil 5. II. Seviye delgilerinde enjeksiyon alımlarının dağılımı

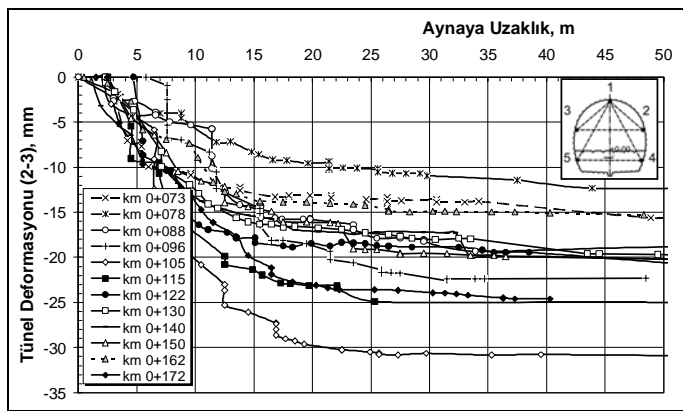


Şekil 6. Tek hat tüneli A3 tipi kazı destek sistemi

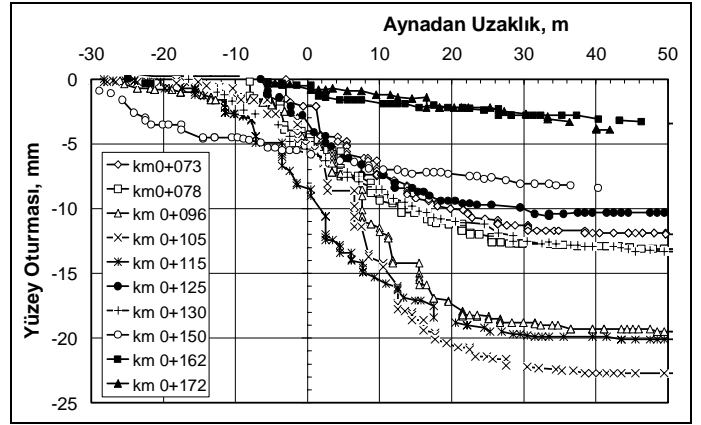
Tünelin kazı-desteklemesinde NATM-Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu uygulanmıştır. İlk 148,89 m'lik bölümde tünel tek hatlı olup, kazı yüksekliği 6,40 m, genişliği ise 6,56 m'dir. Uygulanan kazı şekli ve destekleme elemanları Şekil 6'da gösterilmiştir. İlk 37,8 m'lik kısımda (km 0+070,00 – km 0+107,80) örtü kalınlığının az olması ve zayıf kaya koşulları nedeniyle “Şemsiye Kemer - 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 sisteminin performansını izlemek ve kontrol etmek üzere tünel jeolojisi yakından takip edilmiş ve deformasyon ölçümleri alınmıştır (Arioğlu ve ark.,2003a, Arioğlu 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 Kilitaşı 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 Kemerli Desteklemeli)	A2
Kazı Adımı, m	0,60	1,00
Tünel İçi Konverjans, mm	12,4	24,9
Yüzey Oturması	12,6	19,9

(*) A3: 30 cm püskürtme beton + çelik kafes iksa + 2 kat çelik hasır + kaya bulonu + şemsiye kemeri sistemi

A2: 25 cm püskürtme beton + çelik kafes iksa + 2 kat çelik hasır + kaya bulonu + süren çubuk

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;

$(\Delta S/L)=(10.3mm-2.0 mm)/18 m = 1/2.170$ olarak gerçekleşmiştir. Burada: ΔS =farklı oturma değeri, L =bina uzunluğu'dur. Bu değer, betonarme yapılar için verilen yapısal hasarların başlangıç değeri (1/200)'den yaklaşık 11 kat daha küçüktür (Arioğlu & 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 $(u_i / R_o) = 0,032m / 6.4 m = 0.005 = \% 0,5$ değerinde meydana gelmiştir. Burada: u_i = maksimum tünel kapanması (konverjans), R_o =tünel eşdeğer çapıdır. Bu deformasyon değeri "zayıf sıkışma" şartları için verilen sınır değer (% 1) altındadır. (Barla, 1995, Arioğlu ve ark.2002).

- Yüzey oturma değerleri tünel üzerindeki örtü kalınlığının artışı ile belirgin ölçüde azalmıştır. (Şek. 8)

6 SONUÇLAR

Bu çalışmada elde edilen belli 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

- Arioğlu, E., Yüksel, A., 1999, *Tünel ve Yeraltı Mühendislik Yapılarında Çözümlü Püskürtme Beton Problemleri*, Maden Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Yayını, İstanbul. 178 s.
- Arioğlu, B, Yüksel, A., Arioğlu, Ergin, 2002. İzmir Metro Projesi Nenehatun Tünelindeki Geoteknik Çalışmalar ve Değerlendirilmesi, *ECAS2002 Uluslararası Yapı ve Deprem Mühendisliği Sempozyumu*, 14 Ekim 2002, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara, S. 358-368
- Arioğlu, Ergin, Girgin, C., 2003a. Kabataş – Taksim Füniküler Sistemi Projesinde km 0+085'deki Eski Binalarda Stabilité Araştırması *Yapı Merkezi, Ar-Ge Bölümü, Rapor No: 2003/10*, İstanbul, 8 s.
- Arioğlu, Ergin, Girgin, C. ,Yoldaş R., 2003b. Taksim Kabataş Füniküler Sistemi Projesinde geçilen formasyonlarda dikkat edilmesi gereken hususlar, *Yapı Merkezi Ar-Ge Bölümü.*, İstanbul.
- Barla, G., 1995, Squeezing in Tunnels, *News Journal International Society For Rock Mechanics*, Vol.2, Number 3 & 4, Lizboa, S. 14-44
- Aykar, E., Arioğlu, B., Erdirik, N., Yüksel, A., Özbayır, T., Arioğlu, 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 Geology and the Environment*, Volume 57, p. 151-160
- Nonveiller, E., 1989. Grouting *Theory and Practice*, Elsevier, Amsterdam, 250 pp
- Sağlam, A. 2003. Kabataş-Taksim Füniküler Sistemi Portal Yapıları İyileştirme Raporu, FS-TR-J2003 *Yapı Merkezi*, İstanbul. 8 s.
- Ulusay, R. & Sönmez, H., 2000. Suggested modifications to the empirical Hoek-Brown failure criterion and their applicability: *Geological Engineering Journal*, Volume 23/24 Number 1. S 77-99
- Yapı Merkezi, 2003-2004. Kabataş-Taksim Füniküler Sistemi Projesi Deformasyon Ölçüm Kayıtları, *Yapı Merkezi*, İstanbul.
- Yoldaş, R, 2003. Kabataş–Taksim Füniküler Sistemi Delme Tünel Geoteknik Değerlendirme Raporu, *Rapor No: FS-TR-J0115, Yapı 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 Tüneli Karadeniz Sahil Yolu projesi kapsamında Karayolları Genel Müdürlüğü tarafından inşa ettirilmiştir. Çift tüp olarak tasarlanan tüneller çok ayrılmış ve zayıf Eosen yaşlı volkanik kayalar içinde açılmıştır.

Batı portalı (Trabzon portalı) 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 tüneler 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 tünelde 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 occurred. 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 monzogabbro 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.

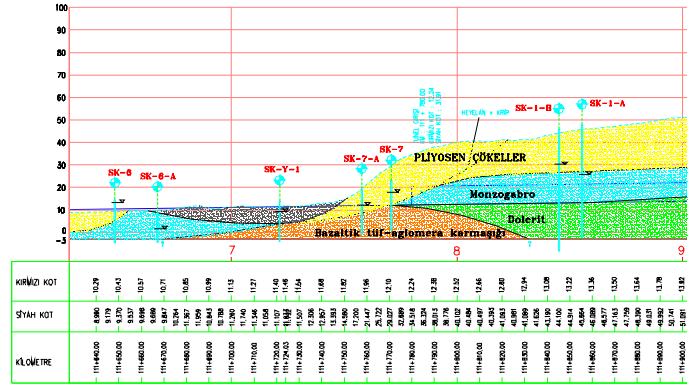
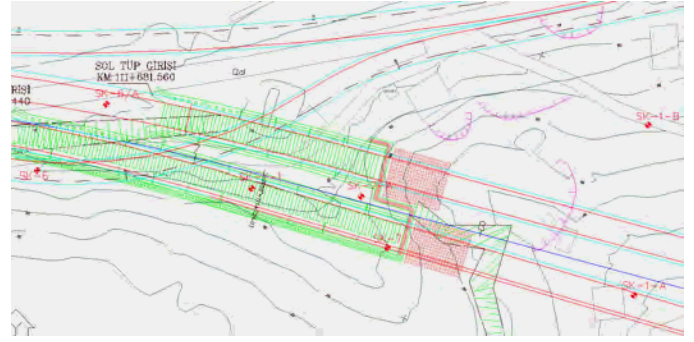


Figure 2. Plan view and geological cross-section of the western portal

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.

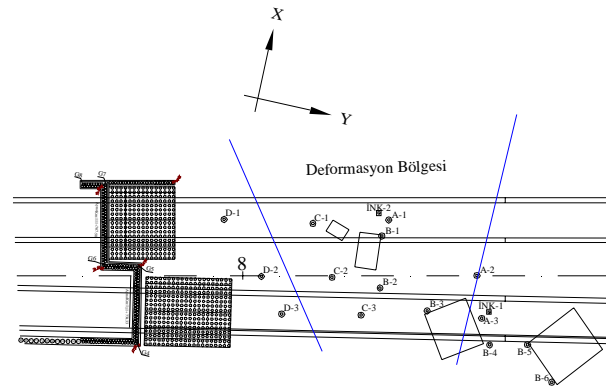


Figure 3. Deformation measurement points and inclinometer station location.

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 GEOTECHNICAL EVALUATION

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).

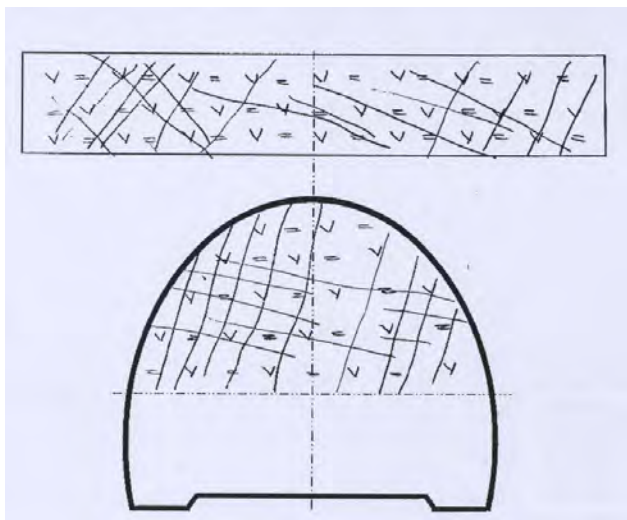


Figure 4. Km:111+840 tunnel face map-very weak rock (T1 tube)

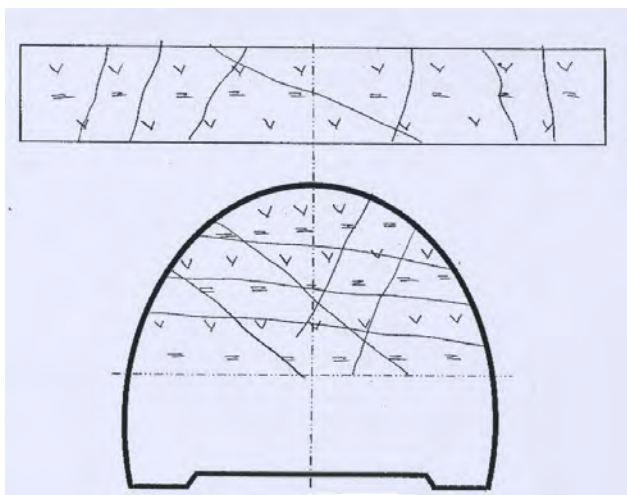


Figure 5. Km:111+890 tunnel face map-very weak rock (T3 tube)

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. Inclometers 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 stabilize 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 achieved 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.

4 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.

REFERENCES

- 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

Problems and Solution Techniques Applied in the Tizi-Ouzou T3 tunnel of Algerian Railways

Öner Yılmaz* Halil Murat** Doğan Demirok**

**Maden Mühendisi, Özgün İnşaat

**Maden Mühendisi, Özgün İnşaat Tizi-Ouzou Şantiyesi CEZAYİR

ÖZET Bu bildiri 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 tüneline, yüzeye yakın açılması, jeolojik yapısı ve daha önce bu tüneli açmak için yapılan çalışmaların başarısızlıkla sonuçlanması nedeniyle sorunlarla karşılaşmıştır.

T3 tünelinin önce T3-A (giriş) portalında daha sonra T3-B (çıkış) portalında kazı ve destekleme çalışmalarına başlanmıştır. Bu bildiri T3 tüneline kazı ve destekleme sırasında yaşanan sorunlar ve bu sorunların çözümünde uygulanan tekniklere yer verilmiştir.

2 TİZİ-OUZOU BÖLGESİ JEOLJİSİ

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 yer alan 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 contağında su taşıyan kumtaşı, konglomera ve silt bulundurmasıdır.

3 T3-A PORTALINDA KAZI VE DESTEKLEME ÇALIŞMALARI

3.1 Portal kazı ve desteklemesi

T3 tüneline 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 marn'dan 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).



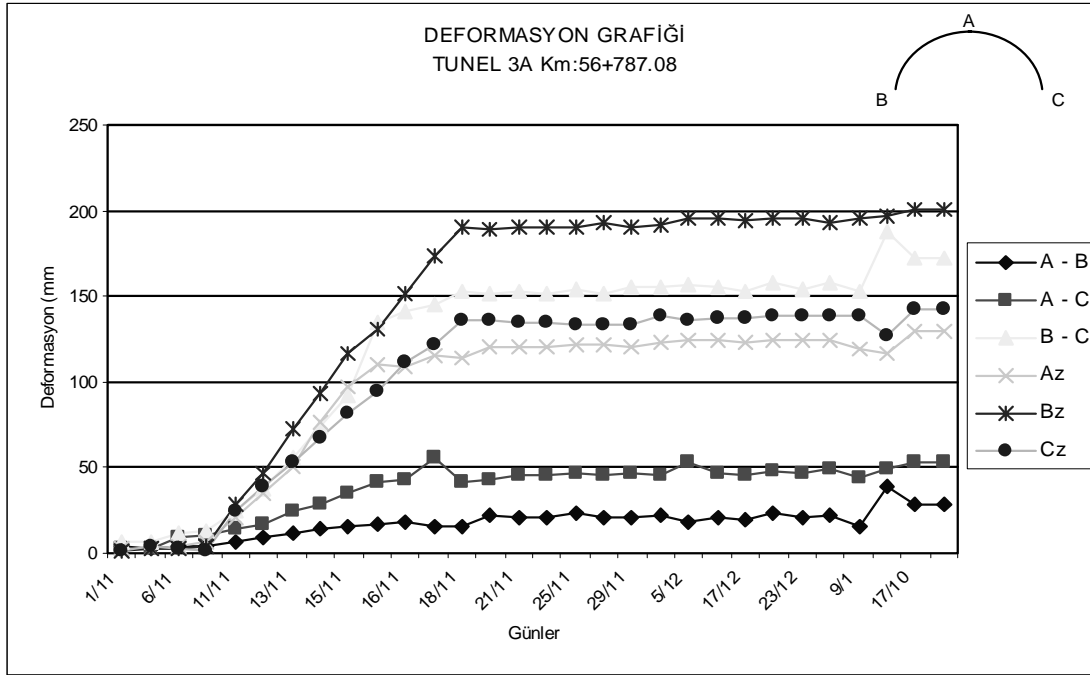
Şekil 1. T3-A portalındaki kaymalardan görünüşler

3.2 Tünel kazı ve desteklemesi sırasında yaşanan sorunlar ve uygulanan çözüm teknikleri.

Portalda ilk yapılan umbrella-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 doymun malzeme tünel içine akarak tünel sol omuz bölgesinde kesit dışı aşırı söküme

neden olmuştur. Bu sökümin 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 söküme 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.

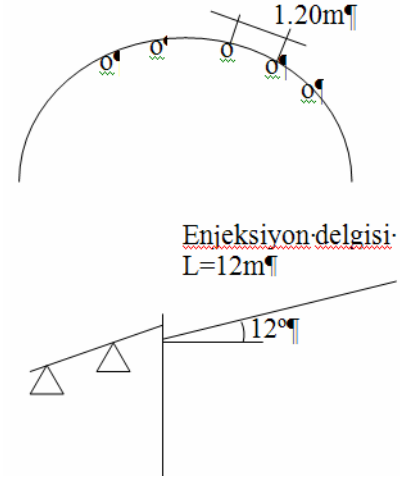
Hem sondaj verilerinde hemde yapmış olduğumuz araştırma delgilerinden elde ettiğimiz veriler incelendiğinde; Tünel tavanında bulunan altere marnın üstünde sarı renkli bir kil tabakası ve hemen bu kilin üstünde çakıllı malzeme içinde suyun varlığı tesbit edildi. Söz konusu zemin tünel güzergahı boyunca 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 Konsolidasyon enjeksiyonunun yapılması

Umbrella-arch delgilerine başlamadan önce tünel üstüarı 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.

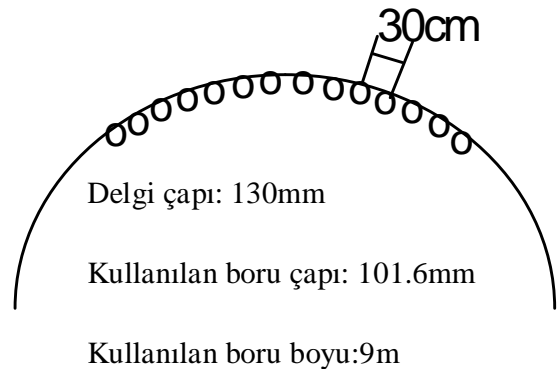


Şekil 4. Enjeksiyon yapmak için delinen delikler.

Enjeksiyonun amacı tünel tavanında bulunan su ve akışkan zeminin enjeksiyon şerbeti ile yer değiştirerek tünel tavanının konsolide edilmesini sağlamaktır.

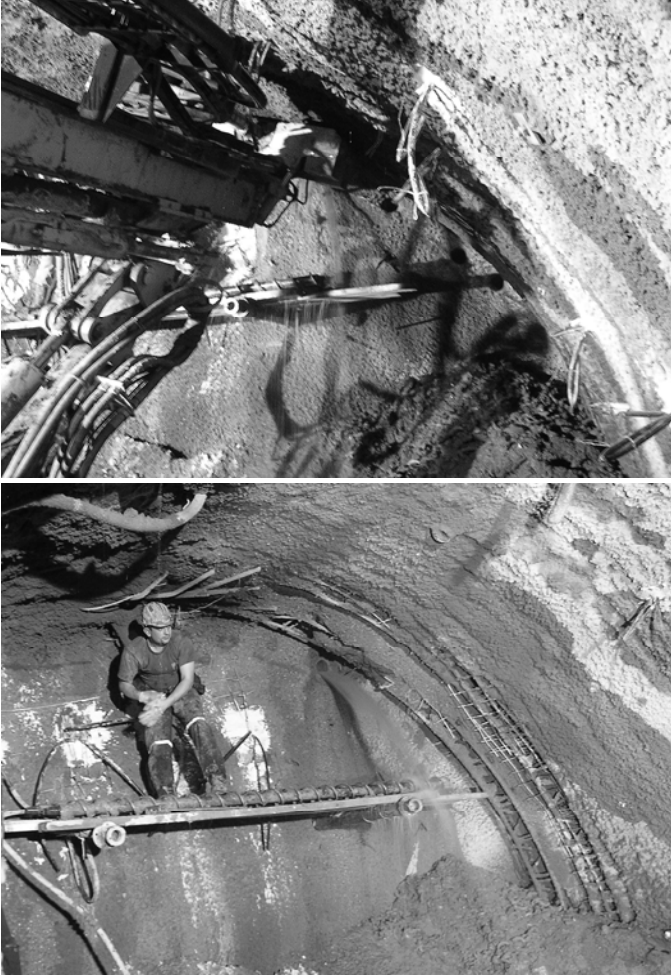
3.2.2 Umbrella-arch borularının aralığının daraltılması

Daha önce uygulanan umbrella-arch borularının aralığı 50 cm olduğu için borular arasındaki zeminde boşalma olmaktadır. 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 karşılaşmış 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.

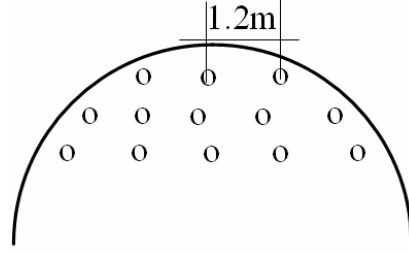


Şekil 6. Umbrella-arch delgisi sırasında gelen sulardan görüşler.

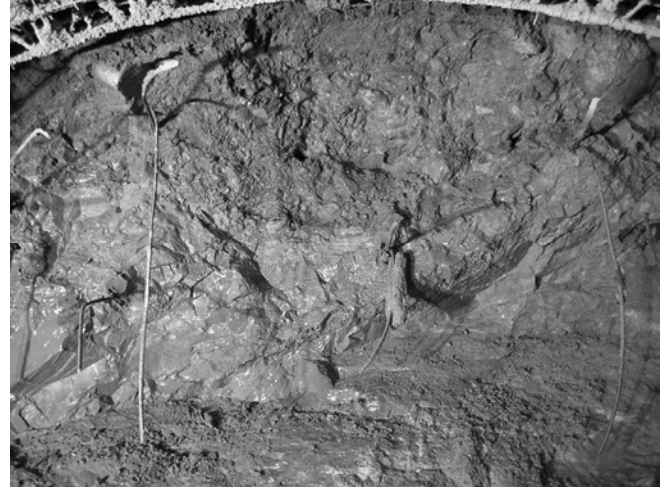
3.2.3 Tünel aynasında zemin çivisi uygulaması

Tünel aynasının zaman zaman ileri alterasyon geçirmiş marn ve kilden oluştuğu ve ayrıca marn-kil kantağındaki 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’dir.



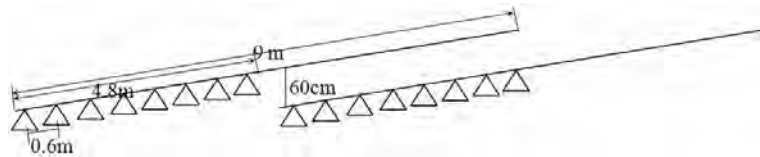
Şekil 7. Zemin çivisi paterni



Şekil 8. Tünel aynasından görünüş

3.2.4 Çift bindirmeli umbrella-arch altında kazı ve destekleme yapılması

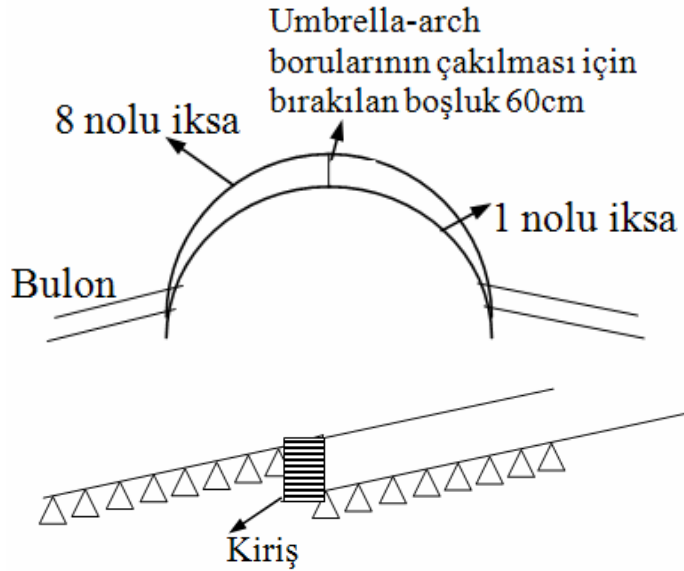
Yukarıda belirtilen çalışmalar tamamlandıktan sonra tünel üstyarı aynasında 0.6m raund aralığı ile kazı ve desteklemeye devam edilmiştir. 4.8m ilerleme yapıldıktan sonra üst yarı aynasına bir kat çelik-hasır konulup 5cm püskürtme beton uygulandıktan sonra 1-2 ve 3. maddelerdeki aktiviteler tekrar uygulanarak 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 Kiriş yapılması

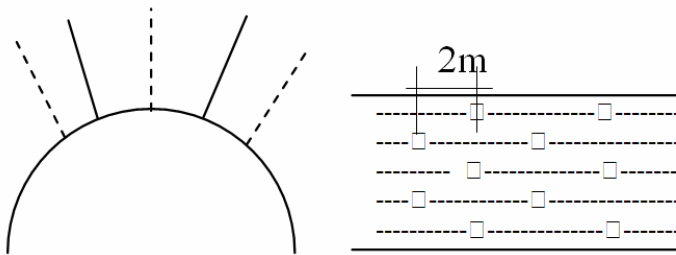
Umbrella-arch olarak 4''(10.16 cm) boru kullanılan sistemde yenilme raundun son iksasında başlar. Son iksanın güvenceye alınması sistemin güvenliği ile eşanlamlıdır. Bu nedenle raundun son iksasının altına 40cm eninde ve gabariye girmeyecek şekilde oluşan boşluk Şekil 10'da görüldüğü gibi kiriş donatısı ile desteklenip püskürtme beton uygulanmıştır.



Şekil 10. Tünel en kesitinde ve boy kesitinde kirişin görünümü

3.2.6 Tünele akan suların kesilmesi için enjeksiyon yapılması

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

3.2.7 PG bulon uygulaması

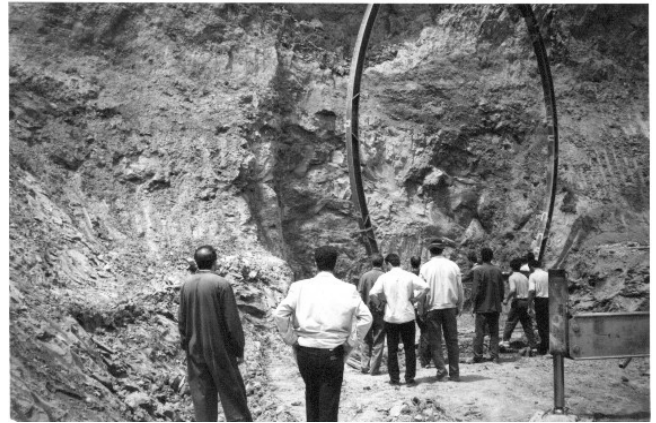
Daha önce 51 mm delik çaplı ve 20 mm çapında nervürlü demirden L=4m SN olarak yapılan bulonların yerine 64 mm delik çaplı ve 25 mm çaplı nervürlü demirden L = 4m PG bulon uygulamasına geçilmiştir.

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 görüntüler

Ancak tünel aynasında kazıya başlamadan önce Güney şevde meydana gelen heyelan büyüyerek tünel portalını kapatmıştı. O günkü imkanlarla tünelin açılmayacağı anlaşıldığı 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. İslah 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 girmektedir. (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 olduğu için mevcut gergilerin 1.50m altına HEB-240 "I" profillerinden 2. sıra gergiler yerleştirilerek deformasyonlar durdurulmuştur (Ek-3 gergi montajından görünüşler).

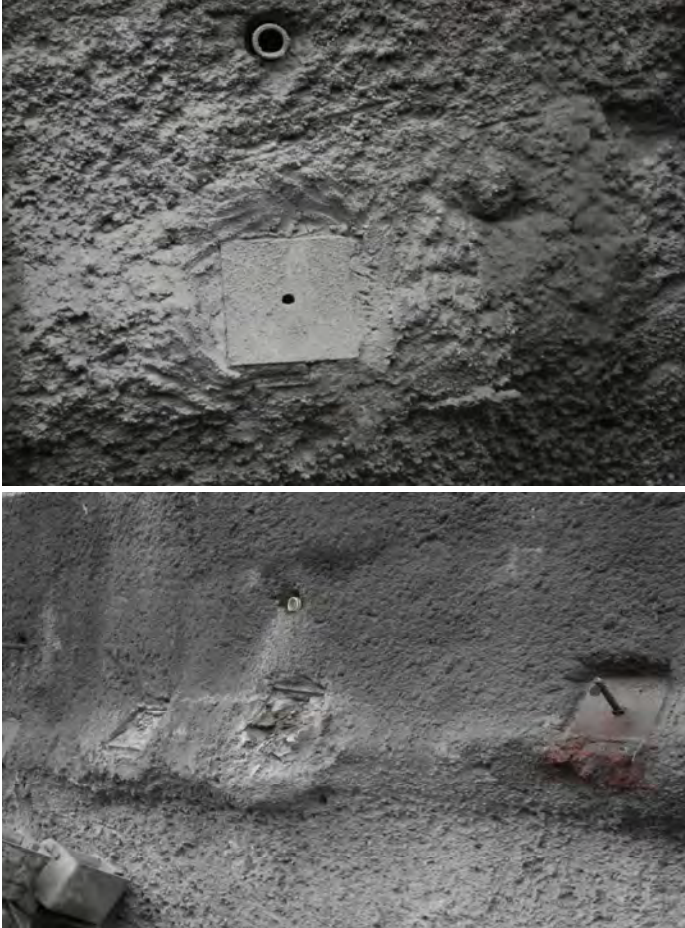


Şekil 14. Zemin ıslah çalışmalarından sonraki görünüşler

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 yapılarak 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 projelendirilmiştir. 2. sıra ankrajın yapılabilmesi için minimum 4.5m kazı yapılması gerekiyordu. Aynı

sistemle yapılacak kazı ve destekleme sürşarjdan dolayı tehlikeli bir durum arzetymekteydi. 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 kısmında 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 perdede 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.

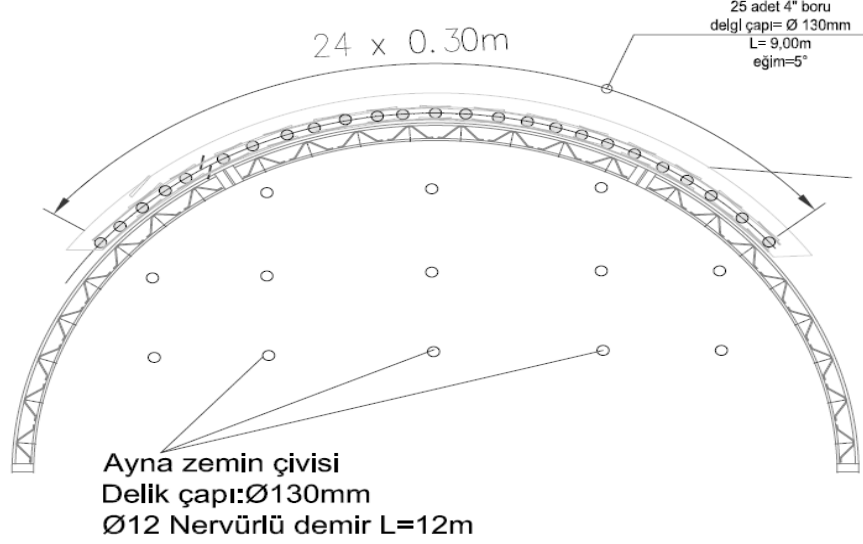
4.3 T3-B Portalında Tünel Kazı ve Destekleme Çalışmaları

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 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



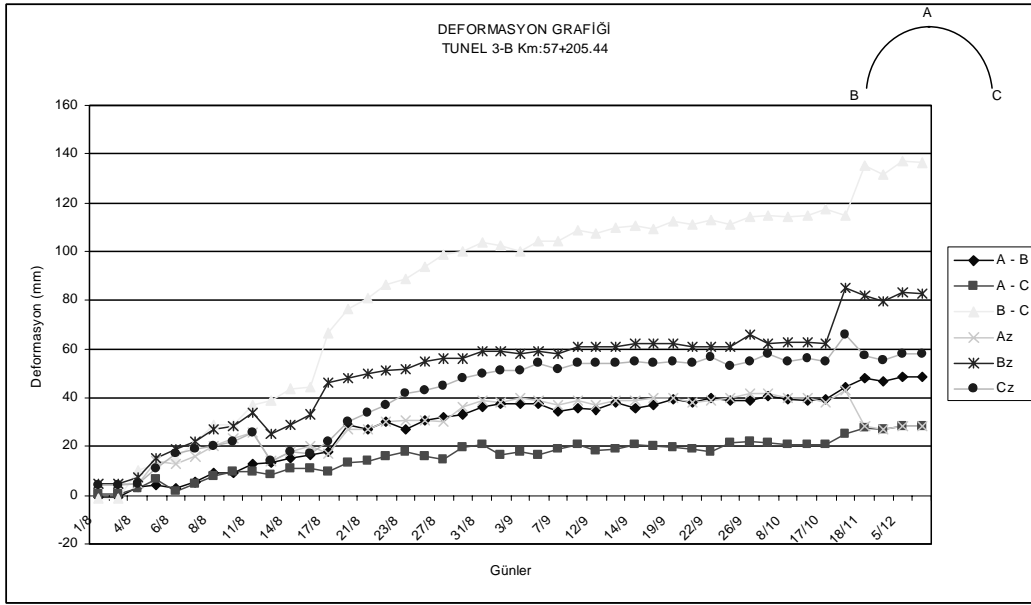
Şekil 17. T3-B üstyarı aynasından görünüş

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 desteklemeye 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 yapılabilmektedir. 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 doğrudan 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 istasyonunun grafiği

5 SONUÇLAR

Toplam uzunluğu 642m olan T3 tünelinin ilk tünel açma denemesi başarısızlıkla sonuçlanmıştı. Tünelin zemin yapısı jeolojik ve jeoteknik verilerinde anlaşıldığı gibi problemlili 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 sözkonusu tahkimat sistemi ile her aynada ortalama 1m/gün ilerleme yapılarak tünelin kazı ve desteklemesi tamamlanmıştır. Tünelin en problemlili 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



T1

KM 54+483 - KM 54+647

164,00 m

T2

KM 54+942,50 - KM 55+700

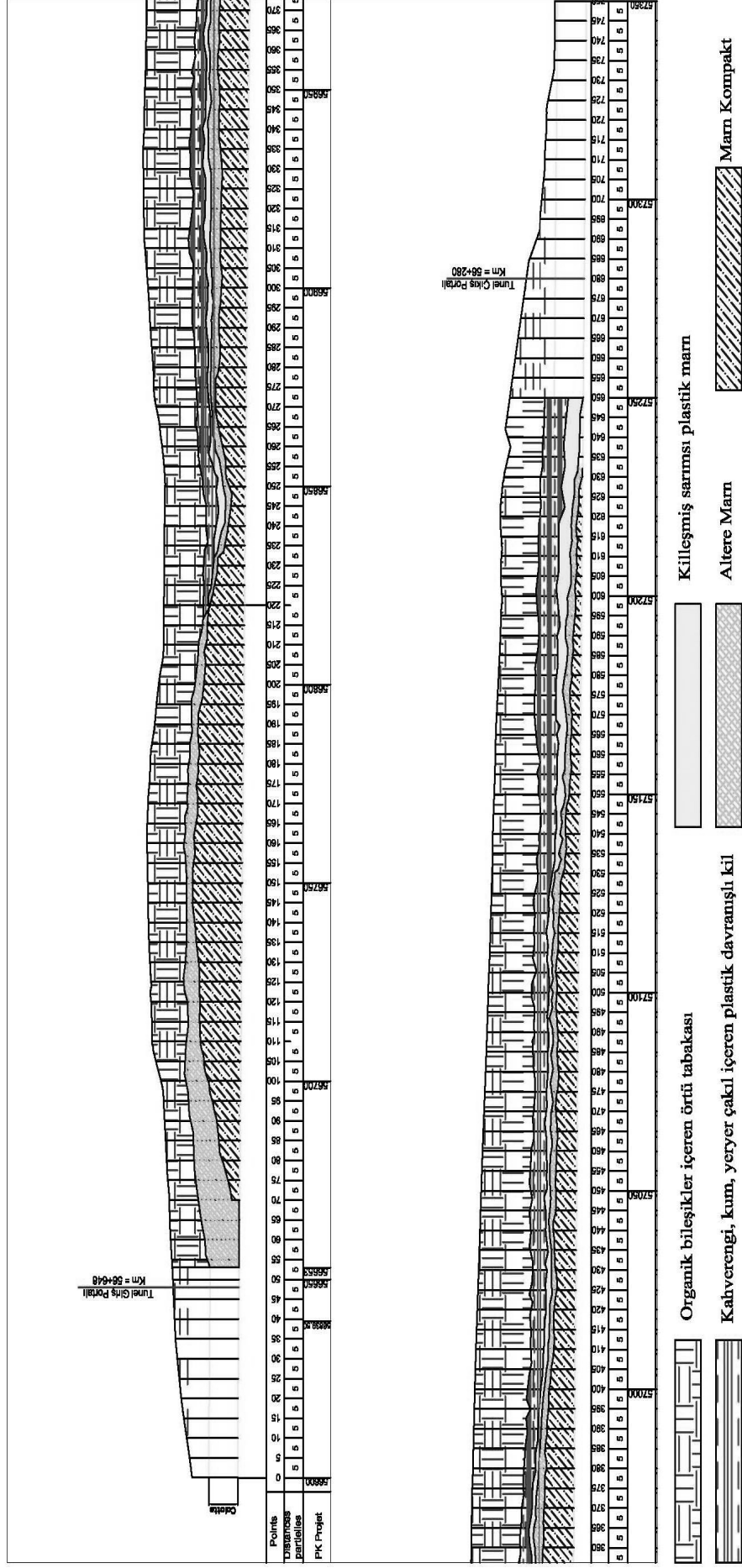
757,50 m

T3

KM 56+638 - KM 57+280

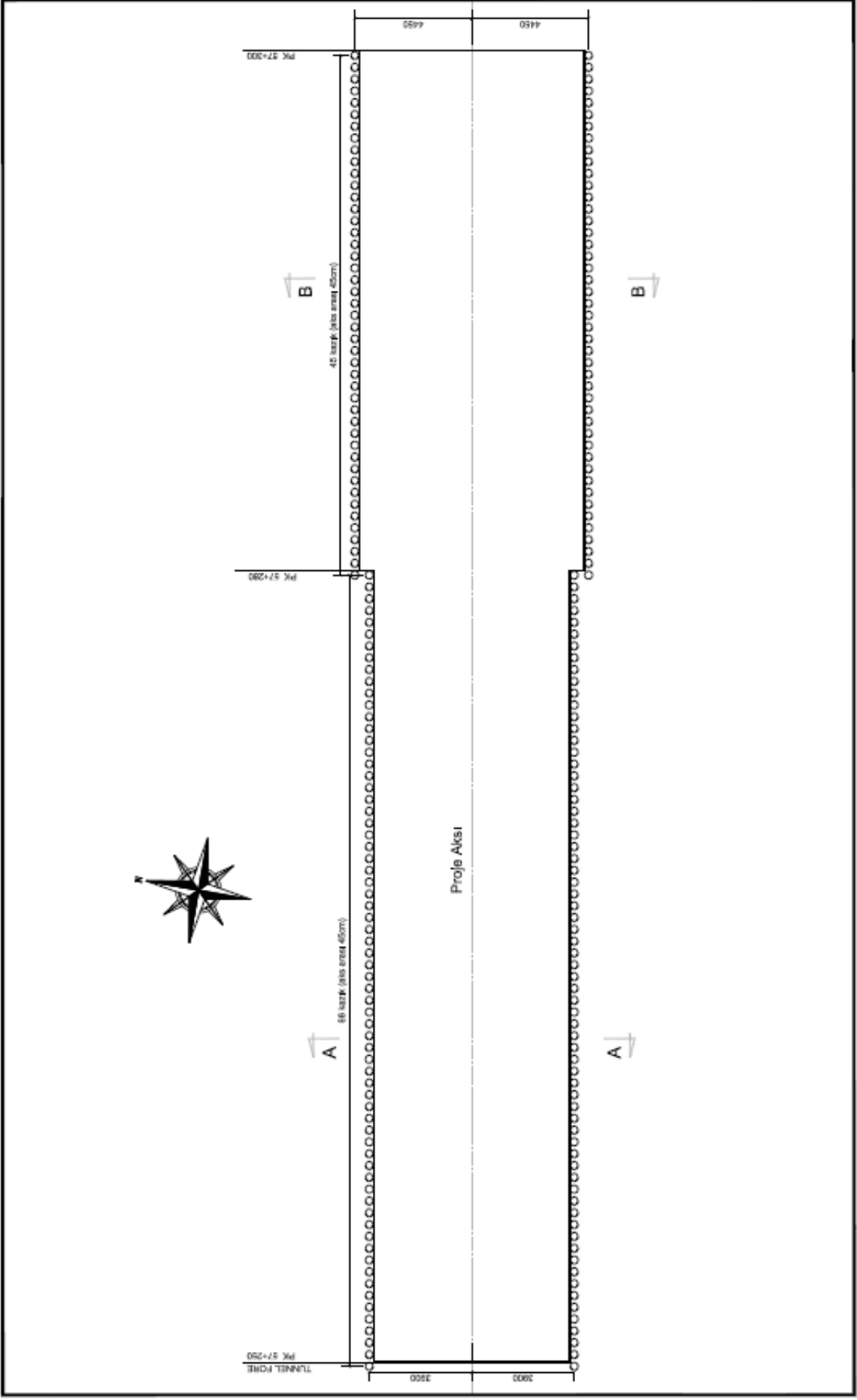
642 m

Tunel 3 Jeolojik Boy Kesit



Ek-2 Kazıkların Plan Görünüşü

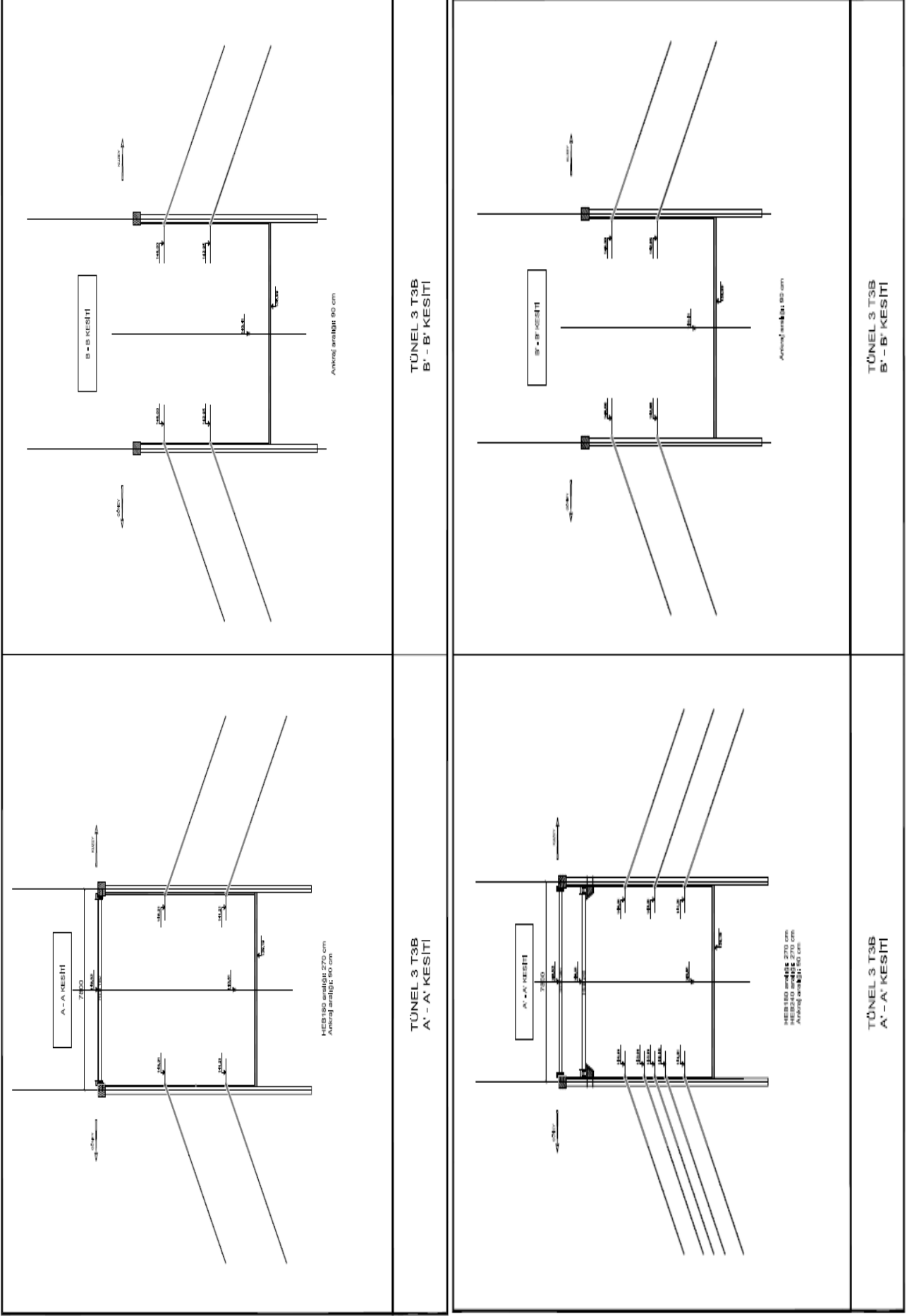
TÜNEL 3 T3B Ø300 MİNİ-KAZIK 57+250 - 57+300
ÜSTTEN GÖRÜNÜM



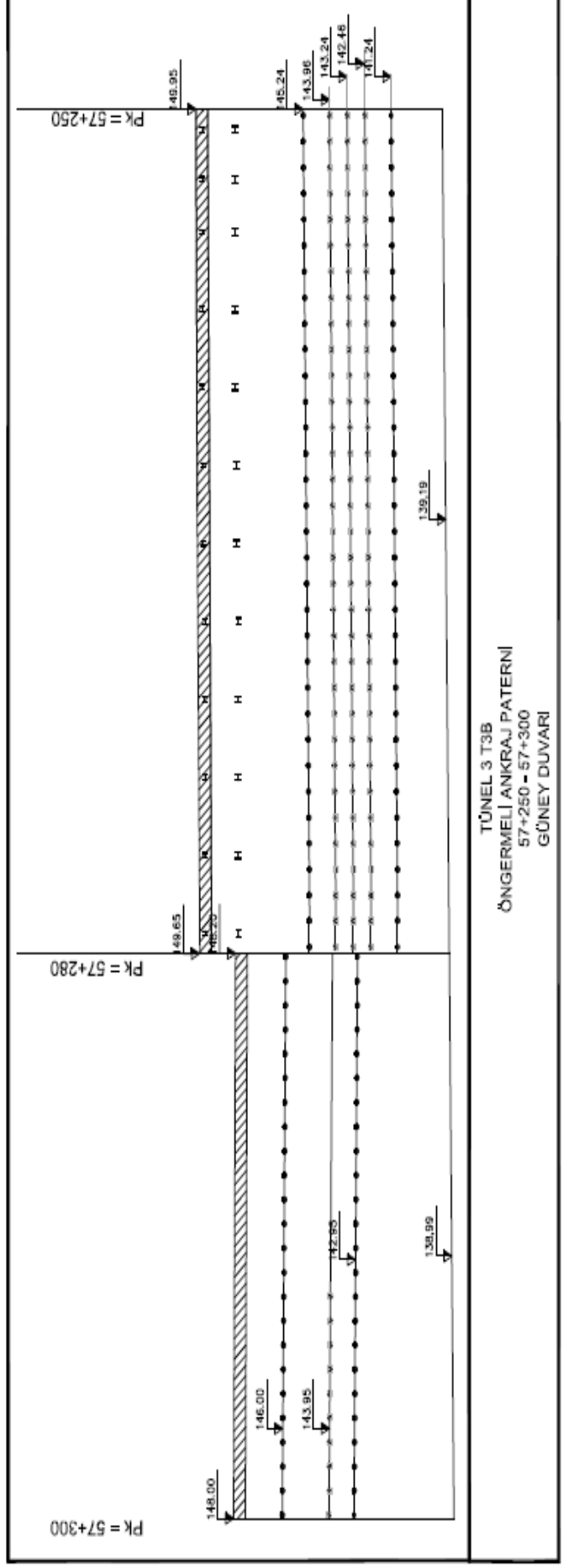
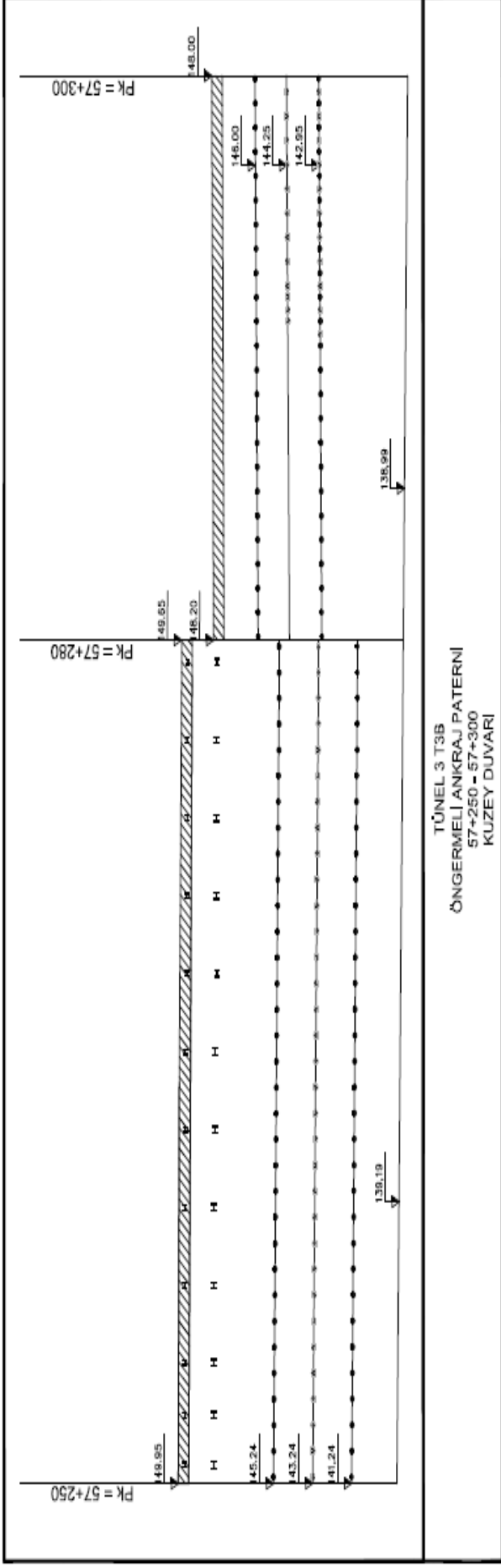
Ek-3 Gergi Montajından Görüntüler



Ek-4 Berlinuaz Bölgesi En Kesitleri



Ek-5 Kuzey Ve Güney Perdelerde Uygulanan Ankrajlar



Pipe Umbrella Support Systems and Installation Methods

Volkman, 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, piles, 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.

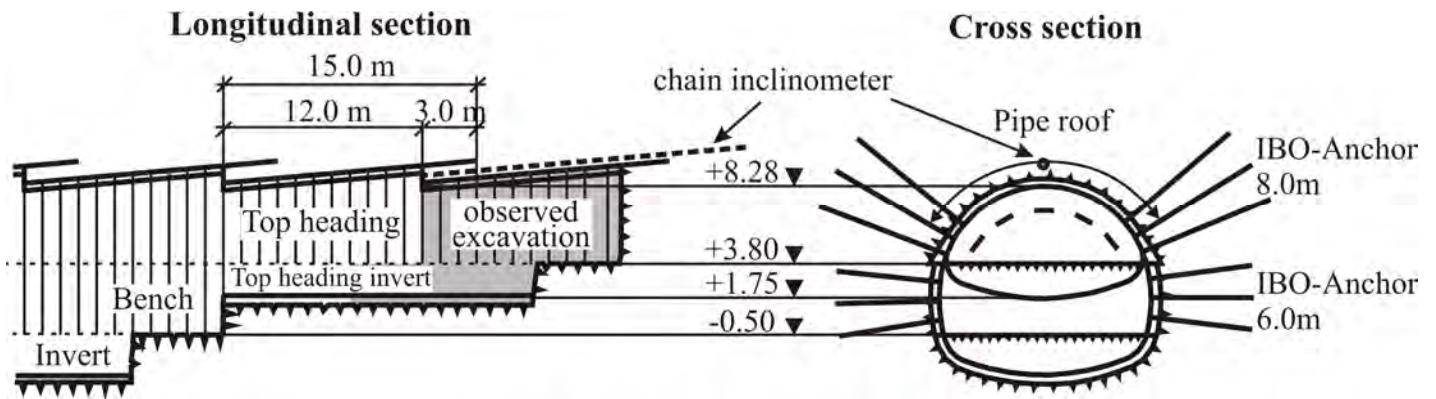


Figure 1. Sketch of the horizontal in-place inclinometer chain (Volkman et al 2003)

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 (Volkman & Schubert, 2005).

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. (Volkman & 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 (Volkman & 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).

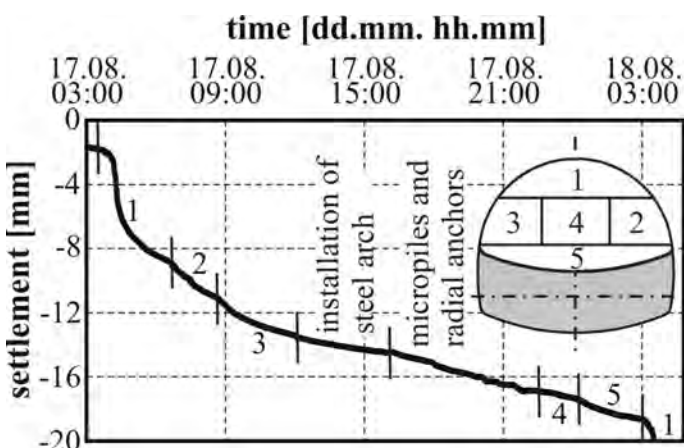


Figure 2. Development of settlements for one excavation and support round

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-

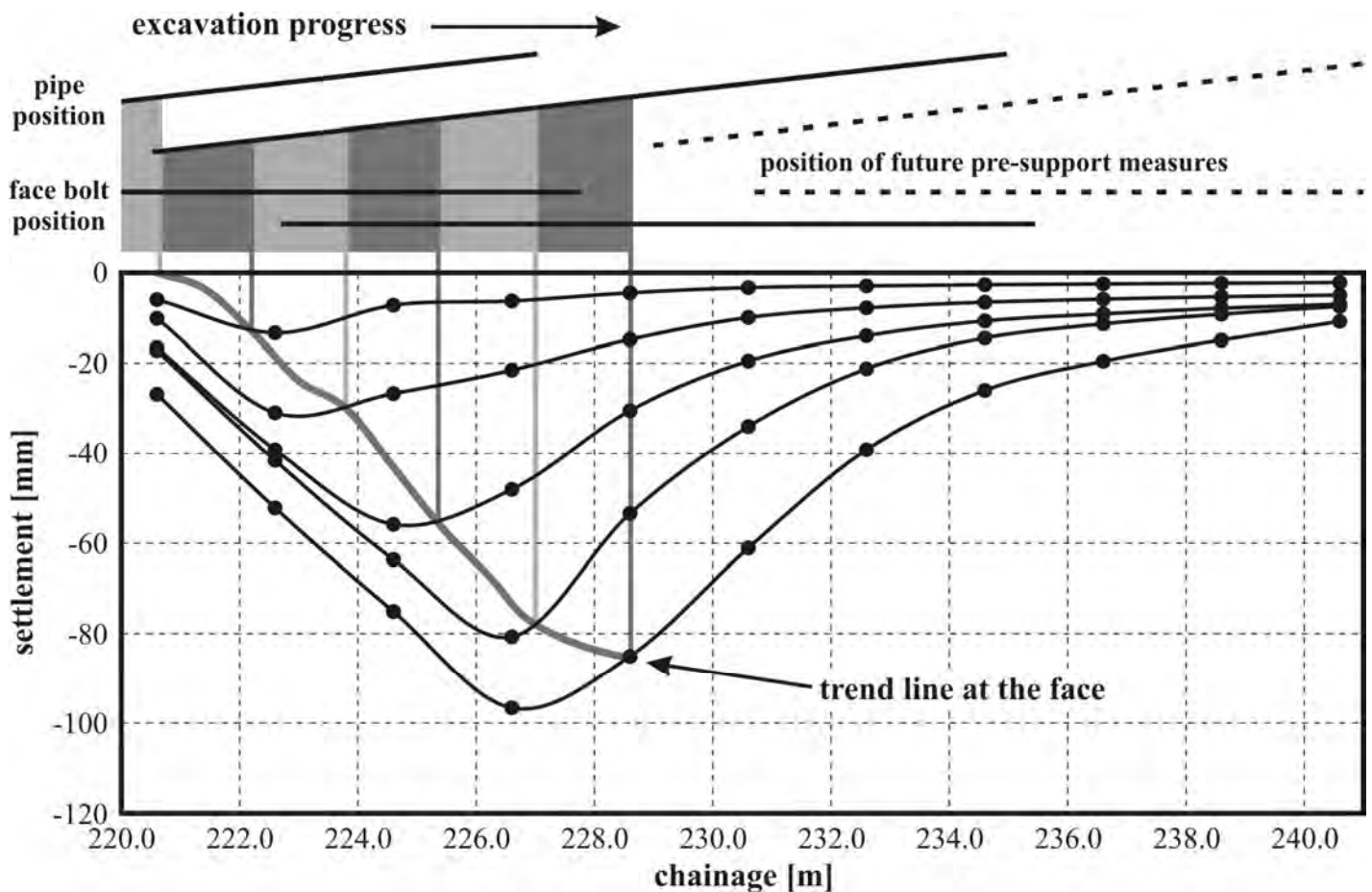


Figure 3. Development of measured deformations at the roof section

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 (Volkman 2004).

4.1 Observations during Installation

The development of settlements was observed on site during installations for both methods at comparable ground conditions (Volkman & 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 gap 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 induced 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

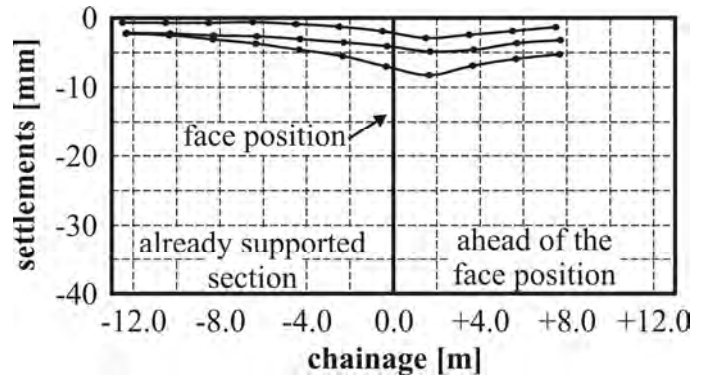


Figure 4: Measured settlements during three pipe umbrella installations by a cased-drilling system at the Birgl tunnel

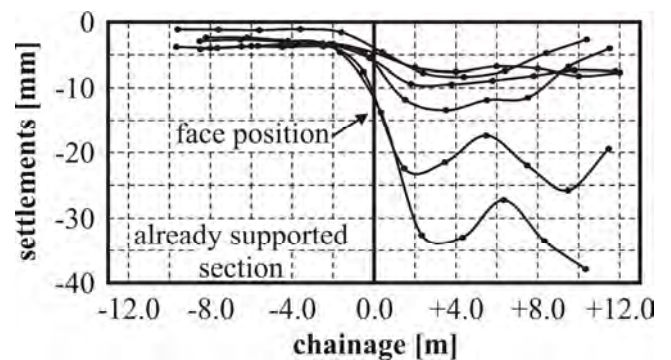


Figure 5: Measured settlements during six pipe umbrella installations by a pre-drilling system at the Trojane tunnel



Figure 6: Broken pipe because of a collapsed pre-drilled hole at the Trojane tunnel

the ground were taken from laboratory test results (Zlender B. 2003).

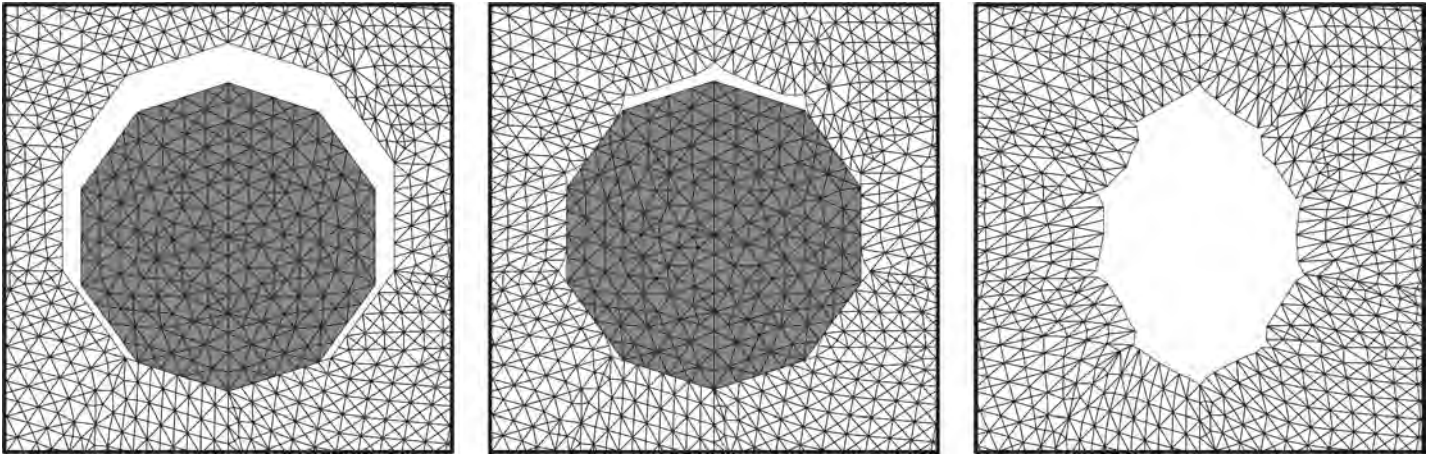


Figure 7: Exemplary detail of the numerical UDEC calculations showing the results for a hole in the crown area with and without the supporting effect of a pipe (diameter 114.6 mm)

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

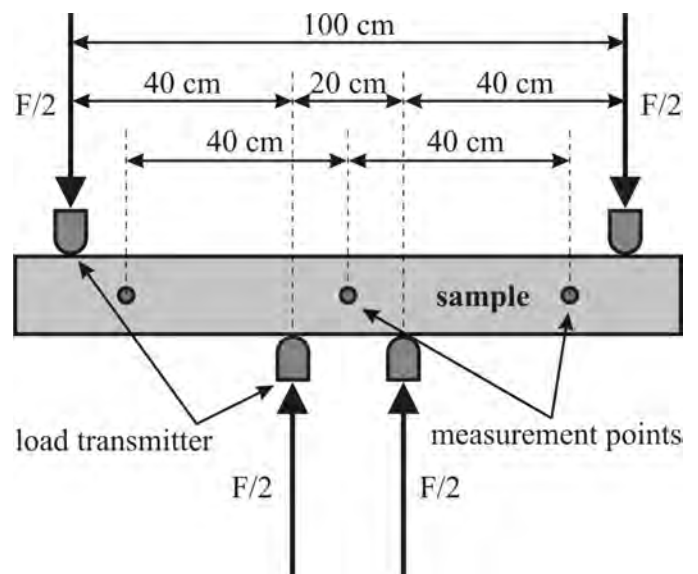


Figure 8: Bending test arrangement

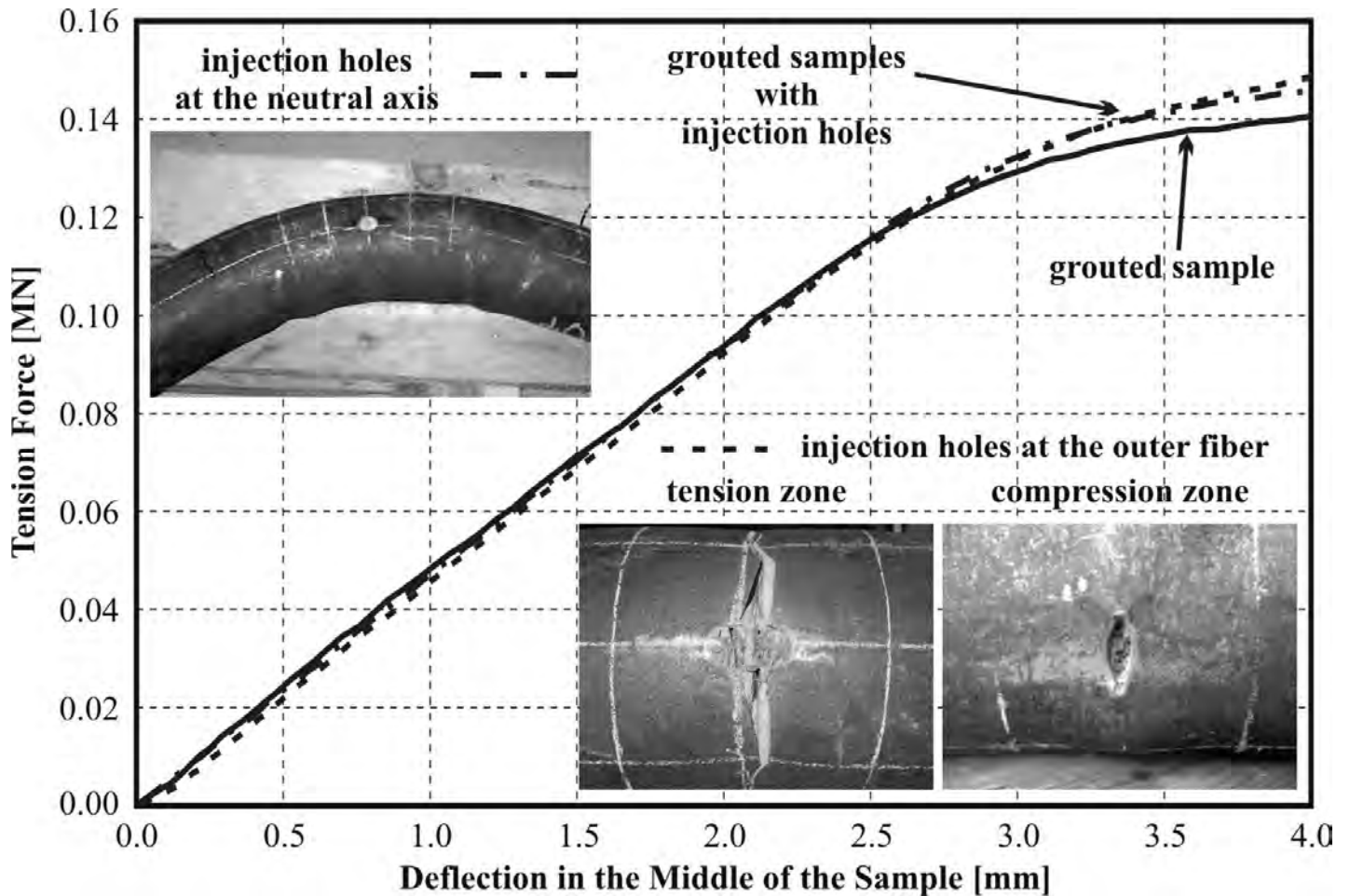


Figure 9: Bending test results of a grouted regular pipe and samples with injection holes

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

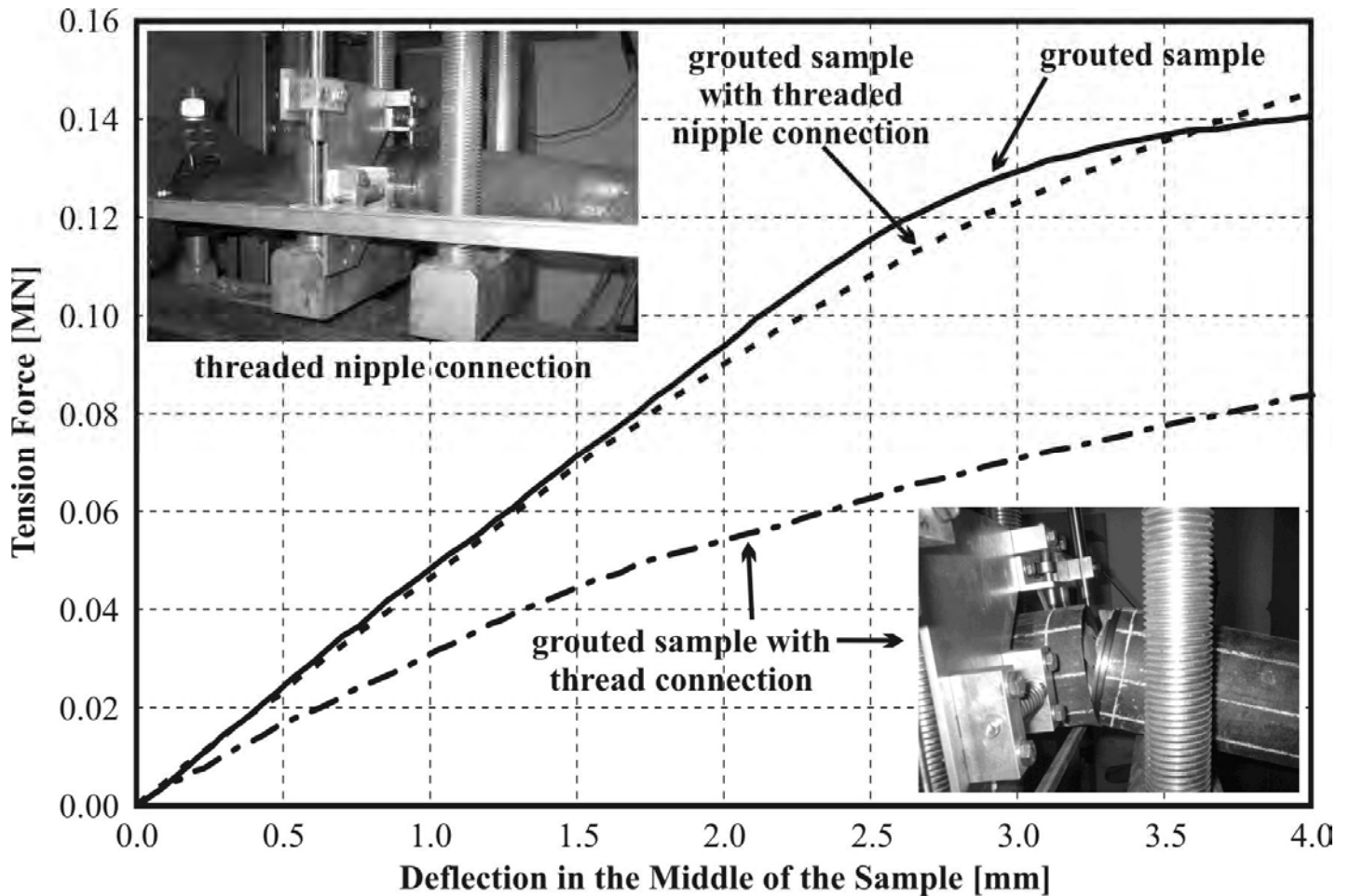


Figure 10: Bending test results of different connection types

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*
- Volkman, 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)
- Volkman, 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)
- Volkman, 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)
- Volkman, 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)
- Volkman, 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 with Umbrella Arch Method in Istanbul Metro Tunnels

Korkut Möröy*, Murat Hızal**, Serkan Küman***

* *Jeoloji Yüksek Mühendisi Yüksel Proje Uluslararası A.Ş. İstanbul Metro Kontrollüğü*

** *Jeoloji Mühendisi Anadolu Metro Ortaklığı*

*** *Jeoloji Mühendisi İstanbul Büyükşehir Belediyesi Raylı Sistem Yapım 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 tünellerinin başarılı sayılabilmesi; kazı ve tahkimatın başarısını yanı sıra kazı sonrasında da konverjans ve yüzey oturmalarının, hem tünele hem de yüzeyde bulunan binalara zarar vermeyecek şekilde deformasyon kabul limit değerleri içerisinde kalması ile mümkündür. Madencilik

vs. diğer tünellerde inşaatta tüneller sağlam kaldığı ve vazifesini yapabildiği sürece konverjans ve yüzey oturmalarının önemi yoktur. Şehir içi tünellerinde ise bu çok önemlidir ve diğer tünellerden ayıran fark budur.

Bu çalışmada İstanbul Metrosu Yenikapı-Taksim arası inşaatında özellikle Yenikapı-Unkapanı arası kısmında Güngören-Süleymaniye kili (zemin ortamı) içerisinde 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 tünellerde 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 tüneller 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 JEOLJİSİ

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 içerisinde 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 Formasyonu'nun 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 Kilitaşı ile bunların ardalanmasından oluşmaktadır. Kumtaşı; kahverengi-gri ve açık yeşil renklerde, Silttaşı, Kilitaşı 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 ayrılmış olan bu mağmatik sokulumlar kazı sırasında fazla güçlük çıkarmamaktadır. Ancak ayrılmamış Diyabaz özelliğinde olanlar önemli kazı gücünü yaratmaktadır. Trakya Formasyonu Alpin ve Hersiniyen olmak üzere her iki orajenez sırasında da sık sık kıvrılmış, aşırı derecede kırılmış ve parçalanmıştır. Tabakalar dışındaki süreksizliklerin çatlak sistemleri, faylar makaslama ve düzensiz kırıklar oluşturmaktadır. Plastik özelliği nedeniyle Kilitaşı ve Çamurtaşları aşırı kıvrımlanırken, daha rijit olan kumtaşları kırılarak yer yer budınajlanmıştır. Kumtaşı tabakaları ise Silttaşı veya Kilitaşı 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) alınır, 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 içerisinde ölçüm işlemleri her gün tekrarlanır. Ölçüm sonuçlarının değerlendirilmesine göre, eğer deformasyon artışı var ise ölçüm sıklığı artırılır (Günde 2-3 ölçüm). Bunun sonucuna göre tünel kazı destekleme tahkimat elemanlarının sayıları da artırılarak 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.

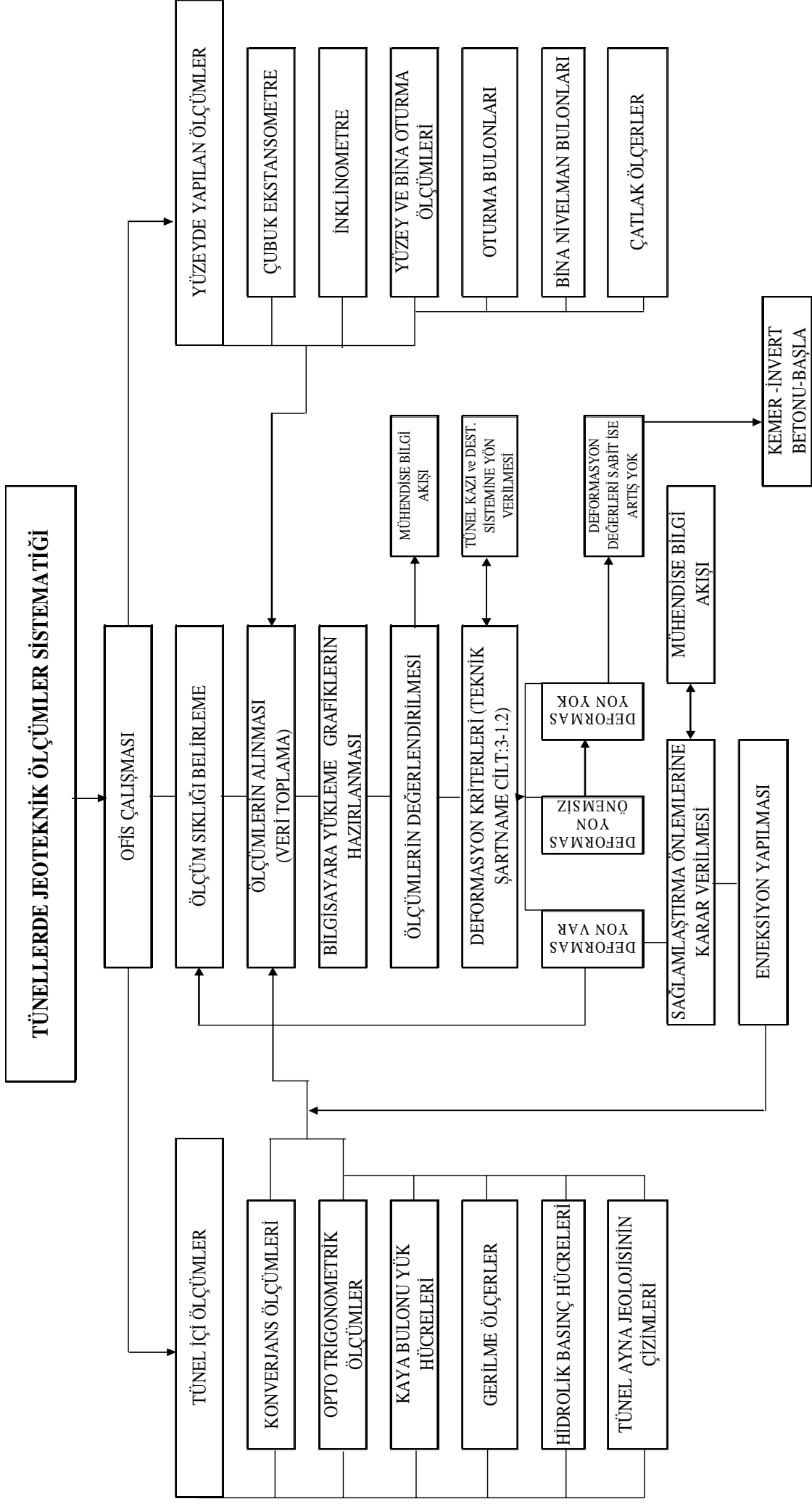
Şemsiye kemer, yani koruyucu kemer yöntemine geçilip geçilmemesinin gerektiğine, jeolojik koşullar, tünel üzerindeki örtünün kalınlığı ve yüzeydeki kritik binaların durumuna göre karar verilmektedir.

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 ardından püskürtme beton uygulamasına geçilmektedir. 1.kat püskürtme betonu 1.kat hasır çelik ve iksanın



Şekil 1. Jeoteknik Ölçümler Sistematiği

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.) Ø14mm
Ayna zemin çivisi	-	-	-	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 nevrülü 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 içerisnde 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 içerisnde 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 yapıyor 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 giriş gibi çalışmakta ve tünel tavanına gelen basınç gerilmelerini karşılamaktadır. Aynı zamanda kil içerisinde 3 kademe, zayıf kaya ortamlarında 2 kademe 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.

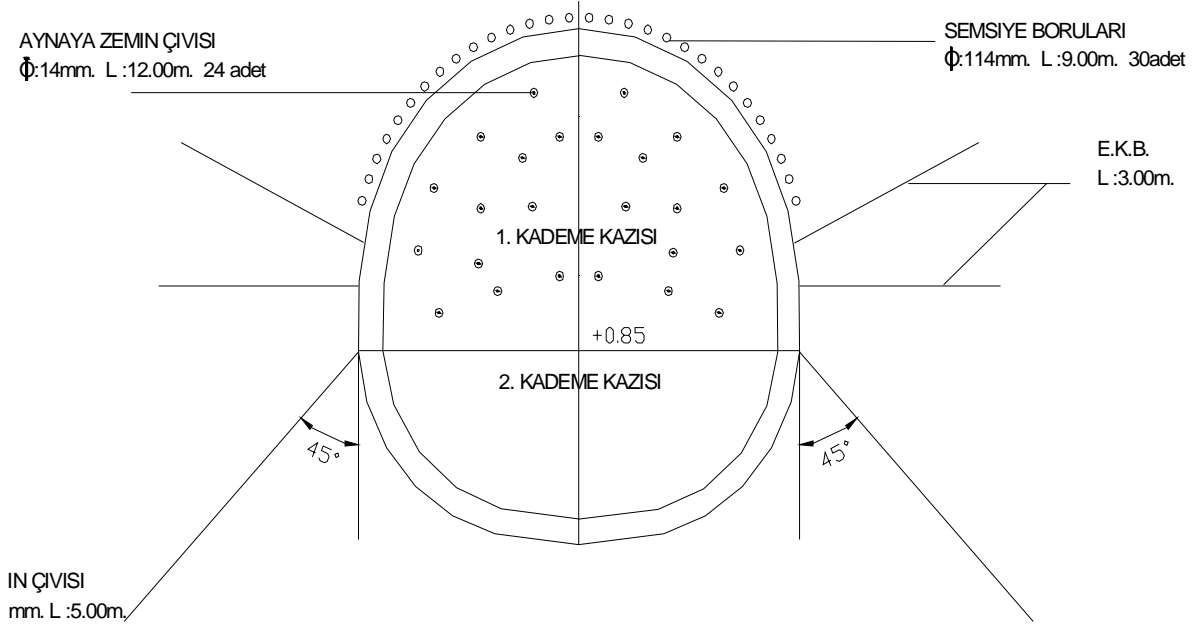
Tünel kesitinin süratle dairesel şekle getirilmiş olması, deformasyon oluşumunu ve deformasyonların artmasını önemli ölçüde

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.

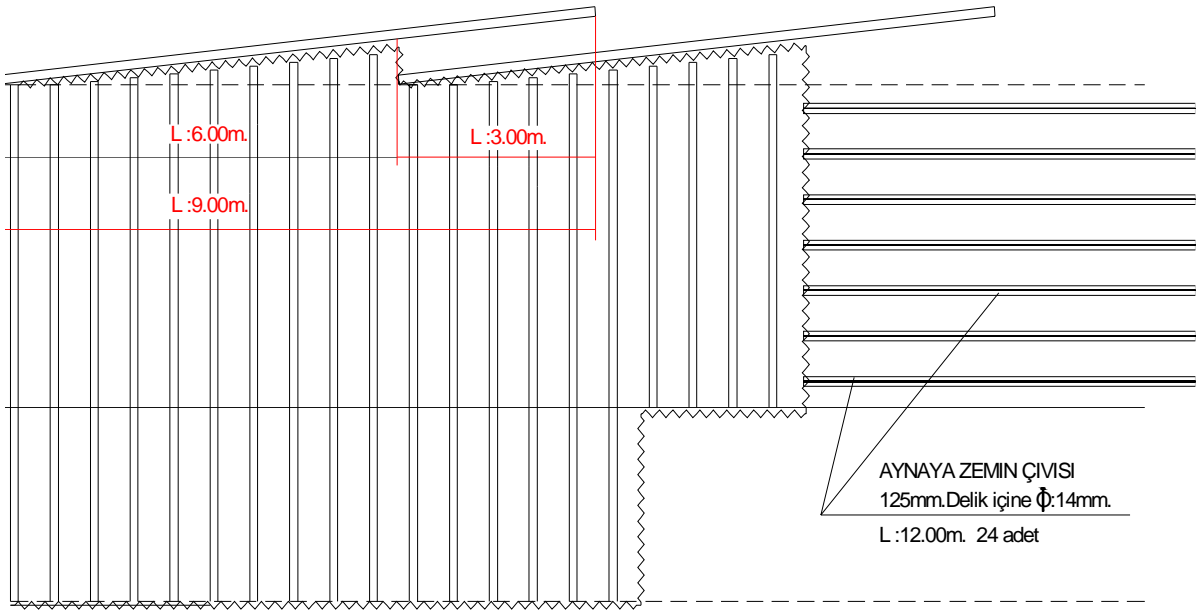
Umbrella Arch yönteminde diğer klasik yöntemden farklı olarak iksa ayaklarından çakılan zemin çivileri; iksalara gelen gerilmeleri tünel taban kotunun altındaki örselenmemiş zemin veya kayaya aktarmakta ve tünel dairesel kesite gelinceye kadar geçen sürede oluşabilecek istenmeyen deformasyonları önlemektedir.

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-Üstyarı Takip Mesafesi	tünel üstyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	Deformasyon Değerleri	
YENİKAPI SAFTI YH2Ü TÜNELİ Km: 4+629 ⁰⁰ -4+670 ⁰⁰ ARASI	DOLGU ZEMİN 2,00m ALÜVYON 2,50m KİL 7,00m	11,50	TAMAMIKİL ZEMİN İÇERSİNDE	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,8-0,6-0,6-0,8m	EKB L=4,00m HER İKSADA 4 adet	5-10 m	117 - 162 mm	0-1 mm 9mm 40-44 mm
YENİKAPI SAFTI YH2Ü TÜNELİ Km: 4+675 ⁰⁰ -4+750 ⁰⁰ ARASI	DOLGU ZEMİN 3,50m ALÜVYON 4,00m KİL 5,60m	13,10	TAMAMIKİL 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	0 mm 10-15 mm 20-30 mm 30-40 mm 35-46 mm
YENİKAPI SAFTI YH2Ü TÜNELİ Km: 4+820 ⁰⁰ -4+850 ⁰⁰ ARASI	DOLGU ZEMİN 3,50m ALÜVYON 5,90m KİL 5,50m	14,80	TÜNEL ÜST YARISI SÜLEYMANIYE KİLİ, ALT YARISI 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 AYAKLARIN-DAN 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	0 mm 1 mm 1-2 mm 4 mm 5 mm

*Not: Bulonlar tünel aksından 15 m uzakta

Çizelge 5. Değişik zeminlerde açılan (A) tipi tünellerde tahkimat-yüzey deformasyonu ilişkisi 3

YER ADI	ZEMİN PROFİLİ	TÜNEL ÜZERİNDEKİ ÖRTÜ KALINLIĞI (m)	ÜSTYARALTYARI ZEMİN DURUMU	UMBRELLA ARCH YÖNTEMI						KLASİK KAZI YÖNTEMI (YATAY)				YÜZEY DEFORMASYONLARI (BİNA NİVELMAN ve YÜZEY OTURMA BULONLARI) (mm)				
				İksa Tipi ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Zemin Çivisi	Altıyarı Üstıyarı Tak.Mes	Umbrella Boruları Adedi	İksa Tipi Ve Kotu	Kazı Adımları	Shotcrete Kalınlığı	Bulon Tipi ve Adedi	Altıyarı-Üstıyarı Takıp Mesafesi	tünel üstıyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe	Deformasyon Değerleri	
ŞİŞANE SAFTI GH1U TUNELİ Km: 8+850 ⁰⁰ -8+730 ⁰⁰ ARASI	DOLGU ZEMİN 3,50m KİL TAŞI-SİLİT TAŞI 38,50m (TRAKYA FORMASYONU)	42,00	TAMAMI KİL TAŞI-SİLİT TAŞI İÇERSİNDE ZAYIF KAYA (TRAKYA FORMASYONU)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20-25 mm	tünel üstıyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe 20 m 5 m 0 m (kazi aynası bulunun altında) Bulunun altında altıyarı kazısı yapılrken 20m (kazi aynası bulunu geçtikten sonra) 4 mm	Deformasyon Değerleri 0 mm 5-7 mm 9-10 mm 16-17 mm 20--25 mm
GALATASARAY YAKLAŞIM GH1U TUNELİ Km: 8+861 ⁰⁰ -8+960 ⁰⁰ ARASI (FRANSIZ SARAYININ ALTI)	DOLGU ZEMİN 11,00m KUM TAŞI-KİL TAŞI 8,00m (TRAKYA FORMASYONU)	19,00	TAMAMI KAYA İÇERSİNDE KUM TAŞI-KİL TAŞI ZAYIF KAYA (YER YER DİYABAZ DAYKLAR İLE KEŞİLMİŞ) (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 AN 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	-	-	-	-	-	tünel üstıyarı kazı aynası ile bulon arasındaki mesafe 20 m 5 m 0 m (kazi aynası bulunun altında) Bulunun altında altıyarı kazısı yapılrken 20 m (kazi aynası bulunu geçtikten sonra) 4 mm	Deformasyon Değerleri 0 mm 0-1 mm 1 mm 2-3 mm 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 makineler) 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

- Ergüvanlı, K, 1982. *Mühendislik jeolojisi*, 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 Jeolojisi Bülteni*, İstanbul Sayı: 11 s.13-18.
- Eyigün, Y, Möröy, K, 2003, İstanbul metro projesinin tanıtımı, *Ölçü, Mühendislikte Mimarlıkta T.M.M.O.B. İstanbul İl Koordinasyon Kurulu Dergisi* Aralık.
- Usta, E, 2004. İstanbul metrosu Yenikapı-Unkapanı arasının mühendislik jeolojisi, *Y. Lisans 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 Results of Umbrella Arch Method in Dalaman-Göcek Highway Tunnel

H. Denek

ADEN Tünel Proje Müh. İnş. İSTANBUL

Y. Özçelik

Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Beytepe-ANKARA

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 tüneline 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 tüneline 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 tünencilik 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 karayolu tüneline 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 tüneline 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 tüneline uygulanan yöntemlerinin incelenmesi, bu yöntem için gerek duyulduğunun ortaya konulması.
- iv) Elde edilen veriler ışığında, Boru Kemer yönteminin uygulanmasıyla amaçlanan hedeflere ulaşıp 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 tüneline 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 m²’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 yöntem başvurulmuş ve burada da başarılı sonuç alınmıştır (Kurt & Şimşek, 2002).

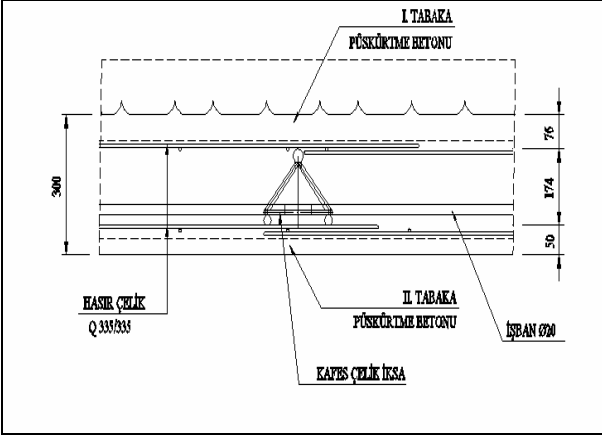
YATAY yöntemi kullanılarak açılmaya başlayan Göcek tüneline de tünel aynasında yaşanan duraysızlık problemleri ve aşırı sökülmelerin önlenememesi sonucunda BKY yöntemine geçilmiş ve bu projede de başarılı sonuçlar alınmıştır.

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 yöntemdekilerden 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 yöntemde 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

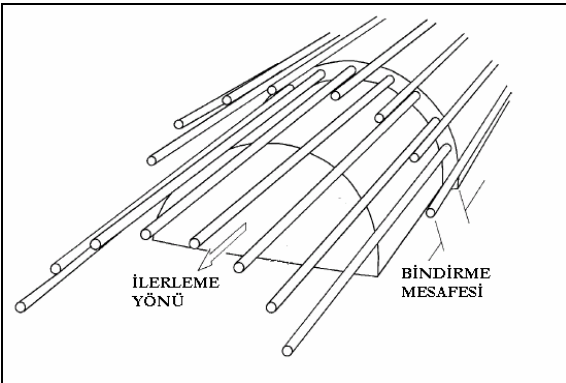
ortam, zemin ise üç kademeli olarak yapılır, kaya ortamında yapılan genişletme kazıları iki kademelidir.



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 görünümü

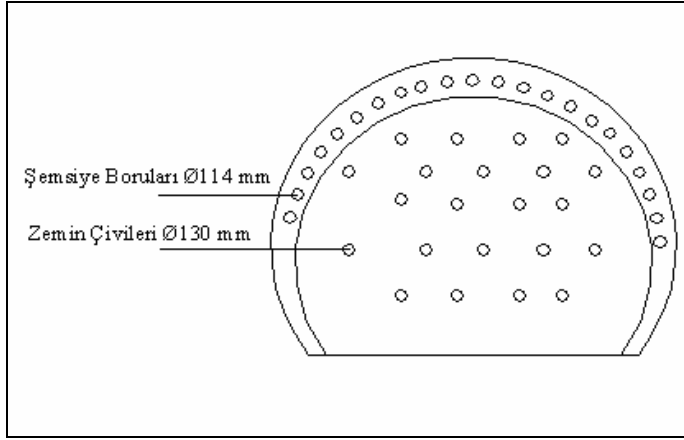
Tünel aynasındaki duraysızlık problemlerini önlenmesi için tünel aynasındaki zeminin içsel parametrelerini olumlu yönde artırmak gerekmektedir. Boru

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 m²/adet), 12 adet (2,7 m²/adet), 16 adet (2 m²/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.

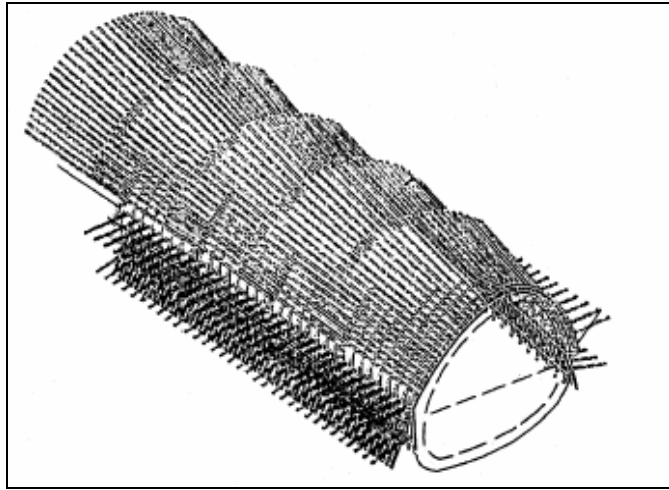
Boru kemer yöntemindeki, ana destekleme elemanlarından biri de şemsiye borularıdır. Şemsiye boruları uygulamanın yapıldığı bölgede tünel aynasının çevresine 30 cm aralıklarla çakılır. Çapı ϕ 130 mm, eğimi 6°-8° baş yukarı olan deliklere 114 mm dış çapında et kalınlığı 6,3 mm olan çelik borular yerleştirilerek 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 görünüşleri sırasıyla Şekil 3 ve Şekil 4’de verilmiştir.



Şekil 3. Şemsiye borularının ve zemin çivilerinin tünel aynasındaki konumları



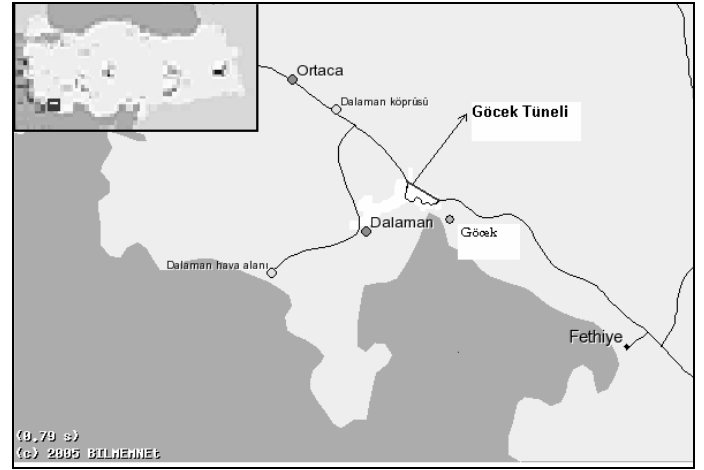
Şekil 4. Boru kemer yönteminde şemsiye boruları ve kaya saplamalarının üç boyutlu görünüşleri

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 kayalar 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 kayalar 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 karşılaşmıştır.
- 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 akmlar, 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 göçük 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 tamamlanincaya kadar aynı yöntemle devam edilmiştir.

3.3 Göcek tüneline boru kemer uygulamaları

Tünelde Boru Kemer Yöntemi imalat adımları aşağıdaki gibidir:

1. Şemsiye Borularının çakılabilmesi için gerekli olan genişletme kazılarının yapılması, (Göcek tüneline 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 tüneline üst yarı kazı adımları iki kademe olarak tespit edilmiştir. Kazılar hidrolik kırıcı makinelerle, pasa nakli lastik tekerlekli yükleyicilerle yapılmıştır. Her bir kazı adımı tünel tavanında projesine

uygun şekilde genişleme yapılarak, bir sonraki Boru Kemer döngüsüne hazırlık yapılmıştır)

7. Üst yarıda Boru Kemer döngüsünün tamamlanması (Göcek tüneline 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 tüneline altyarı kazıları üç kademe 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 karşılaşmamıştır.

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, Ulaşımında Yeraltı Kazıları 1. Sempozyumu, İstanbul, 331-342 s.
- Leca, E., Leblais, Y., Kuhnenn, 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 İçin Çok İnce Boyutlu Yeni Tip Çimento Üretimi

Hasan Ergin

Istanbul Technical University, Maslak, Istanbul, Turkey

Cengiz Göçer

Nuh Cement Plant, Hereke, Kocaeli, 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 m²/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 ULTRAFINE CEMENTS

2.1 Properties of Ultrafine Cement Types

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)

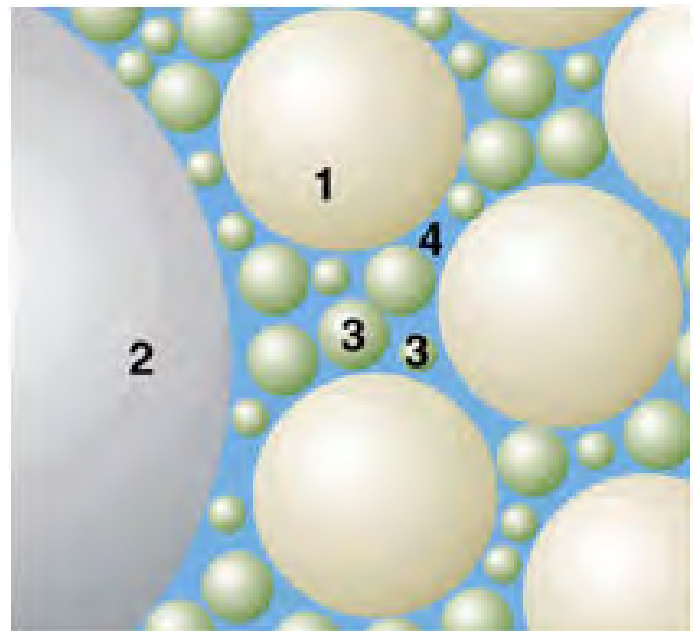
Cement Type	Specific Surface (Blaine) m ² /kg
Low heat cement for massive structure	250
Standard Portland cement (CEM 42.5)	300-350
Rapid hardening Portland cement (CEM 52.5)	400-450
Extra fine rapid hardening cement	550

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 increase 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 m²/kg), produced from Normal Portland Cement (Table 2).

2-Rheocem 650 SR (Blaine value > 625 m²/kg), produced from Sulphate Resistant Cement (Table 2).

3-Rheocem 800 (Blaine value > 800 m²/kg), produced from Normal Portland Cement (Table 3).

4- Rheocem 900 (Blaine value > 900 m²/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 Ultrafine Cements Production Facility at Nuh Cement Plant

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.

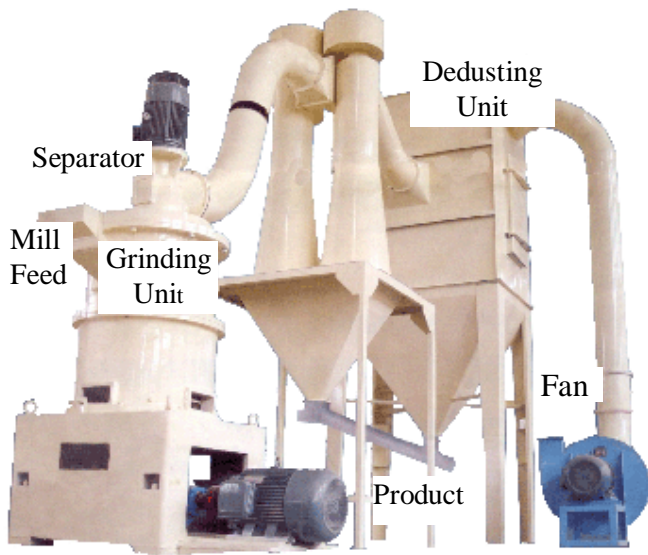


Figure 2. Production facility of ultrafine cement at Nuh Cement Plant

2.3 Properties of Ultrafine Cements Produced at Nuh Cement Plant

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
$\text{Na}_2\text{O}+0.658\text{K}_2\text{O}$	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 OF ULTRAFINE 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 Application in Tunnel Construction

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.

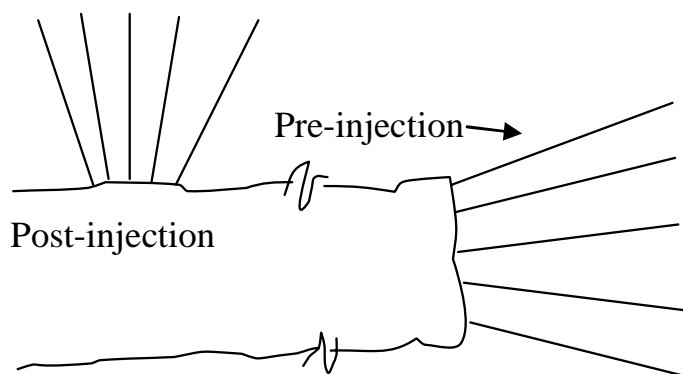


Figure 3. Pre-excavation grouting and post-grouting in schematic tunnel plan view

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 probe holes and grouting holes: That is typically done with multi-boom drilling machine that is primarily used for the blast holes. Drillbit 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 borehole for injection: It is performed by the selected drilling equipment.

Length of boreholes: 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.

Number 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 Application in Oil and Gas Industries

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.

4 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.

ACKNOWLEDGEMENTS

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.

REFERENCES

- Feng, N, Feng, X, Hao, T, Feng, X., 2002. Effect of ultrafine mineral powder on the charge passed of the concrete. *Cement and Concrete Research*, 32, pp. 623-627.
- Garshol, K.F., 2003. Pre-excavation grouting in rock tunneling. *MBT International Underground Construction Group*, Switzerland, 138 p.
- Gil, N.P., 1996. Grouting as a repair and strengthening technique. *Construction Repair*, 10, pp. 24-26.
- Heenan, D.M., Xu, M., 2003. Grouting to minimize settlements prior to tunnel excavation—a case study. *3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment*, New Orleans, Louisiana, USA.
- ISRM, 1995. Final Report of the Commission on Rock Grouting. *International Society for Rock Mechanics*.
- Lees, D., Chuaqui, M., 2003. Soil grouting: means, methods and design. *3rd International Specialty Conference on Grouting and Ground Treatment*, New Orleans, Louisiana, USA.
- Melbye, T., Dimmock, R., Garshol, K.F., 2005. Sprayed concrete for rock support. *UGS International, Division of Degussa Construction Chemicals Ltd.*, Switzerland, 252 p.
- Sarkar, S.L., Wheeler, J., 2001. Microstructural development in an ultrafine cement-Part II. *Cement and Concrete Research*, 31, pp. 125-128.
- Sarkar, S.L., Wheeler, J., 2001. Important properties of an ultrafine cement-Part I. *Cement and Concrete Research*, 31, pp:119-123.
- Schmidt, M., 1998. Innovative cements. *Cement-Kalk-Gips*, 51, pp. 444-450.

Kadıköy-Kartal Metrosu İbrahimağa İstasyonu'nda Jetgrout ile İyileştirme Çalışmaları

Jetgrout Improvement Works at İbrahimağa Station of Kadıköy-Kartal Metro Project

Ali Yüksel, Önder Yeşilçimen, Mustafa Çavuşoğlu

*Yapı Merkezi –Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat
Anadoluray Ortak Girişimi, 34700 Üsküdar-İSTANBUL*

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 yer almaktadır. Peron tünellerinin güvenli şekilde açılabilmesi için bu tünellerin hemen tavanı üzerinden başlayan bu zeminlerin, bir tünel çapı kadar kalınlıkta, jetgrout ile iyileştirilmesi öngörülmüştür. Bu çalışmalar 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 deposits. 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.

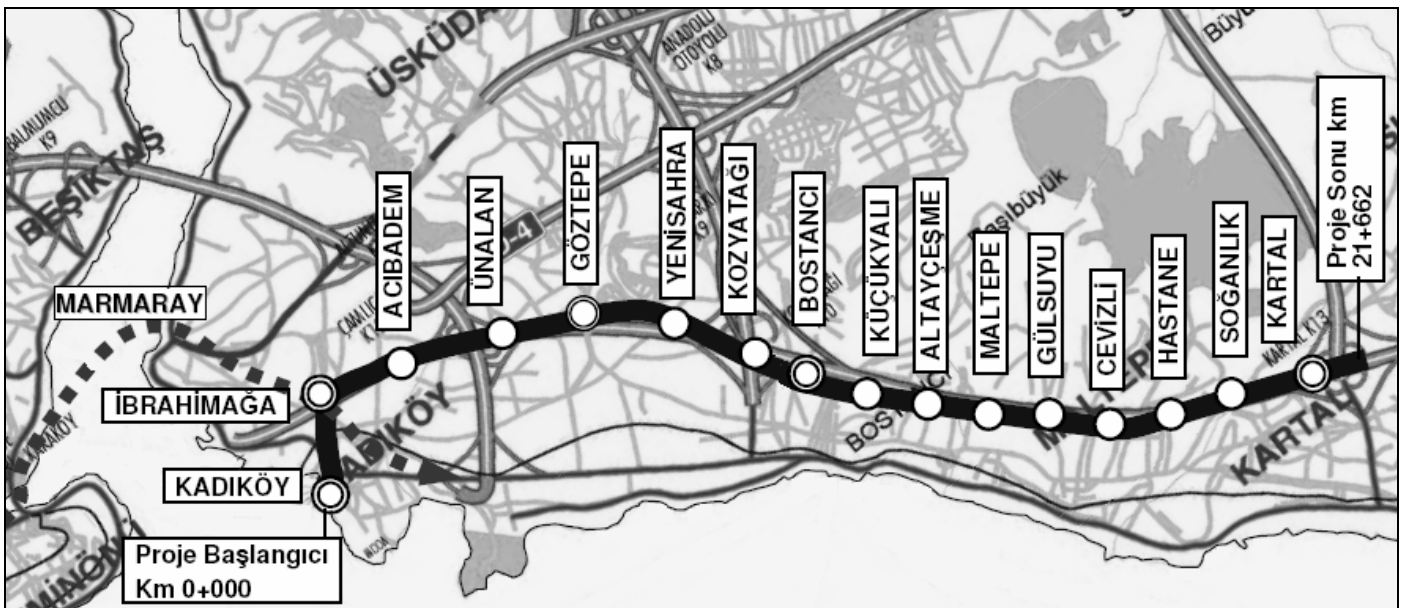
2. KADIKÖY – KARTAL METROSU

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 gözetten

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 yer alması 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 tünelleri birbirlerine 27,5 m aralıkla yer alan, 56 m² kazı kesitindeki beş adet yaya tüneli ve 44 m² kazı kesitindeki havalandırma tünelleri 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 sapan 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 shaft ile bağlanan, yüzeye yakın, elektromekanik mekanları içeren havalandırma yapıları bulunmaktadır.

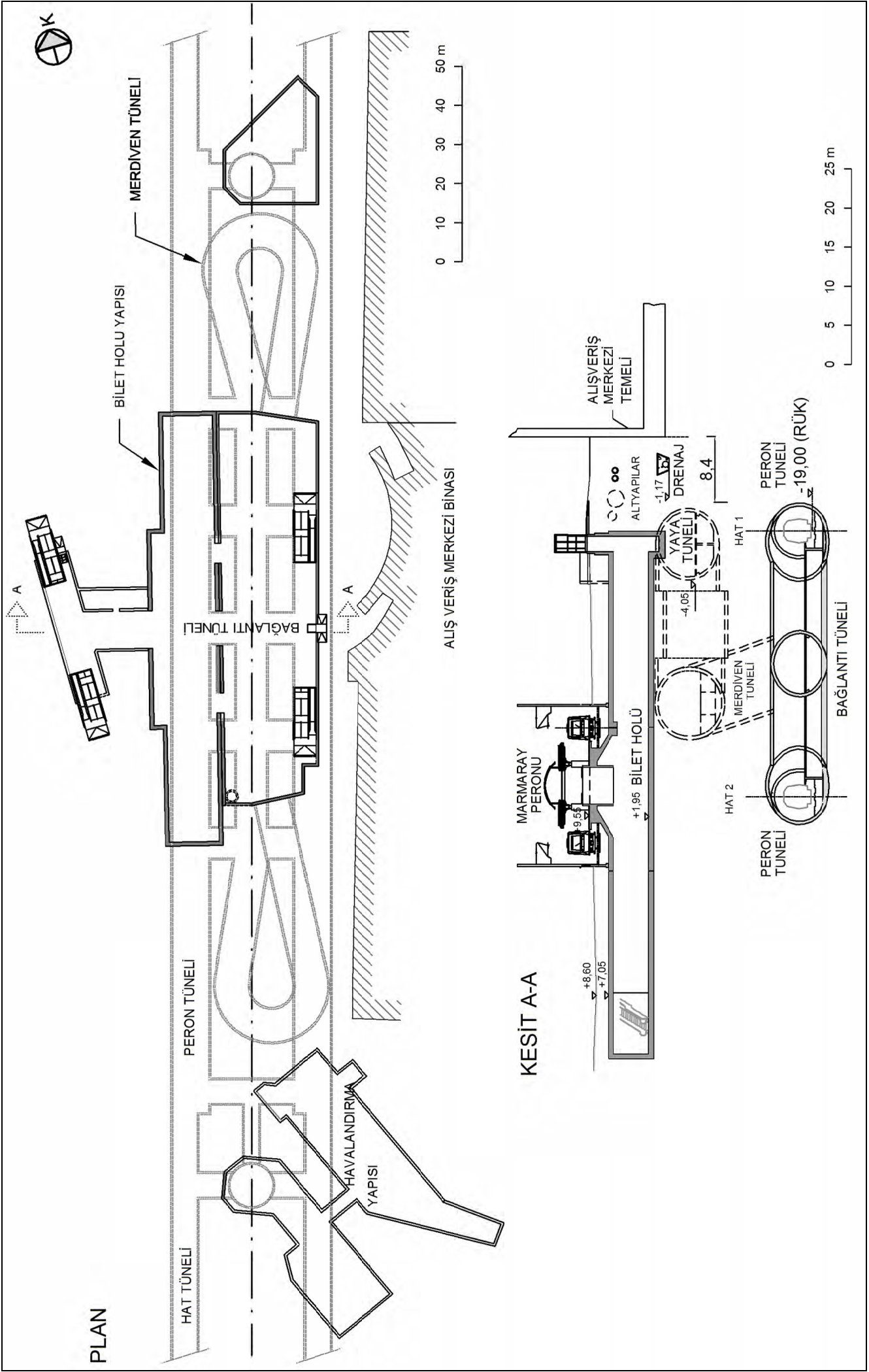
4. İBRAHİMAĞA İSTASYONUNDAKİ JEOLJİK DURUM ve JEOTEKNİK KOŞULLAR

İbrahimağa İstasyonu'ndaki jeolojik durum bu projedeki diğer istasyonlardan oldukça farklıdır. İstasyon konum itibarıyla 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 yer alan Nautilus Alışveriş

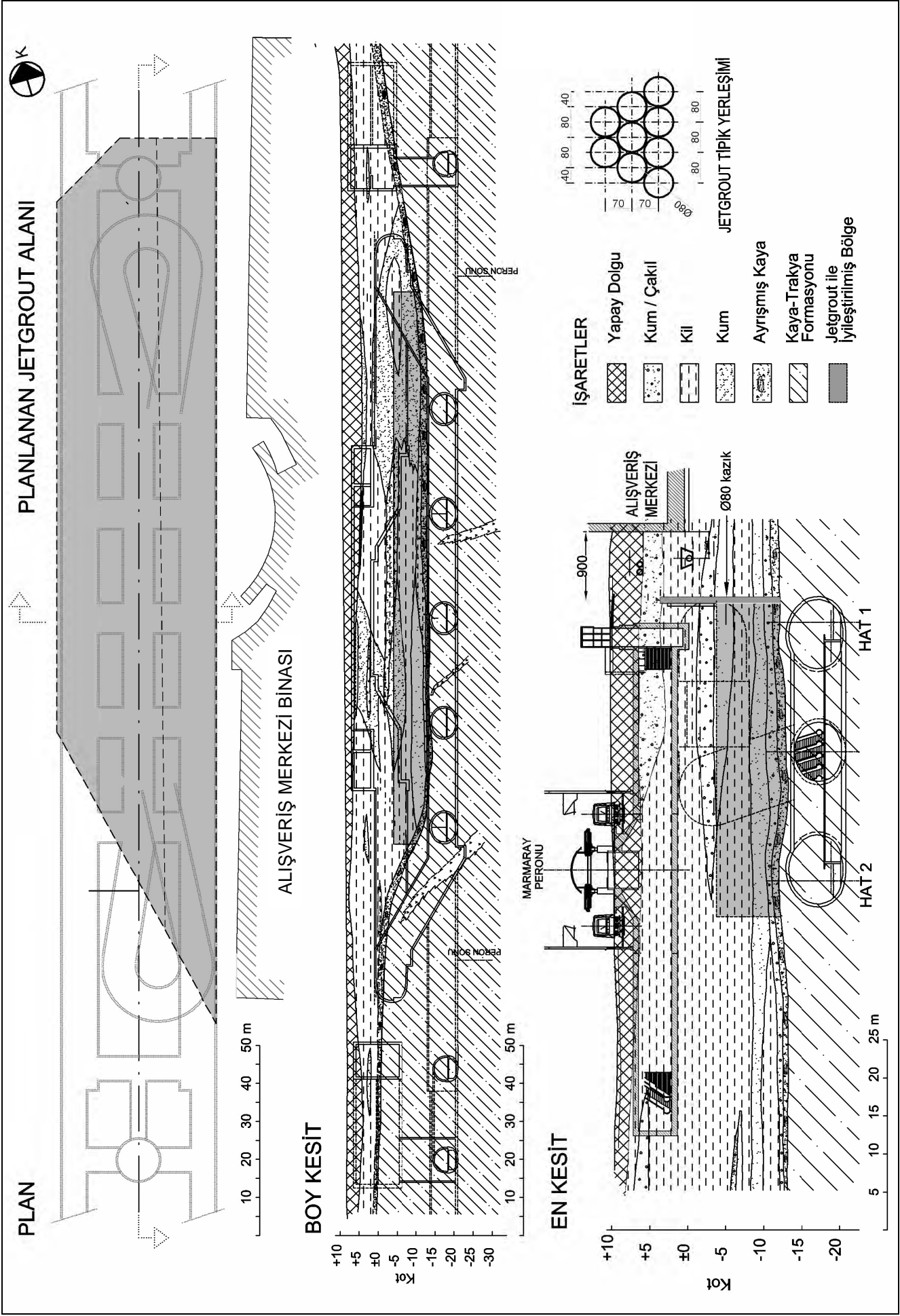
Merkezi projesi kapsamında toplam olarak 30'dan fazla araştırma sondajı yapılmıştır. Bu sondajların değerlendirilmesi sonucunda, istasyon eksenini boyunca kaya yüzeyi topografyasının asimetric biçimli bir vadi şeklinde, ve bu vadi yapısının aluvyonel dolgu karakteristiğindeki zeminler ile dolu olduğu 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 derinliğindeki düz kısımla devam etmekte, istasyonun sonlarında ani eğim değişimi ile kaya yüzeyine 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 seviyelerinde yer aldığı dikkati çekmektedir.

Şekil 4'de ise sondajlardaki SPT değerlerinin frekans dağılım histogramı gösterilmiştir. Sondajlarda yapılan SPT deneylerinin istatistiksel değerlendirmesi sonucunda SPT-N₃₀ değerlerinin sola yatık olmak üzere az-çok "Normal Dağılım" gösterdiği ifade edilebilir.



Şekil 2. İbrahimpaşa İstasyonunun plan ve kesiti



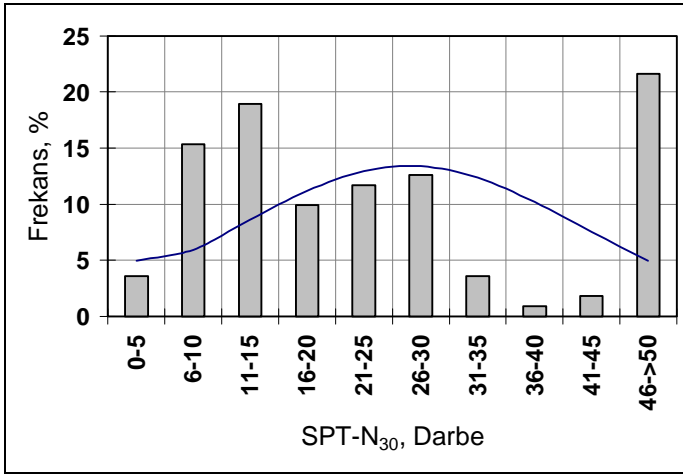
Şekil 3. İbrahimpaşa İstasyonunun jeolojik kesiti ve jetgrout uygulaması

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 Önekli Sondajlar Marmaray Projesi Kapsamında Yapılan Sondajlardır.

Yukarıda verilen zemin cinslerinin birleştirilmiş zemin sınıflandırılmasına göre ağırlıklı olarak düşük plastisiteli killer (CL) ve siltli kumlar (SM) oldukları belirlenmiştir.



Şekil 4. SPT – N₃₀ Değerlerinin Dağılımı Histogramı

Dağılım histogramı yakından incelendiğinde, SPT-N₃₀ ≤ 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-N₃₀ 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 yer almaktadır.
- İstasyon alanındaki yeraltı su seviyesi yaklaşık +4,0 kotunda olup, istasyon tünelleri suya doymun durumdaki zemin / kaya ortamlar içinde bulunmaktadır.
- Tünellerin açılmasında uygulanacak olan Yeni Avusturya Tünel Açma Metodu dikkate alındığında, tünelin üzerinde yer alan zeminler, yeraltı suyunun 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 özellikleri 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 sınırlandırılması ve zemin tabakalarından tünel 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 kütleli 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 kontrolü 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 alınarak, karakteristik değerler vermek gerekirse ; delgi boyu: 1100 – 2.470 m/gün, jetgrout kolonu : 410 – 860 m/gün ve enjeksiyon hacmi : 138 – 382 m³/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, 2006) 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 karşılaşmıştır. 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 paralel 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 sınırlandırıldığından, 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 sistemine 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 söz konusudur. 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 getirmiştir. 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.

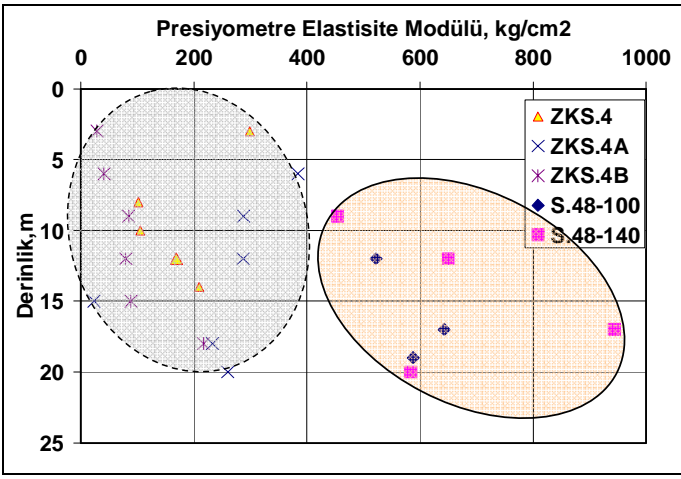
5.6 Kalite Kontrolü ve Saha Testleri

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.

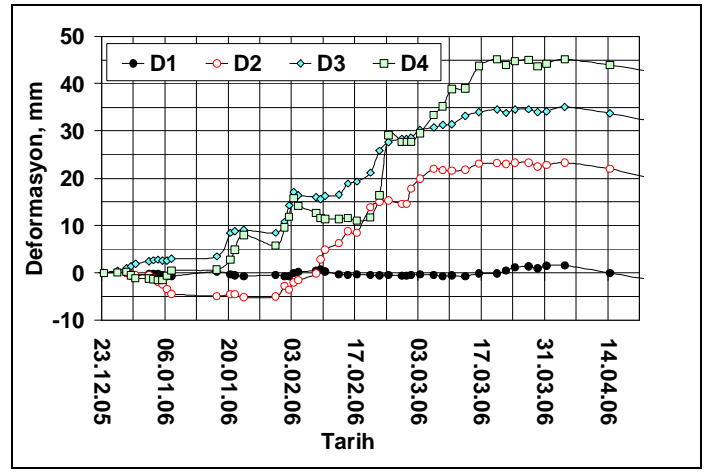
Jetgrout sonrasında zeminin jeomekanik büyüklüklerinde olan değişmeyi görmek için sondaj delgisi içinde presiyometre deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerin sonuçları aşağıda, Şekil 5 üzerinde özetlenmiştir.

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 Katsayısı, % = (Standart Sapma / Ortalama Değer) x 100



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 yaklaşması 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. TUNEL AÇMA ÇALIŞMALARI

İbrahimağa İstasyonundaki tünel açma çalışmaları istasyondan yaklaşık 100 m geride ve sağ hattın 80 m kadar açığında bulunan S2 shaftından 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 , \emptyset , 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. Ayrıca; 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 Ortak Girişimi*, İstanbul.
- Duffaut, P., Piraud, J., 2002, Ideas on Tunnel Stability, *Tribune*, No. 22, ITA-AITES, pp. 32-36
- Evren, G., 1978, Kentsel Ulaşımında Raylı Sistemler, *1. Toplu Taşıma Kongresi*, Ankara Belediyesi EGO Genel Müdürlüğü, Ankara, 11-14 Aralık, s. 271-300.
- Gerçek, H., 2005, Sürdürülebilirlik Açısından İstanbul'da Ulaştırmanın Bugünü ve Geleceği, *6. Ulaştırma Kongresi, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası*, 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, ADECO-RS Approach*, pp. 1-30
- Özaslan, H., Baydur, İ.H., Horoz, A., 2002, The Kızılay Tunnel-a practice in tunnelling through the alluvial deposits, *International Conference / Workshop & Exhibition on Tunnelling & Underground Space Use*, s.209-218, İstanbul.
- Vardar, M., Karaoğlan, H., Kaya, K., Mucukgil, R., 2005, Jetgrout application at Sarayköy tunnel interval portals, *ITA-AITES 2005 World Tunnel Congress, Underground Space Use: Analysis of the Past and Lessons for the Future* – Erdem & Solak (eds), İstanbul, pp. 347-352.
- Yayla, N., Gerçek, H., 1989, Kentsel Raylı Sistemler ve Uygulaması, *Ulaşımında Raylı Taşıt Sempozyumu-Raytaş'89*, İTÜ Sakarya Mühendislik Fakültesi, 9-10 Mart, Sapanca Adapazarı.
- Yeşilçimen, Ö., Yüksel, A., Özyayın, 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 Ortak Girişimi*, 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 Ortak Girişimi*, İstanbul
- Yüksel, A., Sözak, N., Gülle, G., 2006, , Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma İnşaat İşleri Projesi, Jeoteknik Ölçümler Değerlendirme Raporu, Mart 2006 Dönemi, *Anadoluray Ortak Girişimi*, İstanbul

EPB-TBM ile Kazılan Otogar-Başakşehir Arası İstanbul Metro Tünelleri için Yeryüzü Oturmalarının Tahmini

Prediction of Surface Settlements for İstanbul Metro Tunnels between Otogar and Bağcılar Excavated by EPB-TBMs

Hanifi Çopur, Selamet G. Erçelebi

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

İbrahim Ocak

İBB, İETT Genel Müdürlüğü, Raylı Taşıma Daire Başkanlığı, Karaköy-İstanbul-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 tünelticiliğine olan ilgiyi de artmıştır. Çevrede birçok yeryüzü ve yeraltı yapılarının bulunması, kesinlikle kabul edilebilir sınırlar içinde tutulması gereken arazi deformasyonları bakımından yeraltı inşaatlarının 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 inşaat 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 zeminlerdekinden 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.

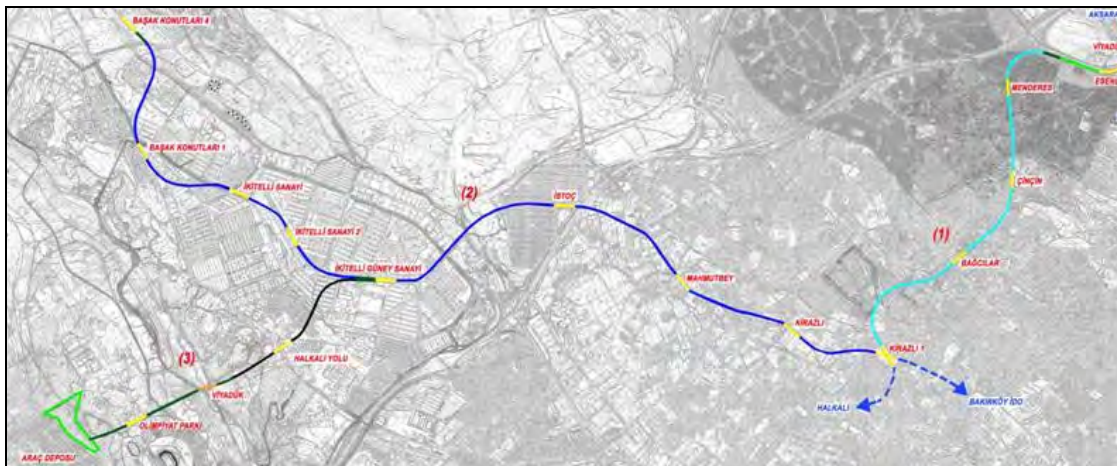
Esenler - Başakşehir hattının kazısı Mayıs 2006'da başlamıştır. Şu ana kadar, hattın 1400 m'lik kısmı Esenler Şantiyesi'nden Bağcılar'a doğru iki EPB-TBM ile kazılmıştır. Hatta yakında devreye girecek olan iki EPB-TBM de ters istikametten tünel kazmaya başlayarak çalışmayı hızlandıracaktır. Hafif metro 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, Çiçin, 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 deyişle, 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 deyişle 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

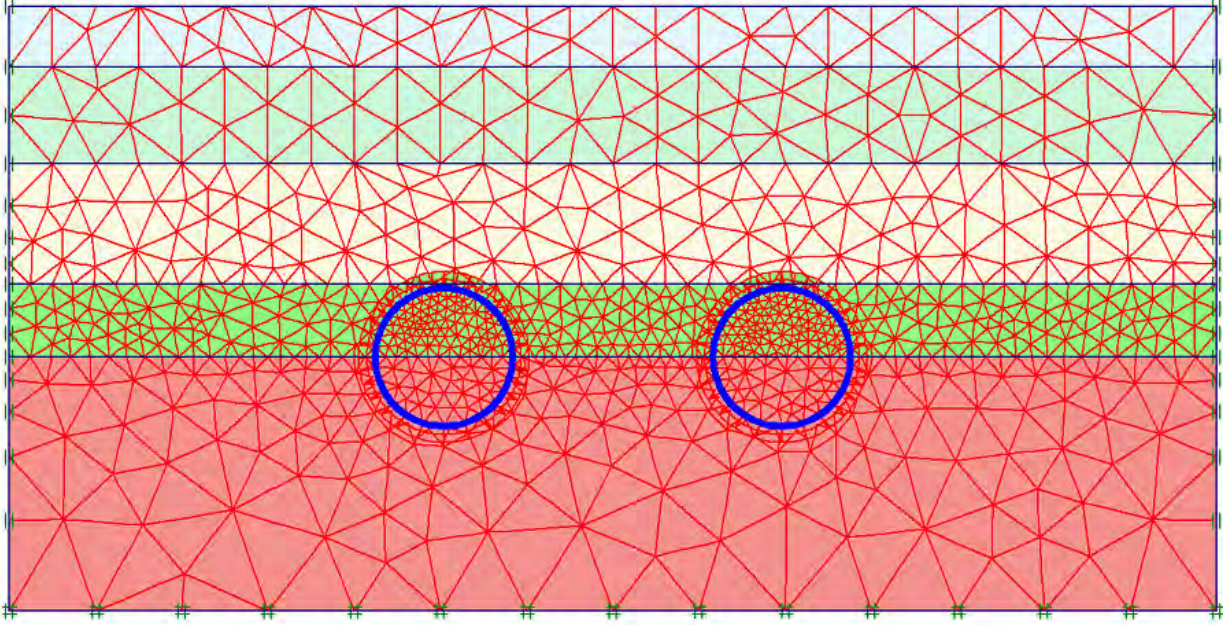
N₃₀ = Standart penetrasyon değeri (SPT), S_U = Drenajsız kesme dayanımı, φ = İçsel sürtünme açısı, E = Elastisite modülü, γ_n = Doğal birim hacim ağırlığı, γ_{dry} = Kuru birim hacim ağırlık, PI = Plastisite indeksi

(*)E = 600 S_U bağıntısından hesaplanmıştır.

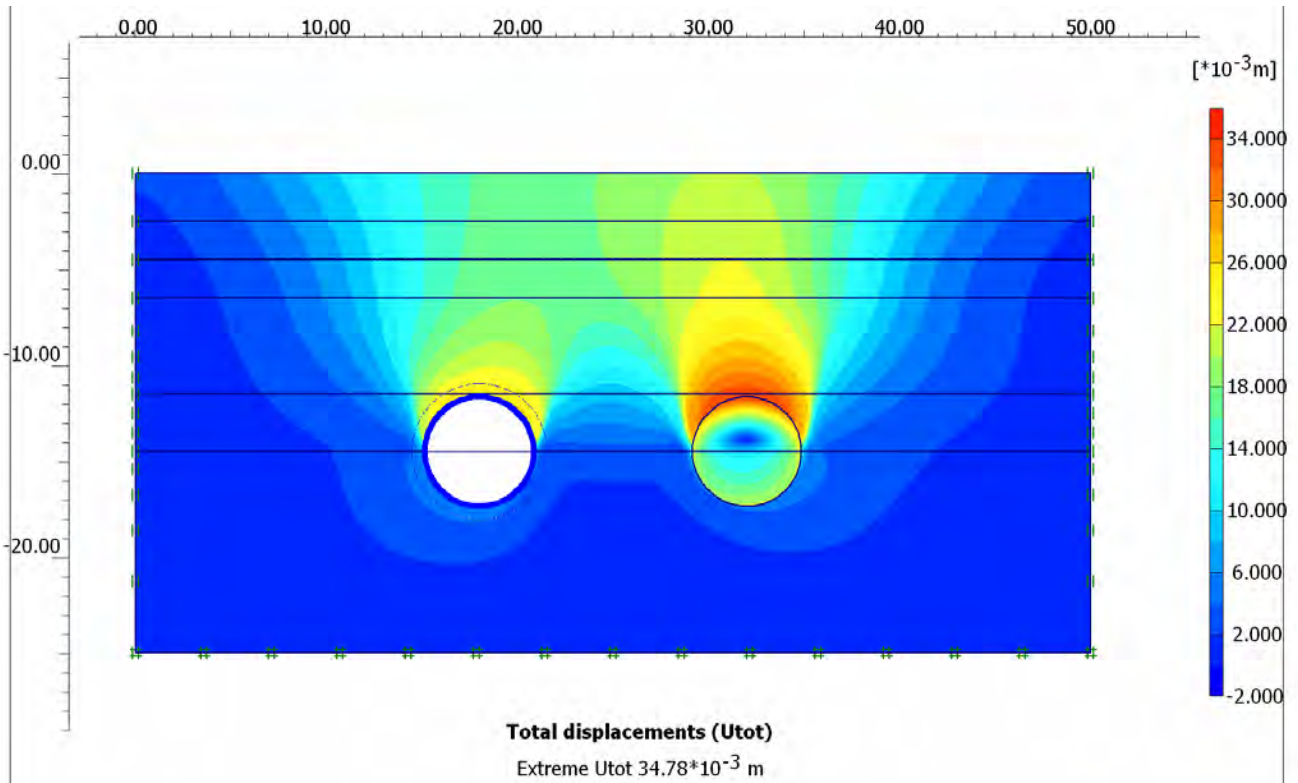
sonucu oluşan deformasyonlar % 0,5, % 0,75, % 1,0 ve % 1,5 hacim kaybı esas alınarak hesaplanmıştır. Şekil 5 ve 6 hacim kaybının % 0,5 olması durumunda ikiz tünellerin ikisi de açıldıktan ve segmentler yerleştirildikten sonra oluşan toplam ve düşey deformasyonları göstermektedir. Buna göre tünel üzerinde 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 oturmalarının göstermektedir. Şekil 9 da ise yeryüzünde oluşacak toplam deformasyonlar yön itibarıyla görülebilir.

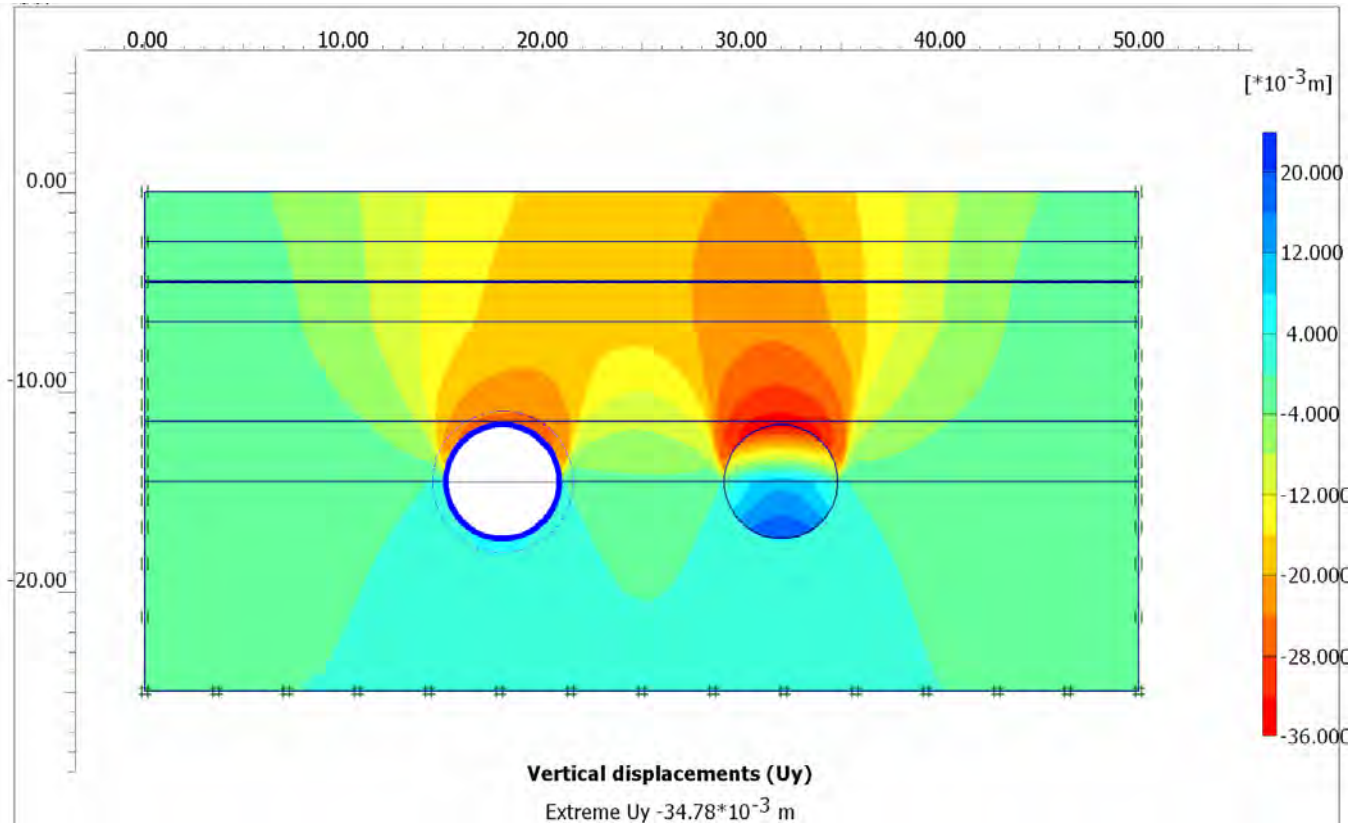
Sonlu elemanlar modeli sonucu hacim kaybının % 0,5 ile % 1,5 arasında olması durumunda bulunan maksimum yeryüzü oturmaları Çizelge 3’de verilmiştir.



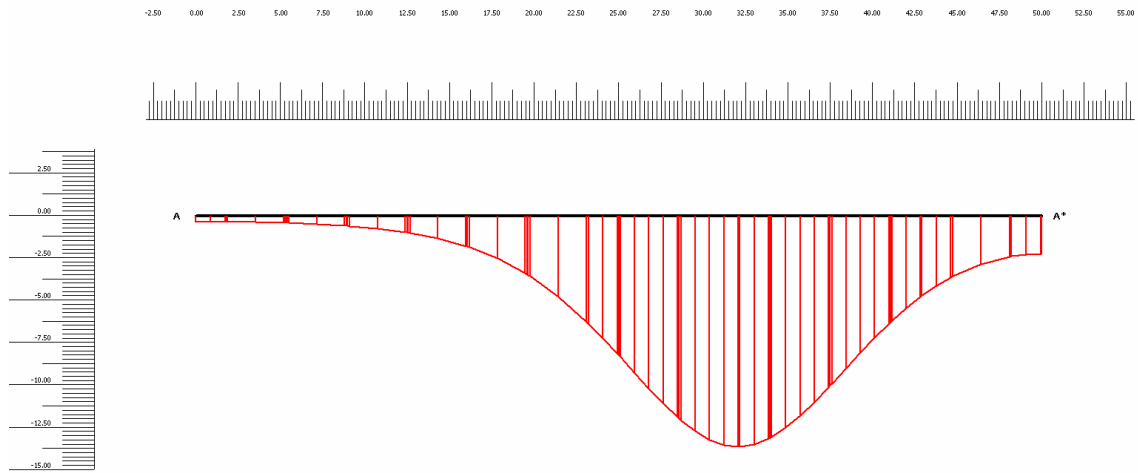
Şekil 4. Sonlu Elemanlar Ağı



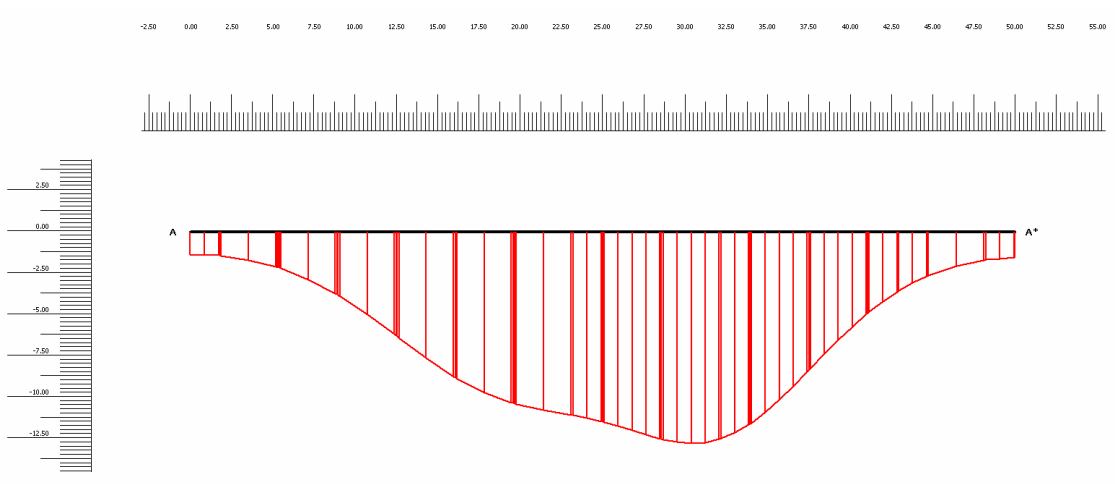
Şekil 5. Sol Tünel Açıldıktan Sonra Oluşan Toplam Deformasyonlar



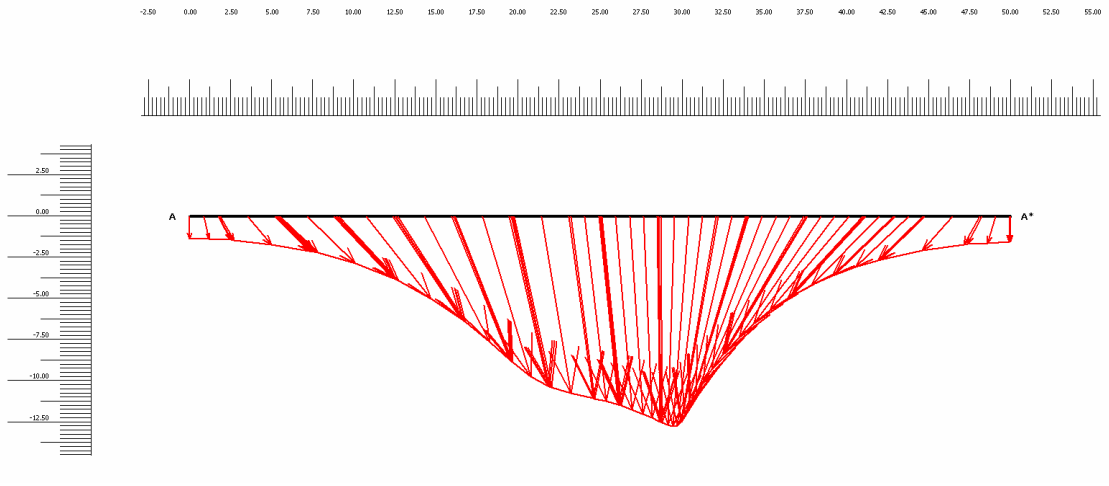
Şekil 6. Sol Tünel Açıldıktan Sonra Oluşan Düşey Deformasyonlar



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 Değişimleri

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

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 ekseninde 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:

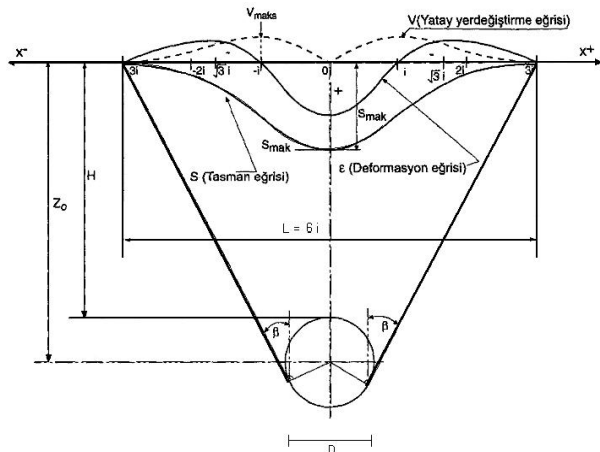
$$i = \frac{i_1 + i_2 + i_3 + i_4}{4} \quad (2)$$

$$i_1 = 0.5 \cdot Z_0 \quad (3)$$

$$i_2 = 0.43 \cdot Z_0 + 1.1 \quad (4)$$

4 EMİRİK (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

$$i_3 = R \cdot \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.8} \quad (5)$$

$$i_4 = 0.9 \cdot R \cdot \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.88} \quad (6)$$

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 (Arioğlu, 1992) ve Eşitlik 6 Arioğlu (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 (Arioğlu, 1992):

$$S_{max} = 0.0125 \cdot K \cdot \left(\frac{R^2}{i} \right) \quad (7)$$

Bu eşitlikte K zemin hacim kaybı yüzdesidir. Arioğlu (1992), ayna basınçlı TBM kazıları için (K) ve zemin stabilite oranı (N) arasında iyi bir ilişki olduğunu bildirmiştir (Eş. 8):

$$K = 0.87 \cdot e^{0.26N} = 0.87 \cdot e^{\frac{0.26(\gamma_n Z_0 + \sigma_s + \sigma_T)}{C_U}} \quad (8)$$

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 (Arioğlu, 1992):

$$S_{max} = 0.785 \cdot (\gamma_n \cdot Z_0 + \sigma_s) \cdot \left(\frac{D^2}{i \cdot E} \right) \quad (9)$$

$$S_{max} = 4.71 \cdot (\gamma_n \cdot Z_0 + \sigma_s) \cdot \left(\frac{D^2}{(3i + a) \cdot E} \right) \quad (10)$$

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):

$$S = 4(1-\nu)R^2 \left(\frac{Z_0}{Z_0^2 + x^2} \right) \left(\frac{4gR + g^2}{R^2} \right) \exp \left[\frac{-1.38x^2}{(Z_0 + R)^2} \right] \quad (12)$$

Bu eşitlikte, ν 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

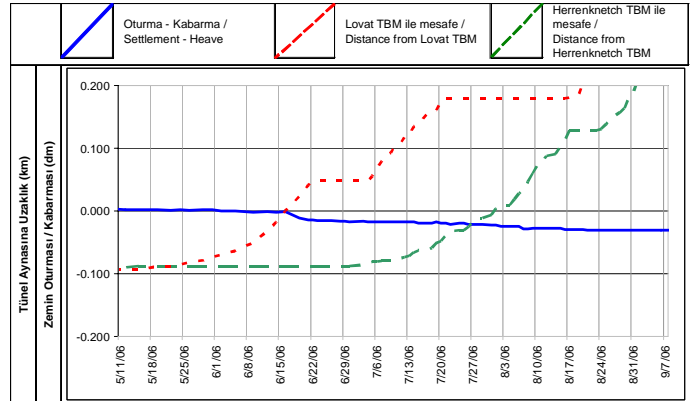
Arazide yüzey izleme (SMP) noktalarında yapılan ölçümlerin sonuçları Çizelge 4'de sağ ve sol tünel için özetlenmektedir. Kazı yapıldıktan birkaç hafta sonrasına kadar oluşan ortalama kısa dönem yeryüzü oturmalarının 100 m önde giden sağ tünel için 9,6 mm ve geriden gelen sol tünel için 14,4 mm olduğu 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		
ORTALAMA	-0,0144	ORTALAMA	-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) Arioğlu (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 Arioğlu (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)-Arioğlu (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 tüneline gerçekleşen yeryüzü oturma değeri 9,6 mm ve sol hat tüneline 14,4 mm olmuştur. Plaxis sonlu elemanlar programında yapılan model sonucunda % 0,5 hacim kaybında sağ hat tüneline 12,35 mm ve sol hat tüneline 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 Arioğlu'na bu çalışmaya yaptıkları katkı ve yardımları için teşekkür ederler.

KAYNAKLAR

- Arioğlu, E., 1992. Şehir güzergahlarında tünel faaliyetlerinden dolayı yerüstü hareketleri ve binalarda oluşacak hasarların en aza indirilmesi. *Meslekiçi Eğitim Semineri*. İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Müh. Böl.
- Arioğlu, E., Arioğlu, B., Arioğlu, E., Odbay, O., 1993. Metro tünel projelerinde yüzey tasman büyüklüklerinin yarı-teorik yaklaşımlarla belirlenmesi. *Türkiye 13. Madencilik Kongresi*. ss. 235-246
- Attewell, P.B. Yeates, J. & Selby, A.R. 1986. *Soil movement induced by tunnelling and their effects on pipelines and structures*. New York: Chapman and Hall.
- Ayson Sondaj Araştırma ve İnşaat A.Ş., 2005. *Otogar-bağcılar Hafif Raylı Sistem Çiçinderesi İstasyonu Jeolojik-Jeoteknik Araştırma Raporu*.
- 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 Underground Space Technology*. 16 (2001), 159-165.
- Chou, W.I. and Bobet, A., 2002. Predictions of ground deformations in shallow tunnels in clay.

- Tunnelling and Underground Space Technology*. 17 (2002), 3–19.
- Ellis, D., 2005. High standards in Heathrow'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 Underground Space Technology*. 18 (2003), 513–523.
- Loganathan, N. and Poulos, H.G., 1998. Analytical prediction for tunnelling-induced ground movements in clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental 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. Journal of Geomechanics*. Dec., pp. 310-318.
- Plaxis Manual, 2002. *Finite Element Code for Soil and Rock Analyses*. A.A. Balkema Publishers.
- Schmidt, B., 1974. Prediction of settlements due to tunneling in soil: three case histories. *Rapid Excavation 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 Underground Space Technology*. 21 (2006), 133–150.
- Tan, W.L. and Ranjit, P.G., 2003. Parameters and considerations in soft ground tunnelling. *The Electronic Journal of Geotechnical Engineering*. Ppr 0344.

Kadıkoy Kartal Metro İnşaatı NATM Tünel Kazılarında Deformasyon Ölçmeleri ve Veri Yönetimi Çalışmaları

Kadıkoy Kartal Metro Construction NATM Tunnel Excavation Deformation Measurement and Data Management

Yelda Ademoğlu, Azmi Akal, Ali Yüksel

*Yapı Merkezi –Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat
Anadoluray Ortak Girişimi, 34700 Üsküdar-İSTANBUL*

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 yöntem, 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 occurred before and after excavation period in the tunnel needs to be monitored regularly. 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.

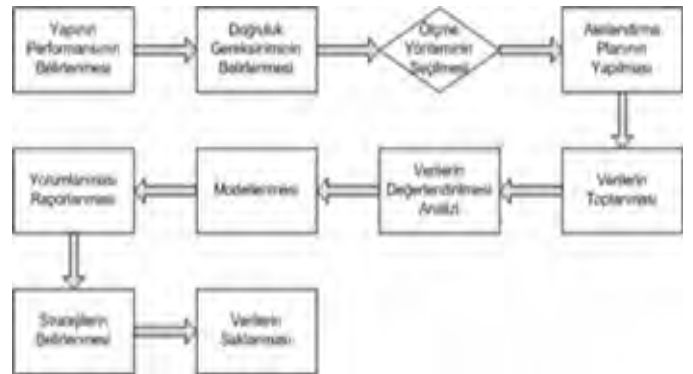
Tünel kazısı sırasında, tünelin bir drenaj kanalı gibi çalışması sonucu yeraltı su seviyesinde oluşan değişikliğin zeminde su kaybına yol açması ve tüneldeki kazı ile tünel çevresindeki zeminin kaybı, tünelde uygulanan kazı destekleme yöntemine, zeminin jeomekanik büyüklüklerine ve tünel geometrisine (çap ve derinlik) bağlı olarak yeryüzünde oturma meydana gelmektedir (Arioğlu, Yüksel, Arioğlu, 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 ⁽¹⁾ adlı özel yazılım kullanılmaktadır.

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

⁽¹⁾Söz konusu yazılım, Avusturya - IGT, IC,3G şirketleri tarafından ortaklaşa geliştirilmiş bir deformasyon izleme-değerlendirme programıdır (www.tunnelmonitor.com).

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 yararlanılmaktadır. 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.

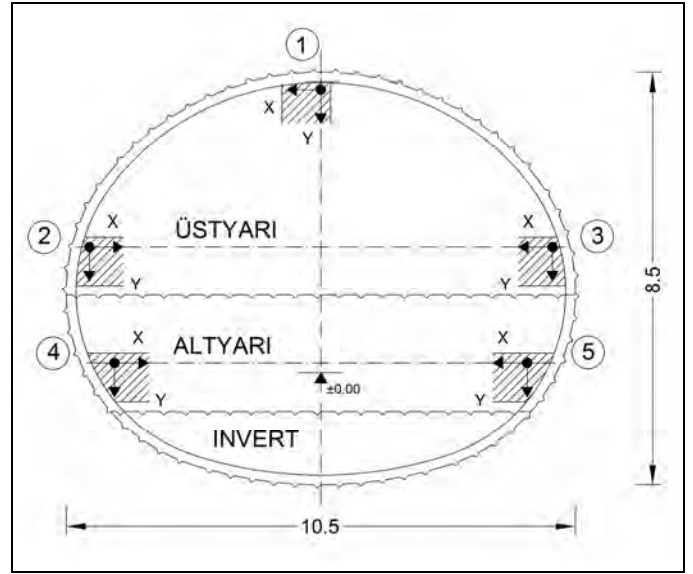
Tünel deformasyon ölçmeleri, kazı ve desteklemenin hemen ardından, deformasyon kesitinin oluşturulmasıyla başlanmakta ve tüm kazı kesitinin tamamlanıp deformasyonun sonlanmasından sonra yaklaşık bir ay daha devam edilmektedir. Uygulanan ölçme sıklığı Şekil 6 üzerinde gösterilmiştir.

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.

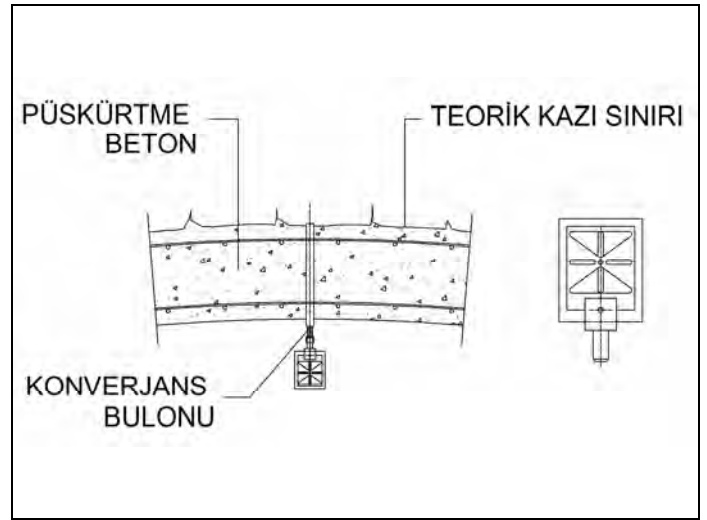
Tünel kazısının yüzeye etkisinin belirlenmesi amacıyla proje ile belirlenmiş kilometrelerde yüzey ve bina deformasyon noktaları tesis edilir. Aşağıdaki şekilde yüzey ve bina deformasyon noktalarının tesis tipleri gösterilmektedir.(Şek. 4,5)

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.

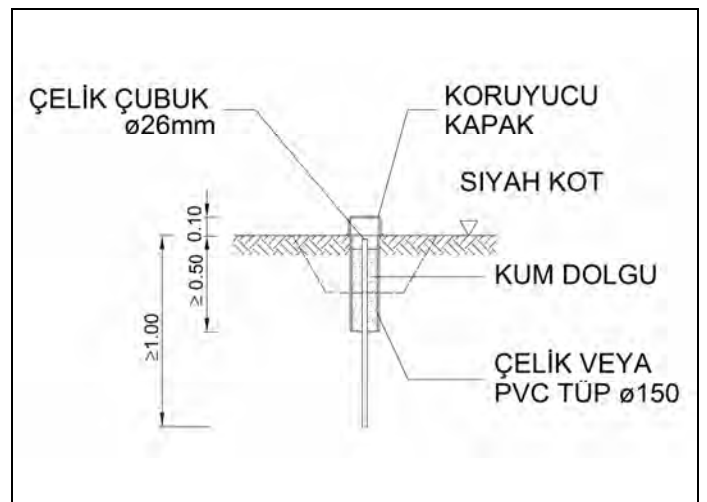
Yüzey deformasyonlarının ölçülmesinde "Leica DNA03" model sayısal nivo aleti ve barkodlu "invar" mira kullanılmaktadır.



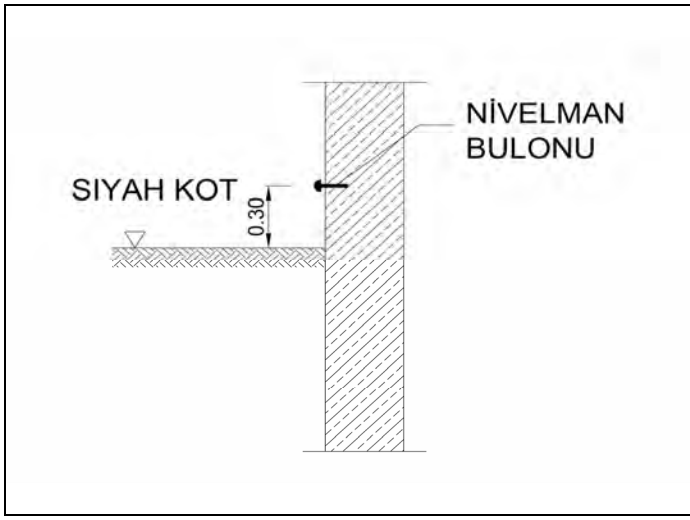
Şekil 2. P1 kesiti tünelde deformasyon noktalarının yerleşimi



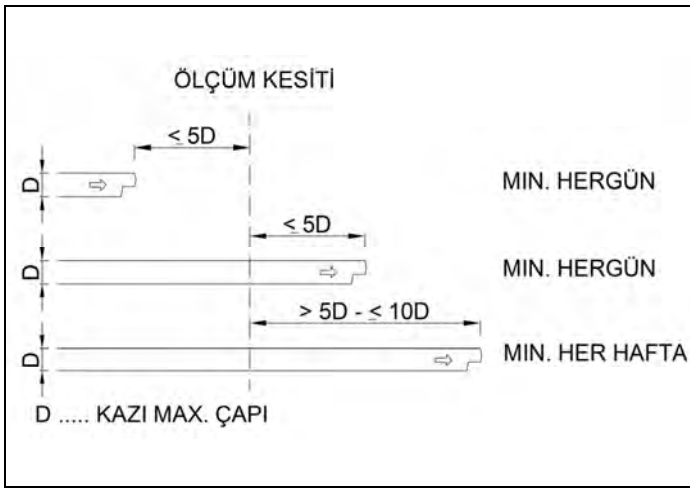
Şekil 3. Tünel içi deformasyon noktası detayları



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 etkileyecek 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

saniesidir. Mesafe ölçmelerinin standart sapması, alet spesifikasyonlarında $\pm(2 \text{ mm}+2 \text{ ppm})$ olarak belirtilmiştir.

2.4 Ölçme Yöntem ve Teknikleri

Yapısal deformasyonların ölçmesinde farklı teknikler ve donanımlar kullanılabilir. 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 nivelman 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 adlandırılabilir 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 jeodezik ağı 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 grupta incelenebilir.

Giderilebilen hatalar, kaba hatalar ve sistematik hatalardır. Kaba hatalar, ölçme yönteminden beklenen değerlere göre önemli derecede farklı olan hatalardır ve ayırmsanması kolaydır. Sistemden ölçmelerin tekrarlanması ya da kontrol ölçmeleri ile giderilebilmektedir. Sistematik (düzenli) hatalar, genellikle alet düzenlenmesindeki 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 önlenmiş 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 karşılaşılacak 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 adımı, 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 deformasyonları 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 örneklerin 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.

Tünel 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 içerisinde kazı aşamasına ait kilometre, kazının yapıldığı tarih ve saat bilgilerinin tek tek girilmesidir.

```

S9-Initials.NIG - Notepad
File Edit Format View Help
INITIAL SF9 20060816 14
+----- zaman (saat)
+----- tarih (YYYYAAGG)
+----- kesit ismi (güzergah)
+----- anahtar kelime
YR8590-3 424238.733 4538568.322 67.6426
YR8590-2 424246.638 4538570.232 67.7923
YR8590-1 424255.335 4538573.216 67.9219
YR8580-3 424197.012 4538566.989 67.2383
YR8580-2 424204.449 4538571.518 67.4108
YR8580-1 424221.311 4538572.426 67.5383
YR8560-3 424192.424 4538587.046 67.3885
YR8560-2 424202.183 4538589.447 67.4211
YR8560-1 424210.303 4538591.096 67.3845
YR8640-6 424208.128 4538516.452 66.7440
YR8640-4 424234.683 4538504.484 67.3397
YR8640-3 424246.679 4538498.951 67.4555
YR8640-2 424261.518 4538493.238 67.5732
YR8640-1 424279.059 4538486.477 67.7462
+----- yükseklik
+----- x-koordinatı (Gauss Krueger)
+----- y-koordinatı (Gauss Krueger)
+----- nokta numarası
END
+----- anahtar kelime

```

Şekil 7. Başlangıç NigraWin Dosyası

```

ORNEK.NIG - Notepad
File Edit Format View Help
EPOCH SF2
+----- kesit
+----- anahtar kelime
Datum: 23.12.2005 09:08
+----- saat
+----- tarih
+----- anahtar kelime
MEASUREMENTS
+----- anahtar kelime
D1 9,3748
D2 9,9270
D3 10,1285
D4 10,4111
+----- yükseklik
+----- ölçme konumu
END
+----- anahtar kelime

```

Şekil 8. NigraWin Dosyası

```

S4-B4-7 - Notepad
File Edit Format View Help
S4-B4-7 000000 03 20070726 12 419756.6230 4541437.4030 23.850 0
S4-B4-7 000000 02 20070726 12 419749.4900 4541419.4500 24.987 0
S4-B4-7 000000 03 20070726 12 419752.1665 4541418.7465 23.445 0
S4-B4-7 000000 01 20070726 12 419751.7595 4541438.7140 23.760 0
S4-B4-7 000000 02 20070726 12 419754.1005 4541438.0595 24.995 0
+-----Deformasyon noktasının yüksekliği
+-----Deformasyon noktasının X koordinatı
+-----Deformasyon noktasının Y koordinatı
+-----ölçme zamanı (saat)
+-----ölçme zamanı (tarih)
+-----Deformasyon noktasının Adı (ID)
+-----Kod (varsa km bilgisi girilebilir)
+-----Ait olduğu tünel

```

Şekil 9. PRP dosyası

File	Edit	Format	View	Help	
S1-H1	01	01	20061123	14	189.92
S1-H1	01	01	20061120	05	187.92
S1-H1	01	01	20061006	19	170.01
S1-H1	01	01	20061006	19	170.81
S1-H1	01	01	20061007	18	171.81

+-- aynanın kilometre bilgisi
 saat
 tarih
 kullanılmaz ve her zaman '01' değerindedir
 kazı adının referans numarası
 kesit ismi (güzergah)

Şekil 10. BPH dosyası

2.8 Veri Analizi

Verilerin analizinin yapılabilmesi geometrik modelleme ile gerçekleştirilir. Geometrik modelleme konumsal yerdeğiştirme 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 , X ve Y koordinatlarının bir fonksiyonudur. Program bu verilerden yararlanarak deformasyon ve enkesit grafiklerini çizmektedir.

Her hareket vektörü, nokta yer değiştirmesinin koordinat farkını gösteren büyüklük ve yöne sahiptir. Bu vektörler verilen bir zaman aralığında yer değiştirme 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.

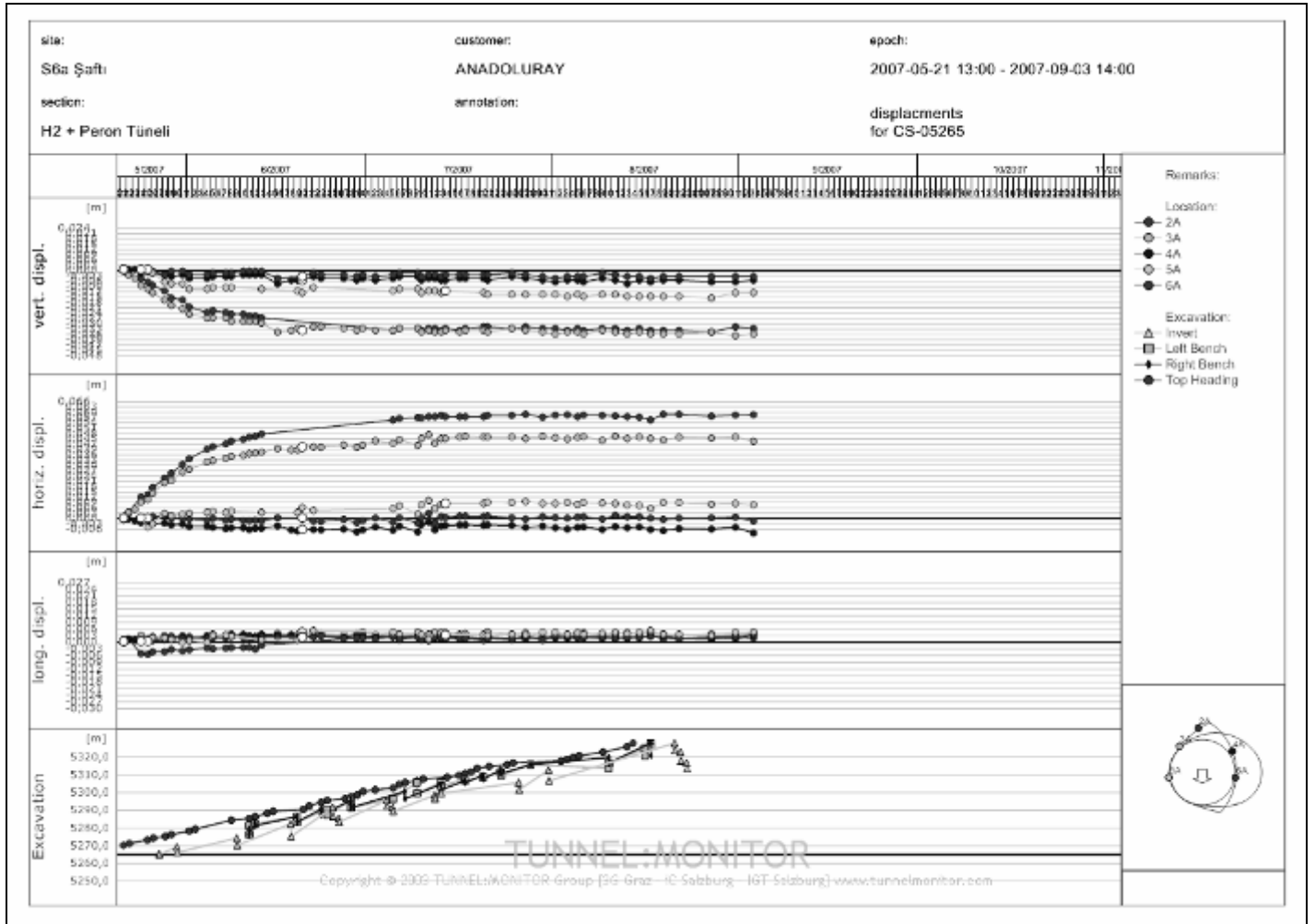
Program Q, S, H değerlerini kullanarak deformasyon ve enkesit grafiklerini çizmektedir. Değerlendirme programı, yer değiştirmeleri, düşey yer değiştirme, yatay yer değiştirme ve boyuna yer değiştirme grafiklerinde ayrı ayrı görüntüleyebilmesinin yanı sıra bu grafikleri kompakt formda görme imkanı sağlar. Deformasyon grafiğinin kompakt hali Şekil. 11’da görülmektedir. Rapor formatına getirilen grafikler,

yerdeşiştirmeler ile beraber kazı ilerlemesi, tünel tipi, tünel kesiti üzerinde nokta yerleri, lejand, kesit adı ve ölçme zamanı ile ilgili bilgi vermektedir.

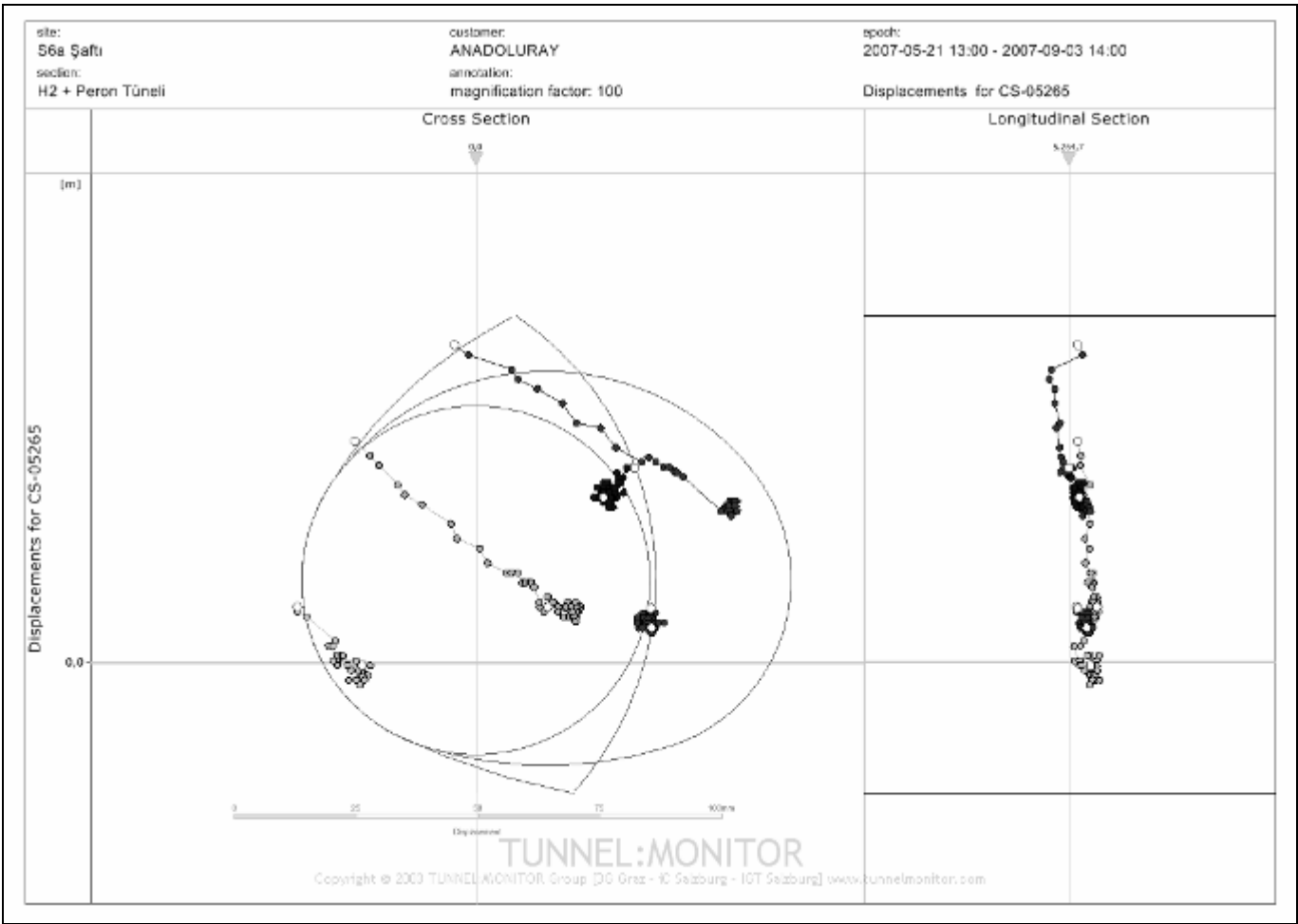
Şekil. 12’de en kesit diyagramı görülmektedir. Tünel açıklığına göre gözlenen deformasyonun çok küçük olması nedeniyle, grafik çiziminde büyültme faktörü kullanılır. Üretilen raporda kesitin ait olduğu km noktaların uzaysal yer değiştirmeleri ve ölçme zamanı gösterilmektedir. Bu grafikten tünel deformasyonunun 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

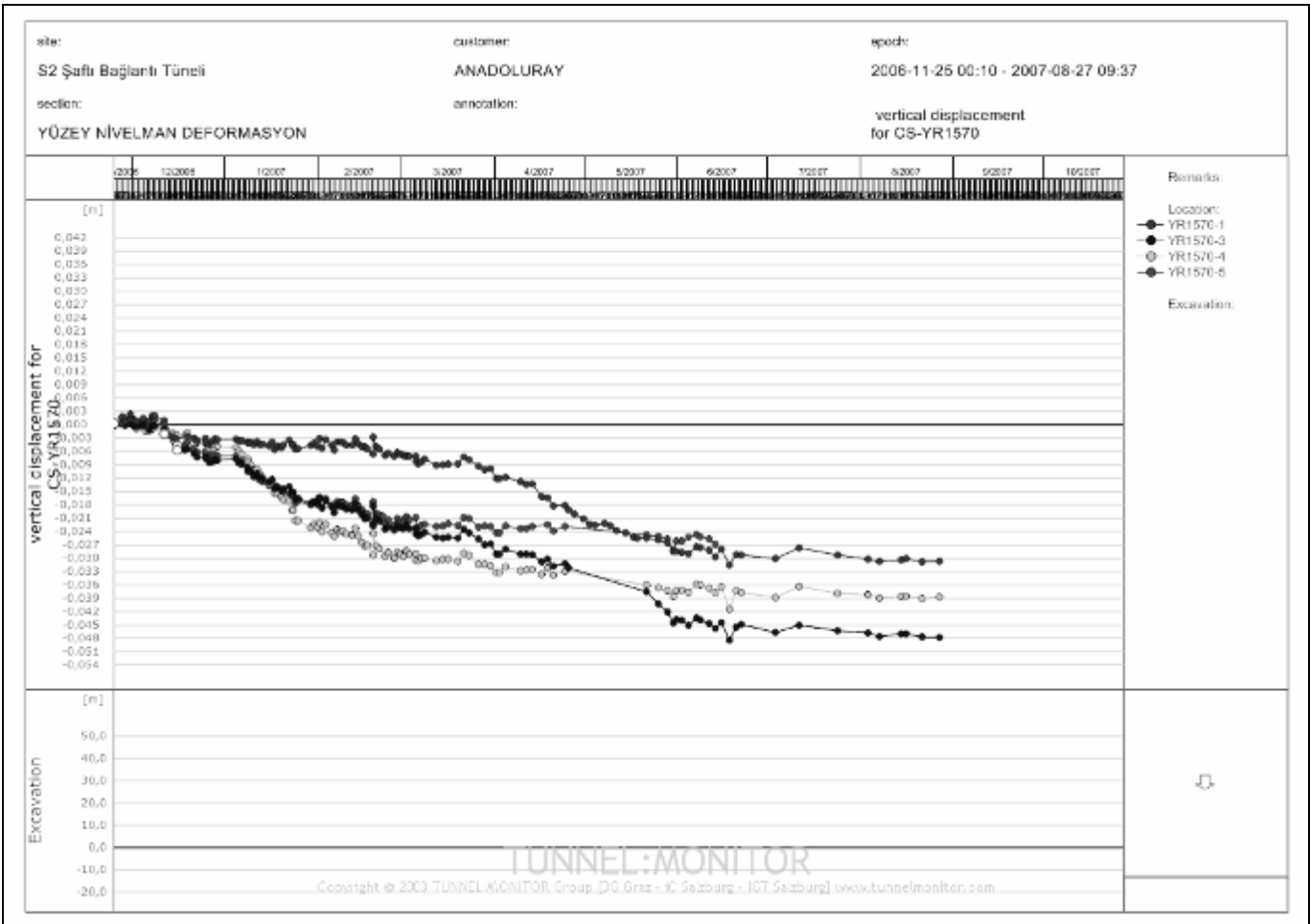
belirli zaman aralıklarında belli bir en kesite ait deformasyon noktalarının düşey hareketi gözlemlenebilmektedir. Şekil 14’de deformasyon kesitine ait oturma grafiği ve Şekil 15.’de ise oturma kontur grafiği görülmektedir. Bu grafikte ayrıca üst yarıkalot, sağ ve sol alt yarı-stross ve taban-invert kazılarının yerleri de görülmektedir. Böylece meydana gelen deformasyonların kazı aşamaları ile ilintisi kurulabilmektedir. Deformasyon ölçmelerine bağlı eş düşüş eğrileri program tarafından otomatik olarak oluşturulur.



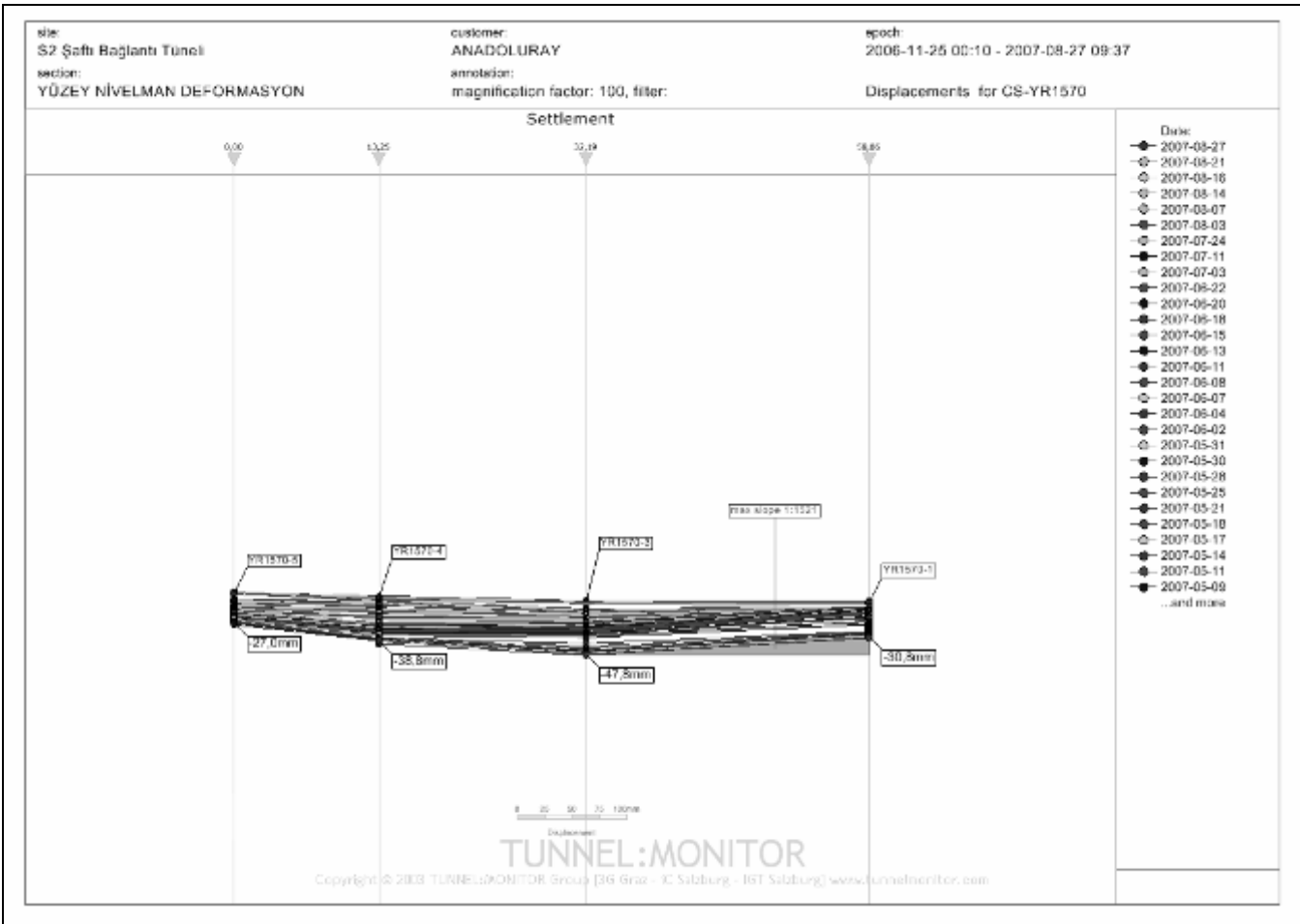
Şekil 11. Tünel içi deformasyon grafiği



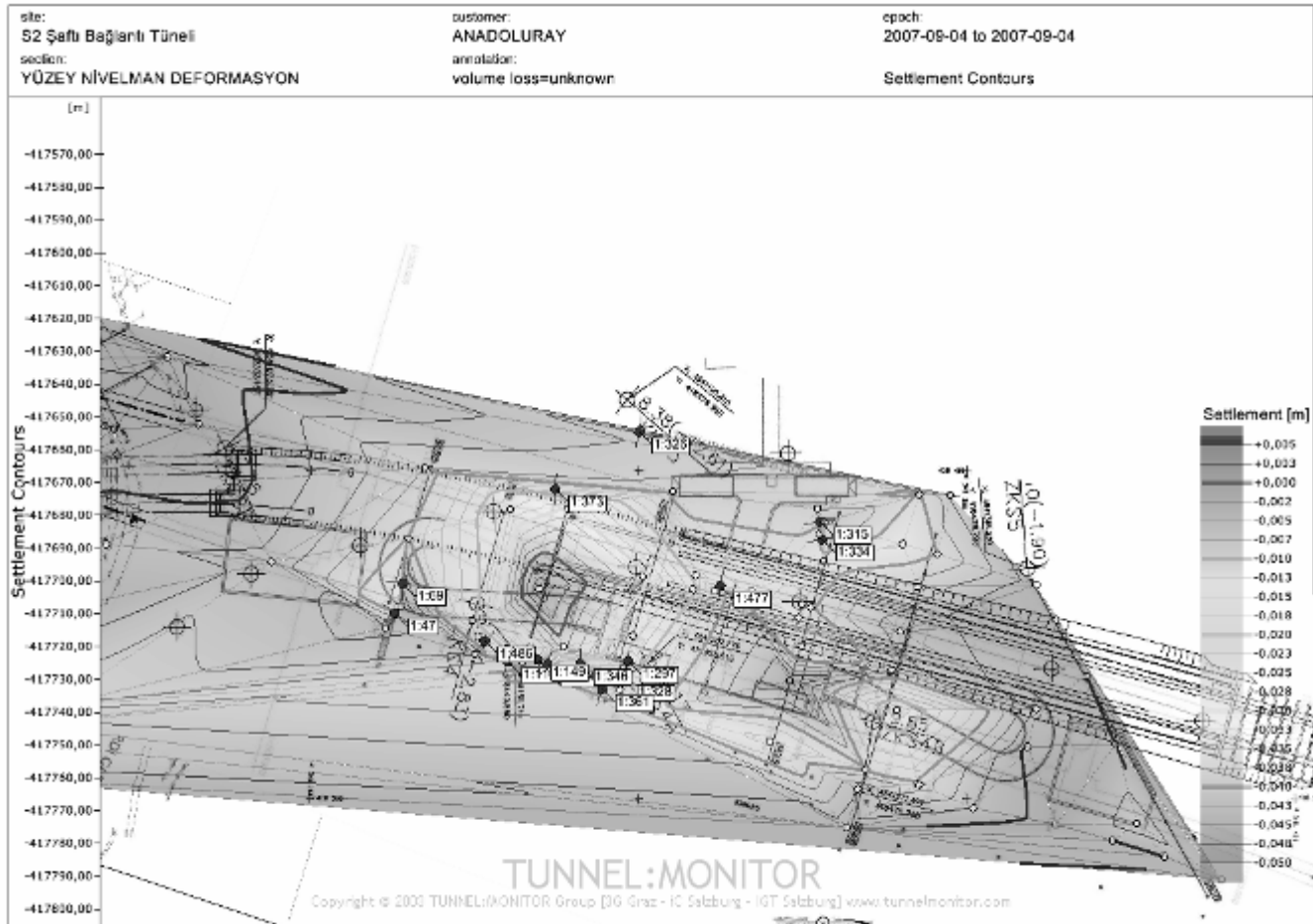
Şekil 12. Tünel içi en kesit deformasyon grafiği



Şekil 13. Yüzey oturma grafiği



Şekil 14. Yüzeı oturma en kesit grafiği



Şekil 15. Yüzeı oturma Kontur Grafiği

2.10 Veri Yönetimi

Deformasyonların belirlenmesi çalışmasına söz konusu olan tüm ölçme verileri ve işlenen sonuçlar arşivlenir ve indekslenir. İhtiyaç 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. Ayrıca; yazarlar, bu çalışmanın yayınlanmasına izin vermesi dolayısıyla, projenin işvereni İBB Ulaşım Daire Başkanlığı Raylı Sistemler Müdürlüğü’ne ve bu projede yer alan 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 İnönü tüneline tasman (yüzey oturması) eğrisi dönüm noktasının belirlenmesi, *VI. Bölgesel Kaya Mekaniği Sempozyumu*, Selçuk Üniversitesi 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 Ölçmeleri 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

Kadıköy-Kartal Metro Project Deformation Control Works on Kadıköy Square Historical Buildings

Suat Çetin, Önder Yeşilçimen, Ali Yüksel

*Yapı Merkezi –Yüksel – Doğuş – Yenigün – Belen İnşaat
Anadoluray Ortak Girişimi, 34700 Üsküdar-İSTANBUL*

ÖZET: Günümüz Türkiye'sinde 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 kaçınılmaz 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 bildiri de 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 construction structures 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 yer alan 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 kazılarında kaynaklanması muhtemel deformasyonları kontrol altına almak için yapılan çalışmalar, bu bildirin 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 paralelindeki 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 yer alması 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 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 deprensellik 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 yer aldığı arakatlar ve istasyon tünellerinin yer aldığı 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 öngörölmek-tedir.

Adı geöen her iki bina da 2 kat ve 1 bodrumdan oluşmaktadır. Belediye Başkanlığı ve Vergi Dairesi binalarının taban alanları, sırasıyla 518 ve 475m²'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 düşünölmektedir.

İstanbul Defterdarlığı Rihtım Veraset ve Harçlar Vergi Dairesine ait binanın erken cumhuriyet döneminde yapıldığı öğrenilmiştir. Bu binaya ilişkin Anıtlar Kurulu'ndan herhangi bir proje edinilememiştir. Bina içerisinde yapılan gözlemlere göre bina betonarme taşıyıcıdır. 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 kiltası ardalanmasından oluşan ve kaya birimin ayrışma ürünü olan bloklu ve kumlu ara seviyeler yer almaktadır.

İncelenen kesimde kaya birimi, yeşilimsi gri renkli, ayrıışmış zonlarında kahverengi, kumtaşı, silttaşı ve kiltası ardalanmalı "Trakya Formasyonu"dur. Grovak olarak da tanımlanan ve kumtaşı-silttaşı-kiltası ardalanmasından oluşan Trakya Formasyonu, ayrıışmadığı 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, ayrıışmamış kesimlerinde orta sağlam karakterdedir. Kumtaşları daha masif ve çatlaksız iken silttaşı ve kiltası 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 alınırca, bina temelleri ile tünel kazı üst kotu arasındaki örtü kalınlığının yaklaşık 26m olduğu görölmektedir. Bu örtü tabakasının ilk 10m'si yukarıda değinilen zemin karakterindeki kavkılı, kumlu, siltli ve killi birimlerden, altındaki 5mçok ayrıışmış, 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 rapordarda detaylı olarak incelenmiş olan dayanım ve deformasyon özellikleri, anakaya üzerindeki zemin cinsi ve kalınlığı, yüksek YASS ve proje alanının denize yakınlığı gibi koşullar gözönüne

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° 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 yer aldığı, 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 görel 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 görel 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 bulunmaktadır).

İlgili resmi kurumlara başvurulmasına rağmen binanın statik projesine ulaşılamadığından temel sistemini teyid etmek mümkün olmamıştır. Ancak elde edilen bulguların ışığı altında bina temelini 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. Görelilik 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, püskürtme 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 göreceli 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.

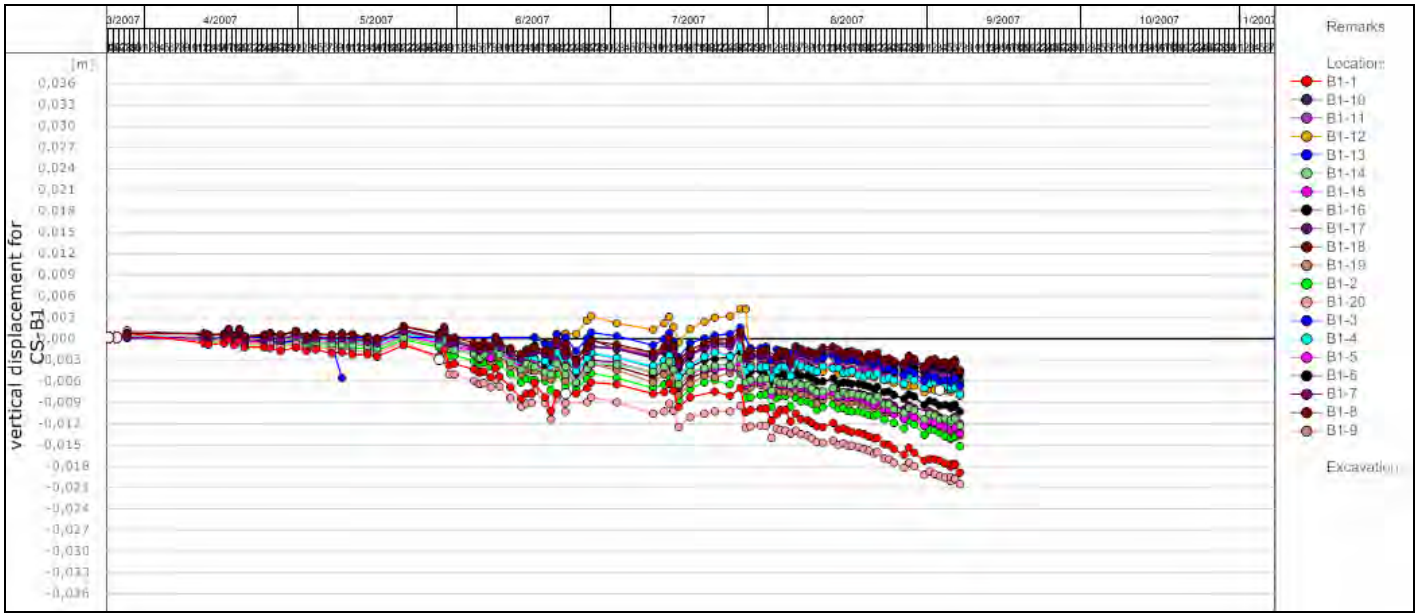
Tünellerin yapımının ilerlemesi süresince sistematik olarak yürütülen bu ölçüm çalışmaları ile gerçekleşen oturma değerleri ve tünel üzerindeki zemin deformasyonları sürekli belirlenmektedir. Bugün itibariyle elde edilen ölçüm sonuçları Şekil 2’ ve Şekil 3’te verilmektedir.

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.

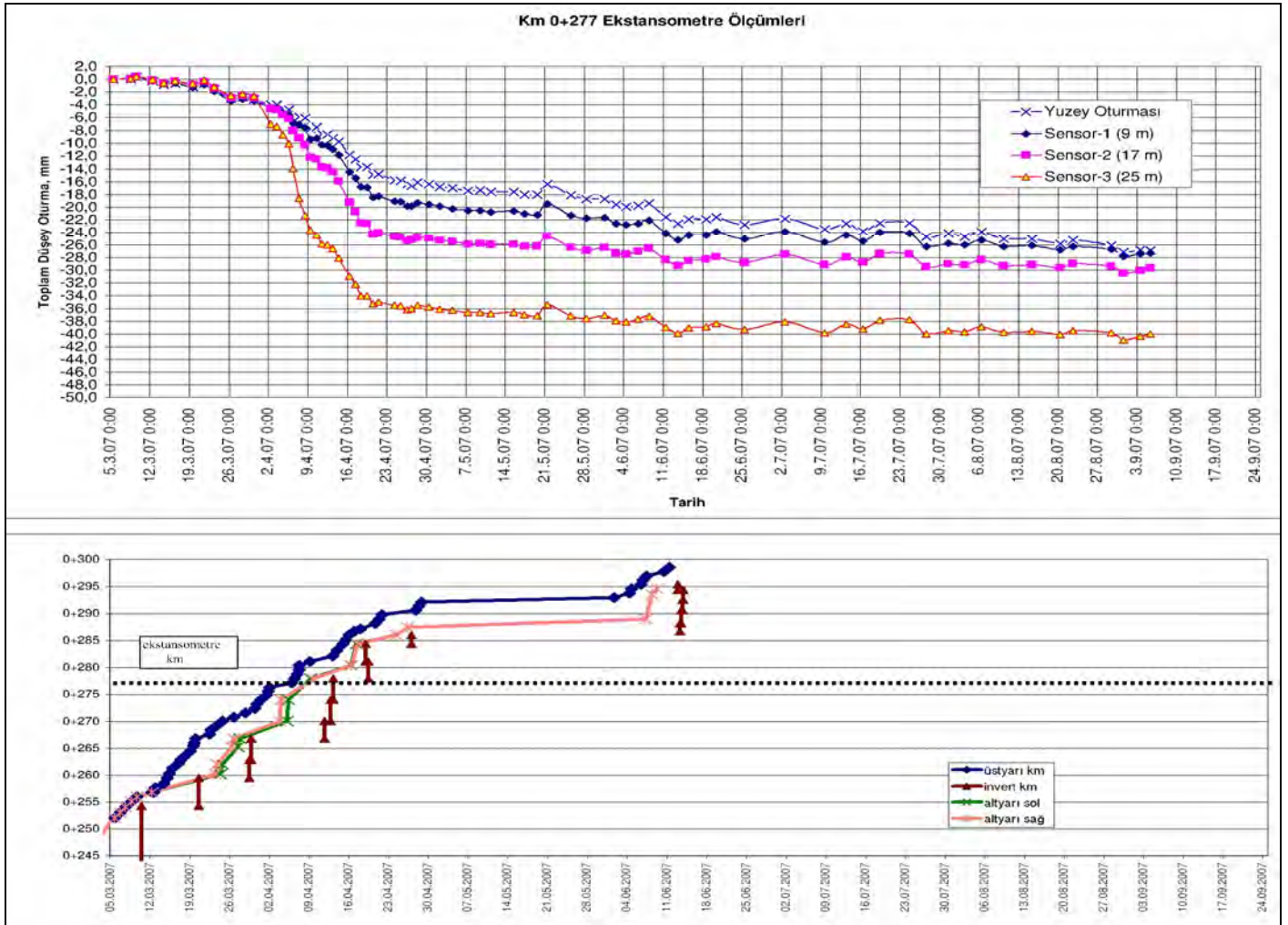
7.3 İstenmeyen Durum Senaryosu

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 iyileştirme yöntemleri de dahil olmak üzere İdare ve Mühendislik 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. Ayrıca; yazarlar, bu çalışmanın yayınlanmasına izin vermesi dolayısıyla, projenin işvereni İBB Ulaşım Daire Başkanlığı Raylı Sistemler Müdürlüğü'ne ve bu projede yer alan 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 Geoteknik Profili Km 0+000-Km 0+650.
- Yüksel, A, Sözak, N., Gülle, G., 2005, Kadıköy Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Mühendislik Jeolojisi Raporu, *Rapor No: KK-GE-TR-GN-004, Yapı Merkezi –Yüksel–Doğuş–Yenigün İnşaat Ortak Girişimi*, İstanbul.

Tünel Çapı ve Örtü Kalınlığının Yüzey Oturmalarına Etkisinin Fiziksel Modelde Gölge Analizleri Yardımıyla İncelenmesi

Surface Settlement Concept in Tunnels – Observations on Simple Physical Analogous Models

Mehmet Dinçer Köksal

Sakarya Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Jeofizik 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 METHOD

2.1 Material

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 Apparatus

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 Method

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 (built 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.

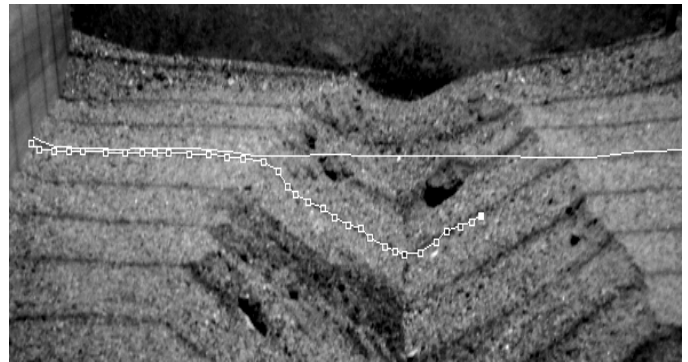


Figure 3. Digitizing the shadow lines by mouse. Two figures (prior to settlement and after settlement) are overlaid.

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.

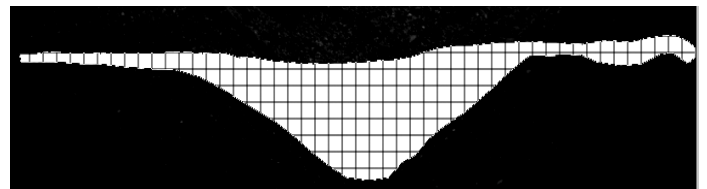


Figure 4. An example of completed raw shadow section. The digitized area of settlement is filled with a grid pattern which is constant in grid size for all experiments (1-9) and sections (A-I).

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 ($\sim 5i$) at surface. Maximum settlement angle (trough, inflection) is also shown and both measured, and then divided by two.

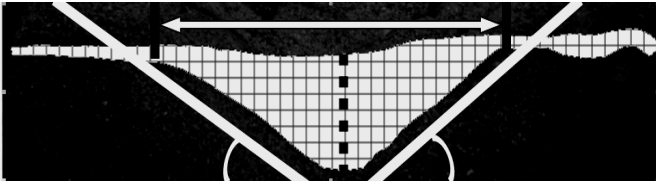


Figure 5. An example of calculation method: Area (number of grids, units, squares), maximum settlement (dashed line), maximum settlement angle and the maximum settlement width. No distortion done in none of the 81 sections.

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 mm. Table 3 shows the results of twin tunnels with 75 mm distance in between.. All are summarized in Table 4.

3.1 Experiments with 75 mm Tunnel Diameter

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.

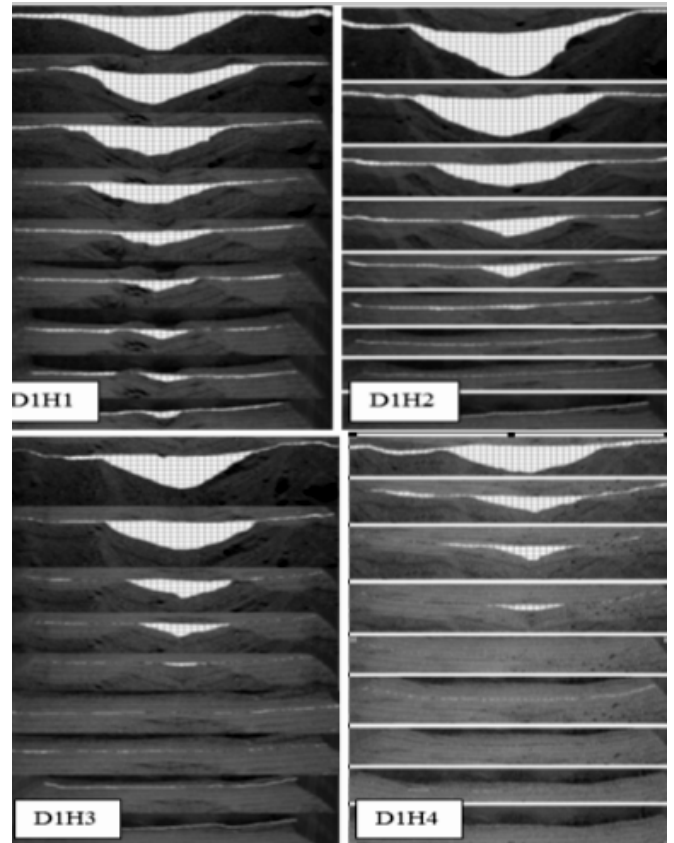


Figure 6. Shadow cross sections illustrating the surface settlements in four groups for 75 mm tunnel diameter (D1). Overburden thicknesses from left to right are H1: 1.2, H2: 2, H3: 2.7, H4: 3.5. Each of the four groups has nine cross sections. A is at the top, I is at the bottom. A is closest to us.

3.2 Experiments with 110 mm Tunnel Diameter

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.

Experiment 1 D1, H1, A-I inc
D:75mm, H:1.2D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,I

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Cross section	Settled area	Mean maximum angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(no)	(unit ²)	(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

Experiment 2 D1, H2, A-I inc
D:75mm, H:2D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,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

Experiment 3 D1, H3, A-I inc
D:75mm, H:2.7D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,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

Experiment 4 D1, H4, A-I inc
D:75mm, H:3.5D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,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.

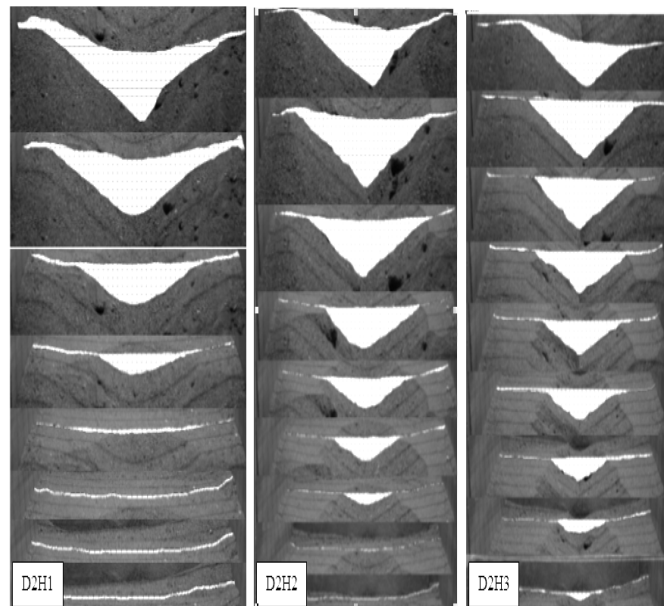


Figure 8. Shadow cross sections illustrating the surface settlements in three groups which all are for 110 mm tunnel. Overburden thicknesses from left to right are H1: 2.1D, H2: 1.4D and H3: 0.6D. Each of the three groups has nine cross sections. A is at the top, I is at the bottom. A is closest to us.

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.

Experiment 5 D2, H1, A-I inc
D:110mm, H:2.1D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,I

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Cross section	Settled area	Mean max. angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(no)	(unit ²)	(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

Experiment 6 D2, H2, A-I inc
D:110mm, H:1.4D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,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

Experiment 7 D2, H3, A-I inc
D:110mm, H:0.6D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,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 Experiments with 75+110 mm Tunnel Diameter

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.

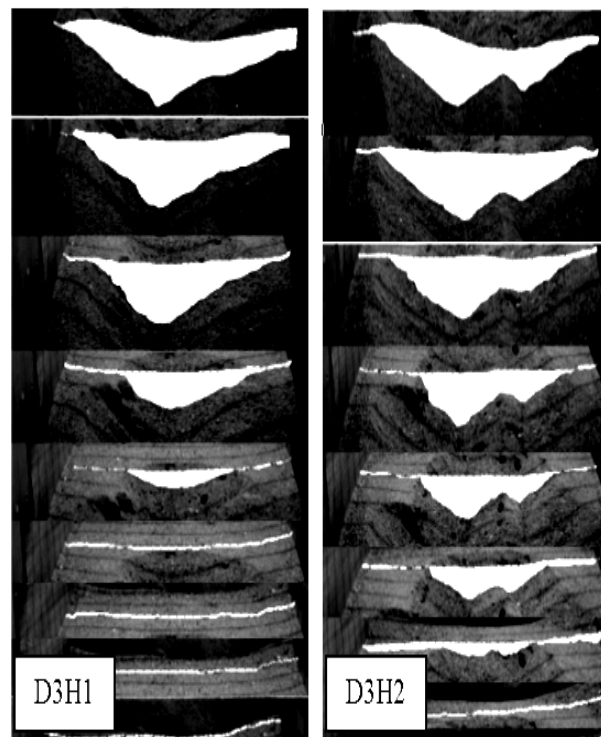


Figure 10. Shadow cross sections illustrating the surface settlements in two groups which all are for 75+110mm tunnels. Overburden thicknesses from left to right are H1: 1.8D, H2: 1D. Both groups have nine cross sections. A is at the top, I is at the bottom. A is closest to us.

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.

Experiment 8 D3, H1, A-I inc

D:75+110mm, H:1.8D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,I

Tunnel diameter [D]	Overburden thickness [H]	H / D	Cross section	Settled area	Mean max. angle	Settled section width	Maximum settlement
(mm)	(mm)		(no)	(unit ²)	(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

Experiment 9 D3, H2, A-I inc

D:75+110mm, H:1D, Sections A,B,C,D,E,F,G,H,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)		(unit ²)	(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

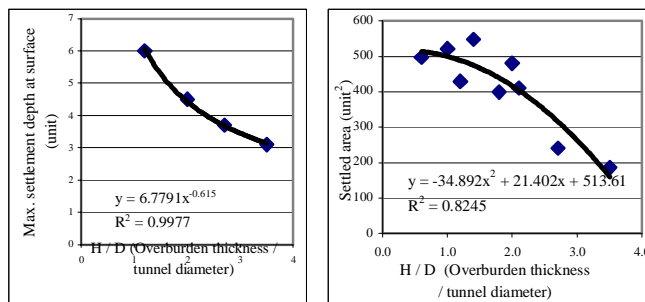


Figure 11. On the left, perfect relationship between H / D and maximum settlement depth at surface for a typical shadow section (C) for tunnel diameter of 75 mm. On the right, relationship between H / D and settled area.

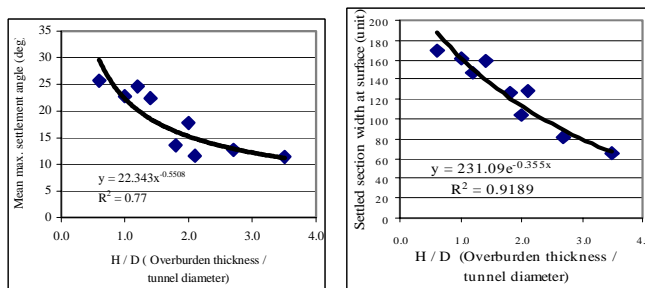


Figure 12. On the left, relationship between H / D and mean maximum settlement angle. On the right, relationship between H / D and settled section width at surface.

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).

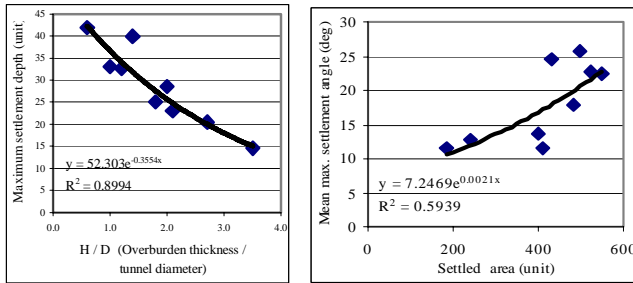


Figure 13. On the left, relationship between H / D and maximum settlement depth. On the right, relationship between settled area and maximum settlement angle.

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.

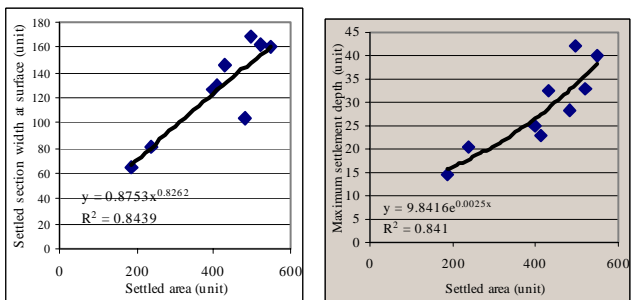


Figure 14. On the left, relationship between settled area and settled section width at surface. On the right, relationship between settled area and maximum settlement depth.

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.

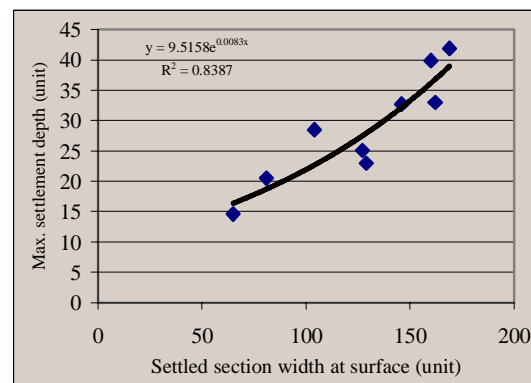
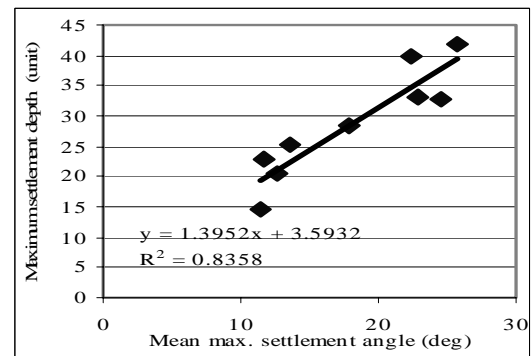
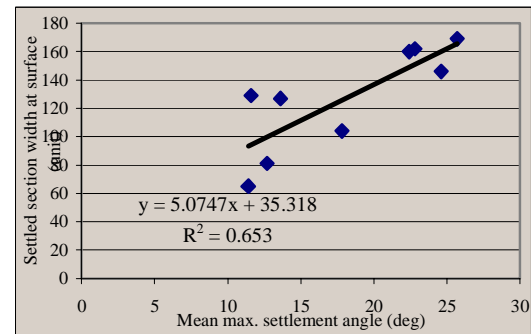


Figure 15. At the top, relationship between mean maximum settlement angle and settled section width at surface. Relationship between mean maximum settlement angle and maximum settlement depth (middle). Bottom chart shows relationship between settled section width at surface and maximum settlement depth.

4 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.

ACKNOWLEDGEMENTS

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.

REFERENCES

- Franzius, J.N. and Potts, D.M. (2005) Influence of mesh geometry on three-dimensional finite-element analysis of tunnel excavation, *International Journal of Geomechanics*, 5: 256-266.
- Roa, F.R. (2002) Ground subsidence due to a shallow tunnel in dense sandy gravel, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental 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-Japanese Symposium on Geotechnical Engineering in Urban Construction*, Beijing, China.
- Sharma J.S. and Bolton, M.D. (1995) *A New 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 simulation 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 OYO Anniversary Lecture 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 *ISRM 2003–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 Relationship between GSI and RMR Values and Surface Settlement in Metro Tunnel

İbrahim OCAK*, Orkun ÖZKISA**, Murat KARTAL**, Mehmet ÇİLİNGİR**

*İBB, İETT Genel Müdürlüğü, Raylı Taşıma Daire Başkanlığı, Karaköy- İSTANBUL

**Yüksel Proje Uluslar arası AŞ, Kadıköy-Kartal Raylı Taşıma Sistemi Projesi- İSTANBUL

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, tünelticilik 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 ulaşımında 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; Şahin 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 düşünülmüş ve sistemin başlangıç noktası Harem’den Kadıköy’e kaydırılmıştır (Şek. 1).

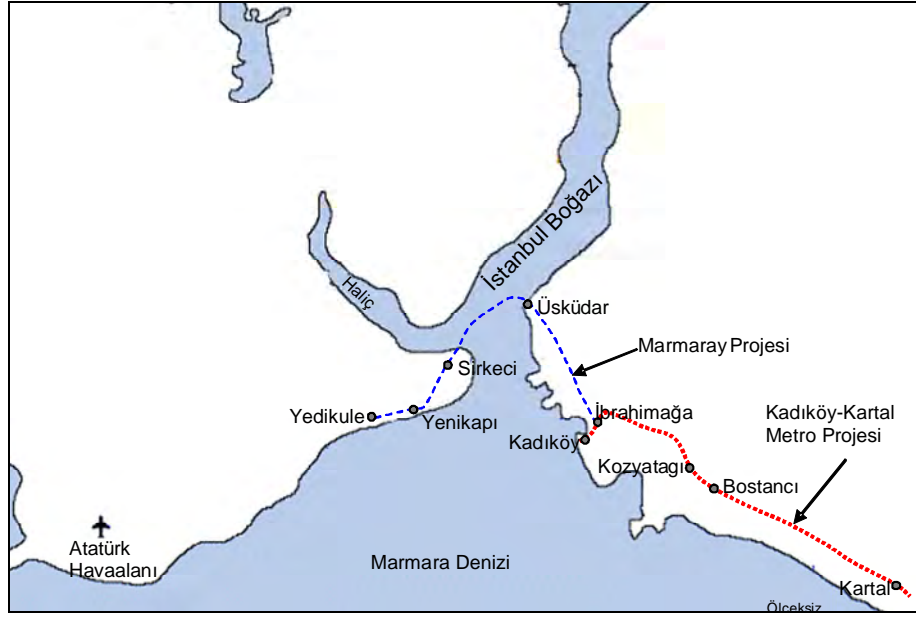
Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi Projesi, Kadıköy’de Beşiktaş iskelesinin önünden başlayıp Ayrılıkçeşme’de Marmaray Projesine ait istasyonla entegre olmakta ve buradan Koşuyolu köprüsünde D100 karayoluna ulaşmaktadır. Koşuyolu köprüsünden itibaren sistem tamamen D100 karayolunu takip ederek 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 Encümenininin 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/m²)
- 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 JEOLJİSİ

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 araldanmasından 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 araldanmasından oluşan Trakya formasyonu ayrışma ürünü, yer yer tamamen

ayırışmış, 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 karşılaşmıştır. 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/ litoji	Birim hacim ağırlığı, γ (kN/m ³)	Dayanım parametreleri		Deformasyon parametreleri	
		Kohezyon, c, (kPa)	İçsel sürtünme açısı, ϕ' (°)	Elastisite modülü, E (MPa)	Poisson oranı, v
Yapay dolgu	19	0	23	15	0.35
Alüvyon dolgu (Kabuklu siltli kum, kil)	20	0	26	25	0.30
Trakya formasyonu (Kumtaşı, silttaşı, kiltası)	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 tüneline Km:0+179,605'de başlayan kazı çalışmalarında kazı kesiti üst yarı (kalot), alt yarı (stros-1) ve taban (stros-2) olmak üzere 3 kademe 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 m² 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× ϕ 22 + 1× ϕ 32) 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 5-10⁰ 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.

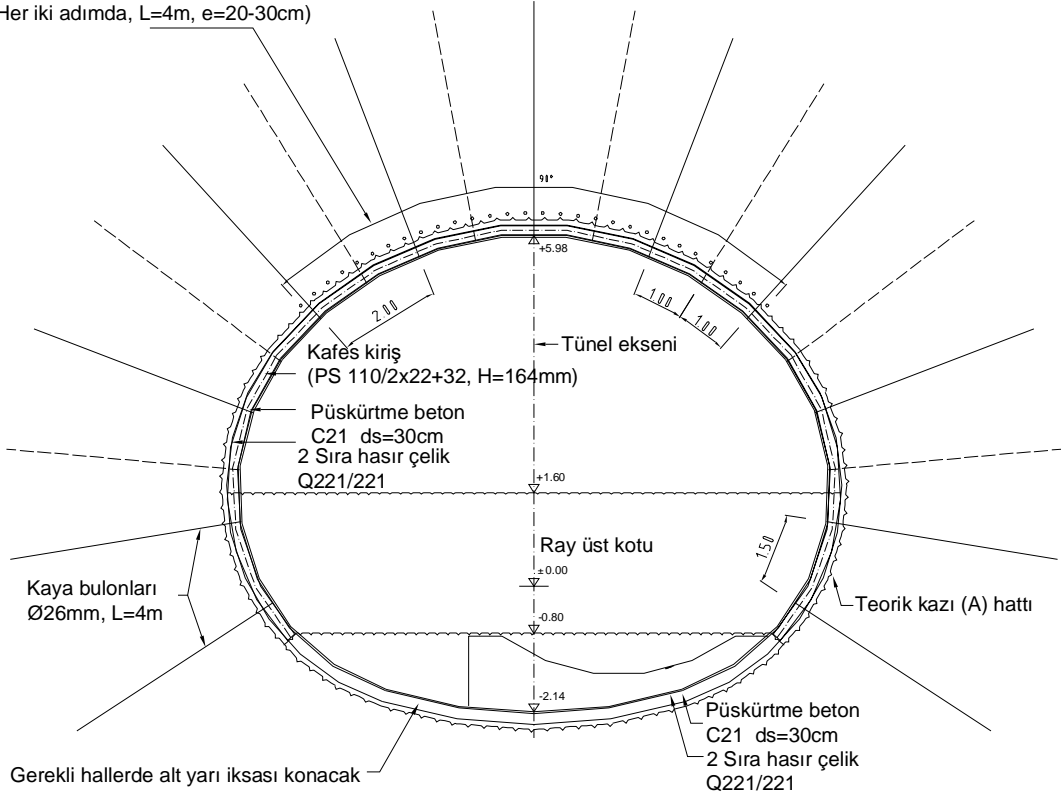
Metro tünellerinde en yaygın olarak EKB (Enjeksiyonlu kaya bulonları) kullanılmaktadır. Bir delici makine tarafından delinen deliğe enjeksiyon malzemesi doldurulduktan sonra, saplamanın elle itilerek yerleştirilmesi yoluyla yapılır. Bulonlar 3 ile 4 metre boyunda, T 26 mm lik nervürlü çelikten özel olarak 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 dir.

5 ÇALIŞMA BÖLGESİNİN KAYA SINIFLAMASI

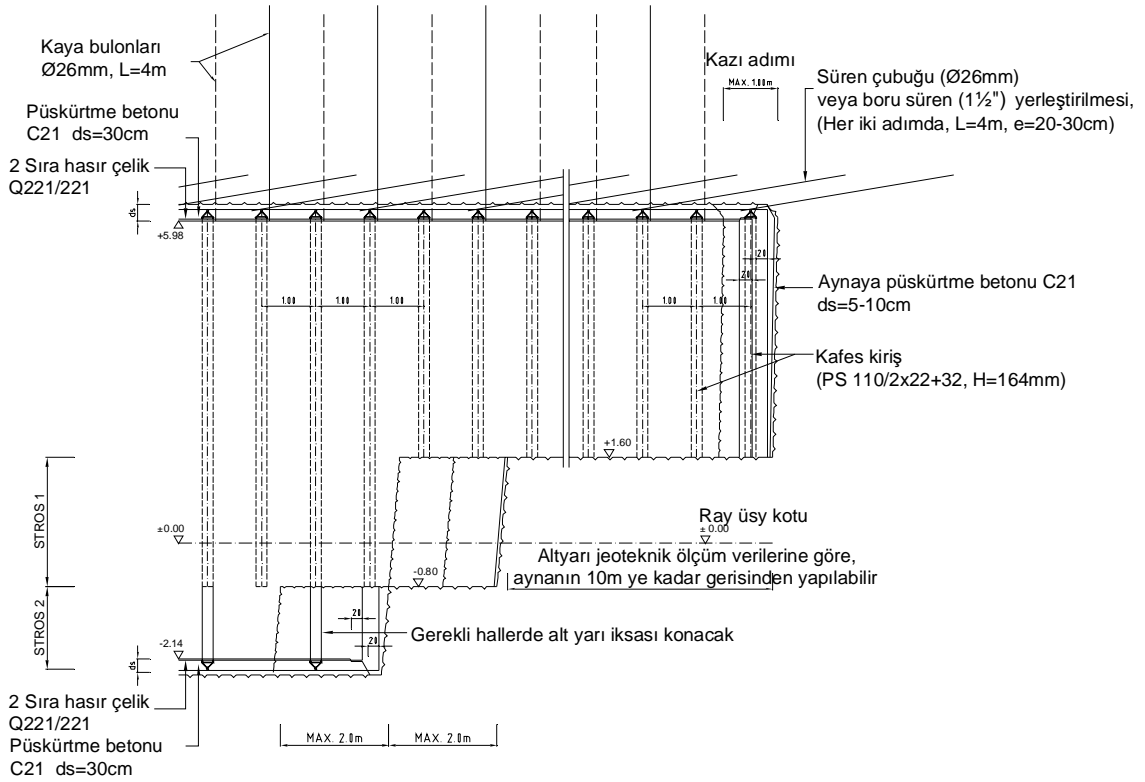
Bu çalışmada, üzerinde çalışılan bölgenin kayaçları jeolojik dayanım indeksi (GSI) ve kaya kütlesi puanlama sistemine (RMR) göre sınıflandırılmıştır.

Hoek (1995) tarafından tanımlan 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 korelasyonlar yardımıyla kaya kütesinin yerinde dayanım ve deformasyon parametrelerine ulaşılmasına olanak vermiştir (Ulusay, 2002).

Süren çubuğu (Ø26mm)
veya boru süren (1½") yerleştirilmesi,
(Her iki adımda, L=4m, e=20-30cm)



(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.

anadoluray araba girişimi		T.C. İSTANBUL BÜYÜKŞEHİR BELEDİYESİ İFTİ İŞLETMELERİ GENEL MÜDÜRLÜĞÜ KADIKÖY-KARTAL KAYI TUVEL TAHRİM SİSTEMİ		YEREL PROJE ULUSLARARAB A-E	
İn. No: 0+278.05	AYNA JEOLJİK KESTİTİ			Nispeti: S11 Kadıköy	
İnşa No: 106	VE MÜHÜRLEME AMAÇLI KAYA SINIFLAMASI			Sığ Tünel / Derin Tünel: Sağ / Kortal	
Tarih: 26/09/2017	Rİ TİPİ PATRÜLÖR TÜRÜZİ AYNA KESTİTİ			Kaya cinsi: Tünel:	
				<p>Sığak-gör renkte düzgün tabakalı etlin ezilen ta-kimleri saeren orta-sağlam, kırılı gevrete grovak (Trakya Fm.) Ayrışma W₂-W₃</p> <p>Yeraltı Su Durumu: <u>Damlama-iz</u></p> <p>Beyne Kest:</p>	
ZEMİN - KAYAC SINIFLAMASI				Yeraltı Su Durumu	
PARAMETRELER				Durum	
Etilim Yansı / Etilim				0	
Pürüzlülük				0	
Çök Parçaları 4; Parçaları 3; Ayrışma 2; Damlama 1; Ezilme 0.				3 3 1	
Dalgınlık Düzlemsel, Az Dalgınlık, Dalgınlık, Kırımlı					
Yitiriy Ayrışma Durumu				0	
Ayrışma Yok 6; Az Ayrışma 5; Orta Ayrışma 4; Çok Ayrışma 3; Tamamen Ayrışma 0				3 3 0	
Çatlak Derinliği, Geni ve Katsayısı				0	
Fay 6; Ser(-3 mm) 4; Ser(2-3 mm) 2; Yarımsık(-1 mm) 2; Yarımsık(2-3 mm) 0.				2 2 0	
Kaya Çatlaklılık Parametresi				0	
Müsl Çatlakları: 80-100; Bıçık: 60-80; Çuk Bıçık: 60-80; Bıçık Çatlakları: 20-40; Parçalanma: 6-20				25 0	
Jeolojik Durum İndisi (GSI)				28	
(Hoek-Brown, 1977)					
Notlar: <u>Etilim tabakaları etlin, tabaka düzlemlerinden kayınlar</u>					
MÜHÜRLEME				KONTROL	
Orkun ÖZKISA				Orkun ÖZKISA	
Jeolojik Müh.				Jeolojik Müh.	

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 Kütleli 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 KÜTLELİ SINIFLAMASI (RMR-Bieniawski, 1989)							
KAZI YERİ	KM	TÜNEL TİPİ	İKSA NO	HESAPLAYAN	TARİH		
SİA KADIKÖY İSTAS.	0+278 ⁰¹⁵	P1	108	M. KARTAL	06/04 2007		
I-SINIFLAMA PARAMETRELERİ VE PUANLARI						Min.	Max.
1-UCS	R6 (Ağır Sağlam) 250'den fazla	R5 (Çok Sağlam) 100-250 MPa	R4 (Sağlam) 60-100 MPa	R3 (Orta Sağlam) 25-60 MPa	R2(Z) R1 5-25 1-5	R0 x1	
Puan	15	12	7	4	3 1 0	4	✓
2-RQD (%)	90-100 Mükemmel	75-90 İyi	50-75 Orta	25-50 Zayıf	0-25 Çok Zayıf		
Puan	20	17	13	8	3	3	✓
II-SÜREKSİZLİKLERİN (EĞİM)							
3/A- Aralık	> 2 m	60cm- 200cm	20cm - 60cm	5cm - 20cm	< 5 cm		
Puan	20	15	10	5	5	8	10
3/B- Açıklık	Yok	< 0,1mm	0,1mm - 1mm	1mm - 5mm	> 5 mm		
Puan	5	5	5	1	0	0	1
3/C- Devamlılık	< 1m	1m - 3m	3m - 10m	10m - 20m	> 20 m		
Puan	5	4	2	1	0	1	2
3/D- Pürüzlülük	Çok Pürüzlü	Pürüzlü	Az Pürüzlü	Orta	Kaygan		
Puan	5	5	3	1	0	1	3
3/E- Dolgu	Yok	SAR Dolgu		Yumuşak Dolgu			
Puan	5	4	2	0	0	0	2
3/F- Ayrışma	Taşlı W1	Az Ayrışmış W2	Orta Ayrışmış W3	Ayrışmış W4	Ç. Ayrışmış W5-W6		
Puan	5	5	3	1	0	1	3
4-YERALTI SUYU	Yok T. Kuru	<10 l/bk Nemli	10-25 l/bk İstik.	25-725 l/bk Darımsız	>125 l/bk Sız Akış		
Puan	15	10	7	4	0	4	7
TOPLAM						22	35
III-TÜNELDE SÜREKSİZLİK EĞİM VE DOĞRULTUSUNUN ETKİSİNE GÖRE DÜZELTİMİ							
Doğru Tünel Eksenine Göre				Doğru Tünel Eksenine Paralel			
Eğim Yönünde İletime		Eğime Karşı Yönde İletime		Eğim 45-90		Eğim 20-45	
Eğim 45-90	Eğim 20-45	Eğim 45-90	Eğim 20-45	Eğim 45-90	Eğim 20-45	Beklenilmeyen Eğim 0-30	
Çok Uygun	Uygun	Orta	Uygun Değil	Hiç Uygun Değil	Orta	Orta	-5
0	-2	-5	-10	-12	-5		
DÜZELTME PUANI						-10	-5
TOPLAM (RMR) PUANI						12	30
IV-KAYA SINIFLARI VE BAZI ÖZELLİKLERİ							
PUAN	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	< 20		
SİSİF 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 : Kohезyon (kPa)	> 400	300 - 400	200 - 300	100 - 200	< 100		
Ortalama Desteksiz Kalıplama 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 Dakika	1 m Aralık için 30 Dakika		
Notlar:	ÇOK ZAYIF KAYA (SINIF NO V)						

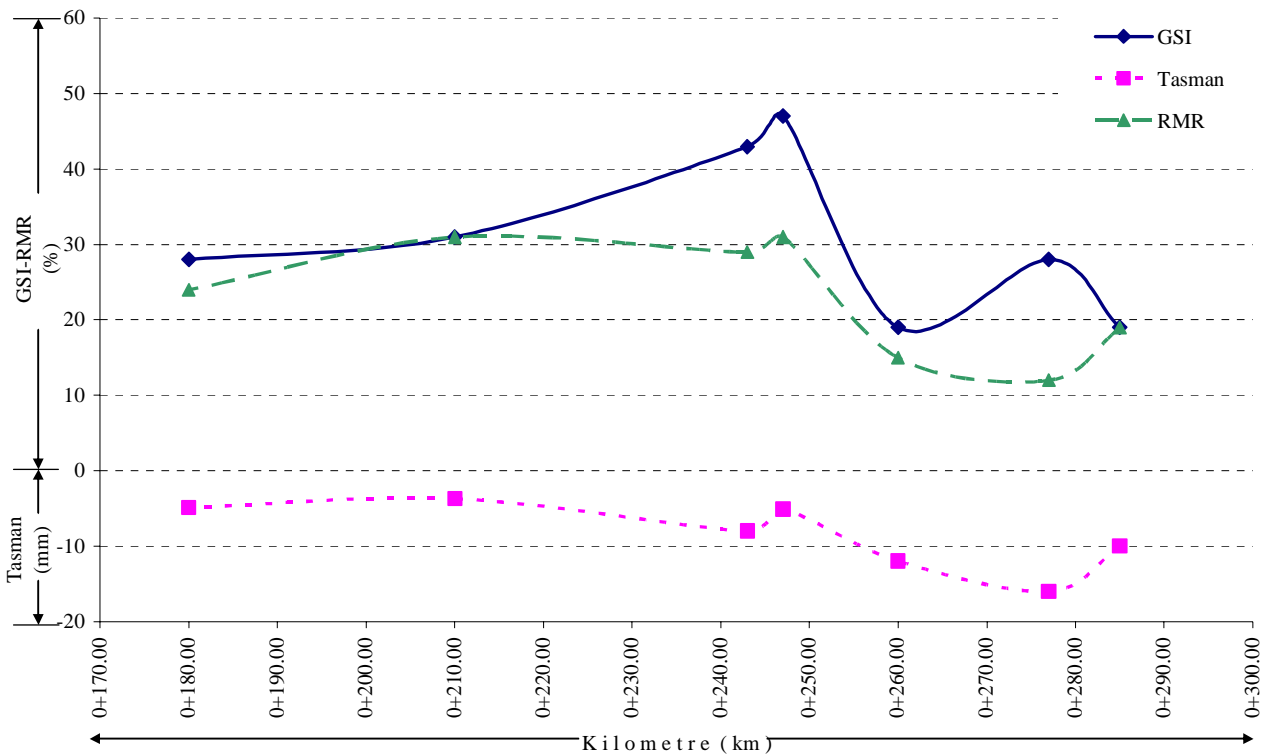
Şekil 4. Km 0+278 için Bieniawski, 1989'a göre hazırlanmış RMR değeri.

Km 0+278 ve km 0+247 kesitlerinde 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.

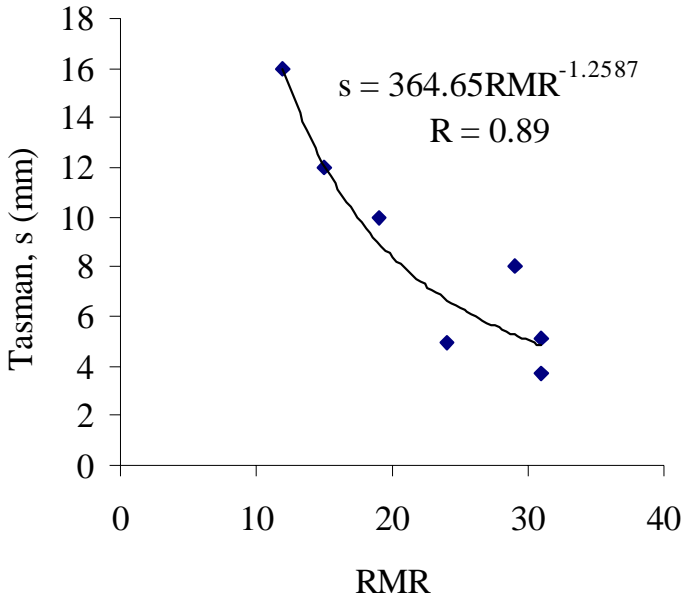
6 GSI VE RMR DEĞERLERİ İLE TASMAN ARASINDAKİ İLİŞKİ

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 üzeri 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, tünellilik 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 faydalanılabilecektir.

KAYNAKLAR

- Al-Shamrani, M., A., 2005, Applying the hyperbolic method and C_a / C_c concept for settlement prediction of complex organic-rich soil formations, *Engineering Geology*, 77, pp. 17-34.
- Bieniawski Z.T. 1989, *Engineering Rock 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. Geotech. 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 Geology* 75, pp. 89-106
- Dalgıç, S., Şimşek, O., 2002, Settlement predictions in the Anatolian Motorway, Turkey, *Engineering Geology* 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, *Underground Space Use*, pp.164-169.
- Grantz, W. C., 2001, Immersed tunnel settlements, Part1: Nature of settlements, *Tunneling and Underground 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-Brown Failure Criterion-2002 Edition*.
- İBB, 2002, *İstanbul Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi İnşaat İşleri Teknik Şartnamesi*
- İBB, 2005, *İstanbul Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi - Mühendislik Jeolojisi Raporu*, İstanbul.
- İBB, 2006a, *İstanbul Kadıköy-Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi – Tünel Yapıları Geoteknik Raporu km 0+000 – km 0+650*, İstanbul.
- İBB, 2006b, İstanbul Büyükşehir Belediyesi, *İETT Genel Müdürlüğü, Kadıköy- Kartal Raylı Toplu Taşıma Sistemi, Kadıköy P1 tüneli projesi*.
- Karakuş, M., Fowell, R. J., 2005, Back analysis for tunnelling induced ground movements and stress redistribution, *Tunneling and Underground Space Technology* 20,
- Ocak, İ., 2005, *Metro Tünellerinde, Kayaç Özelliklerinin Tasman ve Konverjansa Etkilerinin Araştırılması, İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Yerbilimleri Dergisi*, C.18, S.1, s 45-52.

- Ocak, İ., 2007, Kadıköy-Kartal Metro Hattı Şaftlarının Kazı Analizi, *I. Maden Makineleri Sempozyumu, Kütahya*, s. 243-250.
- Schubert, W., Grossauer, K., Button, E. A., 2004, Interpretation of displacement monitoring data for tunnels in Heterogeneous rock masses, *International Journal of Rock 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 Geotechnics*, 30, 637-647.
- Suwansawat, S, Einstein, H. H.,2006, Artificial neural Networks for predicting the maximum Surface settlement caused by EPB shield tunneling, *Tunnelling and Underground Space Technology* 21 pp. 133-150
- Ulusay R., Sönmez H. (2002), *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*, 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 Underground Space Technol*, 19, pp. 113-123.

Bir Karayolu Tüneli İnşaatında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin Ölçümü ve Analizi

The Measurement and Analysis of Blast-Induced Ground Vibrations at the Excavation of a Transportation Tunnel

Ümit Özer, Abdulkadir Karadoğan, Ali Kahrıman

İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul

Abdullah Kürşat Erol, Murat Yurttaş

Kiska-Makyol Adi Ortaklığı, Kağıthane, İstanbul

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 kullanılacak 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 karşılaşmakta ve tartışılmaktadır. (Dowding, 1985; Kahrıman, 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; Kahrıman, 2006a; Ozer, 2007).

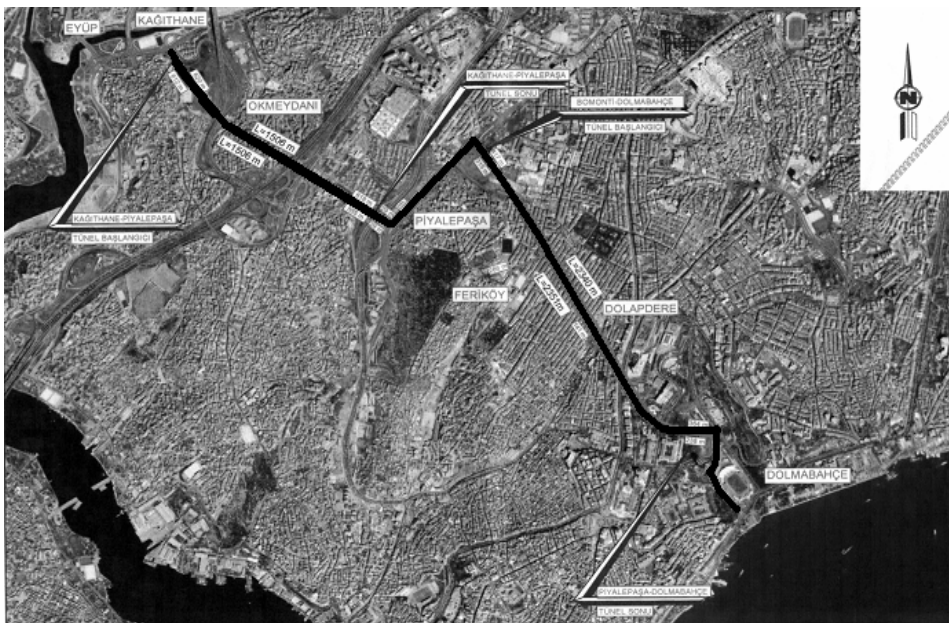
Bu çalışmanın amacı; Kiska – Makyol Adı Ortaklığı (Kis-Mak)'ın yüklenicisi bulunduğu "Kağıthane – Piyalepaşa – Dolapdere – Dolmabahçe Tünel İnşaatı" sırasında, patlatmadan kaynaklanan yersarsıntısının oluşturduğu çevresel problemlerin, birçok atım olayı bazında ölçülerek, bu unsurların, tünel güzergâhı 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) adı 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 (Kahrıman, 2006b).



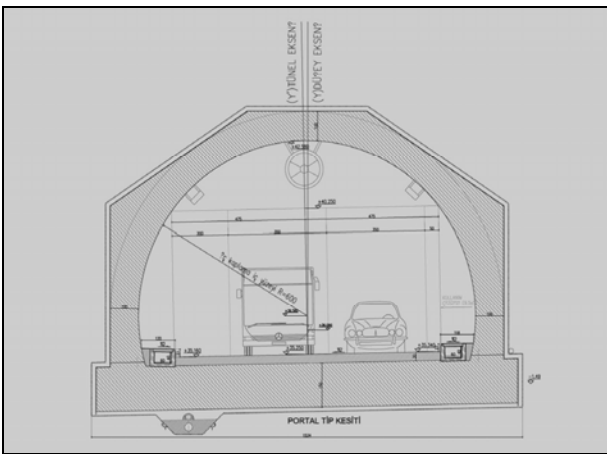
Şekil 1. Tünel güzergahının genel yerleşimi

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.

Projeye 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 kıltaşı, kahve-yeşil renkli şeylli kıltaşı, kahve-yeşil renkli kıltaşı-kumtaşı ardalanması, mavi-gri renkli kumtaşı, mavi-gri renkli şeyl ara tabakalı kumtaşı, mavi-gri renkli kıltaşı, kalker, grovak ve siltaşı 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 (Kahrıman, 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, siltaşı) 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 uygulanana 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.

$$PPV = K * SD^{(-/+)\beta} \quad (1)$$

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)	$ppv = K \left(\frac{R}{W_d^{1/2}} \right)^{-\beta}$
Ambraseys–Hendron (1968)	$ppv = K \left(\frac{R}{W_d^{1/3}} \right)^{-\beta}$
Langefors–Kihlstrom (1978)	$ppv = K \left(\sqrt{\frac{W_d}{R^{2/3}}} \right)^{\beta}$

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.

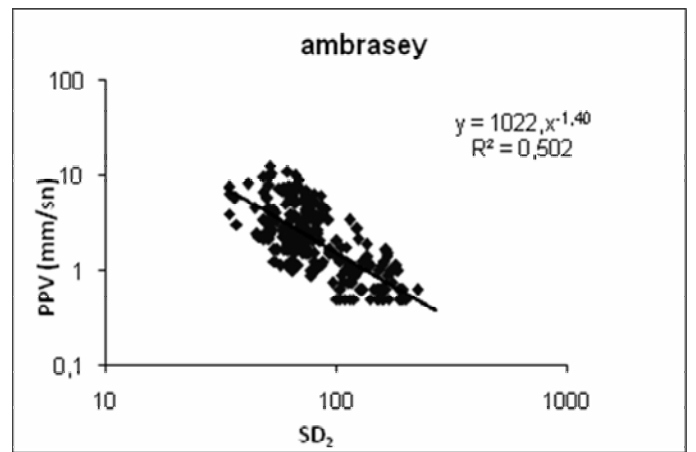
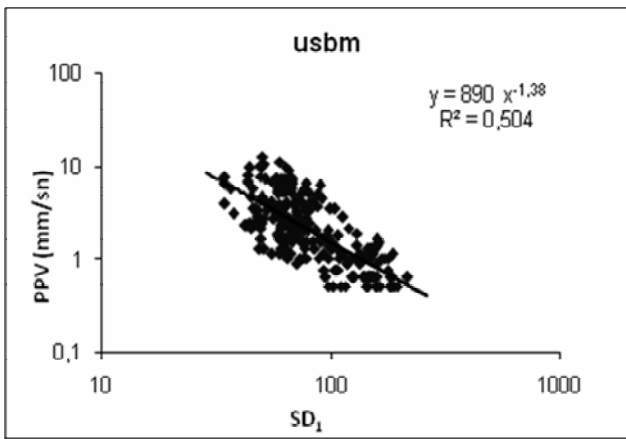
5. ÖLÇÜM SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

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.

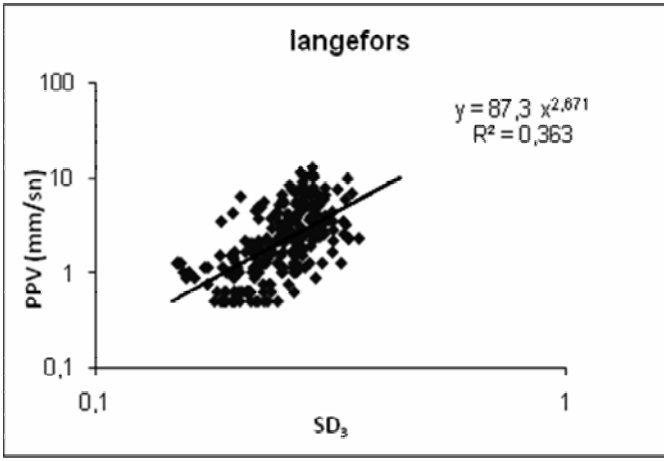
Çizelge 3. Bazı atımlara ait titreşim ölçüm sonuçları

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	
Piyalepaş a 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
Piyalepaş a 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)

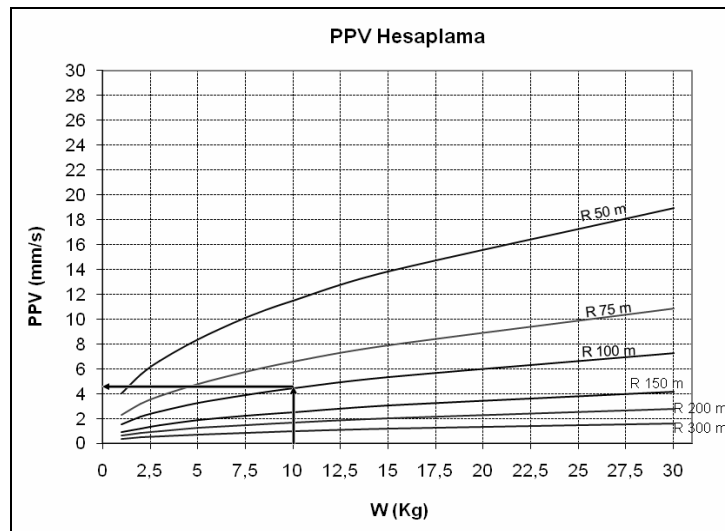
Çizelge 4. Tünel güzergahına ait saha sabitleri

Tahmin Denklemi	Denklemleri	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

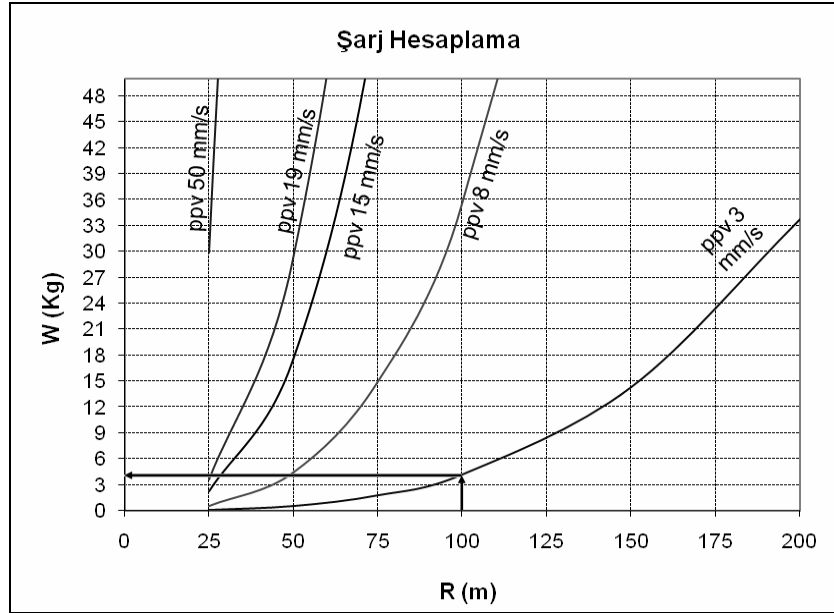
Araştırma kapsamında söz konusu sahada bundan sonra yapılacak atımların kontrollü yapılmasının temini amacıyla, patlatma sorumlularının işini kolaylaştırmak ve atımların daha çok psikolojik olduğu anlaşılan çevresel etkilerini en aza indirmek için, bazı pratik grafikler geliştirilmiştir. USBM denkleminde elde edilen ampirik ilişki kullanılarak oluşturulan bu grafiklerle

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) kullanılabilir.

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 grafikte 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



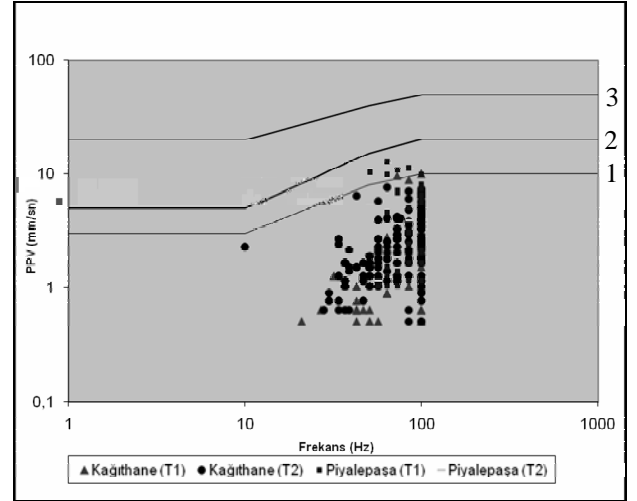
Şekil 6. PPV ve mesafe değerlerine bağlı olarak gecikme başına şarj tahmini

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'na 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.

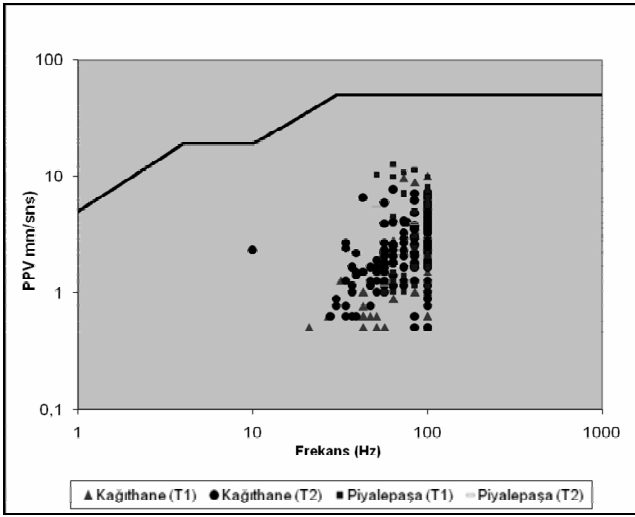
Şekil 7'den anlaşılacağı üzere, kaydedilen değerlerden, Piyalepaşa T1 tüneline yapılan atımların bazıları, ölçüm istasyonlarının yakınlığı nedeniyle Alman DIN 4150 Normu'nda 1 nolu çizgi ile gösterilen



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.

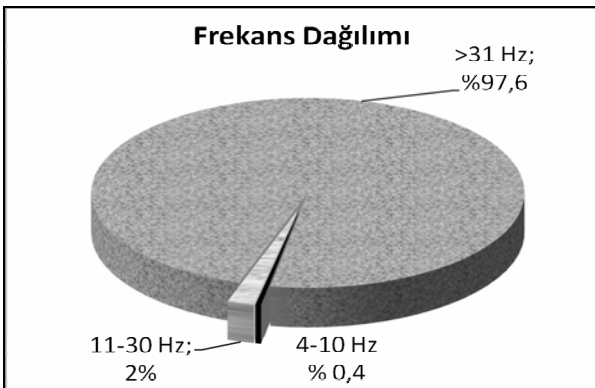
Şekil 8'de çalışma kapsamında elde edilen PPV ve frekans değerlerinin, Ülkemiz Çevre ve Orman Bakanlığı'nın "Çevresel Gürültünün Değerlendirilmesi ve Yönetimi Yönetmeliği" nin 29/a maddesinde verilen limitler kullanılarak çizilen grafik üzerindeki ilişkileri verilmiştir. Şekil 8'de görüleceği



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) kullanılabilir.

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 denkleminde 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 Journal of Geosciences Environmental Geology*, 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 Earthquake 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, Adıgüzel, 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 m². 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 m². 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 loses 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 remoulded and wet Kiscell clay drops as low as $\phi=5$ to 10° . It follows from the foregoing that the coefficient of the active earth pressure (K_a) 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

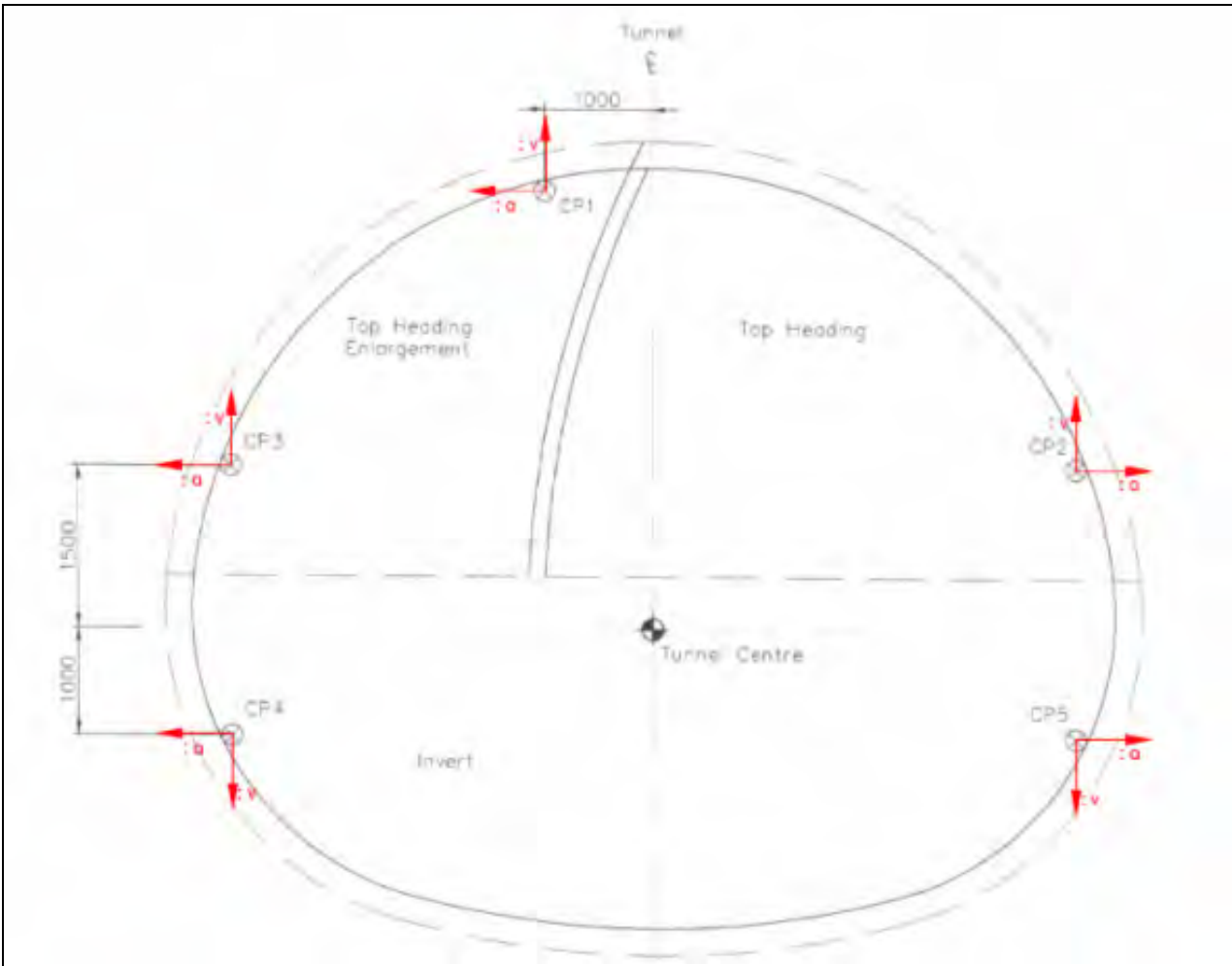


Figure 1. The observation points in the SCL primary lining

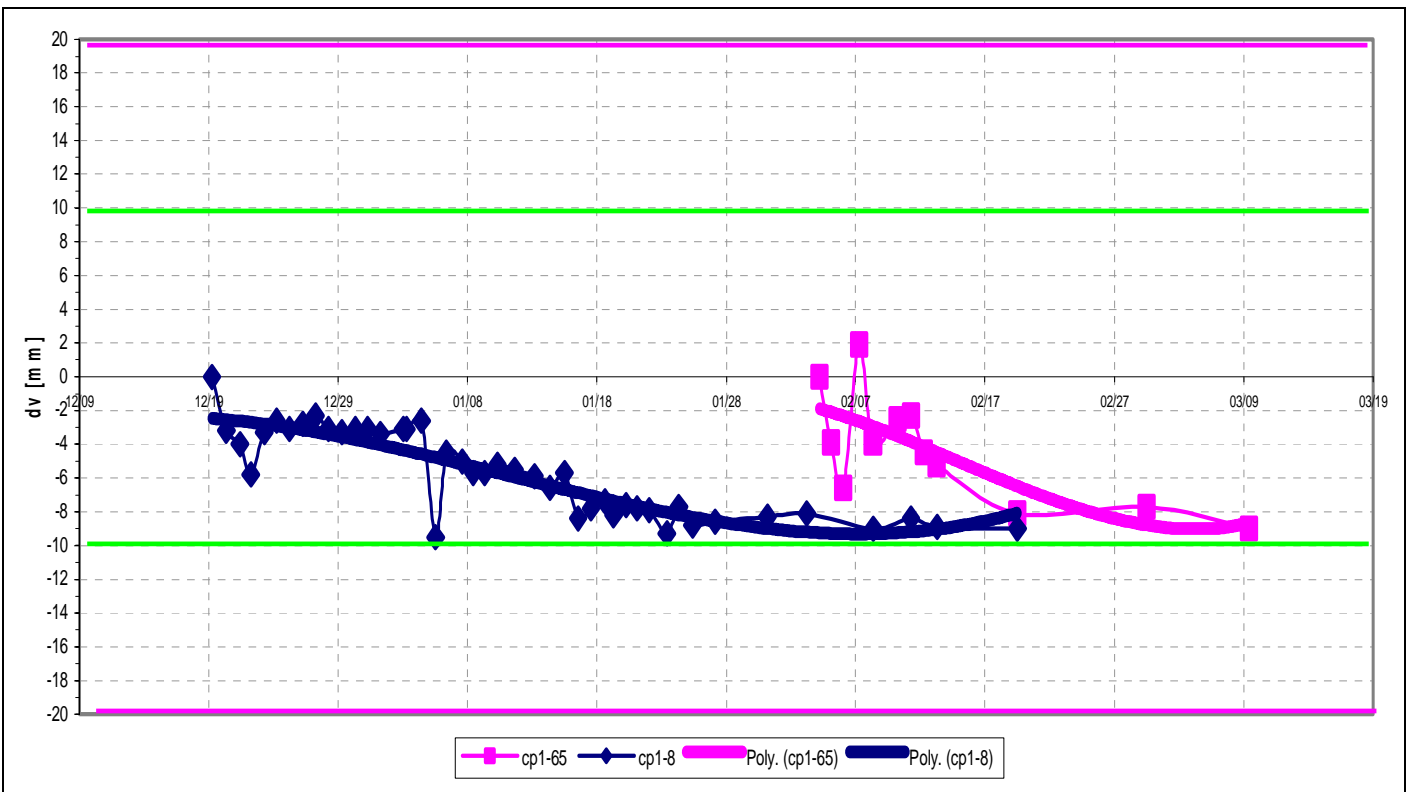


Figure 2. The displacements and the best fitting lines of the displacements at the top heading

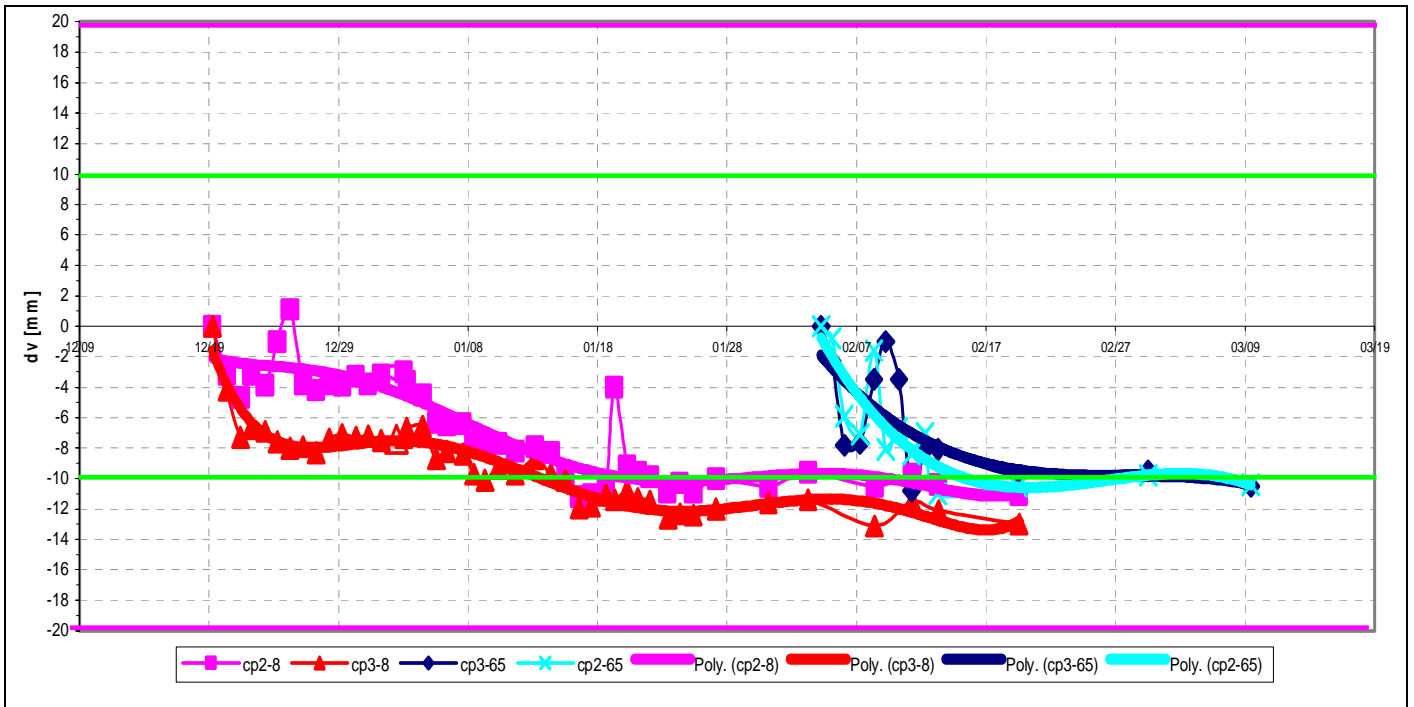


Figure 3. The displacements and the best fitting lines of the displacements at the bench

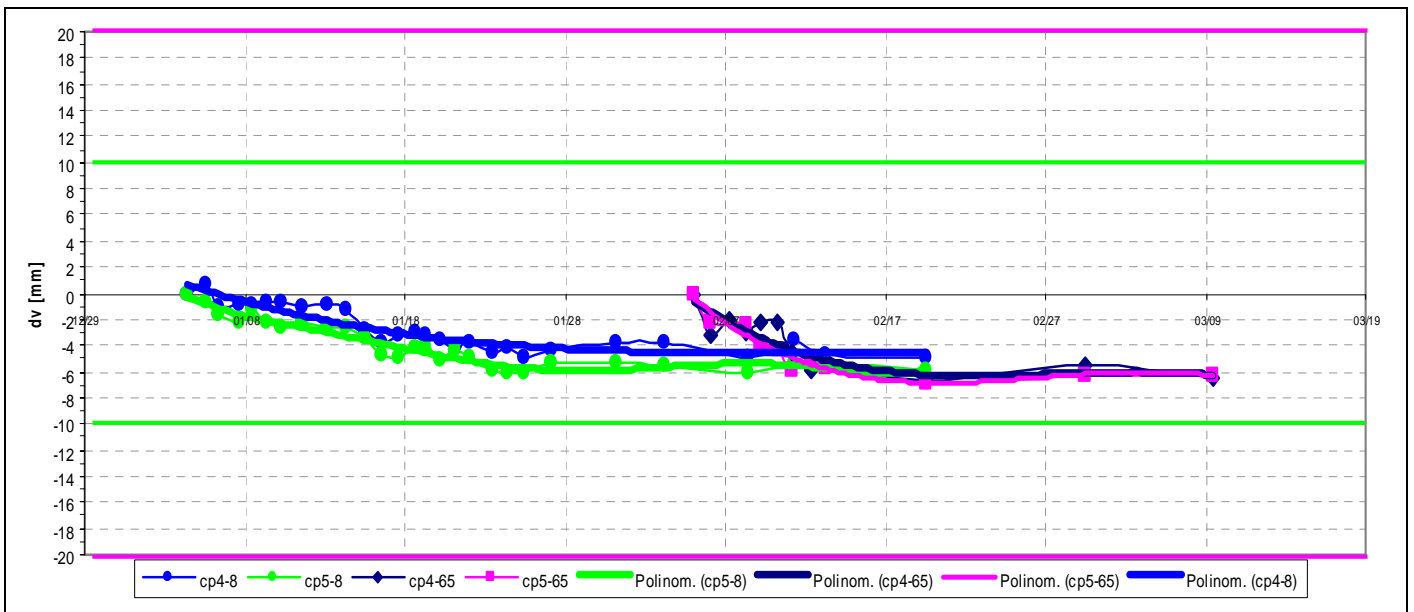


Figure 4. The displacements and the best fitting lines of the displacements at the invert

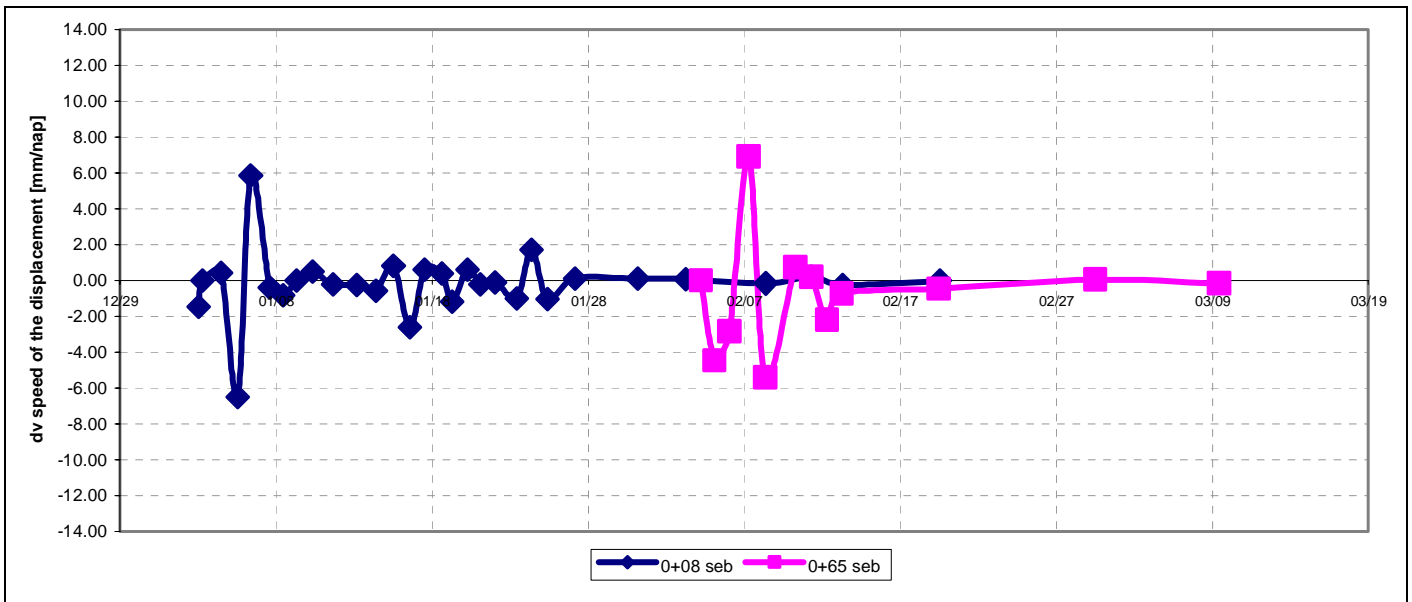


Figure 5. Displacement-rate diagram of points CP1 in the 0+08 and 0+65 cross sections

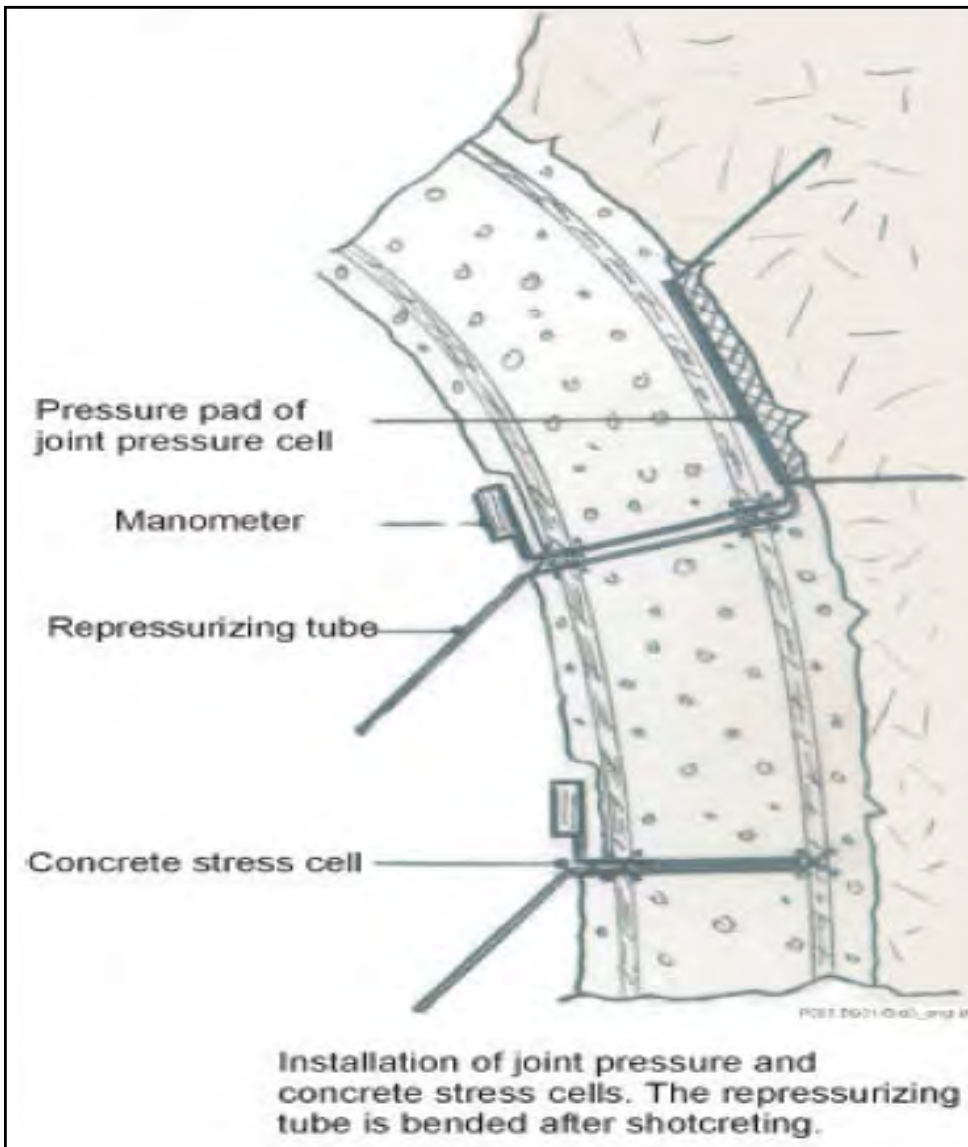


Figure 6. Installation scheme of the earth pressure cells

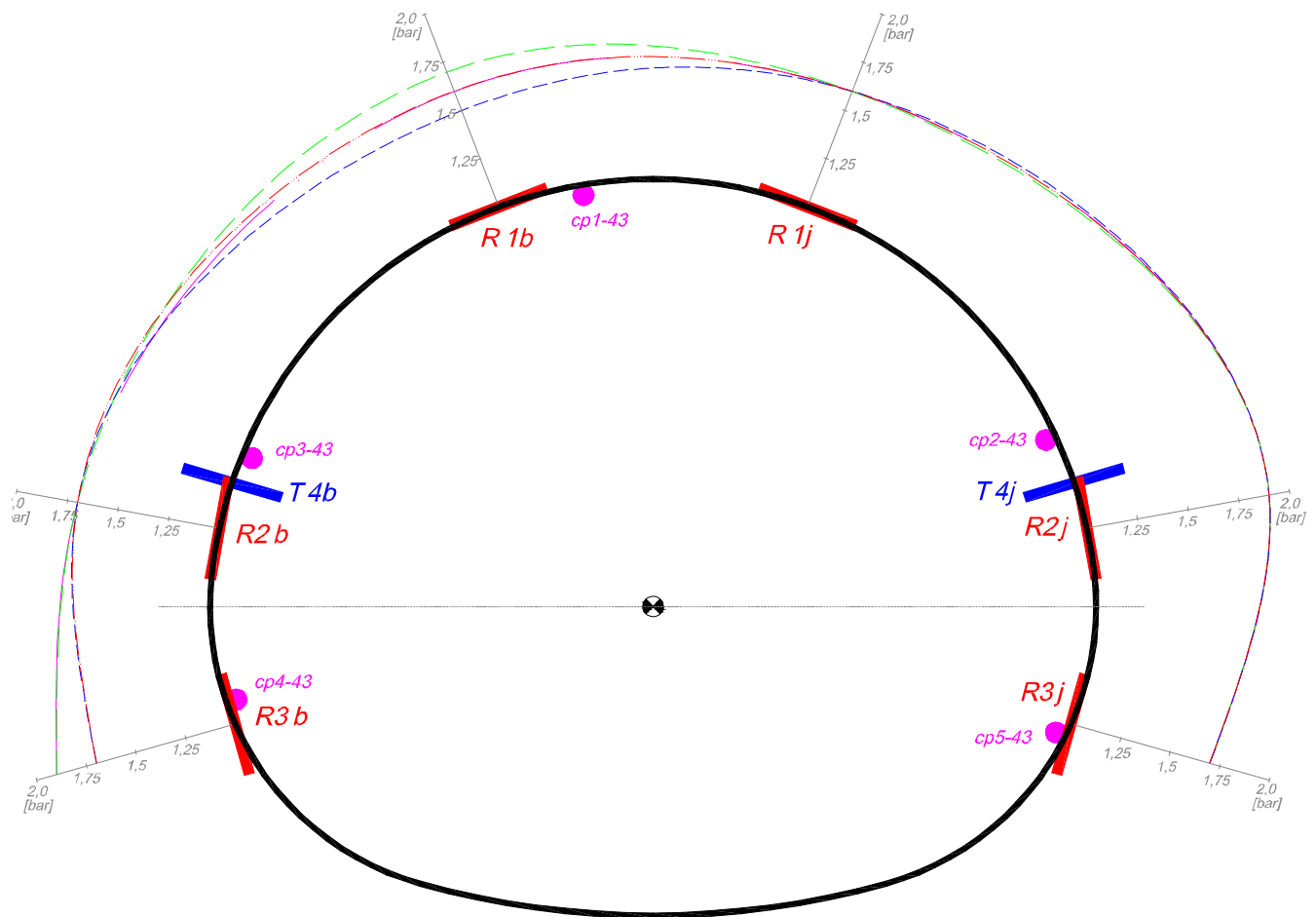


Figure 7. The earth pressure cells in the cross section 0+43

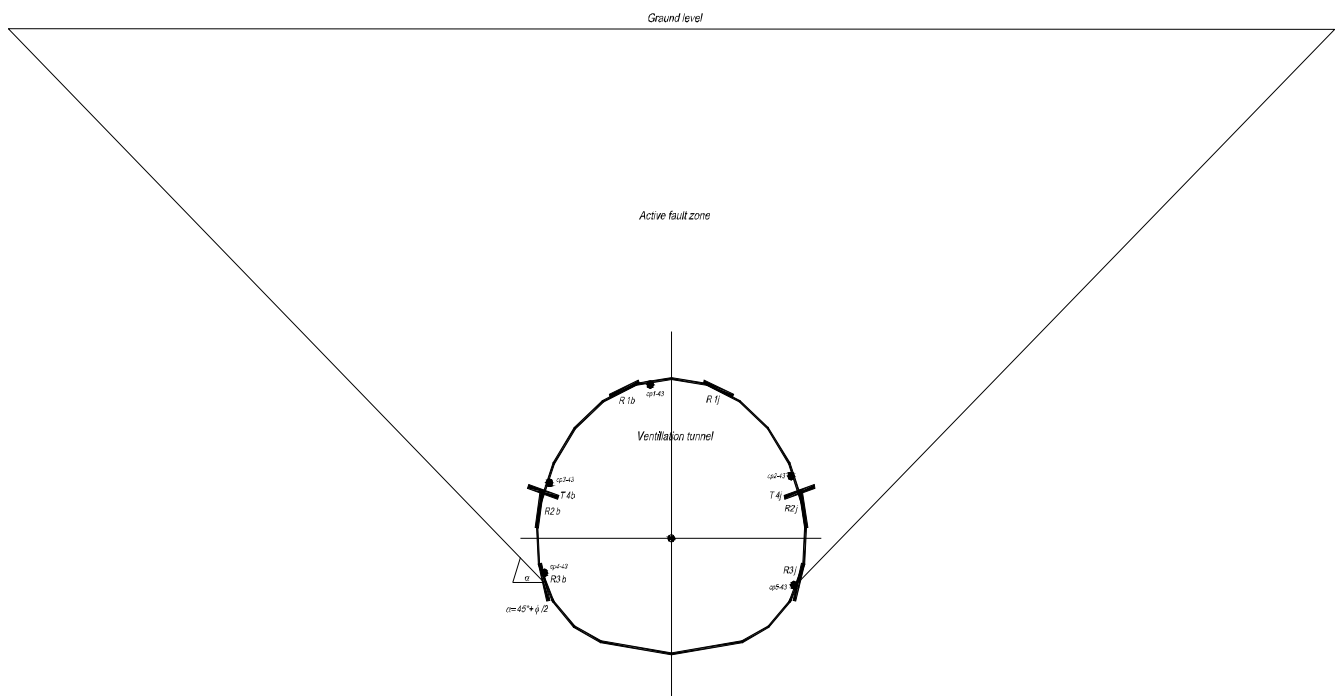


Figure 8. Active failure zone around the tunnel

Tünel Patlatmalarında Risk Analizi

Risk Analysis in Tunnel Blasting

Enver Alan, Sıddık Başkan, İbrahim Sefer

Yapı Merkezi-Doğuş-Yüksel-Yenigün-Belen İnşaat Ortak Girişimi

Anadoluray Ortak Girişimi, 34700, Üsküdar-İstanbul

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 Beyanamesi’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 March 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 madde⁴⁹ 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’tur⁴⁹. Kim tarafından, ne zaman keşfedildiği net olarak bilinmemektedir⁴⁹. Elde edilmesi ile ilgili ilk yazılı belge (MS. 1255) Roger Bacon’a aittir.^{13,19} Avrupa’da 13. yy⁴⁹ (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 istatistik 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 diamin 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}

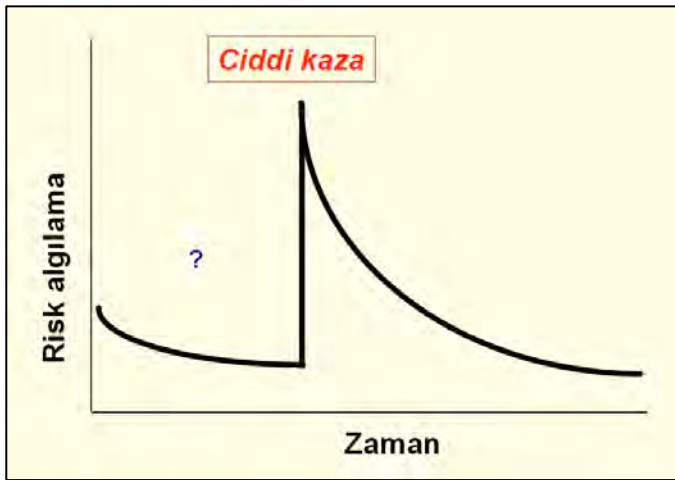
- ✓ Analiz: Bir konuyu temel parçalarına ayırıp, parçalar ve aralarındaki ilişkileri tanımlayarak sonuca gitme yolunu,
- ✓ İş: Bir sonuç elde etmek, herhangi bir şey ortaya koymak için güç harcayarak yapılan etkinliği, çalışmayı,
- ✓ İşçi: Bir hizmet akdine dayanarak bir işte ücret karşılığı çalışan 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 ilişkisi³³

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 faaliyet 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,
- ✓ Sağlama,
- ✓ Hazırlık,
- ✓ Tespit ve müdahale.

3.3.2 Risk analizinin amaçları

Risk analizinin amaçları:^{20, 31, 43}

1. Çalışma yerlerindeki tehlike ve riskleri tespit edilip 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, paylaşarak 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 amacıyla 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)
2	Düşük İhtimal (Küçük)
3	Mümkün (Orta Derece)
4	Olası (Yüksek)
5	Muhtemel (Kesin)

Çizelge 2. Kazaların şiddeti^{4, 33}

Şiddet Değeri	Derecelendirme
1	Çok hafif
2	Hafif
3	Orta Derece
4	Ciddi (Büyük)
5	Çok Ciddi (Felaket)

RİSK	ŞİDDET				
	İHTİMAL	1 (Çok Hafif)	2 (Hafif)	3 (Orta Derece)	4 (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 Skorları²⁵

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 Sınıfları³³

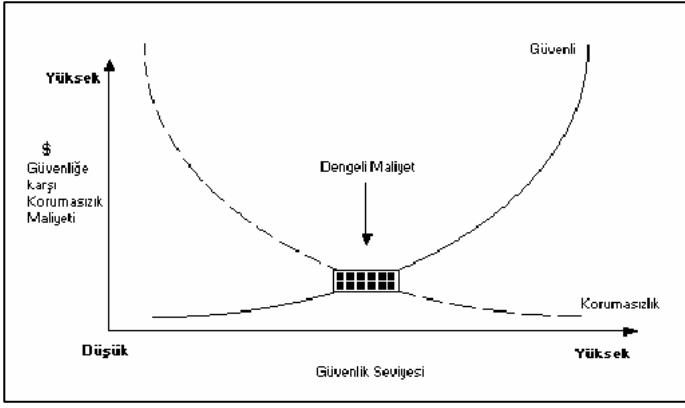
Risk Sınıfı	Risk Skoru	Eylem	Tedbir Alma Süresi
Kabul Edilebilir Riskler	1,2,3, 4,5,6	Bu riskler acil tedbirler gerektirmeyebilir	5 gün içinde tedbir al
Dikkate Değer Riskler	8,9, 10,12	Bu risklere mümkün olduğu kadar çabuk müdahale edilmelidir.	2-3 gün içinde tedbir al
Kabul Edilemez Riskler	15,16 20,25	Bu risklerle ilgili derhal çalışmalar yapılmalıdır.	İşi durdur, acil tedbir al

3.3.4 Risk değerlendirme

Risk değerlendirme, 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 yeterli 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 ilişkisi⁹

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 Güvenlik Yönergesi*, İstanbul.
- 2.Akkul M., 2000. *İstanbul Bölgesinde Gerçekleşen Terör Amaçlı Patlayıcı Madde Kullanımının İrdelenmesi*, İstanbul.
- 3.Başar Ş. T., 1994. Yeraltı Faaliyetleri Tarihçesi, *Ulaşımında Yeraltı Kazıları I. Sempozyumu*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını
- 4.Baysal S., 2004. Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, İş Sağlığı ve Güvenliği Genel Müdürlüğü, *İşyerlerinde Risk Yönetimi Yaklaşımları ve Bir Uygulama Örneği*, s. 37, 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, *Kimyasal Riskler, Potansiyel Risklerden Önceliğin Seçilmesi*, s. 24, Ankara. http://isggm.calisma.gov.tr/docs/yayinlar/isg_dergisi/sayi_22_1.pdf
- 7.Demirci G. 2006. *Gökten Taş Yağdı*, <http://arsiv.sabah.com.tr/2006/09/17/gun116.html>
- 8.Yeni Şafak, *Dinamit İmhasında Patlama:4 Yaralı*, <http://www.yenisafak.com/gundem/?=13.10.2006&c=1&i=9901&Dinamit/imhas%C4%B1nda/patlama/4/yaral%C4%B1/>
- 9.Durmuş G. *Risk 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, Kullanılması, Yok Edilmesi, Denetlenmesi Usul 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, *2007 yılında Terör Örgütü Mensupları Tarafından Gerçekleştirilen Patlayıcı Madde ve Mayın Kullanma Olayları*,

- 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., 2006. İTÜ, *Bulanık Kümeler İle İnşaatlarda Yeni Bir İş Güvenliği Risk Analizi Yöntemi*, http://www.itudergi.itu.edu.tr/tammetin/itu-d_2006_5_3_GE_Gurcanli.pdf
- 15.Hürriyet, Atasoy.S. 2007, *Pan Am 103 Patlaması 18 Yıl Sonra Yeniden* <http://hurarsiv.hurriyet.com.tr/goster/haber.aspx?id=5850525>
- 16.Hürriyet, *İş Kazalarında 3 Yılda 1438 Kişi Öldü*, 2002, <http://hurarsiv.hurriyet.com.tr/goster/haber.aspx?viewid=137008>
- 17.Jandarma Genel Komutanlığı, *Patlayıcı Maddelerin Kimyasal Yönü*. 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 Projesi L1-K Şaftları Arasındaki Tünel Kazısında Patlatmadan Kaynaklanan Titreşim Ölçüm Sonuçları 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_I0CF5B MGgodzFpxLg
- 21.Mynet Haber, *Ulusta Bomba Patladı*, 2005, http://haber.mynet.com/detail_news/?type=Life&id=A220516D&date=22Mayis2007
- 22.NEBOOSH International H&C Certificate Course Notes, *Risk Assessment*, Unit 5, London.
- 23.Orica Nitro Patlayıcı Maddeler San. Ve Tic. A. Ş., 2006. *Kaya Patlatma Tekniği*, Ankara.
- 24.Öcal M., Güngör G., Gök M. Ş., *Resimli Madencilik Terimleri Sözlüğü*, s.175, Kutay – Ofset Matbaacılık
- 25.Özkılıç Ö., 2005, *İş Sağlığı ve Güvenliği, Yönetim Sistemleri ve Değerlendirme Metodolojileri*, 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 Kazalarında 858 Kişi Öldü*, 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, *Semtex* <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 Kullanımı Eğitim Semineri*, Yurt Madenciliğini Geliştirme Vakfı, İstanbul.
- 31.Risk Değerlendirmesi İş Güvenliği Ekipmanları Danışmanlık Eğitim ve Mühendislik Ltd. Şirketi, Ankara, 2007, *İş Güvenliği Eğitimi*, <http://www.riskdegerlendirmesi.com/>
- 32.Sosyalist Barikat, *“İş Kazası” Değil Katliam*, Toros E. 2005, <http://www.barikat-lar.de/barikat/30/maden30.htm>
- 33.Tapu ve Kadastro Genel Müdürlüğü, Andaç M. İSİG, *Risk Değerlendirme* <http://www.tkgm.gov.tr/turkce/dosyalar/diger%5Cicerikdetaydh276.ppt#256,1,İSİG> RİSK DEĞERLENDİRME
- 34.TBMM,Türkiye Cumhuriyeti Anayasası, Madde 56, <http://www.tbmm.gov.tr/Anayasa.htm>
- 35.*Tehlikeli Yük Taşımacılığı Eğitim Kitabı*, Uluslararası Sürücüler Derneği, İstanbul.
- 36.TC Adalet Bakanlığı, *Patlayıcı Madde Ateşleyici Yeterlilik Belgesinin Verilmesi Esas ve Usullerinin Belirlenmesi Hakkında Yönetmelik*, Ankara, <http://www.mevzuat.Adalet.gov.tr/html/21105.html>
- 37.TC Anayasa Mahkemesi, The Constitution of the Republic of Turkey, Article 56, http://www.anayasa.gov.tr/images/loaded/pdf_dosyolari/THE_CONSTITUTION_OF_THE_REPUBLIC_OF_TURKEY.pdf
- 38.TC Başbakanlık Mevzuatı Geliştirme ve Yayın Genel Müdürlüğü, *Sosyal Sigortalar Kanunu*, <http://mevzuat.basbakanlik.gov.tr/mevzuat/metinx.asp?mevzuatkod=1.5.506>
- 39.TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, *4857 Sayılı İş Kanunu, Madde 77*, http://www.calisma.gov.tr/mevzuat/4857_is_kanunu.htm
- 40.TC Çalışma ve Sosyal Güvenlik Bakanlığı, *İş Kanunu, Kanun No 4857*, http://www.calisma.gov.tr/mevzuat/4857_is_kanunu.htm
- 41.TC İçişleri Bakanlığı, Atatürk'ün TBMM'nin I.Dönem 4. Yasama Yılı Açış Konuşmaları, http://birimweb.icisleri.gov.tr/teftis/ataturk_tbm_konusma-teftiskur.htm
- 42.TC Kocaeli Valiliği, İnsan Hakları Evrensel Beyannamesi, Madde 3, http://www.kocaeli.gov.tr/insanhak/evrensel_beyanname.doc

- 43.TC Sosyal Güvenlik Kurumu, *Sigortalı Rehberi*, 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://www.biltek.tubitak.gov.tr/merak_ettikleriniz/index.php?kategori_id=5&SORU_id=56
- 45.TÜBİTAK Bilim ve Teknik Dergisi, *En Güçlü Patlayıcı*,2000, <http://www.biltek.tubitak.gov.tr/haberler/kimya/2000-02-7.pdf>
- 46.Türk Dil Kurumu, *Güncel Türkçe Sözlük'te Söz*. <http://www.tdk.org.tr/TR/SozBul.aspx?F6E10F8892433CFFAAAF6AA849816B2EF05A79F75456518CA>
- 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://www.unicef.org/turkey/udhr/gi17.html#art10>
- 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 Yılıını Açış Konuşması, <http://ataturk.yargitay.gov.tr/hukuk/tbmm4.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 1	Hafif 2	Ciddi 3	Büyük 4	Felaket 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

Alınacak Tedbirler^{1, 10, 18, 35, 36}

Riskler	Sonuç	Olasılık 1-5	Şiddet 1-5	Risk Skoru 1-25	Tedbirler Alındıktan Sonra Risk
1) Nakliye Sırasında Oluşabilecek Riskler	a) Patlayıcı maddelerin çalınması b) Nakliye aracının kaza riski	1	5	5	1
	c) Patlayıcı maddelerin infilakı sonucu yaralanma ve ölüm riski	1	5	5	1

1. Patlayıcı maddelerin yükleme, nakliye ve kullanımı için yasal bütün izinler alınacak, her talimat yerine getirilecek, bütün faaliyetler jandarma veya polis nezaretinde yapılacaktır,
2. Nakliye aracı yasaların belirlediği şartlara uygun olacaktır,
3. Araç şoförü yasaların belirlediği şartlara haiz olacak, ilgili belge ve müsadeleri alacak, trafik kurallarına uyacaktır,
4. Kaza meydana geldi ise aşağıdaki tedbirler alınmalıdır:
 - a) Araç durdurularak el freni çekilip, kontak kapatılacaktır,
 - b) Patlayıcı madde taşıma evrakları aracın içinden alınacaktır,
 - c) Şahsi koruyucu ekipmanlar ve donanımlar araçtan alınacaktır,
 - ç) Kaza yeri emniyete alınacaktır,
 - d) Yaralılar kurtarılacaktır (Eğer üçüncü şahıslar varsa yetkili makamlara haber verecektir),
 - e) Rüzgarın estiği yöne doğru durulacaktır,
 - f) Kesinlikle sigara içilmeyecektir, yanıcı kaynaklardan uzaklaşılacaktır,
 - g) Yaralılara ilk yardım uygulanacaktır,
 - ğ) Emniyet açısından risk yoksa yangın söndürülecektir,
 - h) Eğer sızıntı varsa; sızıntıyı önleyici maddeler ve bariyerler kullanılarak sızıntı önlenilecektir,
 - ı) Yardımcı kuvvetler (itfaiye), belediye ve firma haberdar edilecektir,
 - i) Kaza raporu özet hazırlanacaktır,
5. Yetkili makamlara haber verilmeden önce, yaralıların kurtarılıp ilkyardım uygulanmasına öncelik verilecektir.
6. Araç sürücüsü, meydana gelen bir kazada yetkili makamlara haber vererek “Kaza Raporu” tutmak zorundadır.
7. Patlayıcı madde yüklü taşıtlar insan ve hayvan topluluklarının buldukları yerlerde beklemeyecektir,
8. Taşınacak patlayıcı madde miktarı, bir defada kullanılacak miktardan fazla olmayacaktır,
9. İşyeri içerisinde olsa dahi kesinlikle kapsüller patlayıcı maddeye takılı olarak taşınmayacaktır,
10. Dinamitler, barutlar ve kapsüller ayrı taşıtta veya ayrı bölmelerde taşınacaktır,
11. Patlayıcı maddenin taşınması karayolu ile yapılacaktır,
12. Bozuk olan patlayıcı maddeler araçlara yüklenilmeyecektir,
13. Yükleme, boşaltma, seyir ve durma sırasında, taşıtın yakınında veya içinde sigara içilmeyecek, ateş yakılmayacak ve personel üzerinde kibrit, çakmak bulunmayacaktır,

				<p>14. Yükleme ve boşaltma işlerinde çalışan işçiler çivisiz, işin özelliğine uygun ayakkabı giyilecek,</p> <p>15. Ambalajlar taşıt içindeki dengeleri bozulmayacak, sıkışmayacak, sarsılmayacak, çarpılmayacak ve yuvarlanmayacak biçimde istif edilecek,</p> <p>16. Patlayıcı maddelerin ıslanmaması için önlemler alınacak,</p> <p>17. İşçiler, yükleme ve boşaltma sırasında, darbe, düşürme, sürtme, çarpma gibi hareketlerden kaçınacaklar,</p> <p>18. Patlayıcı maddelerin yükleme işlemi yapıldıktan sonra gereksiz bekleme yapılmayacak, derhal hareket edecek,</p> <p>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,</p> <p>20. Ambalajlar, taşıtlara, kapakları üst tarafa gelecek biçimde ve birbirlerine iyice yanaştırılmış olarak yerleştirilecek,</p> <p>21. Patlayıcı maddeler, taşıtlara taşıtın yan kenarlarının yükseklliğini aşmayacak biçimde yüklenecek,</p> <p>22. Üstü kapalı taşıtların arkadan kilitlenir kapısı olacak. Üstü açık olan taşıtlar ise branda beziyle iyice örtülecek,</p> <p>23. İçi sac veya demir malzeme ile kaplı taşıtların tabanlarına ve yan kenarlarına tamamen branda bezi döşenecek,</p> <p>24. Patlayıcı madde taşıyan taşıtlar ile geceleme yapılmayacak, zorunlu olarak geceleme yapıldığı takdirde gerekli önlemler alınacak,</p> <p>25. Zorunlu olmadıkça, taşıma izin belgelerinde belirtilen yol ve güzergah dışına çıkmayacak,</p> <p>26. Konvoy halinde taşımalarında taşıtlar arasında en az seksan metre mesafe bulundurulacak,</p> <p>27. Normal şartlarda yükleme ve boşaltma gündüzleri yapılacak. Eğer hava karardıktan sonra çalışma yapılacaktır ise gerekli güvenlik tedbirleri alınacak,</p> <p>28. Patlayıcı madde deposundan patlayıcı alırken araç depodan en az yirmi metre uzaklıkta bulunulacak,</p> <p>29. Patlayıcı madde taşınacak motorlu taşıtlarda, kabul edilmiş standart tiplerden, her an çalışır durumda en az iki yangın söndürme tüpü bulundurulacak,</p> <p>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,</p> <p>31. Taşıtın arızası giderilemezse, ambalajlar, güvenlik önlemleri alınarak başka taşıtlara yüklenecek,</p> <p>32. Yükleme ve taşıma sırasında ambalajlardan patlayıcı madde dökülürse, taşıt derhal durdurulacak ve ambalajlar özenle güvenli bir yere indirilecek,</p> <p>33. Kapsül bulunan kutularda yangın çıkar ise araç terk edilerek uzaklaştırılacak ve çevrede gerekli tedbirler alınacak.</p>
--	--	--	--	---

<p>2)Patlatmadan Dolayı Çevrede Oluşabilecek Riskler a) Sosyal</p>	<p>Çevre halkında oluşabilecek korku</p>	<p>2</p>	<p>1</p>	<p>2</p>	<p>1</p> <ol style="list-style-type: none"> 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 koordinasyon sağlamak ve halkı bilgilendirmek. <p>1</p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Patlatmadan önce, risk bölgesindeki yapıları yetkili 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,
<p>3) Şantiyede Çalışan Personelin Karşılaşılabileceği Riskler</p>	<p>Yaralanmalı ve ölümlü iş kazaları</p>	<p>2</p>	<p>5</p>	<p>10</p>	<p>1</p> <ol style="list-style-type: none"> 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 yapılacaktır.
<p>4) Patlatmadan Görevli Personelin Karşılaşılabileceği Riskler</p>	<p>Yaralanmalı ve ölümlü iş kazaları</p>	<p>1</p>	<p>5</p>	<p>5</p>	<p>2</p> <p><u>Delme-Patlatma Yaparken Uyulacak Kurallar :</u> <u>Patlatma Deliklerinin Delinmesi</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 1. Aynaya, paternde belirtilmiş olan patlatma delikleri kırmızı spreyle boyanmış boyayla işaretlenecek, 2. Delgiye başlamadan jumbo çevresinde veya riskli bölgede herhangi bir kişinin bulunmadığından emin olunacak, 3. Delik çapı kartuş çapından büyük olacak, <p><u>Lağım Deliklerinin Doldurulması</u></p> <ol style="list-style-type: none"> 4. Patlatıcı maddeler gerekli miktarda, itina ile patlatma bölgesine getirilecek, 5. Delik delme makinesi ile delik delinirken patlatıcı maddenin deliklere sarjı yapılmayacak, 6. Patlatıcı maddelerin deliklere sarjı; “C Sınıfı Ateşleyici Yeterlilik Belgesi”³⁶ (Madde 11) olan ve

- 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 sıklıkta takılacak,
 14. Lağım deliklerine patlayıcı maddeler itina ile şarj edilecek,
 15. Patlayıcı madde şarjından sonra deliklerin ağzlarında uygun sıklama maddesi ile sıklama kesinlikle yapılacaktır,
 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 yapılmayacaktır.
- Boşalan Patlayıcı Madde Kutularının İmhası**
20. Kutular kontrol edilerek patlayıcı madde kalmadığından emin olunacak,
 21. Patlayıcı madde kutuları yakma yolu ile yok edilecek,
 22. Boş kutuların yakılması tünel içerisinde yapılacaktır,
 23. Patlayıcı madde kutuları yakılırken, kutuların içerisinde kırıntılar kalma ihtimaline karşı gerekli emniyet tedbirleri alınacak, güvenli mesafede durulacaktır.
- Atescinin Çalışma Prensipleri**
24. Uygulama anında gerekli personel koruyucu malzemeler (Baret, Emniyet Kemeri, eldiven, toz maskesi) kullanılacaktır,
 25. Çalışma yerine 'Ateşi 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 koyulacaktır,
 28. Paterne uygun olarak patlayıcı maddelerin şarj işlemi bittikten sonra, elektrikli kapsülü bağlamadan önce vardiya amirine patlatmaya hazır olduğunu bildirilecek,

5) Patlatma Sonrası Oluşabilecek Riskler	Yaralanmalı ve ölümlü iş kazaları	1	5	5	<p>29. Elektrikli kapsül bağlantısı yapılmadan önce civardaki elektrik sistemi devre dışı bırakılacak,</p> <p>30. Patlatma yapmak için güvenli bir yere gidilecek ve vardiya amirinin talimatından sonra megafonla anons edilerek patlatmanın duyurusu yapılacaktır ve patlatma işlemini gerçekleştirecektir,</p> <p>31. Gerekli havalandırma yapıldıktan sonra patlatma bölgesi kontrol edilecek ve vardiya amirine bilgi verilecek.</p>	
		1	5	5	<ol style="list-style-type: none"> 1. Fıtikle 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 lağımi 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 though 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 incapacitated.

Due to the characteristics of a blasting shock wave, conventional design criteria do not readily apply 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, P_0 . At arrival time t_a , the pressure rises quite abruptly to a peak value $P_S^+ + P_0$. The pressure then decays to ambient pressure, P_0 in total time $t_a + T^+$, then drops to a partial vacuum of amplitude P_S^- , and eventually returns to P_0 in total time $t_a + T^+ + T^-$. The quantity 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, T^+ . The portion below P_0 , of amplitude P_S^- and duration T^- is called the negative or suction phase. Positive and negative specific impulses are also significant blast wave properties and defined by the following integrations:

$$i_S^+ = \int_{t_a}^{t_a + T^+} [P(t) - P_0] dt \quad (1)$$

$$i_S^- = \int_{t_a + T^+}^{t_a + T^+ + T^-} [P_0 - P(t)] dt \quad (2)$$

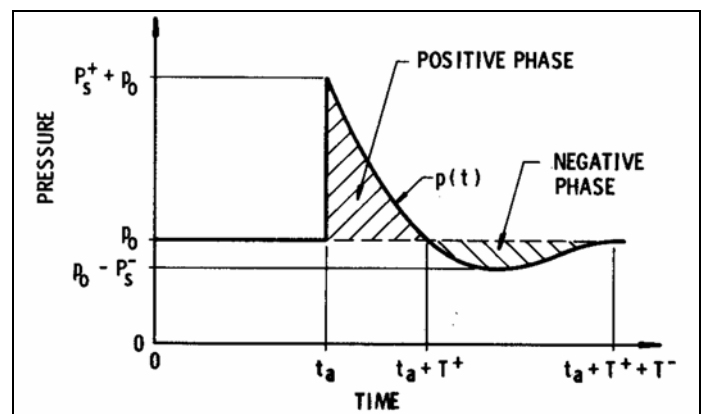


Figure 1. Ideal blast wave structure (Baker et al., 1983)

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.

$$P_S = \frac{6.7}{Z^3} + 1 \quad (3)$$

$$P_S = \frac{5.85}{Z^3} + \frac{1.455}{Z^2} + \frac{0.975}{Z} - 0.019 \quad (4)$$

Where,

P_S = peak statics (side-on) overpressure at the wavefront, bar

$$Z = \text{Scaled distance} = \frac{R}{\sqrt[3]{W}}, \text{ m/kg}^{1/3} \quad (5)$$

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).

$$U_S = \sqrt{\frac{6P_S + 7P_0}{7P_0}} \cdot a_0 \quad (6)$$

$$q_S = \frac{5P_S^2}{2(P_S + 7P_0)} \quad (7)$$

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).

$$i_d = \int_{t_a}^{t_a+T} q_S dt = \frac{1}{2} \int_{t_a}^{t_a+T} \rho u^2 dt \quad (8)$$

Where,

ρ = Density, kg/m³

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 Cranx (1926), it follows that

$$\frac{d_1}{d_2} = \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{1/3} \quad (9)$$

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 factor λ . Ranges at which a given overpressure is produced can thus be calculated using the results of Equation 9. For example

$$\frac{R_1}{R_2} = \left(\frac{W_1}{W_2} \right)^{1/3} \quad (10)$$

Where,

R = Range at which a given overpressure is produced by W, m

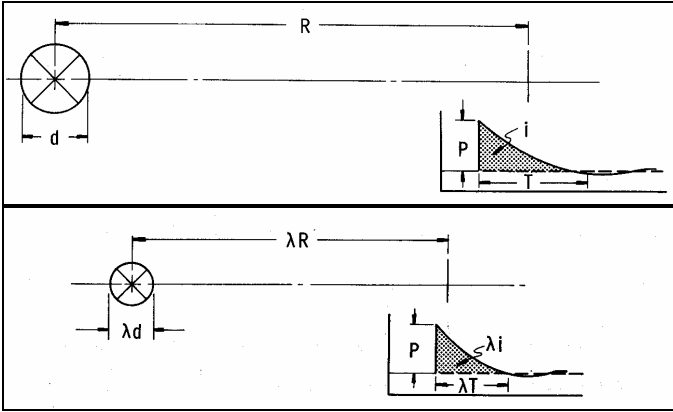


Figure 2. Hopkinson-Cranz blast wave scaling (Baker et al., 1983)

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, q_s , blast-wave front speed U_s (expressed as $\bar{U} = U_s/a_0$), particle velocity just behind the wave-front, u_s (expressed as $\bar{u} = u/a_0$) and the waveform parameter **b**. Figure 4 shows these additional blast-wave parameters for 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.

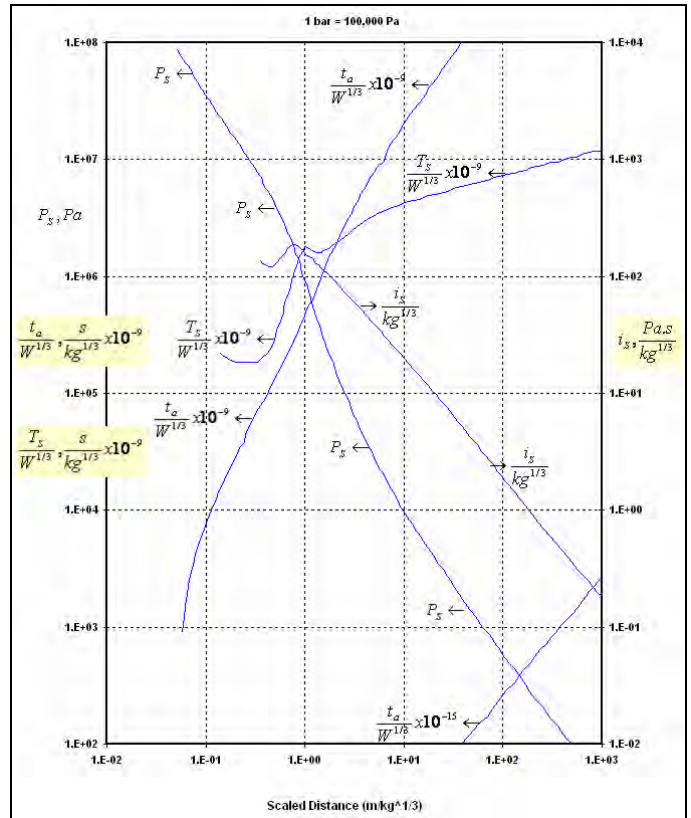


Figure 3. Side-on blast wave parameters for spherical charges of TNT in free air (Baker et al., 1983)

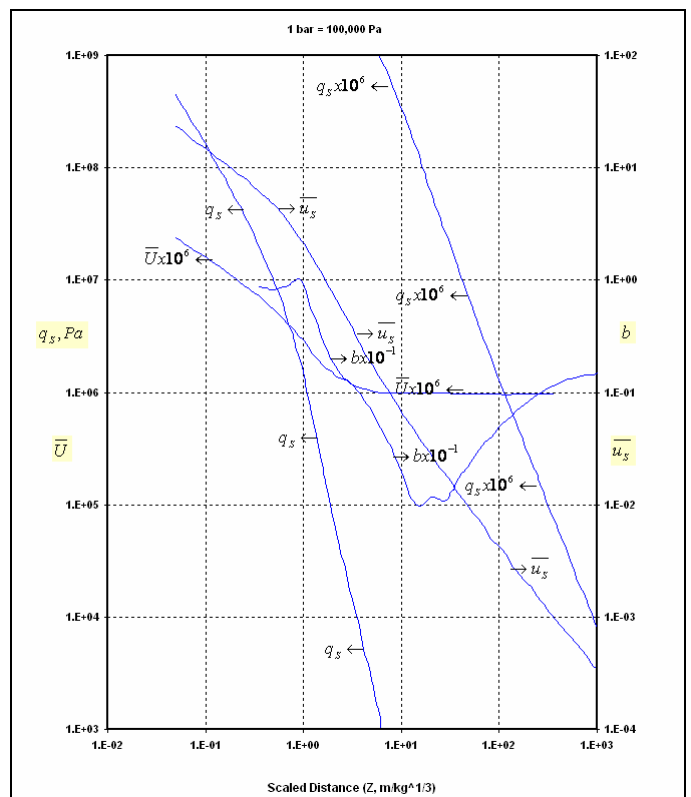


Figure 4. Additional blast wave parameters for spherical charges of TNT in free air (Baker et al., 1983)

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:

$$W = \left(\frac{\Delta H_{EXP}}{\Delta H_{TNT}} \right) W_{EXP} \quad (11)$$

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.

$$P(t) = P_s \left[1 - \frac{t}{T_s} \right] e^{-\frac{bt}{T_s}} \quad (12)$$

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 ³)	Equivalent Weight, Impulse (lbm ⁴)	Pressure Range (psi ²)
ANFO	0.82	-	1-100
Composition A-3	1.09	1.076	5-50
Composition B	1.11	0.98	5-50
	1.20	1.30	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	-	5-30
	1.70	1.20	100-1,000
PBX-9010	1.29	-	5-30
PETN	1.27	-	5-100
Pentolite	1.42	1.00	5-100
	1.38	1.14	5-600
	1.50	1.00	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

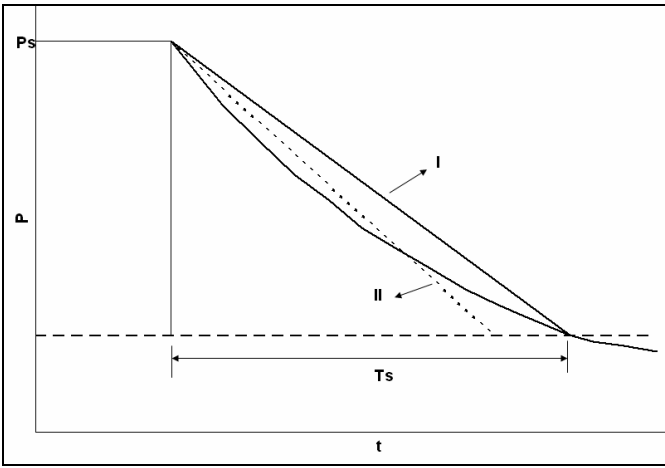


Figure 5. Idealization of pressure-time profile (Smith, 1994)

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 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 P_r in terms of peak static overpressure, P_s and ambient pressure, P_0 as

$$P_r = 2P_s \left[\frac{7P_0 + 4P_s}{7P_0 + P_s} \right] \quad (13)$$

Figure 6 illustrates the scaled curves for P_r and i_r for specific condensed explosives over fairly large ranges of scaled distance (Z).

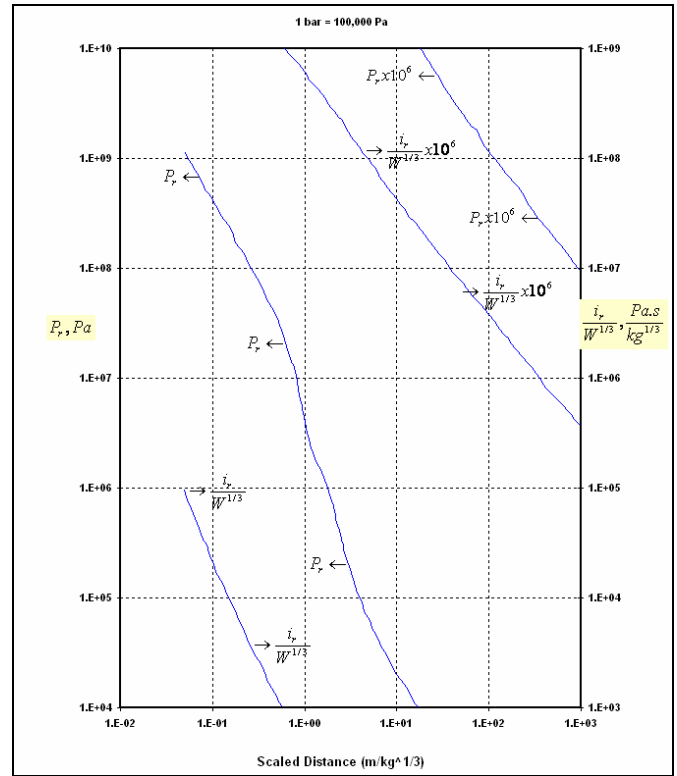


Figure 6. Normally reflected blast wave parameters for spherical charges of TNT (Baker et al., 1983)

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 strengthen 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.

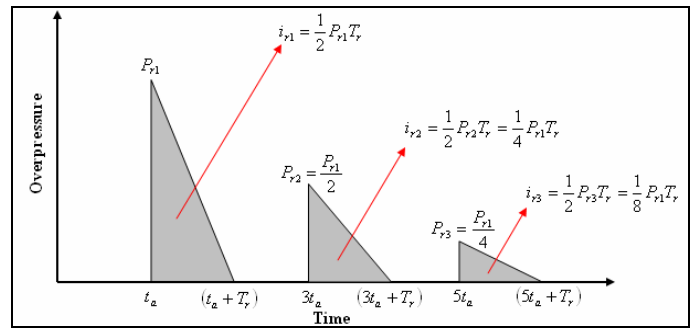


Figure 7. Simplified internal blast pressure (Baker et al., 1983)

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 Engineering 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 Ordnance 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 between Taksim and Yenikapı Metro Tunnels

Mustafa Yeniçeri

Maden Mühendisi, İş Sağlığı ve Güvenliği Uzmanı

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 başlamıştır. 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 itibarıyla 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 Şaftlar (Kuyular)

Şaft (Kuyu)	Kesiti (m ²)	Uzunluğu (m)
Şişhane	85 (dairesel)	27.
Koksa	109 (dairesel)	28.
Yenikapı	116(elipsoit)	18.

1.1.2 Ana 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 m² alan üzerinde yapılmıştır. Kazı derinliği, yaklaşık 30 m'dir. Toplam kazı miktarı, yaklaşık 90.000 m³'dür. Kazılar, ankraj yapım tekniği ile 30 m derinliğe kadar kazıldıktan sonra istasyon inşaatı yapımına başlanmıştır. İstasyon binası 4 kattır. İnşaatı yaklaşık 2500 ton demir, 20.000 m³ beton ve 23.000 m³ kalıp kullanılmıştır.

Köprü, Şehzadebaşı ve Yenikapı istasyonları: Bu bölümde yapılan arkeolojik kazılar, halen devam ettiği için inşaatı 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 (CO₂)
- Metan (CH₄)

Karbon dioksit: Yüksek konsantrasyonlarda tehlikelidir. İş kanunu yönetmeliğine göre çalışma ortamında % 0.5 den daha fazla CO₂ ihtiva eden yerler çalışmaya elverişli değildir. Havada %6 dan fazla CO₂ bulunursa nefes alma zorlaşır. %10 CO₂ ortamında nefes alma imkânsız hale geldiğinden kısa sürede ölüm olayı meydana gelir. Bu bakımdan CO₂ 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 hemoglobün: 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 ölçümleri 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, Koksana 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 çalıştırılmaz” denilmektedir. Buradaki eşik sınır değeri; toz içindeki kristal SiO₂ oranının % 5 den az olmasıdır.(ESD 5 mg/m³ 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, işitme 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.

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

- 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

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 taşıırken 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 yanılması,(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 unutulmuş çekiç veya benzeri malzemelerin düşmesinden, tünel kazısı sırasında tavandan düşen kavlaklardan, şev yamaçlarından düşen kayalardan veya taşınan malzemenin düşürülmesinden kaynaklanmıştır. Bu tür kazalara maruz kalan işçilerimiz, 5-30 gün arasında değişen sürelerde, iş görmezlik istirahati almıştır. Sadece, kaza zedelerden 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 istirahati 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, trafolarında 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 bacağına 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 Basıncılı 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 istirahati 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 ₂ S (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 durum üzerine GK-AL Ortak Girişimi tarafından muhtemel etkilenmeler araştırılmıştır. Tünel güzergahı ise akaryakıt istasyonunun yaklaşık 40 m altından geçmektedir. "*Yeraltı sularına karışan akaryakıtın tünel kazısı sırasında tünele ulaşması, akaryakıt buharının tünel havasına karışması, patlama ve yangınlara sebep 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 firmasınınca 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 İTÜ Maden Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü tarafından “Emniyetli İş Yapma Yöntemi” hazırlanması

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 Ölçüm Ekipleri Görevlendirilmesi, Sabit Ölçüm Cihazları ve Alarm Sistemi Kurulması

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 ₂ S (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 temizlettilerilerek 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 tüneline çalışmalar ölçüm ekibi kontrolünde yapılmıştır.

1.5.3 Mevcut Havalandırma Sisteminin İyileştirilmesi

Tüneldeki normal çalışma koşullarına göre hazırlanmış olan havalandırma sisteminin patlayıcı-parlayıcı gaz tehlikesine göre iyileştirilmesi yapılmıştır.

1.5.4 Kesintisiz Güç Kaynağı 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 Yangın Söndürme Sisteminin 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 Su Perdesi Sistemi Kurulması

Tünel aynasında yangın çıkması durumunda tüm tünel kesitini kaplayacak şekilde su perdesi sistemi oluşturulmuştur.

1.5.7 Sigara İçilmemesi

Tünelde sigara içilmesi yasaklanmış ve çalışmalar sırasında sürekli olarak denetlenmiştir.

1.5.8 Aydınlatmanın Ex-proof Olması

Patlayıcı-parlayıcı gaz değerlerinin alarm sınırlarına ulaşması durumunda hat boyunca elektrik sisteminin devre dışı bırakılması planlanmış, ex-proof el fenerleri hazır halde bulundurulmuştur.

1.5.9 Ex-proof Popma Temin Edilmesi

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.

1.5.10 VRS (vapour repellent system) Kurulması

VRS ile kazı yüzeyinde ani gaz çıkışlarında acil durum önlemleri alınıncaya kadar gazın hapsedilmesi sağlanmıştır.

1.5.11 Acil Durum Planı Hazırlanması

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 Kaydı

Tünele giriş-çıkışlar kayıt altına alınarak tehlikeden habersiz ve eğitim almamış kişilerin girmesi engellenmiştir.

1.5.13 Son Kaplamada Hidrokarbonlara Dayanıklı Malzeme Kullanılması;

Zeminde kalan kirli sular, kazı işlemi ve son beton kaplama işlemi bittikten sonra da sızmaya devam edebilir düşüncesiyle normal suya karşı yapılan izolasyonla 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 kaçınmamalıdır.

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 öngörülmeleyen 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 “*pilot 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 İş Şaft-4 Hat-1 ve Hat-2 (Geri) Tünelinin Kazısı Sırasında Alınacak Önlemler)

Maslak BP İstasyonu'ndan Sızan Petrol Ürünlerinin Tünel Havası Üzerindeki Etkileri

The Effects of Leakage Petroleum Products from BP Maslak Station on Tunnel Air Quality

Abdullah Fişne, Gündüz Ökten

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

ÖZET Bu çalışmada, “BP Maslak İstasyonu Altı Metro Tünelleri”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 (CH₄) ve pentan (C₅H₁₂) 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 derivate excavated under Maslak BP Station were investigated via in-situ measurements. The gases of Methane (CH₄) and Pentane (C₅H₁₂) 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.

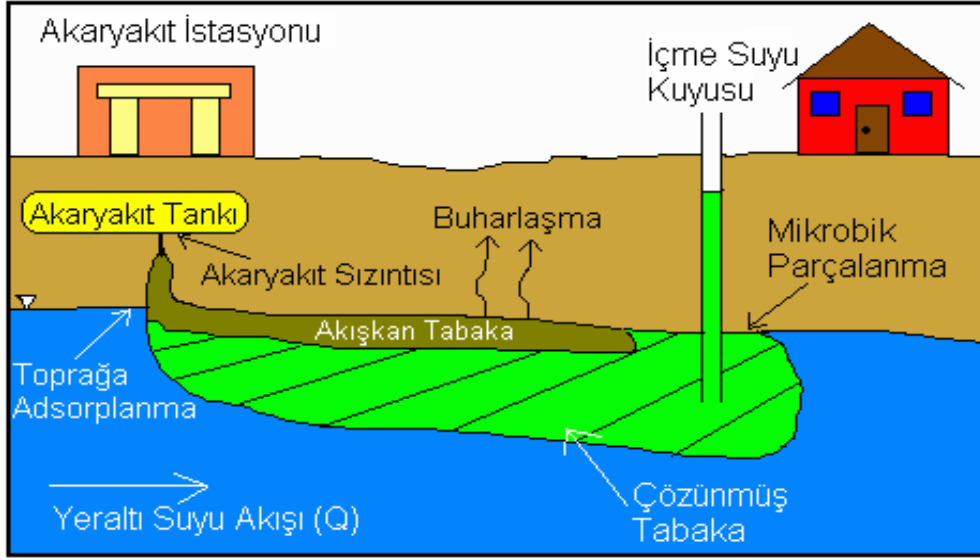
1 GİRİŞ

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 milyonlarca 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 (Şekil 1). Kirlenmenin büyüklüğü; sızan petrol (kirleticiliği) 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 kütleindeki 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 Tünelleri”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 ayırıştırma ünitesinden oluşan “pompalama ve ayırıştırma” 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 laboratuvarında;

- **BTEX** (Benzen, Toluen, Etilbenzen, Ksilenler; “Benzin içinde bulunan temel kimyasallar”),
 - **TPH-GRO** (Toplam benzin grubu hidrokarbonları “C₆ – C₁₀ grubu hidrokarbonlar”),
 - **TPH-DRO** (Toplam dizel grubu hidrokarbonları “C₁₀ – C₃₂ 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/lit ile 249 mg/lit 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/lit = ppm)
Benzen	0.005
Toluen	1
Etilbenzen	0.7
Ksilen	10
TPH - GRO	7.3
TPH - DRO	1.1

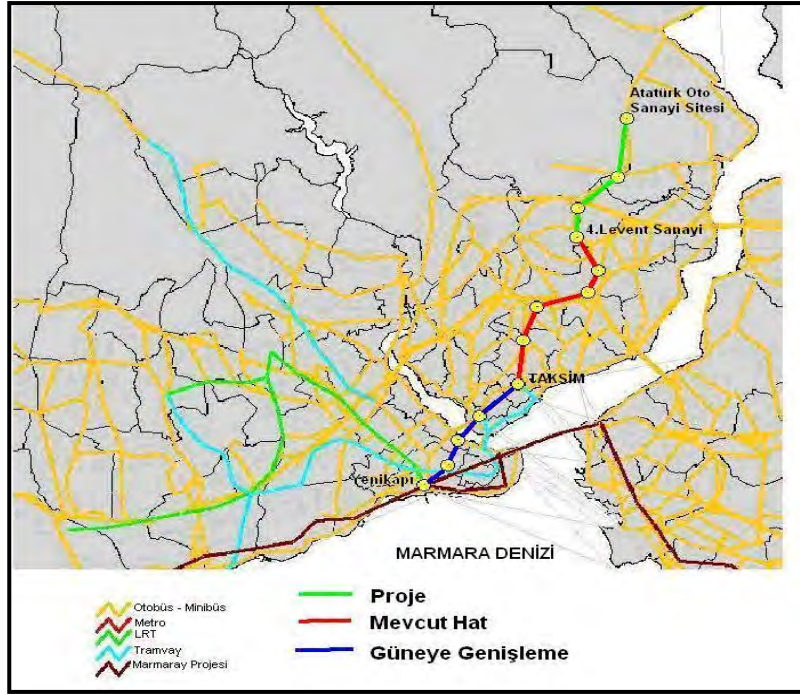
TPH-DRO analizlerinin sonuçlarına göre, kuyulardan bazılarının yakın çevresinde dizel kirliliğinden söz edilebilir. En yüksek TPH-DRO değeri 400 mg/lit olarak ölçülmüş, ancak daha sonraki analizlerde TPH-DRO’nun 74 mg/lit ile 12 mg/lit arasında değiştiği görülmüştür. Ölçüm yapılan diğer kuyulardan sadece 2 tanesinde 10 mg/lit’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).

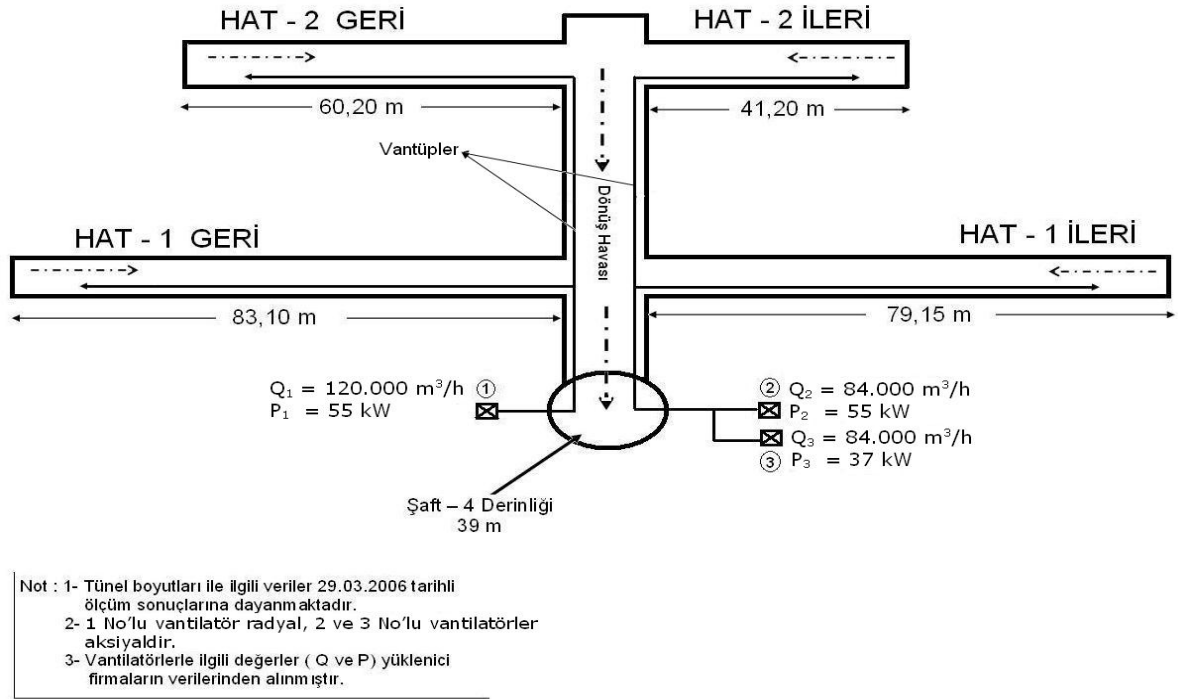
Projeye konu olan 4. Levent Sanayi – Atatürk Oto Sanayi Sitesi arası metro tünellerinin kazısı TC İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından “Garanti Koza - Alarko Ortak Girişimi”ne ihale edilmiştir. Taraflar arasında 01 Ekim 2004 tarihinde sözleşme imzalanmış ve şaft (kuyu) açılacak alanlar 18 Ekim 2004 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 eksen 13 m, kısa eksen 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. Galeride 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 kayalarındaki 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 (Güyağüler 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 (CH₄) ve pentan (C₅H₁₂) 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 (CH₄, CO, CO₂, NO_x, O₂ gazlarını ölçmektedir) ve Zellweger Analytical Impact Pro. (C₂H₅, CO, H₂S, O₂ 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; CO₂ : 5000 ppm, CO: 30 ppm, H₂S : 10 ppm, NO₂: 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 , ($^{\circ}\text{C}$)	Yaş Sıcaklık t_y , ($^{\circ}\text{C}$)	Bağıl Nem $\hat{\phi}$, (%)	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 , ($^{\circ}\text{C}$)	Yaş Sıcaklık t_y , ($^{\circ}\text{C}$)	Bağıl Nem $\hat{\phi}$,(%)	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		CH ₄ (%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 ($^{\circ}\text{C}$)	Yaş Sıcaklık t_v ($^{\circ}\text{C}$)	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 ulaşamamıştır. 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 CH₄, C₂H₅, CO, CO₂, NO_x, H₂S, O₂ 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 karşılaşmıştır. 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 (CH₄) ve pentan (C₂H₅) gazları tünel havasında nadiren ölçülmüş, ölçülen değerler bu gazların alt patlama sınırı (%LEL)’nin %5’ini geçmemiştir.

Karbonmonoksit (CO), karbonmondioksit (CO₂) 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 karşılaşmıştır. 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 Environment. 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.
- Güyağüler, T., Bozkurt, R., 1998, “ Sıcak İşyerlerinde Hava Hızının Önemi” 6. Ergonomi Kongresi, Milli Produktivite 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.
- Yönel, F., 2002, “Deniz Ulaşımı ve Kirliliği”, Türk Klavuz Kaptanlar Derneği Yayın Organı (<http://www.turkishpilots.org.tr>).

Ulaşımında Yeraltı Kazılarında Alınacak İş Sağlığı ve Güvenliği Önlemlerine İlişkin Yasal Süreç ve Uygulama Önerileri

Legal Procedure Concerning Work Health and Safety in Underground Excavations 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 bildiri de, ulaşımında 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 “Health 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 olmasına 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 Koordinatörlerin atanması, sağlık ve güvenlik planı ve bildirim

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 bildirimini 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.

Bildirim 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 Proje aşamasında sağlık ve güvenlik koordinatörlerinin görevleri

- İşin mimari, teknik veya organizasyon

yapısına karar verilirken, yapı işinin değişik kısımlarının veya aşamalarının aynı anda ya da birbirini takip edecek şekilde planlanması,

- İşin bütününe 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 yapıyorsa, 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 Uygulama aşamasında sağlık ve güvenlik koordinatörlerinin görevleri

- İşin bütününe 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 çalışmalarını 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 buldukları 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 güvenlik planları aşağıdaki maddeleri içermelidir.

1. Organizasyon planı,
2. Saha planı,
3. İş akış planı,
4. Yangın, kazalardan korunma ve çalışanlar ve ziyaretçiler için kaçış planı,
 - 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.
 - 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 değiştirilmesinde, 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 yolları 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 yolları 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) İlk yardım 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 Ground Vibrations Induced by Blasting on Istanbul Kadıköy-Kartal Subway Tunnel Route

Ali Kahrıman, Ümit Özer, Deniz Adıgüzel, Abdulkadir Karadoğan, Mehmet Aksoy
İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul

Ramih Muştı, Ertuğrul Dinçel, Enver Alan, İbrahim Sefer

Yapı Merkezi-Doğuş-Yüksel-Yenigün-Belen, Anadoluray Ortak Girişimi, 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 shaftlarında kaydedilen toplam 740 adet parçacık hızı ve ölçekli mesafe veri çiftleri söz konusu shaftlar 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 kullanılacak 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 Alman 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 have 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 karşılaşmakta 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 (Kahrıman, 2002, Kahrıman ve diğ., 2003, Kahrıman 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

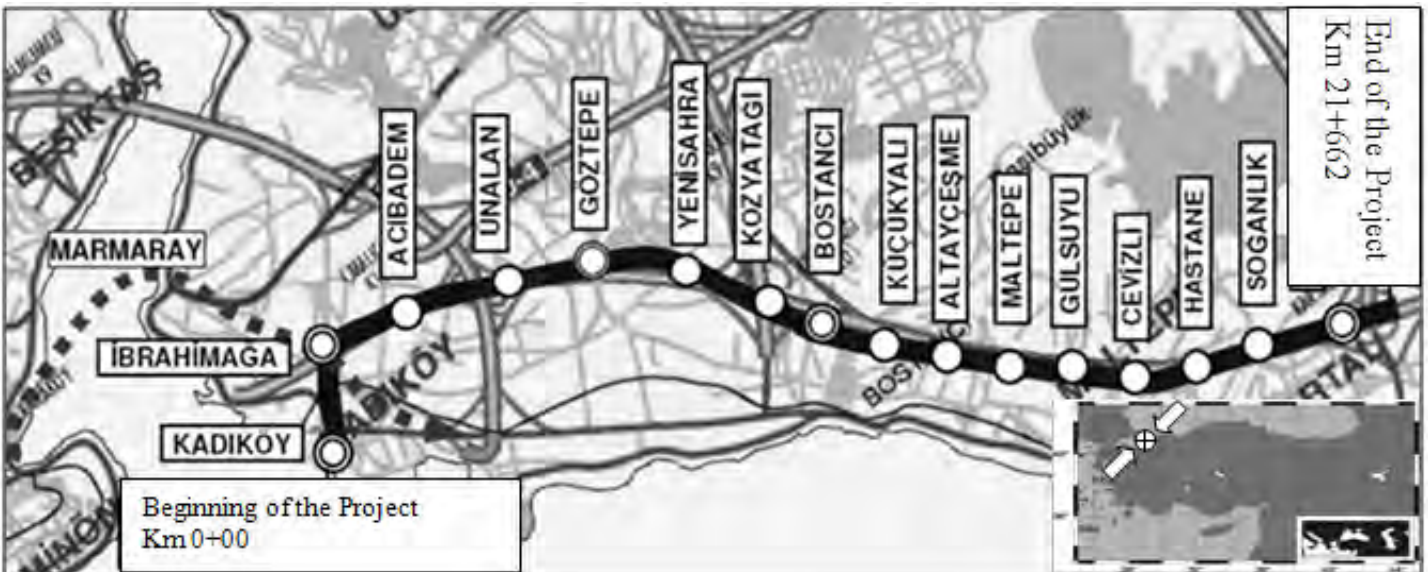
sağlayacak formüllerin literatürde yaygın kullanıma sahip 3 adet farklı maksimum parçacık hızı (PPV) tahmin denklemi kullanılarak belirlenmesidir.

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).



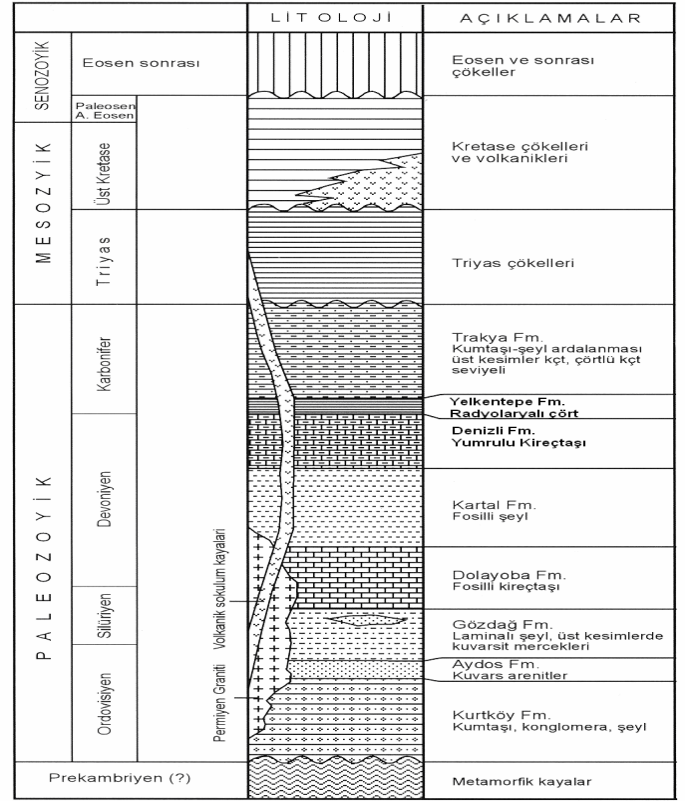
Şekil 1. Kartal raylı toplu taşıma sistemi güzergâhının genel yerleşimi

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
Yataykarp (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 yüzeyeleşir. 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 laboratuvar deneyi ortalama sonuçları ve kaya kütle sınıfları ise (Yüksel ve diğ.2006) Çizelge 2'de verilmiştir.



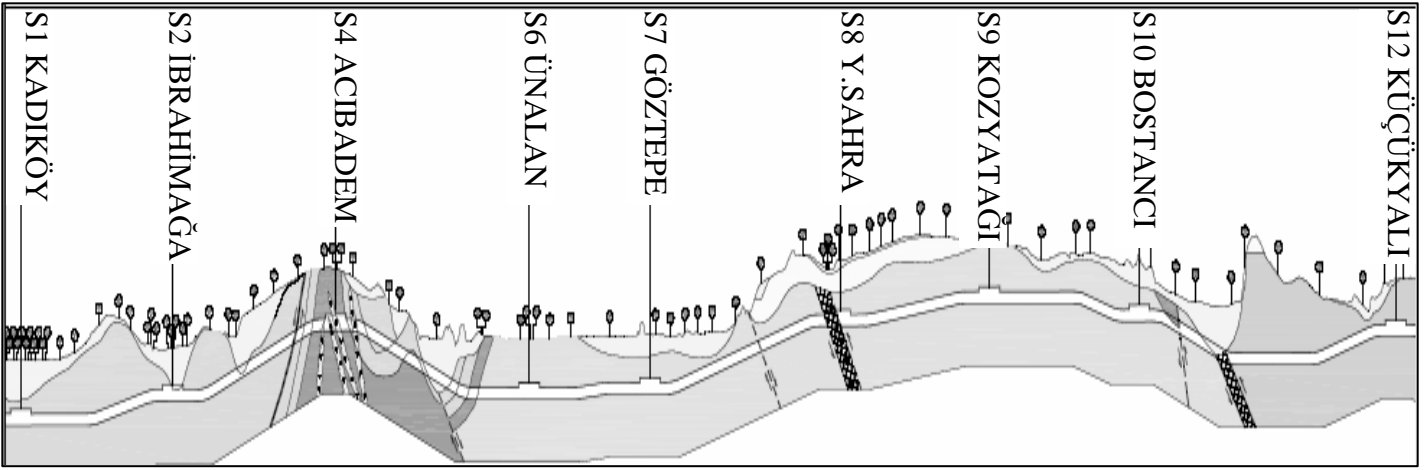
Şekil 2. İstanbul paleozoik istifi ve üzerindeki birimlerin genelleştirilmiş stratigrafi kesiti (Yüksel ve diğ., 2005)

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 laboratuvar 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 laboratuvar 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	ν	-	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	ϕ	(°)	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; Kahrman, 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 $\varnothing=89$ mm, diğer patlatma delikleri $\varnothing=41$ 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 Instanetel Mini Mate Plus Model titreşim ölçer cihazı kullanılarak yapılmıştır. Söz konusu tünel shaftlarındaki 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 shaftına 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).

$$PPV = K * SD^{(-/+)\beta} \quad (1)$$

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.3 Tahmin denklemleri (Khandelwal and Singh, 2007)

Tahmin Denklemi	Eşitlik
USBM (Duvall and Fogelson, 1962)	$ppv = K \left(\frac{R}{W_d^{1/2}} \right)^{-\beta}$
Ambraseys–Hendron (1968)	$ppv = K \left(\frac{R}{W_d^{1/3}} \right)^{-\beta}$
Langefors–Kihlstrom (1978)	$ppv = K \left(\sqrt{\frac{W_d}{R^{2/3}}} \right)^{\beta}$

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 shaftında 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 shaftı için 20, S2 shaftı için 23, S4 shaftı için 170, S6 shaftı için 16, S7 shaftı için 22, S8 shaftı için 205, S9 shaftı için 66, S10 shaftı için 83 ve S12 shaftı için 135 olay değerlendirilmiştir. Ayrıca Proje kapsamında, ölçülen toplam 740 adet olayın istatistiksel yöntemler ile hesaplanan ortalama değerleri Çizelge 5'de verilmiştir.

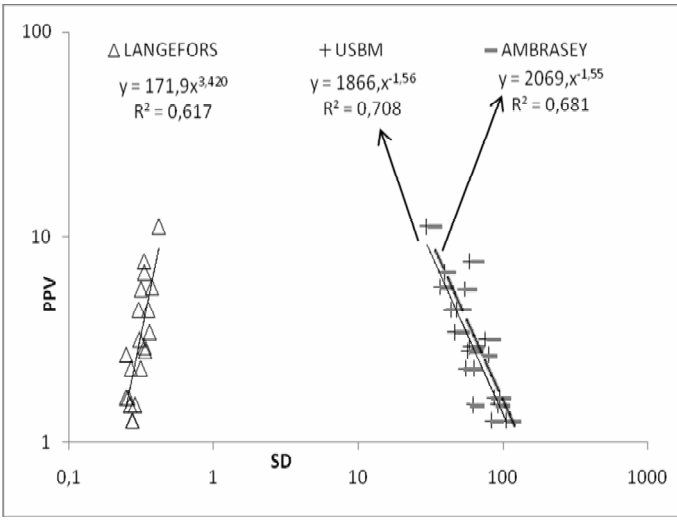
Yapılan regresyon analizleri her shaft için ayrı ayrı olarak Şekil 4 a,b,c,d,e,f,h,g ve ı'da gösterilmiş ve bulunan saha sabitleri Çizelge 6'da özetlenmiştir.

Çizelge 4. Bazı atımlara ait titreşim ölçüm sonuçları

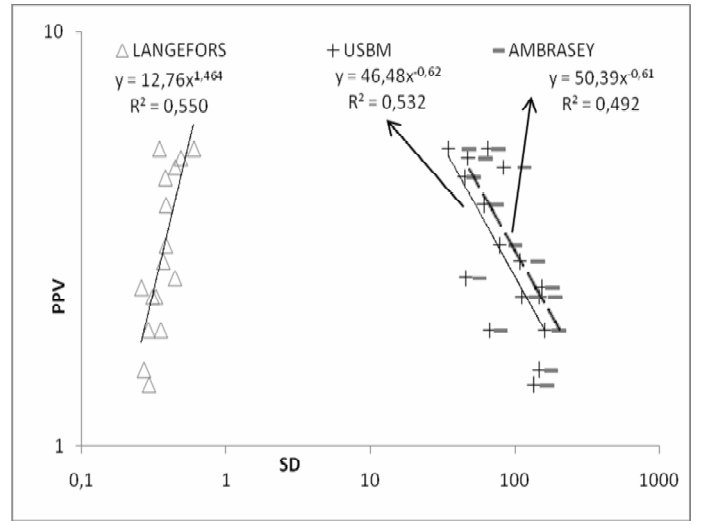
Atım Tarihi	En Yüksek Parçacık Hızı PPV (mm/sn)	Frekans f(Hz)	Toplam Şarj (kg)	Gecikme Başına Top. Şarj W (kg)	Mesafe R (m)
S1 KADIKÖY ŞAFTI					
06.12.2006	7,62	85	19	2,155	86,98
24.08.2007	1,27	57	30	2,205	156,38
S2 İBRAHİMAĞA ŞAFTI					
26.06.2006	1,52	85	20	1,225	144,78
04.10.2006	4,06	57	15	0,98	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

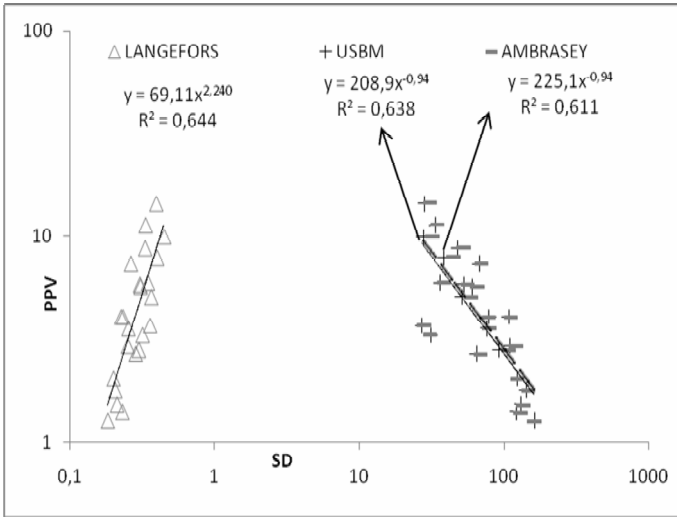
Patlatma Parametreleri	Maksimum P. Hızı	Özgül Şarj		Frekans	Genlik	Mesafe	Hava Şoku	Ölçekli Mesafe	Gecikme Başına Şarj	Örtü Kalınlığı
		Patlayıcı	Kapsül							
Sembol	PPV	W ₀	K	f	A	R		SD	W	H
Birim	(mm/s)	kg/m ³	adet/m ³	Hz	mm	m	dB	m/kg ^{1/2}	kg/m ³	m
Kadıköy	3,63	1,36	0,39	72,75	0,048	93,65	112,91	71,99	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
Ünalán 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
Küçükalyalı	3,62	1,48	0,49	64,64	0,068	103,69	120,50	70,04	2,59	18,90



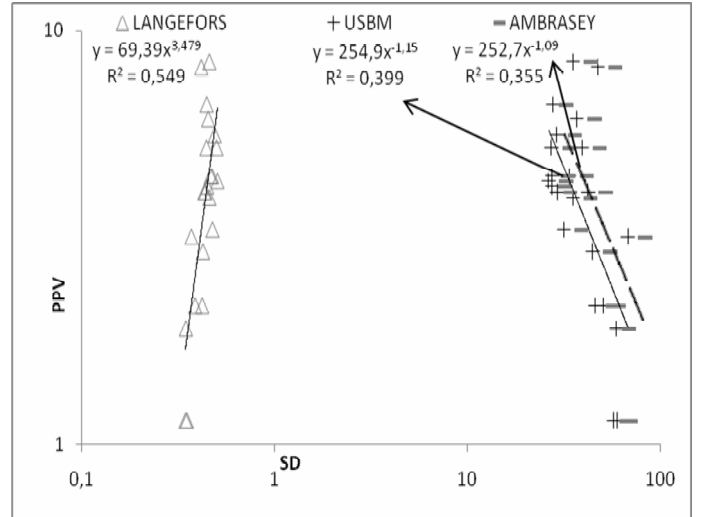
Şekil 4.a S1 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



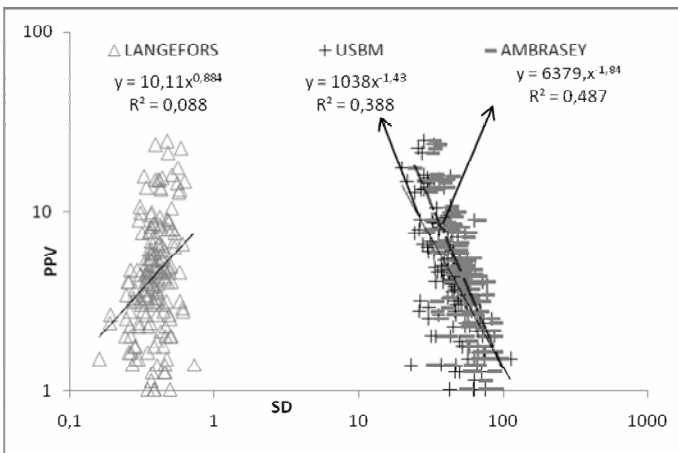
Şekil 4.d S6 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



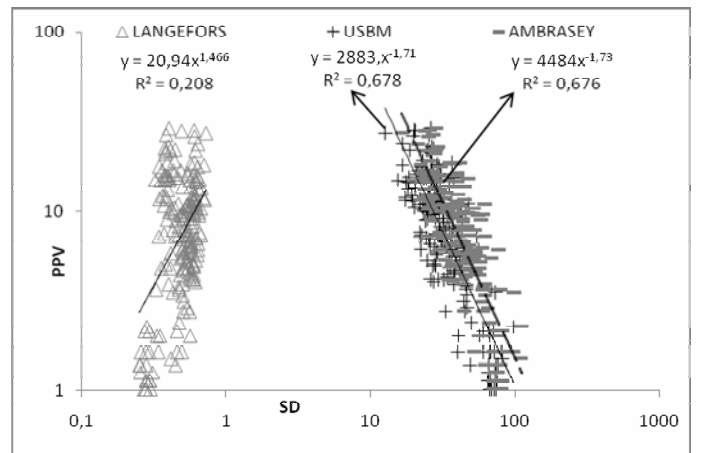
Şekil 4.b S2 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



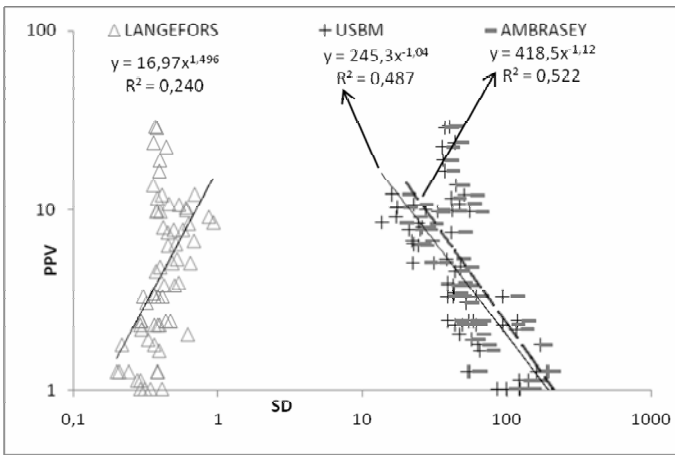
Şekil 4.e S7 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



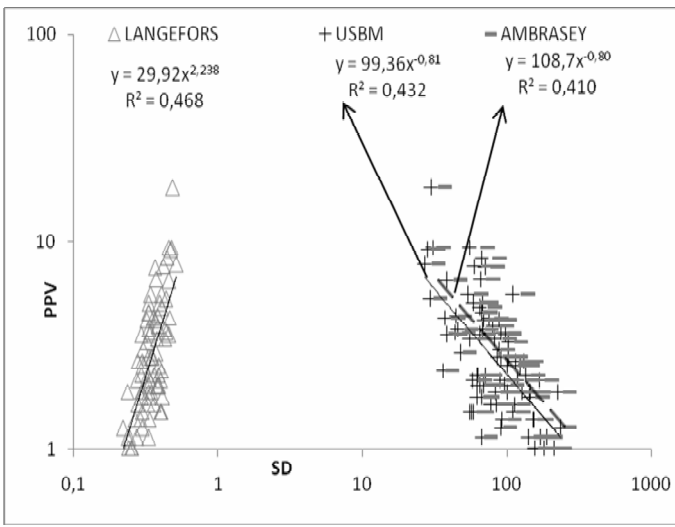
Şekil 4.c S4 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



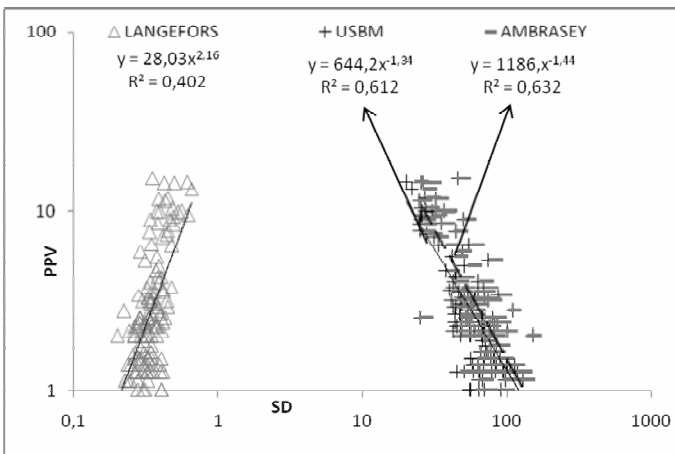
Şekil 4.f S8 Şaftı için maksimum parçacık hızı ve ölçekli mesafe değerleri arasındaki ilişki



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 4.1 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 karşılaştırsak, 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 Ünalın 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) kullanılabilir.

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

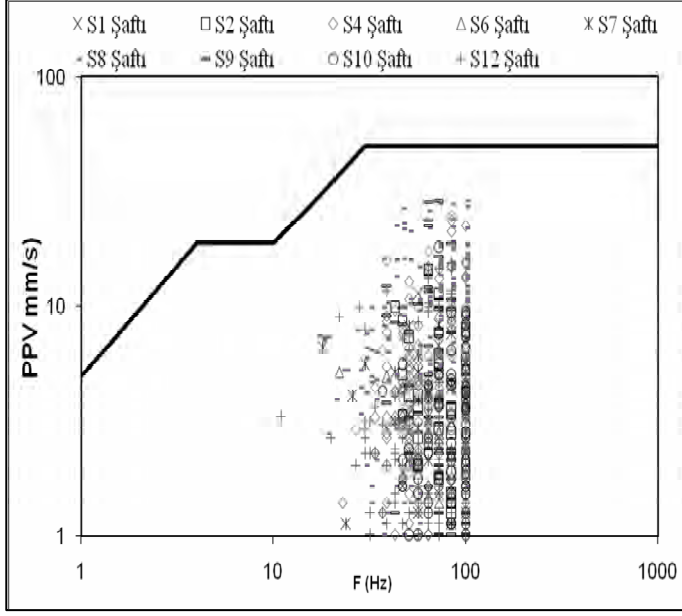
Çizelge 6. Belirlenen bölgelere ait saha sabitleri değerleri

	Kullanılan veri sayısı	Hesaplama da Kullanılan Tahmin Denklemi	Denklemini	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

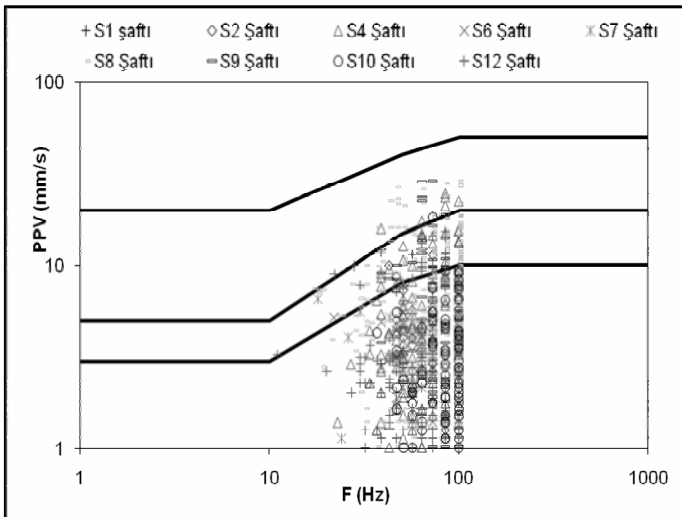
Şekil 6'dan da anlaşılacağı üzere, kaydedilen değerler, söz konusu norma ait hasar limitlerinin altında olmuştur. Gecikme başına düşen şarjın mevcut olanaklarla kısıtlanmaya çalışıldığı bu atımlarda; kaydedilen olaylarda ortaya çıkan maksimum parçacık hızlarına karşılık gelen frekans değerlerinin

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 Hz 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 Ünalın Şaftı için USBM ve Langefors denklemlerinin birbirlerine yakın sonuç verdiği, S7 Göztepe Şaftı için Langefors denkleminin daha iyi sonuç verdiği, S8 Yenısahra 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) kullanılabilir.

• 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. – Doğu 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.
- Kahrıman, 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.
- Kahrıman, A., 2004, "Analysis of parameters of ground vibrations produced from bench blasting at A Limestone Quarry", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 24, Elsevier, London, U.K, pp. 887–892.
- Kahrıman, 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.
- Kahrıman, 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. Güllü 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 Vibrations in Ayazaga Tunnels

Erim Güçlü, Cengiz Kuzu

İstanbul Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü

Nezih Yavuz

Melen Mühendislik ve Müşavirlik Hizmetleri Ortak Girişim Grubu

Bülent Beker

Alke-Ataç Müşterek Teşebbüs Ortaklığı

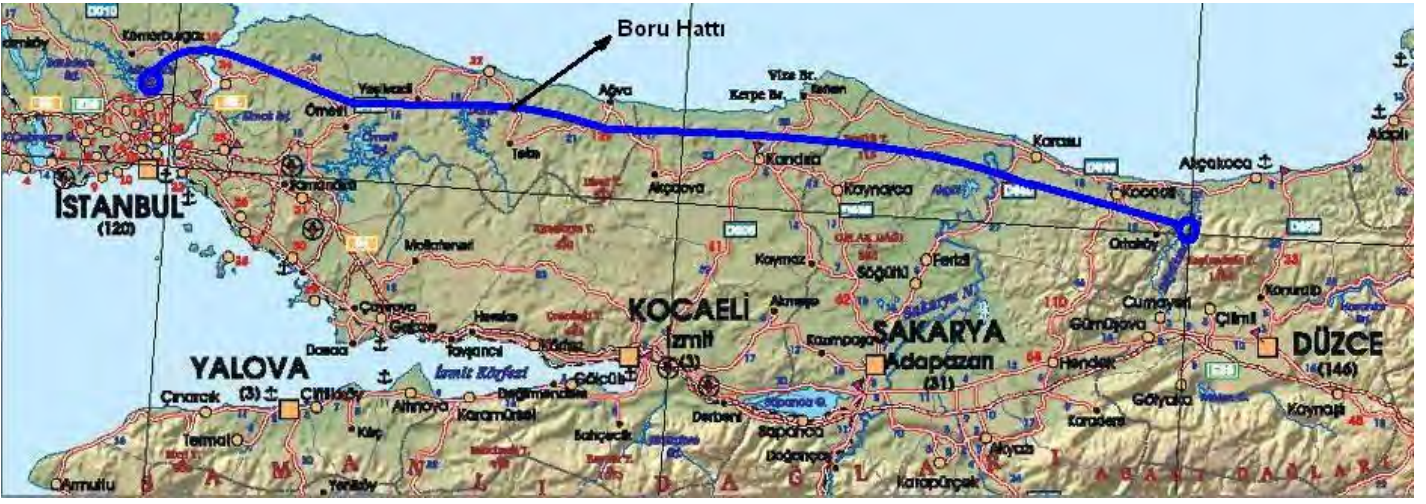
ÖZET Melen Projesi olarak adlandırılan projeye genel olarak İstanbul Avrupa Yakası başta olmak üzere tüm İstanbul'un 2040 yılına kadar olan su sorununu çözmek amaçlanmıştır. İstanbul'un yaklaşık 170 km doğusundaki Melen Suyu 185 km'lik boru hattı ile Düzce'den İstanbul'a taşınacaktır. Bu gelen boru hattının 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 residential 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 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

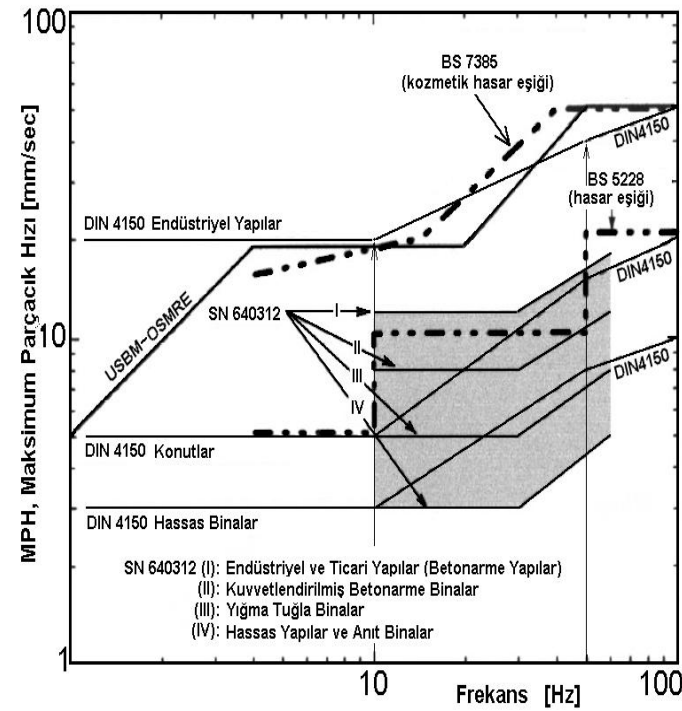
Alaçalı/Ömerli-Hamidiye tünelleri ve 9,3 km'lik isale hattı ile Cumhuriyet Arıtma Tesisi'ne iletilecektir. Arıtılmış su 3,8 km'lik terfi hattı ile Cumhuriyet Pompa İstasyonu'ndan Cumhuriyet Terfi Deposu'na ve daha sonra Avrupa yakasında mevcut olan Kağıthane Arıtma ve Dağıtım Merkezi'ne beton kondüvi, 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 İkili

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	SD = 65 >5001ft / >1501m	5290//2399.015
5500//1676.40		7160//3247,612
6000//1828.80		8521//3864.273
10000//3048.0		23700//10747.95

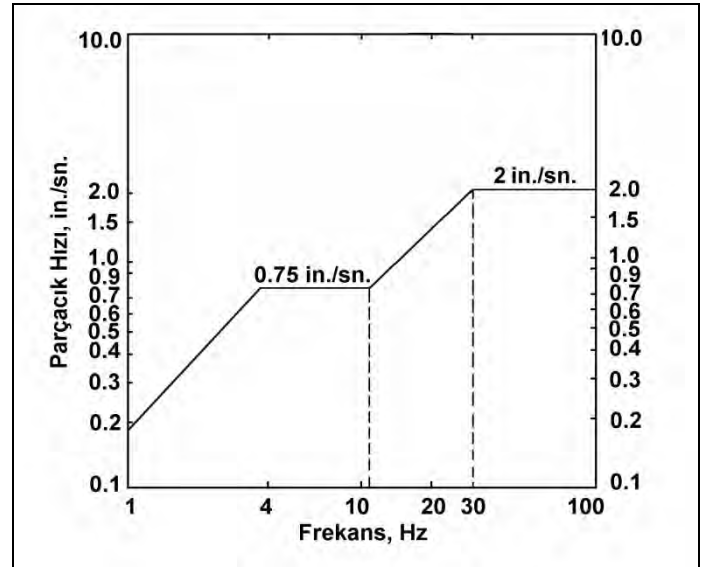
2.3 Değiştirilmiş Ölçekli Mesafe(III.Yol)

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)

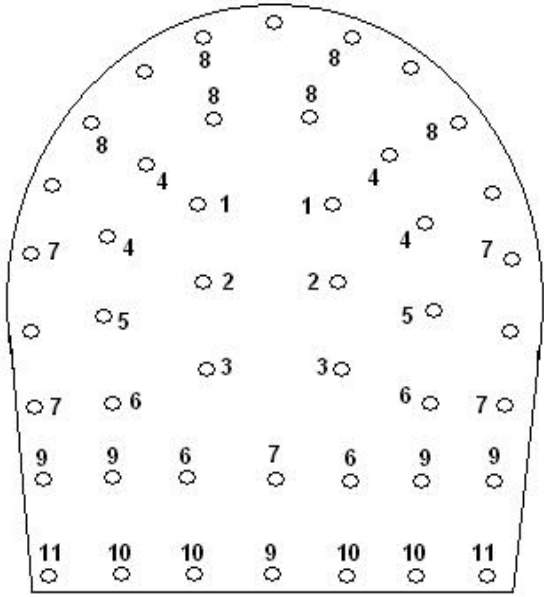
Bu yolla (30CFR Section 816.67(d)(4)(i)), Maksimum Parçacık Hızı’na ek olarak, her bir “Maksimum Parçacık Hızı’ nın sahip olduğu frekans değeri bilgisi de sorgulanmaktadır.



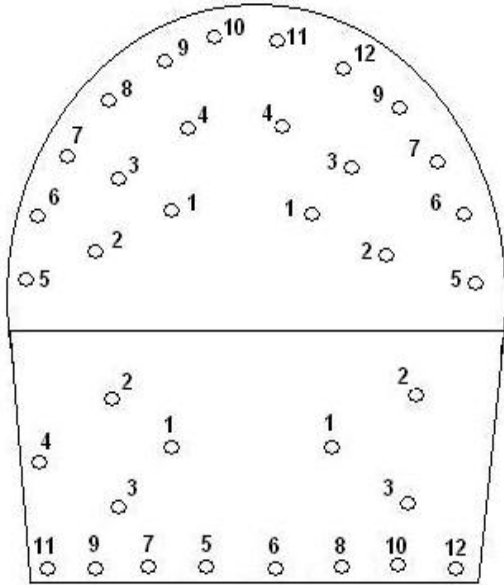
Şekil 4. Frekans-Maksimum Parçacık Hızı İlişkisi

3 AYAĞA TÜNELLERİNDEKİ DELME – PATLATMA İŞLERİNİN TANITIMI VE TİTREŞİMLERİN İNCELENMESİ

Normalde, tünel açma metodu olarak tam cephe delme-patlatma metodu kullanılmaktadır. Ancak yerleşim yerlerine yaklaşıldıkça, 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.

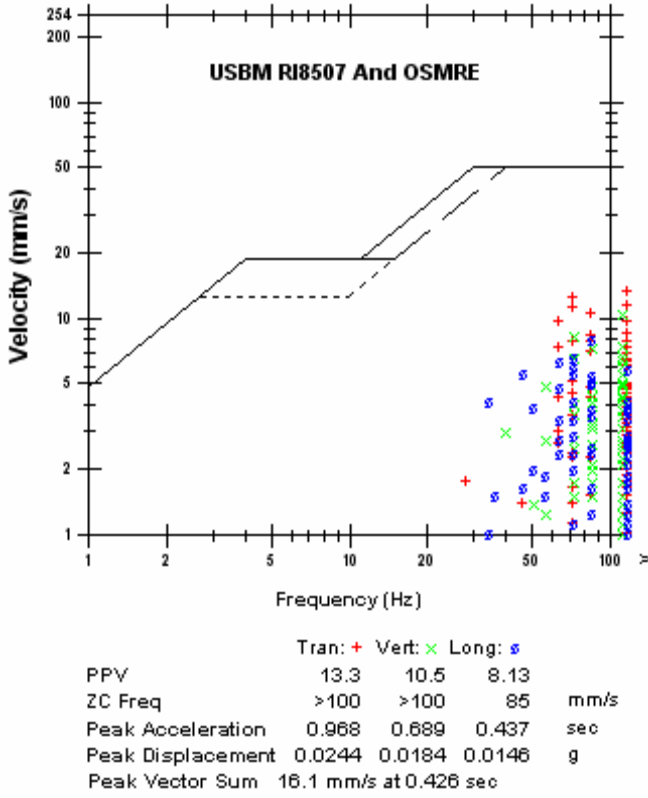
Şekil 5' de görülen tam cephe patlatma örneğinde, maksimum parçacık hızı 16.1mm/s, frekans değeri olarak 85->100 Hz değerleri ölçülmüştür. Bu tür bir patlamanın ateşleme süresi 480ms ve titreşimlerin süresi ise 540ms civarındadır.

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.

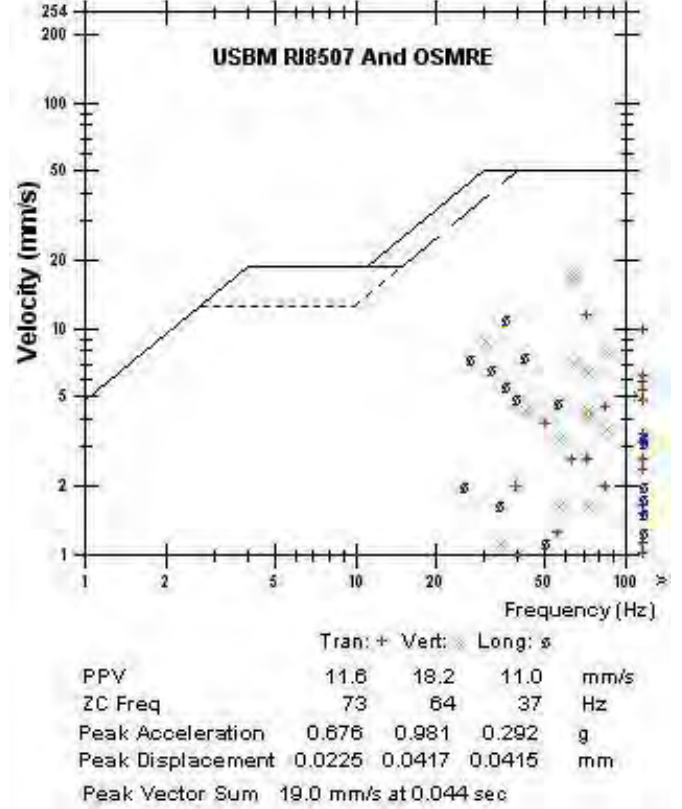
Bu kayıtlarda da görüleceği üzere, parçacık hızları ve frekans içerikleri bakımından bir sorun yoktur. Burada çevresel tepkiler bakımından asıl rahatlatıcı olan husu, kısa süreli atımların çok daha az hissedilir olmasıdır. Nitekim bu uygulamalar ile titreşim sürelerindeki %50'yi bulan kısaltmalar ile önlenmiş olduğu görülmektedir. Kısmi cepheli patlatmaların yer sarsıntısı değerlerine ait özet bilgiler Çizelge 3'de sunulmaktadır.

Çizelge 3. Kısmi cephe patlatmalara ait sismik kayıtlar

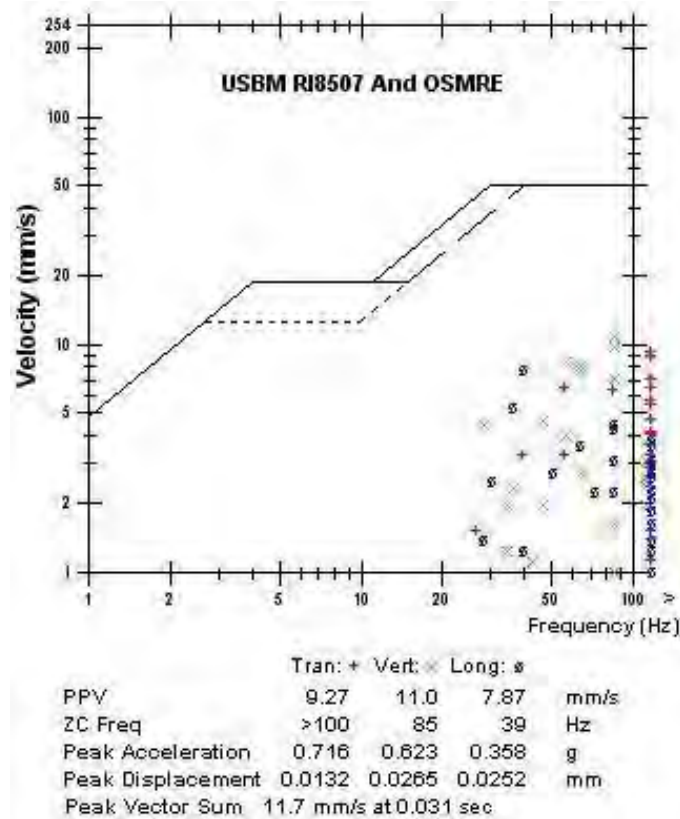
No		PPV (mm/s)	Frekans (Hz)	Süre (ms)
1	ay	19,0	39->100	240
	üy	11,7	37-73	220
2	ay	16,8	64->100	240
	üy	14,7	47->100	220
3	ay	25,8	43->100	220
	üy	17,1	39-64	200
4	ay	26,7	100>	240
	üy	17,8	30-85	260
5	ay	17,0	>100	225
	üy	14,2	37->100	245
6	ay	23,1	51->100	210
	üy	11,1	34-51	190
ay: alt yarı atımı üy: üst yarı atımı				
*Şekil 8 ve 9'da verilen atımlar				



Şekil 7. Tam cephe patlatma frekans-maksimum parçacık hızı



Şekil 9. Kısmi cephe alt yarı patlatması frekans-maksimum parçacık hızı



Şekil 8. Kısmi cephe üst 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 gözükmemektedir.

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 ulaşılabilme mümkün olabilmıştır.

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 Guidance Manual*,OSMRE.
- Siskind ve arkadaşları, 1980. *Structure Response and Damage Produced by Ground Vibration from Surface Mine Blasting, USBM RI 8507 (US Bureau of Mines Research Investigation 8507)*

Şehir İçi NATM Uygulamaları

NATM Tunnelling in Urban Areas

Hamdi Türedi

TMM Müşavirlik İstanbul Karayolu Tünelleri Proje 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 yenilediğinden 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 karşılaşmakta 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 outskirts 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 inşaaasını zorunlu kılmakta, varoşlarda oturanların şehrin ekonomik sınıfının alt gelir grubunu oluşturmaları nedeniyle de ulaşımında 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 ulaşımında çağdaş tercih, toplu taşıma ve özellikle raylı sistem üzerindedir. 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

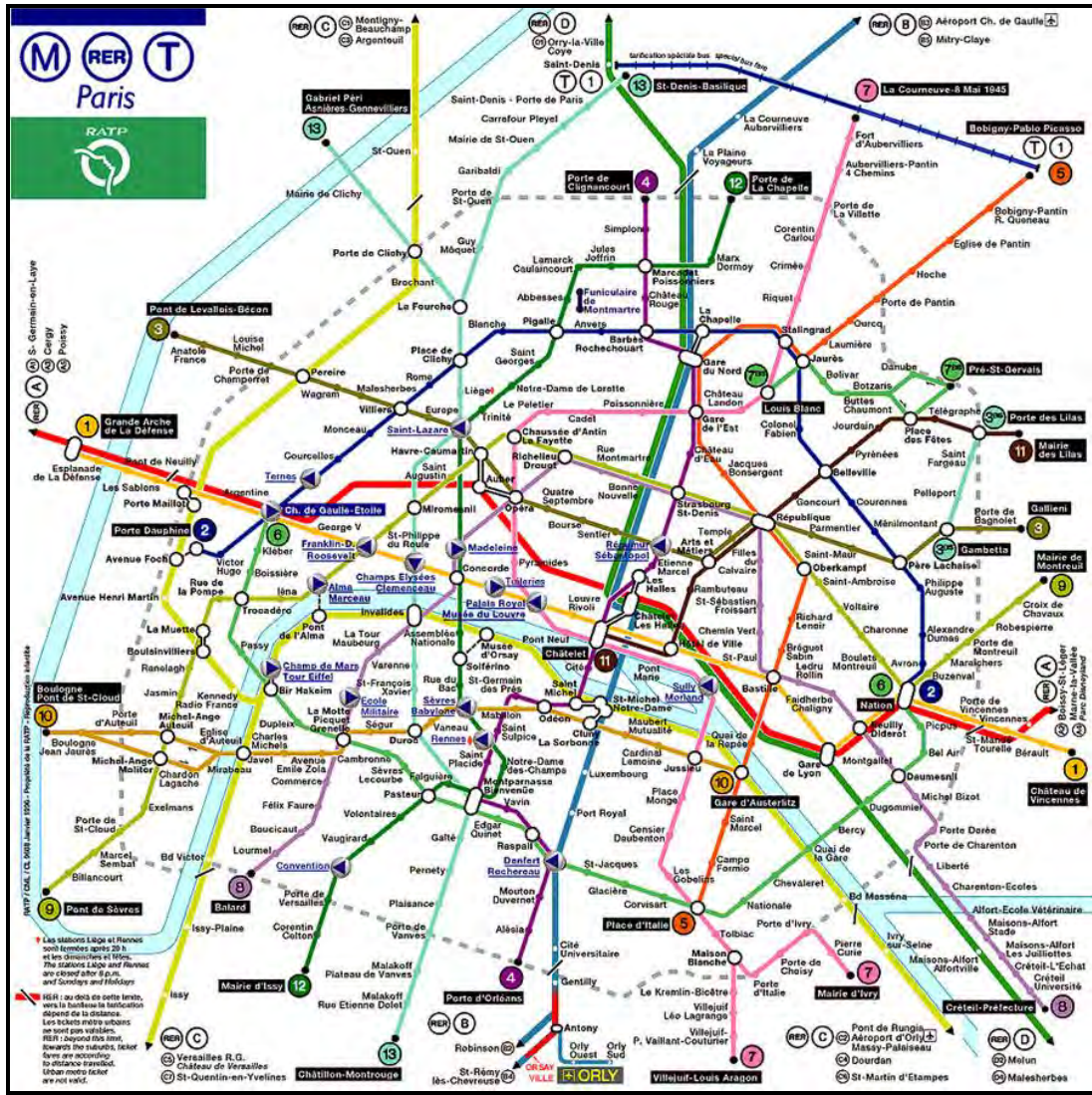
ucundan bir ucuna makul bir fiyata ve makul bir zamanda ulaştırılması gerekmektedir.

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.

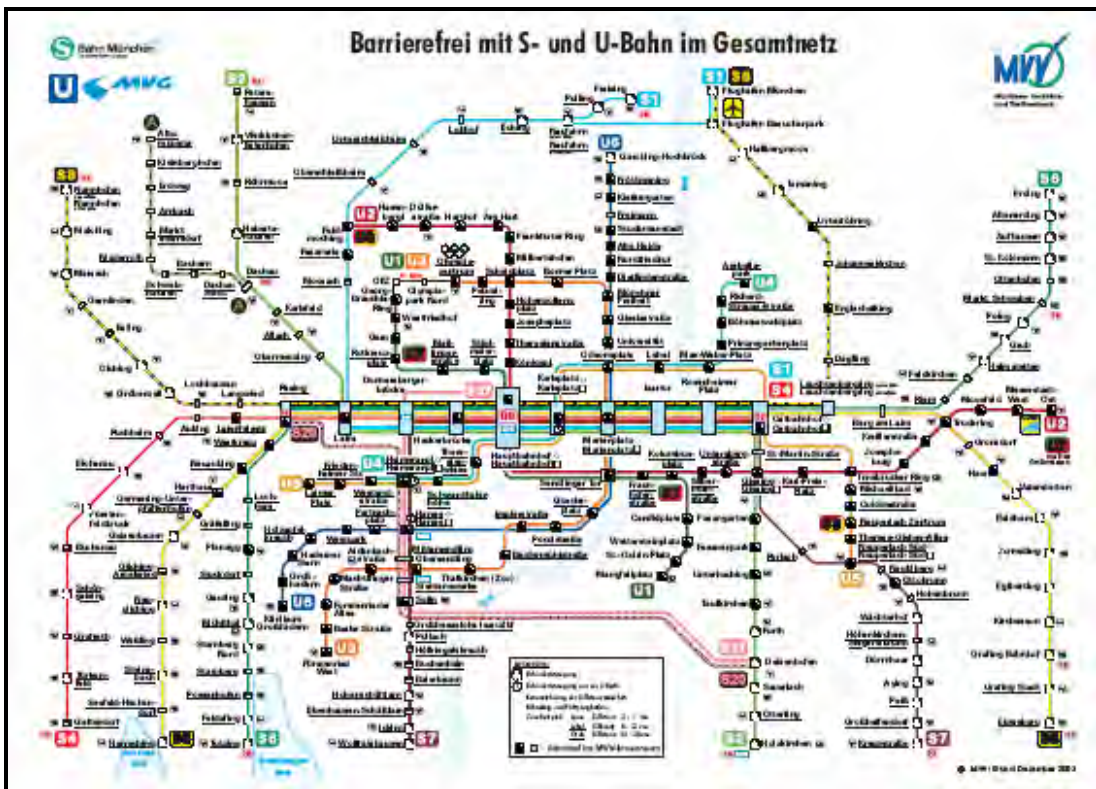
Viyana'da ulaşımın: % 76'sı Raylı sistem
% 19'u Toplu taşıma
% 5'i Diğer
Paris'te ulaşımın: % 63'ü Raylı sistem
% 34'ü Toplu taşıma
% 3'ü Diğer
İstanbul'da ulaşım ise: % 7'si Raylı sistem
% 5'i Denizyolu
% 21'i Toplu taşıma
% 21'i Dolmuş vs
% 46'sı Özel Araç

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?...

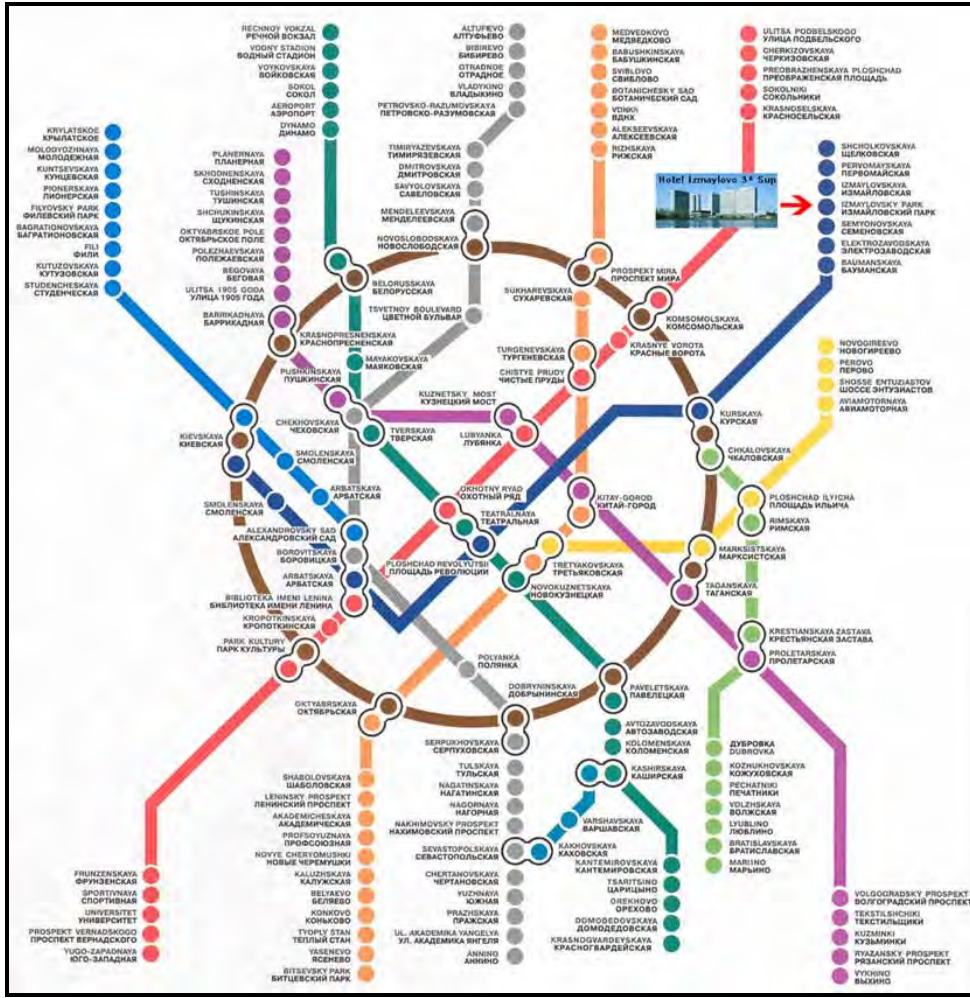
Ulaşım sorununu verimli ve ekonomik biçimde çözebilmek için, karayolu tünelleri ile desteklenecek mevcut karayolu ağının, demiryolu ve denizyolu ulaşım sistemleriyle entegrasyonunu sağlamak ve tüm sistemin



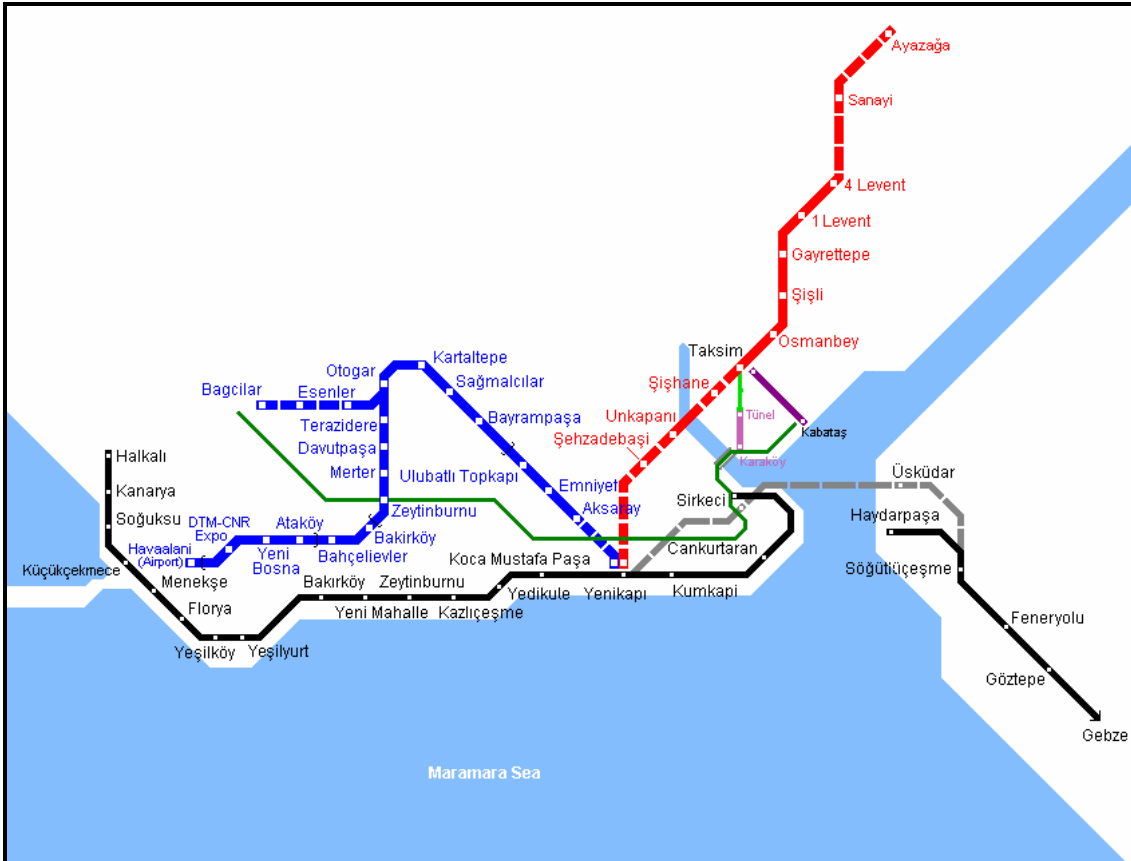
Şekil 3. Paris Metrosu - Nüfus 12 Milyon



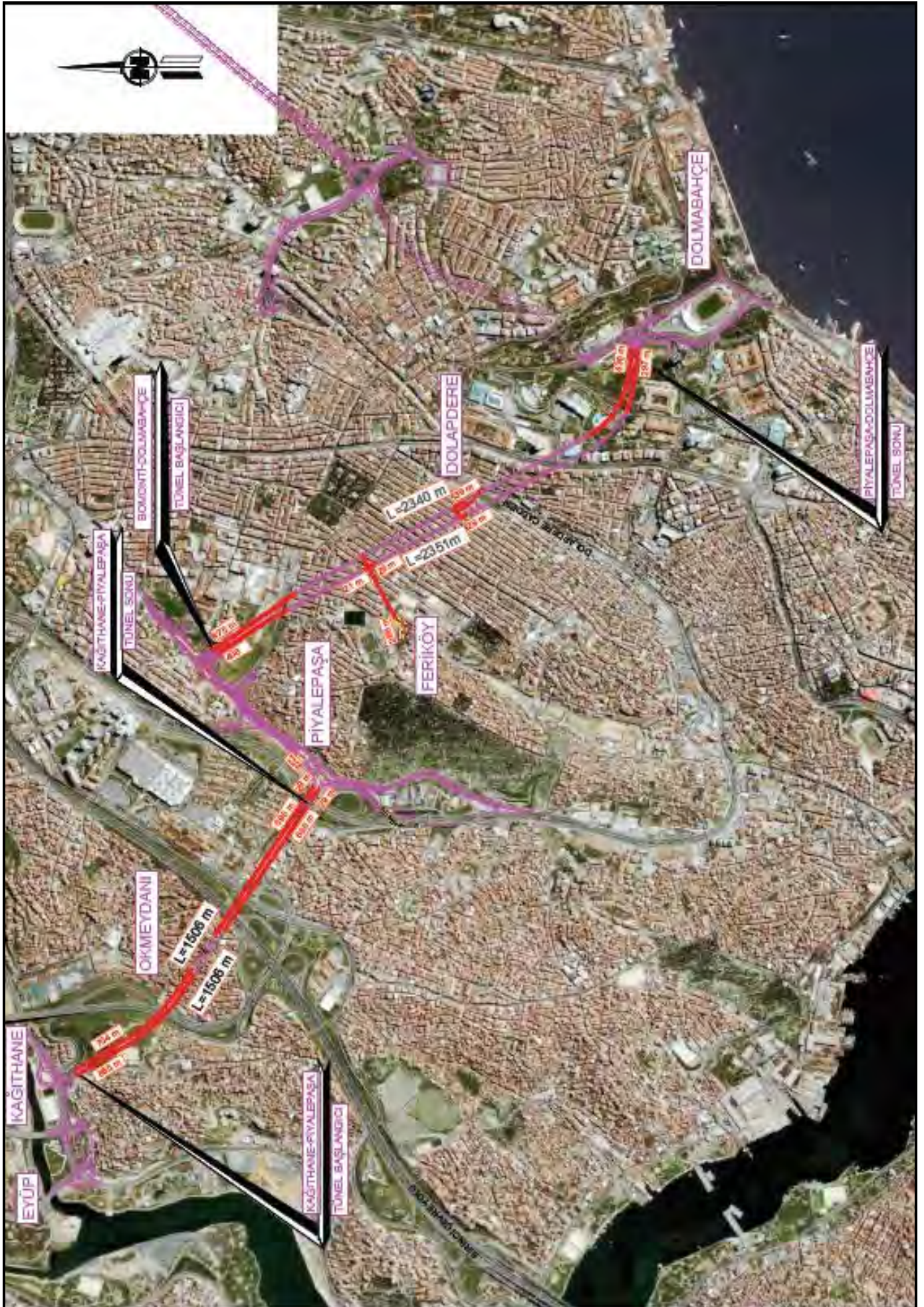
Şekil 4. Münih Metrosu - Nüfus 2.5 Milyon



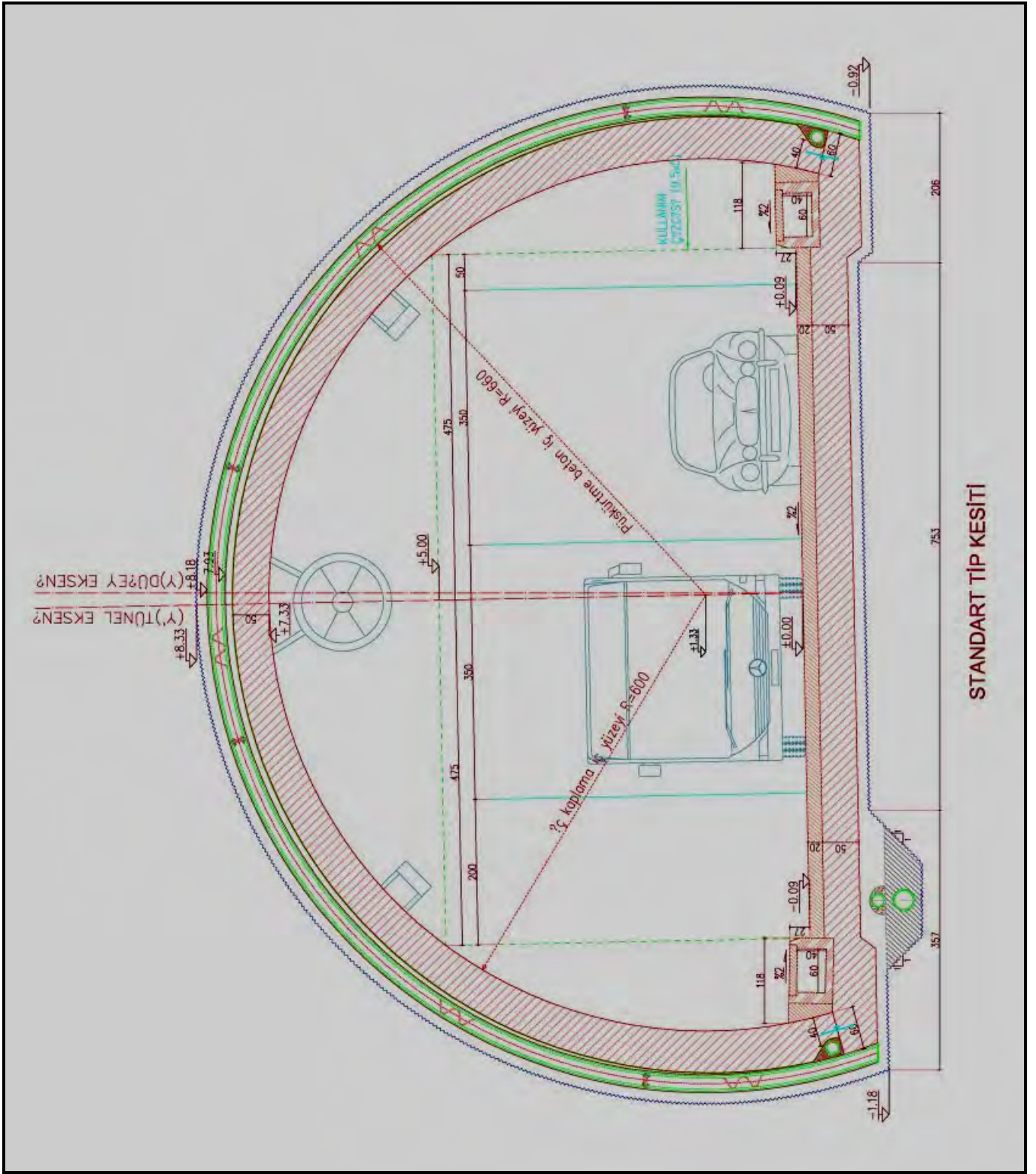
Şekil 5. Moskova Metrosu - Nüfus 11 Milyon



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 ekonomide 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 gecekondü bölgelerinden geçtiği takdirde güzergah üzerindeki yapılar en küçük bir deformasyona tepki vermektedir.

Oysa "NATM", tünel ortamındaki primer gerilmelerin sekonder gerilmelere dönüştüğü kabuğa kontrollü 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/cm² 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 inşaa sırasında (Cauquot, Kerisel, Fenner) deformasyon yaklaşımı baz alınmış, içsel sürtünme açısı $\phi=24-28-30-36^\circ$ aralığında, $\phi=36^\circ$ derece için 2cm, $\phi=24^\circ$ 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 $\phi=30^\circ$ 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 inşaatı 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 inşaatında 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' terk edilmiş, elastik yöntemle geçilmiştir. Bunun dışında arazinin apik olduğu 30-40 derece eğimli bölümlerde sıkıntı yaşanmıştır. Zeminden aşağı doğru 3-4mlerde krip-sünme-tırtıl hareketi olarak isimlendirebileceğimiz hareketler görülmüş, bu harekete ayak uyduramayan binalarda çatlamlar görülmüştür.

Tünel güzergahı genelde Trakya Formasyonu içinde devam etmektedir. Formasyonun permabilitesi 10^{-5} , 10^{-6} cm/sn mertebesinde, dolayısıyla geçirimsiz kabul edilebilecek bir formasyondur. Suyu doygun bölgelere rastlanıldığında daima problem yaşanmıştır. 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 çatlamlar meydana gelmiştir. Tünelin yamaçta ve yüzeye yakın olarak açıldığı bölümlerde tünel desteklemesinin dengesiz yüklenmesinden dolayı püskürtme betonunda da kavlak atmalar ve çatlamlar 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 ardışıkları 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.

YAZAR DİZİNİ
AUTHOR INDEX

Ademoğlu, Y.	455	Çilingir, M.	487
Adıgüzel, D.	571	Çopur, H.	63, 129, 139, 443
Akal, A.	455		
Akay, G.	261	Dağlıoğlu, S.	101
Akbarzadeh, Y.	531	Demirok, D.	379
Akgül, M.	73	Denek, M.	415
Akış, E.	283	Diñcel, E.	571
Akkaya, A. B.	139		
Aksoy, C. O.	327, 335, 343, 353, 565	Engin, M.	129
Aksoy, M.	571	Erciyes, H.	139
Aktan, A. T.	139	Erçelebi, S. G.	443
Alan, E.	517, 571	Ergin, H.	423
Algan, M.	83	Ergintav, Y.	375
Altun, Ş.	343, 353	Ericsson, P.	359
Arioğlu, E.	367	Eriş, M.	303
Avşar, Ü.	181	Erol, A. K.	499
Aydan, Ö.	273, 317	Ertürk, A.	565
Aydın, H.	327	Eskikaya, Ş.	227
Aygar, E. B.	291	Etkesen, Z.	375
Ayyıldız, M.	105	Eyigün, Y.	199
Balcı, C.	63, 83, 129	Fişne, A.	555
Bar, H.	353		
Başkan, S.	517	Geniş, M.	317
Bejari, H.	111	Göçer, C.	423
Beker, B.	583	Gözden, H. E.	303
Biberoğlu, S.	249	Güçlü, E.	583
Bilgili, E.	105	Güçlücan, Z.	83
Bilgin, N.	1, 63, 83	Gürsoy, C.	83
Borio, L.	39		
Button, E. A.	395	Haack, A.	7
		Hamidi, J. K.	111, 121
Cigla, M.	155, 531	Hekimoglu, O. Z.	207
		Hızel, M.	403
Çadircı, E.	101	Kahraman, S.	57
Çağlar, İ.	181	Kahriman, A.	63, 499, 571
Çavuşoğlu, M.	431	Kálmán, E.	509
Çetin, D.	139	Karadoğan, A.	499, 571
Çetin, S.	467	Karahöyük, S.	549
Çınar, M.	199		

Karaoğlan, H.	375	Russo, M.	283
Kartal, M.	487	Sasın, A.	375
Kiziroğlu, S.	375	Schubert, W.	395
Koçbay, A.	93	Sefer, İ.	517, 571
Köksal, M. D.	237, 477	Seven, S.	31
Kun, M.	565	Shahriar, K.	111, 121
Kuzu, C.	583	Shevnin, V.	181
Küçük, K.	565	Shiminzu, Y.	261
Küman, S.	403	Solak, T.	283
Langmaack, L.	31	Songür, Ş.	343
Lovat, R. P.	25	Soyer, E.	169
Meriç, S.	83	Şennazlı, N.	249
Möröy, K.	403	Şimşek, O.	249, 291
Murat, H.	379	Taguchi, Y.	261
Muştu, R.	571	Thewes, M.	49
Nahya, T.	199	Tumaç, D.	63, 83, 129
Namlı, M.	139	Tuna, L.	549
Nuray, L.	303	Tunçdemir, E.	215
Ocak, İ.	199, 443, 487	Turp, O.	105
Oggeri, C.	39	Türedi, H.	591
Olgunöz, Ö.	249	Ünver, B.	291
Omaç, N.	129	Vardar, M.	1, 375
Onargan, T.	335, 565	Volkman, G. M.	395
Ozdemir, L.	155	Yaralı, O.	169
Ökten, G.	555	Yavuz, N.	583
Özçelik, Y.	415	Yeniçeri, M.	541
Özer, Ü.	499, 571	Yeşilçimen, Ö.	431, 467
Özkısa, O.	487	Yıldırım, F.	549
Pavlenko, A.	101	Yıldız, Y.	303
Peila, D.	39	Yılmaz, Ö.	379
Pelizza, S.	39	Yurtaydın, Ö.	73
Pichler, S.	191	Yurttaş, M.	499
Rehm, U.	17	Yüksel, A.	63, 367, 431, 455, 467
Restner, U.	191		
Rezai, B.	121		
Rozgonyi, T. G.	531		