

**DELME PATLATMA**  
***DRILLING AND BLASTING***



# Bilgisayar Kontrol Sistemli Yeraltı Delici Makinalarının, Direk Kontrol Sistemli Makinalar ile Karşılaştırılması

## *Comparison of Computerized and Direct Controlled Underground Drilling Machines*

P. Kocak

*Atlas Copco Makinaları İmalat A.Ş., İstanbul*

E. Mertyurek

*Atlas Copco Makinaları İmalat A.Ş., İstanbul*

B. Ergener

*Atlas Copco Makinaları İmalat A.Ş., İstanbul*

E. Tasel

*Atlas Copco Makinaları İmalat A.Ş., İstanbul*

**ÖZET** Gün geçtikçe artan nüfus ile doğru orantılı olarak, dünyadaki ulaşım ihtiyacının giderilmesine yönelik, karayolu, metro ve demiryolu yapımları kapsamında, dünya çapında tamamlanmış, devam eden ve yeni başlanacak bir çok tünel projesi mevcuttur. Tünelcilikte; aynadaki ilerlemenin mümkün olan en kısa sürede sağlanması, tünel tasarımının tam ve eksiksiz olarak uygulanması, projenin zamanında teslimi ve maliyetlerin asgari düzeyde tutulması, emniyet ve çevre kanunlarına uygun ekipman ve çalışma ortamının yaratılması, ana hedefler olarak tanımlanabilir.

Delme patlatma yöntemi ile ilerleme sağlanan tünel projelerinde, yeni nesil bilgisayar kontrollü yeraltı delici makinaları, direk kontrol sistemli makinalara kıyasla; hızlı konumlanma, hızlı delgi, delgi planına uygun doğru delgi, ergonomi, bakım kolaylığı ve delici takım ömrü ile metre başına maliyetlerini düşürerek, söz konusu hedeflere ulaşabilmeye olanak sağlar.

Bu çalışmada, tünelcilikteki ana hedeflere ulaşabilmek adına, bilgisayar kontrollü makinaların -saha verileri ile-, direkt kontrollü makinalar ile karşılaştırılması sunulacaktır.

**ABSTRACT** There are many accomplished, on going and newly tunnel projects within high way, subway and rail way constructions worldwide, to meet the need of transportation which is directly proportional to the increase in population day by day. In tunneling, main goals may be described as; to accomplish the penetration on the face as soon as possible, to apply the tunnel design completely and properly, to deliver the project on time by avoid down-time, to keep the costs at minimum and to create a safe working environment in accordance to law.

In tunnel projects which are accomplished advancing through drilling and blasting, new generation computerized controlled underground drilling machines in comparison to direct controlled machines, give chance to reach to goals in question, by keeping the cost per meter at minimum through faster positioning, faster drilling, convenient holes as in drilling pattern by accurate drilling, ergonomi, easy to maintain and life of drill string.

In this article, in order to reach the main targets in tunnelling, comparison of computerized and direct controlled machines will be presented through site data.

## 1.GİRİŞ

Günümüzde, artan nüfusun ulaşım ihtiyacını karşılayabilmek adına, birçok metro ve tünel geçisi gerektiren karayolu ve demiryolu projesi mevcuttur. Tünel açma işlemleri proje gereksinimlerine bağlı olarak; tam cephe ilerleme sağlayan TBM ( Tunnel Boring Machine) ile, ya da tam cephe ilerleme veya yarım kesitli ilerleme sağlayan delme patlatma yöntemi ile gerçekleştirilmektedir. İki yöntemde de planlanan kesitlere bağlı, hassas kazı yapılması, en düşük maliyetle ilerlemenin gerçekleşmesi, güvenlik ve çevresel faktörler ön planda tutularak aynadaki ilerlemenin mümkün olan en kısa sürede sağlanması ve projenin zamanında teslimi hedeflenir. Bu hedeflere ulaşabilmek adına, tünelcilikteki gereksinimler; büyük kesitler için uygun ekipmanlar, güvenilir, yüksek verimliliğe sahip, hızlı ekipmanlar olarak tanımlanabilir.

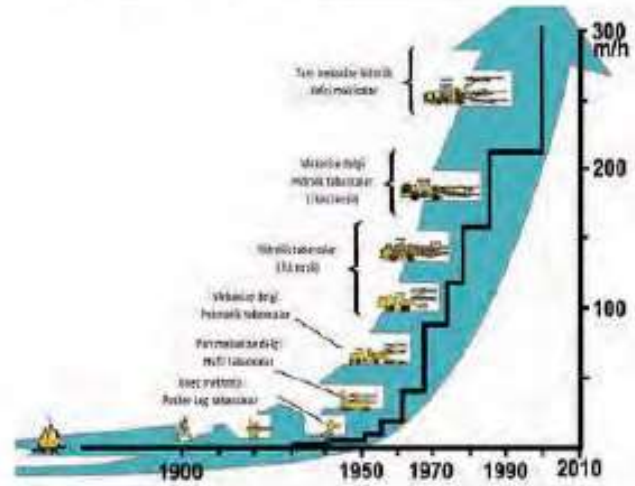
Yaygın olarak kullanılan direk kontrol sistemli makinaların, tünelcilikteki hedeflere ulaşmada ve gereksinimleri karşılamada yetersiz kalışı, yüksek verimlilikteki bilgisayar kontrollü makinaların geliştirilmesine olanak sağlamıştır. Bu çalışmada; delme patlatma yöntemi ile ilerleme yapılan tünellerde yeni nesil bilgisayar kontrollü yeraltı delici makinalarının, direk kontrol sistemli makinaları ile karşılaştırılması sunulacaktır.

## 2.YERALTI DELGİ SİSTEMLERİNİN GELİŞİMİ

Yeraltı delgi sistemleri, zaman içinde manüelden, yarı mekanize ve tam mekanize olarak gelişim göstermiştir.

Mekanize delgi sistemlerinde, direk kontrolden, bilgisayar kontrollü sistemlere geçiş, artırılan otomasyon dereceleri ile gerçekleşmektedir.

Gereksinimlerden kaynaklı olarak, tam otomasyonlu delici makinaların üretimi günümüzde bu gelişimin son basamağıdır. Söz konusu makinalar, operatör ve zaman faktörünü minimuma indirgeyerek, mümkün olan en kısa sürede, planlanan işin tam ve eksiksiz olarak uygulanması amacıyla üretilmektedir.



Şekil 1. Delgi sistemlerinin gelişimi

### 2.1.Yeraltı Delici Makinalarındaki Son Teknolojiler

#### 2.1.1. Otomasyon: ABC Regular ve ABC Total

Yeni nesil yeraltı delici makinalarında, iki farklı otomasyon sistemi mevcuttur.

Bunlardan ilki ABC Regular, operatöre rehberlik eden sistem olarak tanımlanabilir. Bu otomasyon derecesi şunları sunar; delgi paterni bilgisayarda ve ofiste planlanabilir, PCMCIA kart ya da USB ile bu veriler makinaya aktarılabilir. Delgiden elde edilen veriler ise kart ya da USB'ye kaydedilip analiz edilebilir. Kızakların ve patlatma deliğinin planlanan pozisyonu ve açısı ekranda görüntülenebilir. Sadece delme işlemi otomatik olarak gerçekleştirilir, ancak seçilen kızak ve bom manuel hareket ettirilir.



Şekil 2. ABC Regular

En gelişmiş otomasyon derecesine sahip olan ABC Total, tam otomasyon ile delgi paterni, PCMCIA kart ya da USB sayesinde makinaya tanıtılabilir, bomlar otomatik olarak operatör kontrolü dışında bir deliği delip, paterne göre sıradaki deliğe geçiş yapabilir.

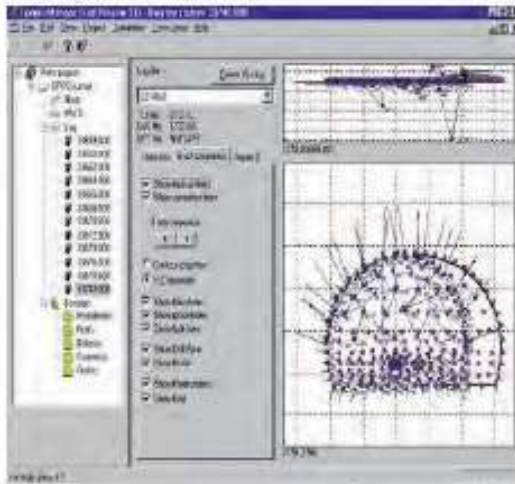
Kontür delikleri dahil tüm delikleri otomatik olarak delebilen, delik metrajlarını belirlenen ölçülerde bırakabilen bu makinalarda delgi sırasında elde edilen tüm veriler kart veya USB'de yedeklenir.



Şekil 3. ABC Total

### 2.1.2. Underground Manager bilgisayar yazılımı

Underground Manager ile, delme pateni, bulon çakma planı hazırlanabilir. Tünel hattının takibinin yapılabileceği bu yazılım ile tünel hattı, makinalar tarafından lazer sistem ile tanımlanır. Ayrıca, bu sistemde her bir atımın verilen raporlanır.



Şekil 4. Underground Manager Ekranı

### 2.1.3. TSN (Total Station Navigation)

TSN (Total Station Navigation) sistemi, yeraltı tasarım (Underground Manager) Yazılımı ve delici kontrol sisteminin tam entegrasyonu ile, makinanın doğru ve hassas delgi için en doğru şekilde konumlanmasını sağlar.



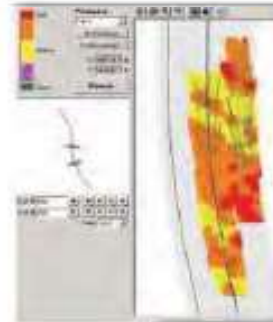
Şekil 5. TSN çalışma prensibi

Makina, bu sayede dizayna bağlı olarak 1 cm'den az hassasiyetle ayna karşısında konumlanarak, 5-10 dakika içerisinde makinayı delgi pozisyonuna getirilebilir.

Makinanın delgi pozisyonunu almasında çok belirgin düzeyde zaman kazandıran bu sistem ile aynadaki deliklerin boyayla işaretlenmesi, tünel konturlarının çizilmesi gerekmez ve tünelde kullanılan lazer sistemlerine ihtiyaç duyulmaz.

### 2.1.4. MWD (Measure While Drilling)

Delme sırasında karşılaşılan kayaçların özelliklerini kaydetme ve bu verilerden kayaç kütle analizi yapılmasını sağlayan bu sistem, deliğin delinmesi esnasında, aşağıda verilen 8 farklı parametre, analiz amaçlı kayıt edilir.



Şekil 6. MWD Ekranı

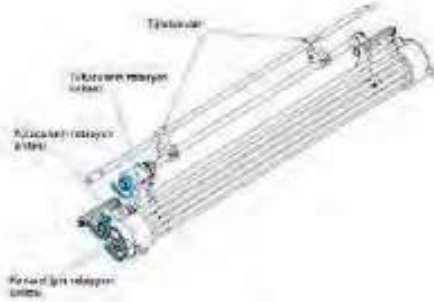
#### Parametreler

1. İlerleme hızı
2. Baskı kuvveti
3. Darbe basıncı
4. Rotasyon basıncı
5. Rotasyon hızı
6. Baskı basıncı
7. Su basıncı
8. Su Debisi

### 2.1.5. RHS (Rod Handling System)

RHS, operatörün tij eklediği klasik yöntemle kıyasla, daha hızlı ve güvenli şekilde tij

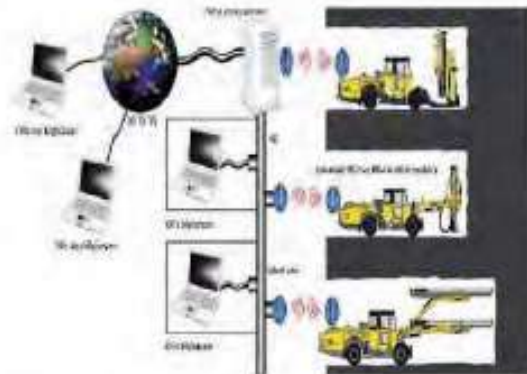
eklemeyi sağlayan sistemdir. Bu sayede, daha kısa zamanda, daha uzun delikler delinebilir



Şekil 7. RHS Karusel

### 2.1.6. Rig Remote Access (RRA)

Delici makinadan ve delici makinarya veri aktarımı gerçekleştiren Rig Remote Access (RRA), üretim planlaması açısından; delici makinenin daima çevrimiçi oluşu ile operatörün anında delme paterni bilgilerine ulaşabilmesine, planlacının anında delme paterni planını değiştirip makinarya yükleyebilmesine olanak sağlar. Operatör, her vardiyadan önce makinarya takılan kartları yeniden yüklemeyen delgi işlemine başlayabilir. Rapor dosyaları otomatik olarak planlama departmanına ulaşır ve PC-kart veya bunun gibi data taşımak için ihtiyaç duyulan araçlara gerek kalmaz. Ayrıca, bakım ve servis kolaylığı sağlayan bu opsiyon, servis teknisyeninin makinenin yanına gitmeden tüm verileri alarak hazırlanabilmesini sağlar.



Şekil 8. RRA Prensipleri

### 2.1.7. Sağlam ve hassasiyeti yüksek bom

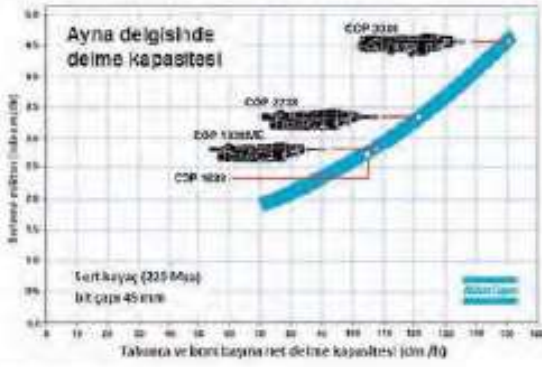
Günümüzde üretilen en sağlam ve hassasiyeti yüksek bom BUT 45, delgi konumlaması esnasında bomun sallanmasının önüne geçilmesi için dizayn edilmiştir. Aynaya karşı daha iyi baskı uygulanması sayesinde delik açılmasının daha doğru verilebilmesi ve delici takım eğilmelerinin önüne geçilerek daha az sıklıkla takım değiştirilmesini sağlar. Yüksek taşıma kapasitesi ve daha güçlü aynaya dayanma kuvveti ile BUT 45 bom, kısa sürede +/- 10 cm hassasiyet ile konumlanarak delme kapasitesinde gözle görülen artışa, daha az delik sapması ile fazla ve eksik kazının en aza indirilmesine neden olur.



Şekil 9. BUT 45 Bom

### 2.1.8. Güçlü tabancalar

Günümüzde, 18 kW'tan 40kW güce sahip yeraltı kaya delici tabancalar üretilmektedir. Sert ve masif kaya koşulları için geliştirilen 30kW ve 40 kW tabancalar yanında ülkemiz gibi orta sert ve değişken kaya koşullarına sahip ülkeler için 18kW ve 22kW tabancalar söz konusudur. Tabancaların güç seçimini belirleyen en önemli kriter delgi yapılan aynadan tabancaya geri dönen geri dönüş enerjidir. Tabancaların çalışma prensibinde yer alan geri dönüş darbe enerjisi ayna delgisi için üretilen enerjinin bir kısmının kayaktan tabancaya geri dönüşünü ifade etmektedir. Delginin yapıldığı aynadaki kaya tabancanın ürettiği darbe enerjisinden daha fazla enerjiye ihtiyaç duyduğu gibi tam tersi koşullarda tabancanın ürettiği darbe enerjisinden daha az enerji ile de delinebilir. Böyle bir durumda geri dönüş enerjisi tabancanın sömünleyebileceği miktardan fazla olur ve tabancanın bakım-onarım periyodlarının kısalmasına ve performansın düşüşüne sebep olur.



Şekil 10. Tabancalar

### Bilgisayar Kontrol Sistemli Delici Makinalarının, Direk Kontrol Sistemli Makinalar ile Karşılaştırılması

Önceki bölümlerde detaylı olarak verilen özellikleri ile yeni nesil bilgisayar kontrollü yeraltı delici makinaları ile ilerleme sağlanan tünel projelerinde, hızlı konumlanma (TNS), hızlı delgi (RHS, ABC, güçlü tabanca ve sağlam bom), delgi planına uygun doğru delgi (ABC, Underground Manager, RRA), ergonomi (RHS, ABC), bakım kolaylığı (Underground Manager, RRA) ve delici takım ömrü (MWD, sağlam bom, RHS) ile metre başına maliyetler, direk kontrol sistemli makinalara kıyasla çok daha düşüktür.

Direk kontrol sistemli makinalar ile gerçekleştirilen delgi işlemlerinde

- delik açılarının düzensizliği,
- daha kısa delik delinmesi,
- değişken delik boyları,
- paterden kaymalar

ile karşılaşılabilir. Bu da;

- düzgün olmayan fazla örselenmiş ayna yüzeyi,
- daha kısa delikler ile birim zamanda daha az ilerleme miktarı,
- fazla ya da eksik kazı,

ile maliyetlerin artmasına neden olur (Şek. 11,12). Fazla kazının yapıldığı profillerde; tünel profilini planlandığı gibi tutmak için, ekstra olarak yapılması gereken güçlendirme ve püskürtme beton, ve patlatılmış malzemenin miktarının artmasıyla, yükleme ve nakliye maliyeti artacaktır. Eksik kazının yapıldığı profilleri ise tünel tasarımına yeniden uygun hale getirebilmek için tekrar delme işlemi ya da kırıcı tarama işlemi gerçekleştirilecek ve maliyetler artacaktır.

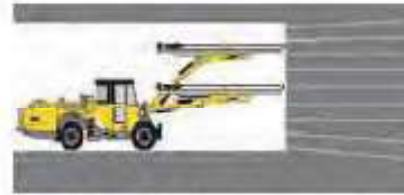
Ancak, bilgisayar kontrollü delici makinalar ile gerçekleştirilen delgi işlemlerinde,

- doğru delik açıları ile yapılan hassas delgi,
- daha uzun delikler,
- delik boylarının aynı oluşu,
- delme paternine birebir uyum,

ile tasarıma uygun daha düz, örselenmemiş ayna yüzeyi elde edilecektir. Birim zamanda mümkün olan maksimum ilerleme sağlanırken, direk kontrollü sistemlere kıyasla çok daha az, fazla ya da eksik kazı gerçekleştirilecektir. (Şekil 11,12).



Şekil 11. (a) Direk kontrollü makinalar ile delinmiş ayna kesiti



Şekil 11. (b) Bilgisayar kontrollü makinalar ile delinmiş ayna kesiti



Şekil 12. (a) Direk kontrollü makinalarla delinmiş aynanın patlatma sonrasındaki kesit görünüşü



Şekil 12. (b) Bilgisayar kontrollü makinalarla delinmiş aynanın patlatma sonrasındaki kesit görünüşü

## 2.2. Uygulama Örneği

Bu bölümde, Türkiye’de bir hidroelektrik santralının yapımı kapsamında açılan 100 m<sup>2</sup> kesitinde, 11,6 km uzunluğundaki tünelde Atlas Copco Boomer XE3C bilgisayar kontrollü yeraltı delici makinasının kullanım verileri ile avantajları sunulacaktır.

İlgili sahada kayaç ve proje detayları aşağıdaki gibidir;

Kayaç: Andezitik Bazalt ve Bazik Andezit  
UCS: 100-120-140 MPa  
Tünel Çapı: 11 m  
Tünel Kesiti: Tam Atnalı  
Delgi Paterni: Paralel Cut (tüm cephe)  
Delgi Boyu: 6,10 m  
Bir Atımda Sağlanan İlerleme: 5,80-6,00 m  
Ortalama İlerleme: 8,00 m/gün  
Spesifik Delgi: 1,4 m/m<sup>3</sup>

Bu projede kullanılan bilgisayar kontrollü yer altı delici makinasının sahip olduğu özellikler şöyle sıralanabilir;

- \*Üç bomlu
- \*198 m<sup>2</sup> tarama alanı
- \*22 kW’lık COP tabanca
- \*ABC Total
- \*MWD
- \*Underground Manager

### • Düşük fazla kazı

Tünel profilinde delgi planına uygun doğru delgi yapılmamasının bir sonucu olarak, fazla kazının meydana geldiği yerlerin tamamı beton ile doldurulmak zorundadır.

100 m<sup>2</sup> kesitli bu tünelde; tünelde 1 km mesafede 5 cm’lik fazla kazının yapıldığını varsayalım. Bu durumda, 1735 m<sup>3</sup> fazla kazı yapılacaktır. Söz konusu işletmede, ekstra püskürtme beton miktarı, betonlama süresi ve pasanın nakliye süresinden kaynaklı maliyet m<sup>3</sup> başına 1035 TL’dir. Bu durumda, delgi planına uygun doğru delgi yapılmamasından kaynaklanan 5 cm’lik fazla kazının 1 km için toplam maliyet;

$$1735 \text{ m}^3 / \text{km} \times 1035 \text{ TL/m}^3 \\ = 1795725 \text{ TL/km}$$

olacaktır.

Tünel tasarımına uygun doğru delgi ile yüksek maliyetlerin önüne geçilebilir.



Şekil 13. Tünelden bir görünüş

### • Uzun delici takım ömrü

Tablo 1. 10.03.2013 ile 22.08.2013 tarihleri arasında 1096m ilerleme için sarf edilen kaya delgi ekipmanları

Uygulama	Delgi (m)	Ekipman	Adet	Ortalama Servis Ömrü (m)
Bulonlama	20,822	Bit 45 mm	95	219,18
İlerleme	141,960	Bit 51 mm	248	572,42
Toplam Delgi (m)	162,782	Rod 6.4 m	27	6,029
		Manşon	25	6,511
		Şank adaptörü	22	7,399

### • Hızlı ilerleme

Bilgisayar kontrollü makineler, tamamen operatör hakimiyetinde olan direk kontrollü makinalara karşı büyük bir üstünlüğe sahiptir. Bu makineler ile uzun delgiler yapabilir ve aynı ilerlemelerini daha uzun mesafelerde yapabilirsiniz. Ayrıca optimum delme koşullarını yaratan bilgisayar kontrollü makineler uzun delikler delebildiği gibi doğru patlayıcı kombinasyonları ile tünencilik tabiri ile aynadan daha fazla almayı da sağlamaktadırlar. Bir atımda, direk kontrollü makinalarda 4 m (4,3 m rod) ilerleme sağlanırken, bu uygulamada özellikle BUT 45 bom sayesinde daha uzun delikler delinebilmesi sayesinde 6 m (6,4 m rod )



ilerleme sağlanmaktadır. Bu sayede birim zamanda, %33 ilerleme artışı sağlanır. Bu durum; projenin daha hızlı ilerleyerek, zamanında teslimi için avantaj sağlar.

• **Hızlı delgi**

Tablo 2.'de verildiği üzere, ortalama 6 m uzunluğunda adet delik,yani toplamda 815,13 m delgi, 118 dk'da tamamlanmıştır. Üç bomun da delgi işlemi gerçekleştirdiği bu aynada bir delik ortalama olarak 0.87 dk'da delinmiştir.

Tablo 2. Tüm cephe delgi verileri

Round Report		Site:		
Tunnel Manager		Zone:		
		Section:		
<b>Round Report</b>				
<b>Round Data</b>				
Log File:	Tunnel:	Defaults		
Section number:	Drill plan:	135holesand2holesize		
Rig ID:	Material:	3boom		
	Layer:	Yes		
		Default		
<b>Hole Data</b>				
Drilling Start:	201305-22 08:37:43	Start Holes:	130	815.13m
Drilling End:	201305-22 08:30:06	Bolt Holes:	0	0.00m
Round Time:	1h. 10min	Injection Holes:	0	0.00m
		Unspecified Holes:	0	0.00m
		Total Drilling:	130	815.13m
<b>Boom Data</b>				
	Boom 1	Boom 2	Boom 3	Boom 4
Start Holes	44	46	40	0
Bolt Holes	0	0	0	0
Injection Holes	0	0	0	0
Casing Holes	0	0	0	0
Splicing Holes	0	0	0	0
Cleaning Holes	0	0	0	0
Other Holes	0	0	0	0
Unspecified Holes	0	0	0	0
Total Drilling	280.5m	270.1m	276.4m	10m
Average Speed	3.14m/min	3.18m/min	3.17m/min	1.00m/min
Net Drill Time	01:25:25	01:25:23	01:22:00	00:00:00



# Jumbo Delici Makinesinin Çalışma Performansı ve Spesifik Enerji Değerleri

## *Operating Performance of Jumbo Drill Machine and Specific Energy Values*

M. Çapık, A.O. Yılmaz, S. Yaşar

*Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Trabzon*

O. Yaralı

*Bülent Ecevit Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak*

İ. Çavuşoğlu

*Gümüşhane Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Gümüşhane*

**ÖZET** Kazı makinalarında kesme enerjilerini tahmin etmek için kullanılan temel parametrelerden biri spesifik enerjidir. Birim hacimdeki malzemeyi kesmek için gerekli güç olarak tanımlanan spesifik enerji birimi  $\text{kWh/m}^3$ 'dir. Ayrıca uygulama koşullarına göre seçilecek makine performans tahminlerinin yapılması ve makina performans değerlendirilmesinde spesifik enerji değerinin bilinmesi büyük önem arz etmektedir.

Bu çalışma Hopa-Borçka (Artvin) Cankurtaran karayolu tüneline gerçekleştirilmiştir. Tünel giriş ve çıkış tüplerinden belli noktalarda delici Jumbo makinaların performans değerlendirmeleri, net delme hızları ve spesifik enerji değerleri hesaplanmıştır. Tünel sağ giriş 2+661,00 ve sol giriş 2+632,00 kodunda sırasıyla Tamrock AXERA 6 ve Sandvik DD320 tipi makinelerin delme esnasında spesifik enerji değerleri hesaplanmıştır. Tünel sağ çıkış 4+948,90 ve sol çıkış 4+939,00 kodunda Sandvik DD320 makinesi ile spesifik enerji hesaplanmıştır. Ayrıca, Jumbo makinaların delik delme performansları karşılaştırılmıştır.

**ABSTRACT** Specific energy is one of the main parameters used to estimate the cutting energy in excavation machines. Specific energy is defined as the power required to cut the per unit volume of material and its energy unit is  $\text{kWh/m}^3$ . Also, according to in the suitable the application conditions machine selection, performance prediction and evaluation of mechanical performance is very important to know the value of specific energy.

This study was carried out in Hopa-Borçka (Artvin) Cankurtaran Highway Tunnel. The values of specific energy ( $\text{kWh/m}^3$ ), net cutting rate ( $\text{m}^3/\text{h}$ ) and performance evaluation of Jumbo drill machines have been calculated at certain points on tunnel entrance and tunnel exit tubes. Specific energy values were calculated by database collected from the tunnel right entrance 2+661,00 and left entrance 2+632,00 tubes with Tamrock AXERA 6 and Sandvik DD320 respectively, during drilling process. Specific energy values were calculated from the tunnel right exit 4+948,90 and left exit 4+939,00 tubes with Sandvik DD320, during drilling process. In addition, drilling performances of the Jumbo machines were compared.

## 1 GİRİŞ

Geçmişten günümüze kadar yeraltı ve yerüstü kazılarında, gerek madencilik gerekse inşaat alanlarında değişik metot ve yöntemler

uygulanmıştır. Teknolojinin gelişine paralel olarak son yıllarda mekanik kazı üzerine yapılan çalışmalar hızla artmıştır. Ülkemizde son yıllarda mekanik kazı makinaları özellikle

başta metro ve tünel kazılarında olmak üzere inşaat ve madencilik sektöründe yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Çünkü, kentleşmenin hızla artması ve artan nüfusa bağlı olarak trafik yoğunluğu nedeniyle metro ve tünel açılması büyük önem kazanmaktadır. Bunların yanında su tünelleri, demiryolu tünelleri, karayolu tünelleri, sığınak ve depolama projelerinde de mekanik kazı makineleri yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır.

Mekanik kazı makineleri kazı bölgelerinde sert bir formasyonla karşılaştığında kazı hızı yavaşlarken kazıyı gerçekleştirmek için harcaması gereken kuvvet artmaktadır. Başka bir deyişle makina kazı yaparken zorlandığı için kazı hızı azalır ve kazı kuvveti artar. Doğru akım motorlarının bu özelliği sayesinde kazıcı makinanın kazıyı yapan kısmının çektiği akım ve voltaj değerleri izlenerek elektrikli makinelerin kazı esnasında gösterdikleri performans miktarı dolaylı olarak saptanabilmektedir (Özdoğan, 2003).

Bu çalışmanın ana amacı, Hopa-Borçka Cankurtaran tüneline giriş ve çıkış tüplerinde belli kodlarda delici Jumbo makinelerin performans değerlendirmeleri ve delme sırasında harcadığı spesifik enerji değerleri hesaplamaktır. Tünelde delme işlemini çift boumlu Tamrock AXERA 6 ve Sandvik DD320 marka Jumbo makineleri ile gerçekleştirilmektedir. Spesifik enerji değerlerinin hesaplanması için makinelerin anlık çektiği akım değerleri ihtiyaç duyulmuştur, bunun için trafo üzerinde akım değerlerin okunabilmesi için bir HT PQA 823 tipi güç ve enerji ölçüm cihazından yararlanılmıştır. Delgi sırasındaki spesifik enerji için her bir boomun ayrı ayrı ve birlikte delgi yapmaları durumlarında değişen spesifik enerjileri hesaplanmış ve makinanın farklı kayaç formasyonlarından ve farklı operatörle delgi işlemini gerçekleştirme sırasındaki makine performansı incelenmiştir.

### 1.1 Mekanize Kazı İşlemi ve Performans Değerlendirmeleri

Mekanize kazı üzerine yapılan çalışmalar özellikle teknolojinin gelişine paralel olarak

son yıllarda hızla artmıştır. Bu çalışmalar çoğunlukla makine performans tahminleri ile kayacın jeolojik parametreleri üzerine yoğunlaşmıştır. Yapılan araştırmalara göre kazı makinelerinin performansını etkileyen faktörler genel olarak üç grup altında toplanabilir.

- Kaya malzemesinin özelliği
- Kullanılan makine tipi
- İşletme ve çevresel faktörler

Bu üç faktör haricinde kazıcı makina performansını tahmin edebilmek için araştırmacılar tarafından pek çok parametre kullanılmaktadır. Bunlar; kayaç özellikleri, işletme koşulları, operatör tecrübesi, makine tipi, kesici kafa özellikleri, makine tasarımı, kazı tahkimatı, nakliye ve havalandırma gibi pek çok faktör gelmektedir. Seçilen makinanın kazı bölgesinde değişen kazı formasyonuna ve kazı koşullarına göre uygun olması gereklidir. Makinanın yeni kazı koşullarına uygun hale getirilebilmesinde makinanın kesici kafa tasarımı ve kesici uçların tipi büyük önem taşımaktadır (Hurt, 1980; Fowell ve Johnson, 1982; Çopur vd, 1997; Özdemir ve Nilsen, 1999; Balcı vd, 2007).

İlk yatırım maliyeti ve kesici uç tüketiminin çok yüksek olan ve mekanik kazı makinelerinin, kayaç özelliklerine uygun şekilde seçilmesi çok önemlidir. Çünkü mekanik kazıda iyi performans elde etmek için kazı yapılacak kayaç formasyonu özelliklerinin bilinmesi ve ne kadar keski harcanacağı tahmin edilerek makina tipinin iyi tespit edilmesi gerekmektedir. Ancak makinenin yanlış seçimi ve keski tüketiminin yanlış belirlenmesi kazı maliyetlerinin artmasına neden olacaktır (Yaralı, 2008; Yaralı 2010).

### 1.2. Delici Makine Performansı ve Spesifik Enerji

Spesifik enerji, birim hacimdeki malzemeyi kesmek için gerekli olan güç olarak tanımlanır ve çoğu araştırmacı tarafından kazı makinelerinin kesme enerjilerini tahmin etmek için kullandıkları önemli bir parametredir. Çünkü keski ucu aşınması, makinanın ilerleme hızı, uygulanan kuvvetler ve

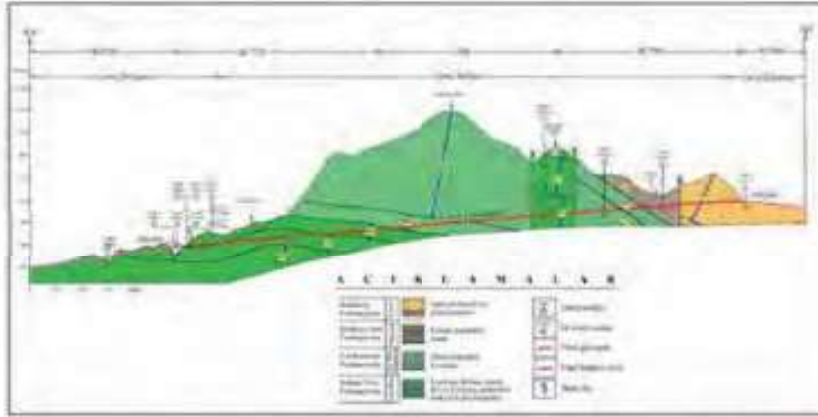
harcanan enerji sarfiyatı ile ilişkilidir. Körelmiş kesimler ile daha fazla kesme kuvveti harcanmakta ve daha az ilerleme kaydedilmektedir. Bu durumda kazı makinasının kesme hızı ( $m^3/s$ ), spesifik enerji ( $MJ/m^3$ ), kesici uç kaybı, miktarı ve yüzdesi ( $kesici\ uç/m^3$ ,  $gr/m^3$ ) değerlerini belirlemek için öncelikler makinanın kazı sırasında tükettiği gücün belirlenmesi gereklidir (Fowel ve Johnson, 1982; Fowell ve Johnson, 1991; Alvarez vd., 2003).

## 2 YAPILAN ÇALIŞMALAR

Yapılan çalışma, Doğu Karadeniz Bölgesi ile Doğu Anadolu Bölgesini birbirine bağlayacak olan Hopa-Borçka Cankurtaran Tünelinde gerçekleştirilmiştir. Yapımı tamamlanmasıyla

birlikte 5.288 metre uzunluğu ile Türkiye'nin en uzun tünel özelliğini taşıyacaktır.

Cankurtaran tünelinin jeolojik özelliği incelendiğinde, tünel hattı boyunca 4 adet litolojik birim geçilmektedir. Bunlardan birincisi Subaşı Sırtı Formasyonu volkanotortul kayalar bu litolojik birimden oluşur. İkincisi Cankurtaran Formasyonu, marn ara katkılı kireçtaşları bu litolojik birimde oluşur. Üçüncüsü Şenkaya Sırtı Formasyonu, bu formasyon yer yer kil taşı ara katkılı marnlardan oluşmaktadır. Son olarak tünelin çıkış bölümünde yer alan Kabaköy Formasyonu bazaltlardan oluşan bir litolojik birimden oluşmaktadır. Çalışma alanının haritası Şekil 1'de, verilmiştir. Şekil 2'de Cankurtaran tüneline ait tünel aynaları verilmiştir.



Şekil 1. Cankurtaran tünelinin jeolojik haritası (Yüksel 2007; Kaya, 2012)



Şekil 2. Cankurtaran tüneli tünel aynaları a) tünel girişi b) tünel çıkışı

Hopa-Borçka Cankurtaran tüneline tünel hattı boyunca belli noktalarda delici Jumbo makinaların performans değerlendirmeleri incelemek için kullanılan çift boumlu, farklı tipte ve markada Jumbo makinaları için her bir boommun ayrı ayrı ve birlikte delgi yapmaları durumlarında değişen spesifik

enerji değerleri hesaplanmak istenmiştir. Ancak bu makinaların anlık verileri kaydedecek bir veri toplama ünitesi bulunmadığında makinaların anlık çektiği akım değerleri trafo üzerinde okunabilmesi için HT PQA 823 marka pens ampermetreden yararlanılmıştır (Şekil 3).



Şekil 3. Spesifik enerji hesaplanmasından kullanılan pensampermetre

Makinanın kazı sırasında çektiği akım (Amper) değerleri makinenin güç iletim kablosu üzerinde alınmıştır. Bu veriler yardımıyla Jumbo delme makinesi için spesifik enerji değerleri, net delme hızları belirlenmiştir. Spesifik enerji hesaplanmasından Farmer ve Garrity (1987); Poole (1987); Özdoğan (2003); Bilim (2007), tarafından önerilen eşitlikler yardımıyla kazıcı makinenin harcadığı güç, net kazı hızı (NKH) ve spesifik enerji değerleri hesaplanmıştır.

$$P = \frac{V \cdot I}{1000} \quad (1)$$

$$NKH = \frac{v}{t} \quad (2)$$

$$SE = \frac{P}{NKH} \quad (3)$$

Burada;

P = Güç, kW,

V = Volt, V,

I = Amper, A,

NKH = Net kazı hızı, m<sup>3</sup>/h,

v = Kazılan malzeme, m<sup>3</sup>,

t = Kazı süresi, h,

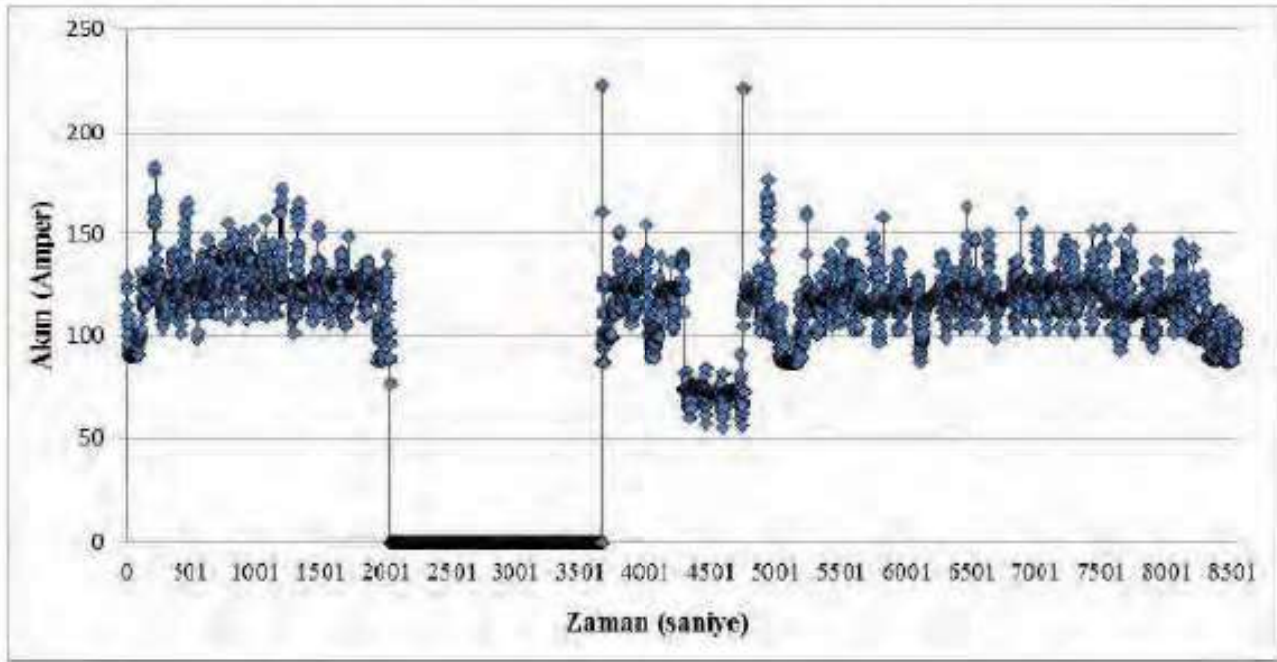
SE = Spesifik enerji, kWh/m<sup>3</sup>

Cankurtaran tüneli sağ giriş (2+661) tüpündeki Tamrock AXERA 6 tipi makinenin

delme sırasındaki akım zaman değişimleri Şekil 4'de gösterilmiştir. Makinenin delme sırasındaki harcadığı spesifik enerji değerleri, sağ ve sol kızaklara ait darbe, baskı, dönüş hızı değerleri ve delme süreleri gibi diğer özellikler Tablo 1'de verilmiştir. Şekil 4'de görüldüğü gibi delme esnasında akım zaman değişimleri çok fazla değişiklik göstermemiştir.

Cankurtaran tüneli sol giriş (2+632km) tüpündeki Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişimleri Şekil 5'de gösterilmiştir. Makinenin delme sırasındaki harcadığı spesifik enerji değerleri, sağ ve sol kızaklara ait darbe, baskı, dönüş hızı değerleri ve delme süreleri gibi diğer özellikler Tablo 2'de verilmiştir.

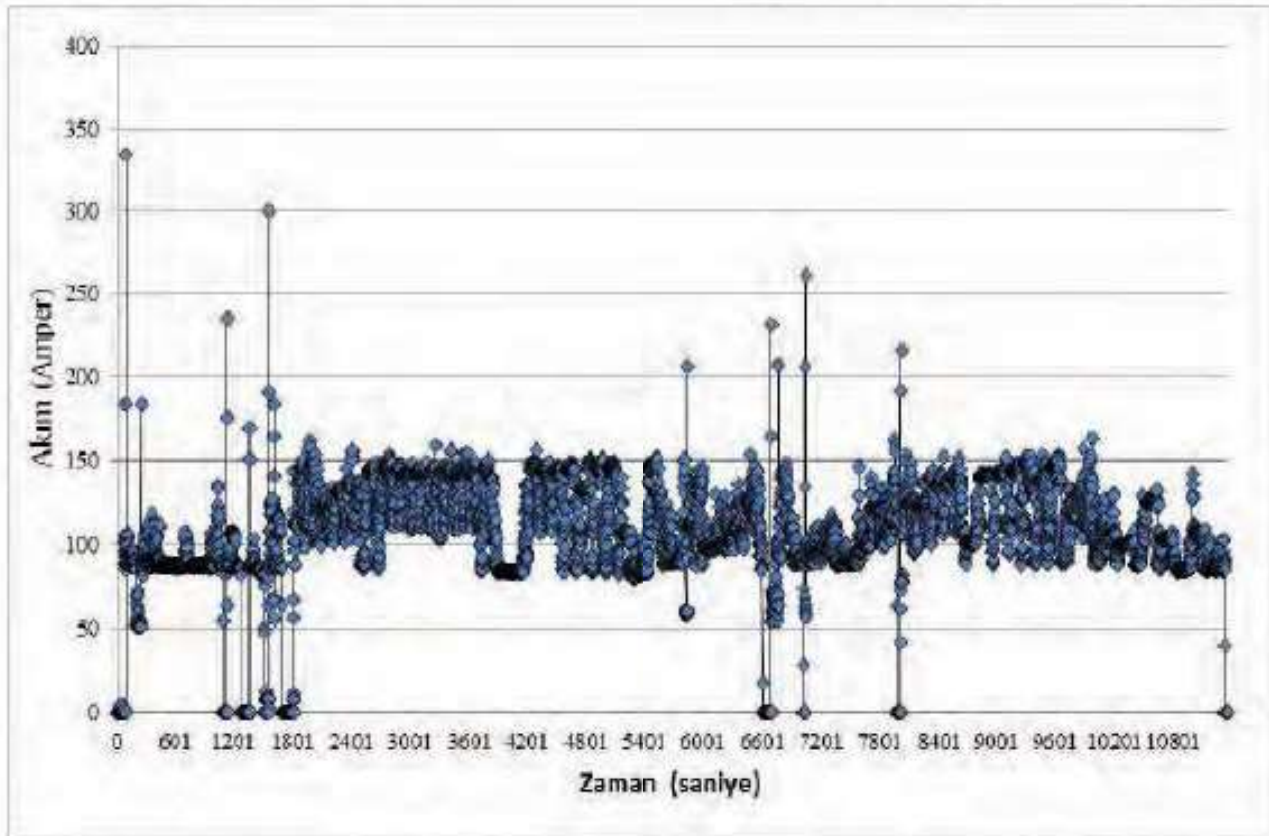
Şekil 5'de görüldüğü gibi delme esnasında akım zaman değişimleri çok fazla değişiklik göstermemiştir. Bu durum delme sırasında Jumbo ya verilen darbe ve baskı oranlarının delgi süresi boyunca sabit kalması ile açıklanabilir. Ayrıca delgi yapılan formasyonun ağırlıklı olarak kumtaşı ve kireçtaştan oluşması, içerdiği süreksizlik ve çatlakların sayısının az olmasından da kaynaklı olabilir



Şekil 4. Cankurtaran tüneli sağ giriş (2+661) tüpündeki Tamrock Axera 6 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişim grafiği

Tablo 1. Cankurtaran tüneli sağ giriş (2+661) tüpünde Tamrock AXERA 6 tipi makinenin delme sırasındaki çalışma özelliği

Tarih	08.11.2012	Sol Boom	Delme İşlemi
Tünel	C.K. Sağ giriş	Dönüş hızı	60 (bar)
Km	2+661	Darbe	130 (bar)
Zemin	Kumtaşı-kireçtaşı Marn	Baskı	65 (bar)
Makine	Tamrock AXERA 6	Su	9 (bar)
Beklemeler	30 dk su kesintisi	Sağ Boom	Delme İşlemi
Bit çapı	45 mm	Dönüş hızı	70 (bar)
Delik uzunluğu (m)	4	Darbe	100 (bar)
Delgi başlama	09:05:00	Baskı	50 (bar)
Delgi bitiş	11:30:00	Su	9 (bar)
Makine Voltajı	380		
	Sol Boom	Sağ Boom	İki Boom Çalışması
Aktif delme süresi (dak.)	01:34:16	01:19:43	02:53:59
Deldiği delik sayısı	46	30	76
Ort delme süresi dk	00:02:03	00:02:39	00:02:17
Delme miktarı (m)	184	120	304
1m. delme süresi	00:00:31	00:00:40	00:00:34
Güç= (kW)	33,73	33,37	45,29
NKH= (m <sup>3</sup> /h)	446,80	344,58	399,97
Ort. Akım (Amper)	0,187	0,143	0,167
Spesifik enerji (kWh/m <sup>3</sup> )	180,68	233,26	271,78



Şekil 5. Cankurtaran tüneli sol giriş (2+632) tüpündeki Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişim grafiği

Tablo 2. Cankurtaran tüneli sol giriş (2+632) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki çalışma özelliği

Tarih	08.11.2012	Sol Boom	Delme İşlemi
Km	2+632	Dönüş hızı	70 (bar)
Tünel	C.K. Sol giriş	Darbe	150 (bar)
Zemin	Kumtaşı-kireçtaşı Marn	Baskı	75 (bar)
Makine	Sandvik DD320	Su	9 (bar)
Bit çapı	45 mm	Sağ Boom	Delme işlemi
Delik uzunluğu (m)	4	Dönüş hızı	75 (bar)
Delgi başlama	15:15:00	Darbe	150 (bar)
Delgi bitiş	18:05:00	Baskı	70 (bar)
Toplam delme süresi	02:50:00	Su	8 (bar)
Makine Voltajı	380		
Beklemeler	45 dk su kesintisi- matkabın delikte sıkışması		
	Sol Boom	Sağ Boom	İki Boom Çalışması
Aktif delme süresi	01:35:39	01:18:28	02:54:07
Deldiği delik sayısı	46	37	83
Ort delme süresi dk	00:02:05	00:02:07	00:02:06
Delme miktarı (m)	184	148	332
1m. delme süresi	00:00:31	00:00:32	00:00:31
Güç= (kW)	33,73	33,37	45,29
NKH= (m <sup>3</sup> /h)	446,80	344,58	399,97
Ort. Akım (Amper)	0,183	0,181	0,182
Spesifik enerji (kWh/m <sup>3</sup> )	190,01	186,59	262,06



Cankurtaran tüneli sağ çıkış (4+948,90) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişimleri Şekil 6'da gösterilmiştir. Makinenin delme sırasındaki harcadığı spesifik enerji değerleri, sağ ve sol kızaklara ait darbe, baskı, dönüş hızı değerleri ve delme süreleri gibi diğer özellikler Tablo 3'de verilmiştir. Şekil'de görüldüğü gibi delme esnasında akım zaman değişimlerinde ani piklerin oluştuğu görülmektedir. Bu durum delme sırasında Jumboya verilen darbe ve baskı oranlarının operatör tarafında sürekli değiştirmesinde kaynaklı olabilir. Ayrıca formasyonun marn oluşması, içerdiği süreksizlik ve çatlak sayısının çok olmasından da kaynaklı olabilmektedir. Süreksizlikler ve çatlaklardan dolayı delgilerde dönüş hızı, darbe ve baskı hızı sabit tutulmadığı gözlenmiştir. Ayrıca, süreksizliklerin yoğun olduğu bölgelerde matkap tıkanmaları da çok sık yaşanan sorunlardandı.

Cankurtaran tüneli sol çıkış (4+939,00) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişimleri Şekil 7'de gösterilmiştir. Ayrıca makinenin delme sırasındaki harcadığı spesifik enerji değerleri, teleskop ve roket kızaklara ait delme özellikleri ve her birine ait akım güç ve spesifik enerji değerleri Tablo 4'de verilmiştir. Şekil incelediğinde delgi sırasında akım değişimlerinde piklerden ani iniş ve çıkışların olduğu görülmektedir.

Bu durum delme sırasında operatörünün darbe ve baskı değerlerini sürekli değiştirmesinde kaynaklı bir sorun olabilir veya süreksizlikler ve kalsit dolgu marndan kaynaklanmış olabilmektedir. Bu bölgeler de makinenin zorlanması, bitlerin tıkanması, darbe ve baskının sürekli değişiklik göstermesi görünen belli sorunlardandır.

### 3 SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRME

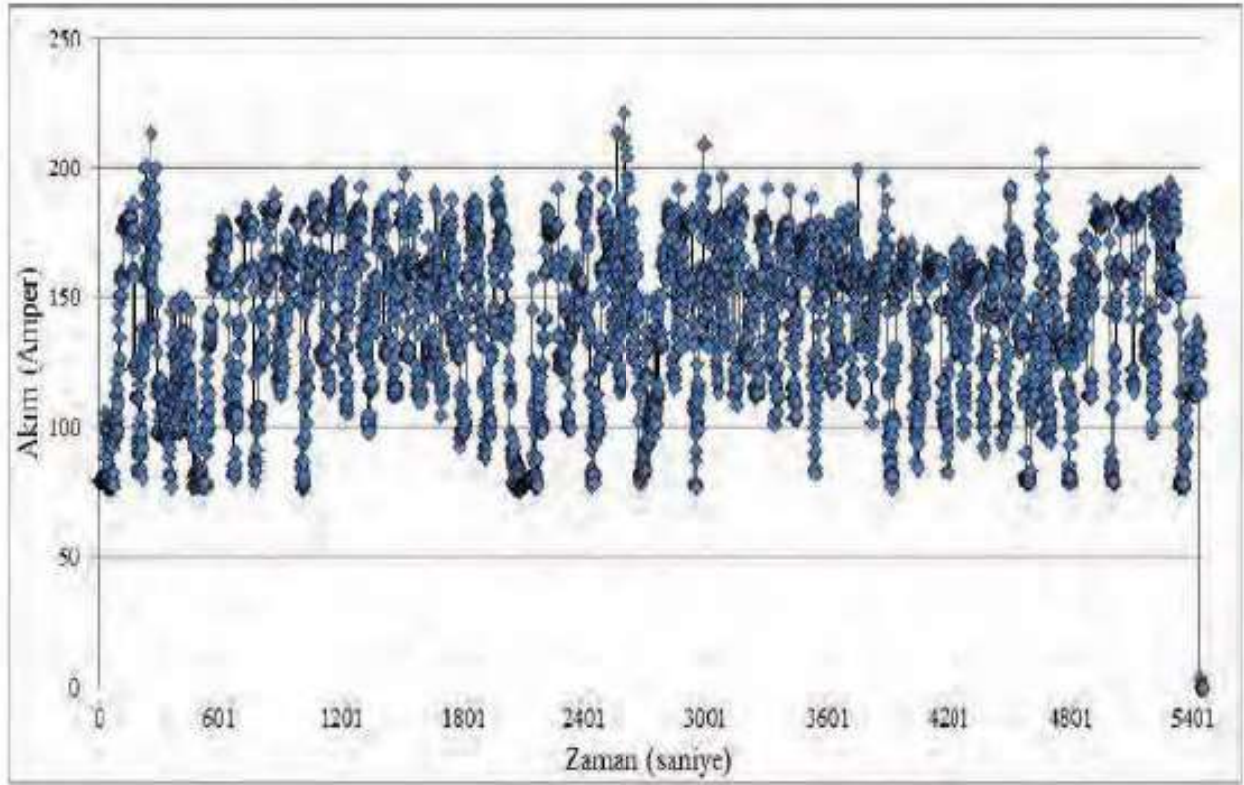
Delici Jumbo makinaların spesifik enerji değerlerini hesaplamak için pensampermetre yardımıyla makinalar üzerinde bir takım veriler alınmıştır. Alınan veriler değerlendirip sonuçlar incelendiğinde tünel çıkış tüplerinden delme esnasında akım zaman

değişimlerinde ani piklerin oluştuğu görülmektedir. Bu durum delme sırasında Jumbo makinasına verilen darbe ve baskı oranlarının değiştirmesinde kaynaklı olabileceği düşünülmektedir. Ayrıca delgi yapılan formasyonun marn oluşması ve içerdiği süreksizlik ve çatlak sayısının fazla olmasından da kaynaklı bir sorun olabileceği düşünülmektedir. Süreksizlik ve çatlak dolgulardan dolayı delgilerde dönüş hızı, darbe ve baskı hızı sabit bir değerden tutulmadığında bu bölgelerde makinenin zorlanması, bitlerin tıkanması ve darbe ve baskının sürekli değişmesi görünen problemlerdendir.

Tünel giriş tüplerinden delme esnasında akım zaman değişimleri çok fazla değişiklik göstermemiştir. Bu durum delgi yapılan formasyonun ağırlıklı olarak kumtaşı ve kireçtaşından oluşması, içerdiği süreksizlik sayısının az olmasından da kaynaklanabilir. Bir başka sebep olarak delme sırasında darbe ve baskı değerlerinin delgi süresi boyunca sabit kalmasından kaynaklanabilir.

Spesifik enerji değerlerine bakıldığında, tünel giriş sağ tüp (2+661 km) 271,8 kWh/m<sup>3</sup> ve sol tüp (2+632km) 262,1 kWh/m<sup>3</sup> spesifik enerji değerleri çıkış tüplerindeki sağ tüp (4+948 km) 221,8 kWh/m<sup>3</sup> ve sol tüp (4+939km) 192,4 kWh/m<sup>3</sup> spesifik enerji değerlerinden daha yüksek olduğu görülmüştür. Bu yükseklik farkının tünel giriş tüplerindeki kayacın dayanımı yüksek olmasında, tünel çıkış tarafındaki kayacın ise dayanımı düşük olmasında kaynaklı olduğu düşünülmektedir. Ayrıca Tamrock AXERA 6 makinasının delgi sırasındaki spesifik enerji değeri Sandvik DD 320 makinasının delgi sırasındaki spesifik enerji değerlerinden daha yüksek olduğu görülmüştür.

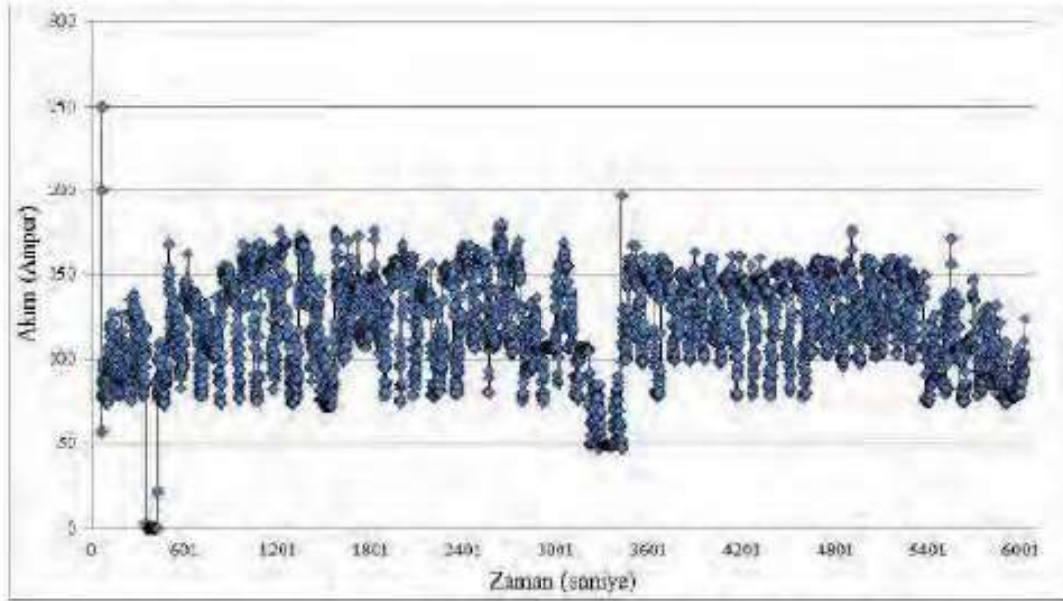
Kızakların spesifik enerji değerleri incelendiğinde, Sandvik DD 320 makinasının sol boom (Teleskop) spesifik enerji değerlerinin, sağ boom (Roket) spesifik enerji değerlerinden daha yüksek olduğu görülmüştür. Ancak Tamrock AXERA 6 makinasının sağ kızaktaki spesifik enerji değerlerinin sol kızaktakinden yüksek olduğu görülmüştür.



Şekil 6. Cankurtaran tüneli sağ çıkış (4+948,90) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişim grafiği

Tablo 3. Cankurtaran tüneli sağ çıkış (4+948,90) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki çalışma özelliği

Tarih	05.11.2012	Sol Boom (Teleskop)	Delme İşlemi
Km	4+948,90	Su	11-12 (bar)
Tünel	Sağ çıkış	Dönüş hızı	80 (bar)
Zemin	Marn	Darbe	170 (bar)
Makine	Sandvik DD 320	Baskı	95 (bar)
Bit çapı	45 mm	Sağ Boom (Roket)	Delme İşlemi
Delik uzunluğu (m)	3,8	Su	11-12 (bar)
Delgi başlama	20:10:00	Dönüş hızı	80 (bar)
Delgi bitiş	22:38:00	Darbe	200 (bar)
Toplam delme süresi	02:28:00	Baskı	105 (bar)
Beklemeler	-		
Ortalama akım	142		
Voltaj	380		
Aktif delme süresi (s)	00:45:56	Sağ Boom	İki Boom Çalışması
Deldiği delik sayısı	30	00:55:49	01:41:45
Ortalama delme süresi dk	00:01:32	00:01:22	00:01:26
Delme miktarı (m)	114	155,8	269,8
1m. delme süresi (dk)	00:00:24	00:00:21	00:00:23
Güç (kW)	37,76	40,93	55,98
NKH (m <sup>3</sup> /h)	568,11	638,94	606,97
Ort. Akım (Amper)	0,236	0,270	0,252
Spesifik enerji (kWh/m <sup>3</sup> )	159,75	151,49	221,79



Şekil 7. Cankurtaran tüneli sol çıkış (4+939,00) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki akım zaman değişim grafiği

Tablo 4. Cankurtaran tüneli sol çıkış (4+939,00) tüpünde Sandvik DD320 tipi makinenin delme sırasındaki özelliği

Tarih	05.11.2012	Sol Boom (Teleskop)	Delme İşlemi
Km	4+939,00	Su	11-12 (bar)
Tünel	C.K. Sol çıkış	Dönüş	60 (bar)
Formasyon	Marn	Darbe	170 (bar)
Makine	Sandvik DD 320	Baskı	100 (bar)
Makina gücü	380 volt	Sağ Boom (Roket)	Delme İşlemi
Bit çapı	45 mm	Su	11-12 (bar)
Delik uzunluğu (m)	3,8	Dönüş	60 (bar)
Delgi başlama	10:40:00	Darbe	180 (bar)
Delgi bitiş	12:05:00	Baskı	100 (bar)
Toplam delme süresi	01:25:00		
Beklemeler	10 dk su kesintisi		
Voltaj	380		
	Sol Boom	Sağ Boom	İki Boom Çalışması
Aktif delme süresi (s)	00:59:28	00:47:43	01:47:11
Deldiği delik sayısı	38	38	76
Ortala delme süresi dk	00:01:34	00:01:15	00:01:25
Delme miktarı (m)	144,4	144,4	288,8
1m. delme süresi (dk)	00:00:25	00:00:20	00:00:23
Güç= (kW)	36,70	34,49	50,55
NKH= (m <sup>3</sup> /h)	555,84	692,71	616,78
Ort. Akım (Amper)	0,233	0,287	0,257
Spesifik enerji (kWh/m <sup>3</sup> )	157,24	120,19	196,37

Makinaların çalışma performansları incelendiğinde, tünel giriş tüplerindeki Sandvik DD 320 (2+632km) ve Tamrock AXERA 6 (2+661km) makinaların toplam delgi süreleri sırasıyla 2 saat 53 dakika ve 2

saat 50 dakika, bu makinaların toplam aktif delme süreleri ile toplam delme miktarları ise (her iki boomin ayrı ayrı toplamı) sırasıyla 2 saat 53 dakika (332 m) ve 2 saat 54 dakika (304 m)'dir. Tünel çıkış

tüplerindeki Sandvik DD 320 makinasının 4+948km ve 4+939km kodlarındaki toplam delgi süreleri sırasıyla 2 saat 28 dakika ve 1 saat 50 dakika bu kodlardaki toplam aktif delme süresileri ile toplam delme miktarları ise (her iki boomun ayrı ayrı toplamı) sırasıyla 1 saat 41 dakika (270 m) ve 1 saat 47 dakika (289m)'dir. Bu veriler dikkate alındığında tünel giriş tarafındaki makinaların çalışma performanslarının tünel çıkış tüplerindekinden daha iyi olduğu gözlenebilmektedir. Ayrıca giriş tarafındaki makinaların delgi sırasında 30 ve 45 dakika su kesintisinden dolayı bekledi durumu da göz önünde bulundurduğundan makinaların aktif çalışma sürelerinin yüksek olduğu nerdeyse gereksiz beklenmelerin olmadığı gözlenmiştir. Tünel çıkış tarafında makinaların toplam delgide bekleme sürelerinin toplam aktif delmeden daha fazla olduğu, makinaların delgi yaparken gereksiz beklenmelerin olduğu gözlenmiştir.

Delgi sırasında matkaplara uygulana darbe ve baskı kuvvetlerin artmasıyla delme süresi azalmaktadır. Bu duruma göre verileri incelediğimizde tünel girişinde 1m delgi yaklaşık 32 saniyeden gerçekleşirken, tünel çıkışında 23 saniyeye kadar düştüğü görülmüştür.

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma, K.T.Ü. Bilimsel Araştırma Projeleri Fonu tarafından desteklenen 8683 nolu proje kapsamında gerçekleştirilmiştir. Sağlanan destek için K.T.Ü. Bilimsel Araştırma Projeleri Fonuna teşekkürü bir borç biliriz.

Arazi çalışmalarının yapılması için, Hopa – Borçka Cankurtaran Tünelini yürüten NAS-YSE Ortak girişimine ve taşeron Jumbo İnşaat ve Kartaş İnşaat ve yetkilerine teşekkürü bir borç biliriz

## KAYNAKLAR

Alvarez, J.T., Alvarez, M.M., Diez, R.R. 2003. Experimental results a low-power roadheader driving a gallery with different types of rock at the face. *Tunneling and Underground Space Technology* Vol.18, 395-404.

- Balet, C., Bilgin, N., Çopur H., Tumaç D., Akgül M., 2007. Tünel Açma Makinelerinin Tam Boyutlu Kesme Deneyi ile Performans Tahmini, *1. Maden Makinaları Sempozyumu*, TMMOB, MMO, Kütahya s.61-70.
- Bilim, N. 2007. *Çayurhan Yeraltı Kömür Ocağında Kazı Makinalarının Performanslarının Araştırılması ve Kayaç Özellikleri ile İlişkilendirilmesi*. Doktora Tezi, Selçuk Üniversitesi, Fen Bilimleri Enst. Konya, s 298.
- Copur, H., Rostami, J., Ozdemir, L. ve Bilgin, N., (1997). Studies on performance prediction of roadheaders based on field data in mining and tunnelling projects, *4th International Symposium on Mine Mechanization and Automation*, Brisbane, Queensland.
- Farmer, I.W., Garrity, P., 1987. Prediction of roadheader cutting performance from fracture toughness considerations. In: *Proceedings of the 6th International Congress on Rock Mechanics*, Montreal, Canada, vol. 1, pp. 621-624.
- Fowel, R.J., Johson, T.S. 1982. Rock classification and assesment for rapid excavation, *Proc. Strata Mechanics*, University of New Castle Upon Tyne Elsevier Publication, pp. 241-244.
- Fowell, R.J. and Johnson, S.T., "Cuttability Assessment Applied to Drag Tool Tunnelling Machines", *Proc. 7th ISRM International Congress on Rock Mechanics*, Aachen, Vol. 2, Publ. Rotterdam, AA Balkema, 985-990, 1991,
- Hurt, K.G. 1980. *Roadheader cutting heads: a study of the layout of cutting tools and a rational procedure for design*. MRDE Report No:90. England.
- Kaya, A, 2012, *Cankurtaran (Hopa-Artvin) Tünel Güzergahının ve Çevresinin Jeoteknik Açidan İncelenmesi*, Doktora Tezi, K.T.Ü., Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon.
- Özdemir, L. and Nilsen, B., 1999. Recommended laboratory rock testing for TBM projects, *AUA News* 14:2, pp 21-35.
- Özdoğan, M. 2003. Elektrikli yer kazı makinalarında özgül enerji tüketimi ve kazı zorluğu sınıflaması. *Madencilik*, Cilt 42, sayı 2, 3-10.
- Poole, D., 1987. The effectiveness of tunnelling machines. *Tunnels and Tunnelling*, pp. 66-67
- Yaralı, O., 2008. Kayaçların Delinebilirlik ve Aşındırıcılıklarının Belirlenmesi, *Türkiye 16. Kömür Kongresi Bildiriler Kitabı*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, s. 65-76, Zonguldak.
- Yaralı, O., 2010. Zonguldak Bölgesi Kayaçlarının Aşındırıcılık Özelliklerinin Belirlenmesi, *Türkiye 17. Kömür Kongresi Bildiriler Kitabı*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Yayını, Zonguldak.
- Yüksel Proje Uluslararası A.Ş., 2007. *Hopa-Borçka Yolu Cankurtaran Tüneli Kesin Proje Raporu*, Ankara, 60 s.

# Water Powered Down-The-Hole Drilling

P. Johansson

*LKAB Wassara AB, Stockholm, Sweden*

**ABSTRACT** This paper is a summary of the application and working principles of a unique water-powered drilling systems for high performance in surface and underground operations. New technology is proved to be safer more environmentally friendly having high level of penetration rate permitting to have more reliable drilling operations.

## 1 INTRODUCTION

LKAB Wassara AB was founded 1988 and is 100% owned by LKAB. The core business are developing and manufacturing of unique water-powered drilling systems for high performance in surface- as well as underground drilling operations. The company has 45 employees and has operations in Stockholm and Malmberget. All sales are made through local distributors.

LKAB is a high-tech international minerals group, world leading producer of processed iron ore products for steelmaking, and a growing supplier of mineral products for other industrial sectors. Main markets include Europe, the Middle East, North Africa and Asia. LKAB produced 27 million tons of iron ore products 2012 and employs just over 4,400 people. About 650 are employed abroad in around 15 countries. ([www.wassara.com](http://www.wassara.com), 2013).

## 2 BACKGROUND DRILLING TECHNOLOGIES

Air-flushed drilling with top hammers began in the mining industry in Sweden in 1873, while down-the-hole (DTH) drills, again with air flush (and activation) became

operational in 1950. It is well known that water, as an activating, flushing and cooling medium, has many significant advantages over the use of air. However, it was not until 1973 that top hammer systems (either air or hydraulically activated) were adapted to the use of water flush, typically via “under the head” swivels.

The concept of a water-powered, down-the-hammer (WDTH) had been explored prior to G. Drill acquiring the original patent from Atlas Copco in 1988. LKAB, a huge underground mining company, owned by the Swedish Government and providing about 90% of the European Union’s iron ore, purchased G. Drill in 1991 and encouraged the commercial development of the WDTH. The first full-scale WDTH production works were carried out for LKAB in 1995, since when over 25 million linear meters of drilling have been recorded in both underground and surface applications. In 2001, G-Drill was renamed Wassara, which today still holds the worldwide patents for WDTH technology.

For rock drilling, there are fundamentally three basic methods: rotary, rotary percussive top drive, and rotary percussive down-the-hole hammering (DTH).

- Rotary drilling is economic in all hole sizes in soft-medium rocks. This method requires high bit load and high rotary torque.
- Rotary percussive (top hammer) is economic in materials of all types, up to about 5-inch diameter. It has low feed and torque requirements and typically modest flush pressure and flow demands.
- Rotary percussive (down-the-hole hammer) drilling is typically preferred in medium-hard materials for holes over 4-inch diameter and over 40 feet deep. High pressure, high volume flushing media are required, whereas there are low feed and torque requirements.

DTH drilling has many advantages over top hammer drilling for larger, deeper holes in medium-hard rocks:

- There is minimal power loss as the hole is deepened and so penetration rates do not markedly decline with depth.
- The low Weight on Bit (WOB), coupled with the relatively large diameter rods which are used, combine to promote much straighter holes.
- The lower rotational speed reduces vibrations to the drill head and rig.

In relation to pure rotary drilling, DTH drilling is faster, due to the more focused and intensified stresses imposed on the rock, and does not require sophisticated drilling mud preparation, handling and cleaning systems. (D. Bruce, 2013)

### 3 WATER POWERED DRILLING

WDTH's are used in hard, stable rock drilling, and with casing systems for overburden drilling. Compared to conventional air driven down-the-hole hammers or top hammers, these WDTH's provide many advantages, including low energy consumption, cleaner environment, minimal hole deviation, deeper drilling, high output power and minimal impact on the surrounding ground.

A WDTH has only two moving parts, the piston and the valve. This simplicity contributes to its high degrees of reliability and performance, especially noteworthy in more difficult drilling conditions. Water at up to 180 bar delivery pressure is used to activate the impact mechanism of the hammer at high frequency and with high power. When the water leaves the hammer, it has a low pressure and very low flush velocity (100-500 ft/min) which is still adequate to bring the cuttings to the surface and to clean the borehole. Further, the hydrostatic column created above the hammer helps to keep the hole stable and prevents collapse potential, while in strata with high water tables it prevents ground water being sucked into the hole: this would have hole stability and potentially environmental implications. (D. Bruce, 2013)

#### 3.1 High and Versatile Performance

Compared to a top-hammer, the piston in the DTH will always strike directly at the drill bit as you drill deeper where the top-hammer with its percussion unit attached on the drill rig will lose approximately 4-6% of the impact energy at each joint (drill rod).

If you compare the air powered DTH and the Water powered DTH that in principle work the same you'll also find significant differences. Looking at the physics you'll find that the energy per blow  $E$  equals the piston mass  $m$  times the square of the piston impact velocity  $v$  divided with 2.

$$E = m \cdot \frac{v^2}{2}$$

The output power  $P$  equals the pressure  $p$  of the medium powering the piston times the piston driving / pressurized area  $A$  times the piston impact velocity  $v$  all divided with 8.

$$P = p \cdot A \cdot \frac{v}{8}$$

Here you'll find that the piston mass and the pressurized area are determined by the hole (hammer) size and therefore rather fixed. The impact velocity depend on the material characteristics and therefore also a parameter not possible to improve significantly. The pressure of the medium powering the DTH hammer is however a parameter that can be increased/improved to a much higher extent. The pressure is determined by the flow and the leakage in the DTH hammer. The more leakage (worn hammer) at a fixed flow will result in a lower pressure. And on the contrary a higher flow will result in a higher pressure leading to higher output power that in most cases result in higher/better performance. Comparing the two different mediums air (gas) and water (liquid) you find that water is not compressible resulting in that the same volume is needed regardless the desired pressure. With air as the powering medium the story is totally different since air is a gas and therefore compressible. Water (liquide):  $V_a = V_c$ . Air (gas):  $V_a = V_c (p_c / p_a)$ . Practically this means that you need (x) times more flow as you want (x) times higher pressure. Not only will this result in a many times higher power/energy consumption to create this pressure and volume, it will also have effect on the formation when the compressed air leaves the DTH hammer and then strive to resume its natural state, i.e. atmospherically pressure and (x) larger volume. Translated into drilling you'll find that in soft and medium formation you end up with a 10-20bar air system, in hard homogenous rock up to 20-30bar while using a water power drilling system you can run at significantly higher pressures, 100-150bar in soft to medium formation and up to 180bar in more competent rock. The result of the higher pressure is a higher striking frequency, i.e. more blows per minute. As a comparison, a 4inch air hammer powered with 30bar compressed air will generate approximately 2000-2700 blows per minute and consume

350-450 liter air per second. Same size water hammer (W100) at 180bar will generate 3600 blows per minute consuming only 3-6 liter per second.

Another big difference occurs when drilling below the water table, meaning a bore hole exposed of inflowing water from the surrounding formation. A 200m deep bore hole full of water equals to a 200m water column generating a 20bar pressure loss when drilling with an air powered DTH system. A water powered DTH system will not suffer from this since you have water both on the inside and the outside of the drill string. The only pressure losses to compensate from will be inside the drill string and the differences in density (water vs. slurry) which are negligible for shallow drilling (<300m). For deep hole drilling parameters such as this should be taken into consideration but normally easy to overcome because of the simplicity of creating pressure with a high pressure water pump.

### 3.2 Safer and More Benign Drilling

To continue the topic of using a compressible medium such as air versus a non-compressible medium such as water to power a DTH hammer we look at the effects on the formation. In compressed format (inside the drill string) the difference in flow per second between and air powered DTH and water powered DTH is only approximately a factor of five larger for the air DTH. But a significant change occur when the medium (air/water) leaves the hammer and changes task from powering the DTH hammer to act as a hole cleaner by bringing the cuttings up to surface. The pressurized water who's not a compressible medium will as soon as it leaves the drill bit drop to hydrostatic pressure (atmospherically pressure (~1bar) + static pressure (the water column, meaning same as the bottom of an open bore hole in steady state) + the dynamic pressure (velocity

dependent) according to the Bernoulli equation. And since the up-hole velocity is very low the influence from the dynamic pressure is more or less neglectable. The air will however start expanding as soon as the medium leaves the drill bit and enter the surrounding formation. In a competent solid formation this will mean that the air starts expanding and accelerating the cuttings up towards the surface with a speed up to 80 m/s exposing the drill string and even more important the surrounding formation for high stress. But a greater risk can occur in more unstable soft formation where the compressed air always will try to find the easiest way out which can be out in the formation instead of up thru the bore hole. Drilling in sensitive formation such as for example close to a dam or inner city can result in severe damages on the surrounding infrastructure.

Urban areas are usually "sensitive" in the sense that they have limited capacity to absorb movements and/or changes in groundwater level due to drilling operations. Furthermore, the injection of air or oil into the ground is typically prohibited. Due to the incompressible nature of the water flush, and its low up-hole velocity, over-pressurization risks are minimized unlike the case with compressed air. WDT's are also very quiet, do not create dust, and do not use lubricants.

### 3.3 Better Borehole Quality and Accuracy

With same reason as explained under the chapter "High and versatile performance" the top-hammer suffers from having the percussion unit mounted at surface on the drill rig. Striking further and further away from the drill bit will not only affect the performance negatively when drilling deeper, it will in combination with the thinner drill string also interfere with the hole deviation. Top hammer drilling is prone to have deviation of 5% - 10% of the

length of the hole with excessive deviation after >20m. DTH is more accurate than top-hammer, due to the impact being in the hole.

The main difference between air DTH and water powered drilling is the fact the water hammer has stabilizer ribs along the hammer casing. The diameter created by the ribs is matched with the drill bit diameter and can be as tight as  $\Delta 1-2\text{mm}$  if the hole straightness requirements are high. The reason this set up is feasible for the water hammer and not for the air hammer is the multifold lower flow and up hole velocity. The air hammer requires much more annulus space to evacuate the expanding air that in volume is about 100 times greater. Secondly the expanding air resulting in a cutting up hole velocity of 50-80m/s (in relation to the waters  $\sim 1\text{m/s}$ ) will wear out the guide ribs in no time. The energy  $E$  in every particle flushed to surface is equal to the particle mass  $m$  times the square of the velocity  $v$  divided with two:

$$E = m \cdot \frac{v^2}{2}$$

This will result in approximately 3000 times higher energy  $J$  per particle causing severe wear on the drill string.

Using water as a flushing medium also has a secondary effect in term of hole cleaning which is important if the purpose of the hole is for injection of cement (grouting) for ground improvement. Dust (compressed air + cuttings) will clog cracks where the water will clean the hole increasing the productivity and quality in the grouting process.

### 3.4 Less Environmental Impact

Looking deeper in the "cost" of always having to compensate for the "volume loss" when compressing air you find that you need >2 times the installed power to power an air DTH hammer compared to a Water



powered hammer, even though the operating pressure is significantly higher for the Water hammer. This resulting in diesel consumption 3-5 times higher for an air compressor relatively the water pump needed running a similar size DTH hammer. Correlated to this you find the same magnitude in terms of reduction of CO<sub>2</sub> emission and if taking into account the possibility of running with an electric pump you find a reduction of 99% in CO<sub>2</sub> emissions in comparison with the diesel powered compressor.

All mechanical machines need some kind of lubrication in order to operate with an acceptable performance and life time. This is normally done for a conventional air DTH hammer by continuously adding oil in to the drill string. The oil will then not only lubricate the hammer mechanism but also follow the air thru the hammer and out into the formation and environment. The water hammer uses however the pressurized water for more than just powering the hammer and bringing the cuttings to surface. The water acts like a lubricant and eliminated the need of any oil which means that the neither the ground will be polluted nor will the workers or people in the nearby area be exposed to oil mist or dust caused by the drilling process. This can mean a revolutionary improvement for the working environment, especially for an underground work site where the ventilation is limited.

Compared to a top hammer you'll also experience a significantly reduction of the sound emission with the DTH hammer since the percussion unit is down hole. The sound level is even reduced further with the water hammer since the hole almost always is full of water dampening out the noise.

## 4 APPLICATIONS

### 4.1 TBM

Whether in hard rock or in loose soil – maximum safety always comes first in tunneling. Accurate preliminary exploration

of the ground conditions is of immense importance. Despite intensive geological exploration, the construction ground along the tunnel route always holds surprises in store in terms of safety. The early detection of obstacles or difficult geological zones warns the machine operator, allowing him to take countermeasures in due time. ([www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com), 2013)

The investigation drilling at a TBM can consists of:

- Exploration Drilling
- Drainage and Injection
- Core Sampling
- Geological Investigations

To carry out the drilling the TBM is equipped with a drilling boom normally with a top-hammer mounted. The time between stops are very limited and strictly controlled since an unplanned stop would cost thousands of euros per hour. This leaves out in most cases the option of using a non-percussive drilling system since the production rate is too slow and the need for as many meters as possible of investigating the formation ahead of the TBM is desired. An air DTH drilling system is often forbidden or deselected because of the hazards and bad working environment it brings. The dirty environment (dust, oil mist) also have a negative effect on the TBM resulting in a higher maintenance frequency. The conventional solution is therefore in most cases the top-hammer with its high production rate and rather good working environment (when water flushing). The disadvantage with the top-hammer (as explained in chapter “3.3 Better Borehole Quality and Accuracy”) is the high bore hole deviation. To receive desirable results from the Geological investigation the bore hole deviation must be controlled in order for the inserted probes to mutually connect and carry out the measurements sufficiently. This result in that the probe drilling is limited to max 30-50m even though the probe measuring equipment have a working range of over

200m in a straight probe hole. The amount of meters needed for probe drilling can in difficult formation excess the tunnel length with many times.

Here we find an application with great potential for the Water hammer where we both have the high productivity rate of the percussion hammer, the good working environment because of the water flushing and the superior hole straightness with the guided hammer casing. With the water hammer system it's possible to drill straight probe holes to the length that matches the range of probe measuring equipment reducing time or increasing data collected for geological investigation with 4-7 times.

#### 4.2 Tunneling

Working in a tunnel many times means a work site very restricted in space and with high demands on the working environment. A big drill rig with a drifter is not optimal and usage of compressed air is often not allowed or desired inside a tunnel because of the hazard and pollution of the air. This often results in usage of smaller rotary drill rigs and maybe most common a compact core drill rig.

The Wassara Exploration system was originally designed for mineral exploration by pre-collaring drilling down to the interesting mineral zone. The uniqueness with this system is that it can be used on a small standard core drilling rig without any modifications. Besides from the high pressure pump, the standard core drilling rig can be used together with most of the existing equipment. Thanks to the introduction of the water powered percussion hammer the production rate can be increased with up to 5 times compare to traditionally core drilling. And since the rotation speed is less than 10 times lower compared to core drilling, an even smaller drill rig with more compact rotation head can be custom made.

#### 4.3 Gas Drainage (Coal Mining)

Coal has been an important source of global primary energy production for the past two centuries, and the world will continue to depend on coal as an energy source for the foreseeable future. Methane (CH<sub>4</sub>) released during coal mining creates unsafe working conditions in many underground mines around the world, with human fatalities an unacceptable consequence of many methane-related accidents. (ECE Energy Series no. 31, 2010)

In gassy underground coal mines, the gas from coal seams has to be partially drained to prevent outburst of coal and gas and to control gas emission during coal extraction. The levels of gas which exude as coal is extracted often limits the rate of mining and sudden releases from pressurized pockets can cause mines to be shut down until gas levels return to acceptable limits. (Xue S and Guo H, 2013)

The extreme risk of explosion totally eliminates the air DTH drilling system as a potential method. The desired length of the drilled gas drainage holes as often several hundred meters why also the top-hammer system gets disqualified. Similar to many tunnel applications the common drilling technologies are rotary based, such as tri-cone or core drilling. These methods have a low production rate and also not optimal for formation with high compressive rock strength. The benefits with a water powered DTH hammer system is the high production rate, minimized bore hole deviation but most valuable water that power the hammer and as flushing medium which minimized the risk when working in a inflammable working environment.

This was the situation for Deutsche Steinkohle in 2001, which were looking for new and faster drilling technology to replace the traditional roller-cone method. Drilling of 300-350 long horizontal holes in the coal mine at Ibbenbüren for the purpose of methane gas drainage (250.000 m<sup>3</sup>/day), EVA = 27 MW. The formation was

Sandstone with high quartzite content (~50%) and up to 180 MPa in compressive strength. With roller-cone the average penetration rate is 0,03 meter/minute. The roller-cone bit also needs replacement after every 10 to 30 meters. With Wassara W100 the average penetration rate is increased to 0,5 meters/minute with a bit life of 50 meters+ before needed to be re-grinded. Pneumatic drilling could not be used due to the explosion risk.

With Wassara W100 the average penetration rate is increased with a factor of 17 and this is not taking into account the extra time needed to change worn out roller-cone bits.

#### 4.4 Mining

The Swedish mining company LKAB is a world leading producer of processed iron ore products for steelmaking, and a growing supplier of mineral products for other industrial sectors.

In the 80s, LKAB were up for a great challenge, scaling up their production. To achieve their high goals, the company needed more efficient mining, reducing production costs dramatically. The blast holes needed to be drilled longer and much straighter. Intensive development began and one solution to the problem was to use water as power transmission.

To power the DTH hammer, LKAB used, as broadly throughout the mining industry, air. This is not a completely optimal drilling technology, but it was available back then. LKAB wanted to increase the precision as the technology back then gave limited blast hole depth.

Longer and straighter blast holes would give more iron ore per blast, an important part of lowering the production cost. In addition, the work environment needed improvement by minimizing oil mist and dust in the air. This had been a problem for a long time.

The new technology meant using water instead of air for both powering and lubrication of the equipment. The new water-powered drilling technology proved to be able to drill both straighter and deeper into the ore body. Today LKAB has increased their blast hole depth to 56 meters, compared to the previous 28 meters.

Each blast now gives eight times more ore than before. The water-powered drilling technology is an essential part of the Swedish mining company LKAB's great success in the world market. Wassara's water-powered drilling technology has now been used by LKAB for over 20 years, drilling over 18 million meters of blast holes. All are very well documented.

#### 5 R&D – FUTURE DRILLING SYSTEMS

The ultimate reason for efficient, accurate drilling is mine profitability. Hole deviation adversely effects profitability in form of poor fragmentation, low ore recovery and ore dilution. (Peter Corcoran, 2013)

As mentioned in chapter: "4.4 Mining", Swedish mining company LKAB scaled up the sublevel layout by increasing their blast hole depth to 56 meters, compared to the previous 28 meters resulting in 8 times more ore per blast. The key factor was the water powered drilling system that enabled long and straight blast holes. The mining method used is called sublevel caving.

In order to extract ore underground transport roads are built – tunnels in the rock called drifts. Drifts are blasted right through the ore body and can be up to 130 meters long (in the Kiruna mine). Once the drifts are ready, holes that are 40–55 meters long are drilled through the ore body in a fan-shaped pattern, a so-called fan cut. Each fan cut consists of eight drill holes, and one 80-metre long drift will take around 25 fan cuts. Special remotely controlled, water-driven hammers developed by LKAB's subsidiary LKAB Wassara drill the

extremely long, straight holes. When drilling is ready throughout the drift an explosive with the consistency of heavy cream is pumped into the holes by robots. (www.lkab.com, 2013)

The fan-shaped drill pattern has however its limitations. Even with the straightest bore hole the “toe-distance” meaning the distance between the end of two bore holes are increasing proportionally with the bore hole length. At a certain length, the “toe-distance” will be too long resulting in an impaired fragmentation. Big boulders can't be loaded properly and will cause problems in the crushers. Conventional sublevel caving has been pushed to its limits since the introduction of the water powered drillings system at LKAB in 90's.

But there's a solution, drilling parallel bore holes with steerable coil tubing. Coil tubing is a continuous seamless drill string that eliminates the need of changing drill rods. The drill string is replaced with a long flexible tube that is winded up on a reel/drum, like a fishing reel. The tube is normally manufactured out of steel but can also be manufactured of a composite. The rotation of the bit is no longer done by rotating the drill string, instead an water powered “self-indexing” hammer is introduced where the force from the return stroke of the piston is used to index (rotate) the bit. The bottom hole assembly is also equipped with active steering and real time monitoring to determine the location and course of the drill bit. With this steerable drilling system it's possible to start the drilling in the drifts and curve the holes in increasing radius until the separating distance is optimal and then continue drilling parallel vertical holes upwards.

The water powered directionally drilling system will be revolutionary for the mining industry but the potential for other applications are probably at least as great.

The future will tell...

## REFERENCES

- Bruce, D.A., 2013. Water-Powered Down-the-Hole Drilling in Specialty Geotechnical Construction.
- Corcoran, P., 2013. 'In The Hole (ITH) vs. Top Hammer Drilling in Underground Applications'.
- United Nations, New York and Geneva, 2010. 'Best Practice Guidance for Effective Methane Drainage and Use in Coal Mines', ECE energy series No.31.
- Xue, S., and Guo, H., 2013. Control drainage gas quality and quantity from underground coal mines to enhance its utilisation options. <http://www.herrenknecht.com/en/products/additional-equipment/navigation-monitoring-systems/seismic-and-geological-exploration.html>, (27.08.2013)
- <http://www.lkab.com/en/About-us/Overview/Mining/Sub-Level-Mining>, (27.08.2013)
- [http://www.wassara.com/About the company](http://www.wassara.com/About%20the%20company), (27.08.2013)

# Tünelcilik Sırasında Patlatma Kaynaklı Titreşimlerin İzlenmesi ve Bitişik Tünelere Etkisi

## *Monitoring Blasting-Induced Vibrations during Tunnelling and Its Effects on Adjacent Tunnels*

M. Geniş

*Bülent Ecevit Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak*

Ö. Aydan

*Ryukyu Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Okinawa, Japonya*

Z. Derin

*Bülent Ecevit Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak*

**ÖZET** Türkiye'de otoyolların iyileştirilmesi programı çerçevesi kapsamında, delme-patlama yöntemi kullanılarak Zonguldak ve yakın çevresinde bazı tünellerin yapımına başlanmıştır. Yazarlar inşa edilmekte olan Sapça, Üzülmaz ve Mithatpaşa tünellerinde ve yakın çevrelerinde sarsıntı ölçümleri yapmaktadır. Bu çalışmada tünelde ve yüzeyde titreşim ölçüm sonuçları sunulmakta ve sarsıntı sonuçlarının değerlendirilmesi için bazı görgül ilişkileri önerilmektedir.

**ABSTRACT** Several tunnels in association of rehabilitating the intercity roadways in Turkey have been excavated in Zonguldak and its close vicinity using the drilling and blasting technique. The authors have been monitoring the blasting-induced vibrations in several adjacent tunnels near at Sapça, Üzülmaz ve Mithatpaşa tunnels. In this study, the outcomes of monitoring of vibrations in tunnels and at ground surface are presented and some empirical attenuation relations used for assessing the effects of blasting on the adjacent structures are proposed.

## 1 GİRİŞ

Delme-patlama işlemi insanlığın patlayıcı maddeyi keşfinden buyana kazı teknolojisinde yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Oldukça güçlü bir patlayıcı olan dinamitin bulunuşundan sonra maden ve inşaat mühendisliği alanlarında kaya kütlesi kazılarında oldukça popüler bir hale gelmiştir. Patlatma işlemi özellikle yerleşime yakın bölgelerde bazı titreşim ve çevresel problemlere neden olabilmektedir. Patlatma ile oluşan titreşimlerin insanlar ve paralel tüneller ve yüzeydeki yapılar için izin verilen seviyelerin altına indirmek için birçok teknik uygulanmaktadır. Patlatma işlemlerinde tahkimat sistemlerinin aşırı yüklenmesine

neden olabilecek istenmeyen bazı hasarlar da oluşabilmektedir.

Türkiye'de mevcut otoyolların iyileştirilmesi projeleri kapsamında Zonguldak'ta mevcut tünellere ek paralel tünel kazıları ile yeni tünellerin açılması planlanmıştır. Delme-patlama yöntemi ile açılması planlanan bu tünellerin bazıları yerleşim alanlarına ve mevcut karayollarına yakın bölgelerde açılmaktadır. Bununla birlikte, açılan bir tünelin ve servis yollarının kazısında kullanılan patlatma işlemlerinin, yakın bir bölgede yer alan turistik ziyarete açık olan bir karstik mağaranın duraylılığı ve olası hasar konusunda endişeleri de ortaya çıkarmıştır.

Yazarlar, Zonguldak ve çevresinde açılan karayolu tünellerinde delme-patlama ile

oluşan titreşim ölçümleri yapmaktadırlar. Bu çalışmada, farklı jeolojik özelliklere sahip üç farklı tünelde çalışma yapılmıştır. Bu tüneller Sapça, Üzülmez ve Mithatpaşa tünelleridir. Bu çalışmada tünelde ve yüzeyde titreşim ölçüm sonuçları sunulmakta ve sarsıntı sonuçlarının değerlendirilmesi için bazı görgül ilişkileri önerilmektedir.

## 2 JEOLJİ

### 2.1 Sapça Tüneli

Sapça tüneli Zonguldak'ın Ankara yönünden girişteki ilk tüneli olup şu anda mevcut tünele paralel ikinci tüp kazılmaktadır. Sapça Tüneli güzergâhı ve yakın çevresinde Alt Kretase yaşlı Kilimli formasyonu yüzeylenmektedir. İnaltı formasyonunun üzerine uyumlu olarak gelen Kilimli formasyonu, kumlu kireçtaşı, kumtaşı, silttaşı, kiltası, killi kireçtaşı ve marndan oluşmaktadır. Birimin rengi gri, kurşuni ve sarımsı bej renklidir. Tabakalar ince-orta kalınlıktadır. Sapça tünel güzergâhında Kilimli formasyonunun Sapça üyesi yüzeylenmektedir. Kumtaşı, kiltası, silttaşı ardalanmasından meydana gelen birimde az miktarda kumlu ve killi kireçtaşı seviyeleri bulunur. Kumtaşı taneleri kuvars, glokon, metamorfik kaya parçası ve magmatik kaya parçalarından oluşmaktadır. Genellikle gri ve yeşil renklidir (Anon, 2011a).

### 2.2 Üzülmez Tünelleri

Üzülmez 1, 2 Tünel güzergâhı ve yakın çevresinde Karbonifer (Namuriyen) yaşlı Alacağzı Formasyonu yüzeylenmektedir. Alacağzı formasyonu kömür damarlı şeyl, çamurtaşı ve kumtaşları, yeşil, kirli sarı, siyah renkli, kumtaşı-silttaşı-kiltası ardalanmasından oluşur. Üzülmez dolayında 5 m'ye kadar ulaşan denizel girdiler (karbonatlı) gözlenmektedir. Birim, sığlaşma ve karasallaşma sürecinin ilk belirtilerini gösterir. Yanal uzanımları fazla olmayan bir özellik gösteren, delta düzlüğü çökelleri olarak izlenmektedir. Alacağzı Formasyonu, Zonguldak ve batısındaki mostralarda tektonik nedenlerle daha aktif alanlarda daha sistli yapıda görülür. Kumtaşları, kiltaları ve

silttaşları genellikle killi-karbonatlı bir çimento ile tutturulmuş olup hava ile temasta birim kolaylıkla dağılıdır. Kiltası, laminalanma ile 1-3 cm katmanlaşma göstermesine karşın, silttaşları 5-20 cm, kumtaşları ise 10 cm ile 2 m arasında değişen tabakalanmalar göstermektedir. Tabaka yapıları olarak küçük ölçekli çapraz tabakalanma ve katmanlaşma, flaser tabakalanma, paralel laminalanma ve katmanlaşma, merceksel katmanlanma, dalga ripple çapraz laminalanma, teknesel katmanlanma, kaval yapısı, yük kalıbı, siderit konkresyonları, organizma yaşam izleri, bitki-kök izleri, gecikme çökelleri ve konkresyonlar görülmektedir (Anon, 2011b).

### 2.3 Mithatpaşa Tünelleri

Mithatpaşa tüneli Zonguldak ilinin güneyden kuzeye ulaşımını rahatlatarak 1540 m ve 190 m uzunluğa sahip çift tüp açımına başlanan karayolu tünelleridir. Yaklaşık 1540 m açılacak Mithatpaşa-2 tünelinin kuzey portallerinden itibaren kazısı başlamış durumdadır. Tünel güzergâhı boyunca Kozlu ve İnaltı formasyonları bulunmaktadır. Karbonifer (Westafaliyen) yaşlı Kozlu Formasyonu konglomera, kumtaşı, silttaşı, şeyl, kiltası ve kömürden ve İnaltı Formasyonu ise üst Jura-alt Kretase yaşlı kireçtaşlarından oluşmaktadır. Bu çalışmada yapılan patlatma ölçümleri Mithatpaşa-2 tünelinin bir kısmı üst Jura - alt kretase yaşlı İnaltı Formasyonu içerisinde yapılmıştır. Yer yer masif ve tabakalı gözlenen birim, havzada bulunan kireçtaşları arasında en yoğun karstlaşma oluşumunu göstermektedir. Bunun en önemli nedeni kireçtaşlarının oldukça saf bir dokuya sahip olmasıdır (Anon, 2011c). Yapılan gözlemlerde kireçtaşları içinde bulunan boşlukların tamamıyla killi ve zemin malzemesiyle dolu olduğu ve mevcut çatlaklarda kalsit, kil dolgu varlığı belirlenmiştir. Özellikle tüneli portal kazısı hazırlıkları sırasında orta büyüklükte çok sayıda karstik boşluklarla karşılaşmıştır.

### 3. PATLATMA ÖLÇÜMLERİ

Tünel arınında yapılan patlatma sırasında genellikle paralel tünel de patlatma yapılan en yakın mesafede en az bir ölçüm alınmaya çalışılmıştır. İmkanlar ölçüsünde Sapça tüneline tünel geçkisinin geçtiği ve yüzeyde bazı yerleşim amaçlı kullanılan evlerin bulunduğu bölgede de ivme ölçer ile tünel eksenine paralel, dik ve düşey yönde ivme ölçümleri alınmıştır. Yapılan ölçümler ve elde edilen sonuçlar bu bölümde sunulmaktadır.

#### 3.1 İvme Ölçerler

Çalışmada kullanılan ivme ölçerler yazarlardan Aydan'ın özelliklerini belirlediği ve Japonya'da kaim ROHRM firması tarafından üretilen QV3-OAM tipi ivme ölçerlerdir. Bu cihaz 3 bileşeni ölçebilen ve şarj edildiğinde yaklaşık 2 gün tetiklenmesi halinde sürekli veri alabilen bir cihazdır. İvme ölçerin örnekleme aralığı en küçük 1 ms olup en yüksek 2g'ye kadar ivme ölçümü yapabilmektedir. Ayrıca, tetikleme eşik ivmesini 10 gal'a indirgemek mümkündür. Kayıt süresi istendiği gibi seçilebilmektedir. Patlatmada ivme oluşumu genelde 5 saniye daha ilave sürede meydana geldiği için bu çalışmada kayıt süresi 10 saniye olarak seçilmiştir. Böyle bir seçim ile patlatma sonrası gecikmeli kayma düşmelerinden dolayı oluşan sarsıntıları kaydedilmesi mümkün olmaktadır.

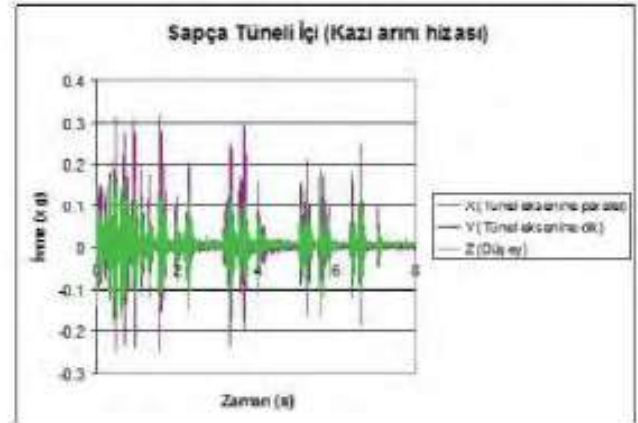
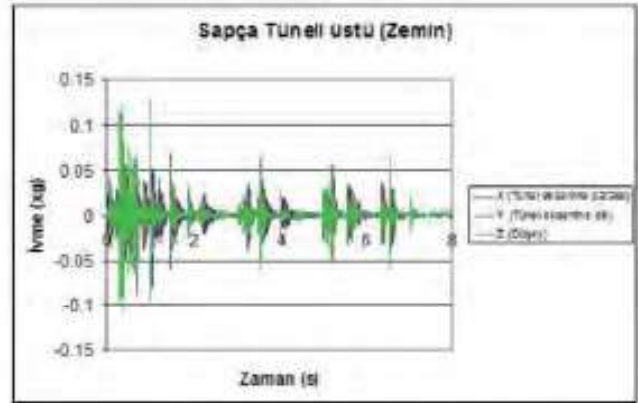
#### 3.2 Sapça Tüneli

Sapça tüneli 2. tüpü Zonguldak Ankara karayolu üzerinde mevcut olan 568 m uzunluğunda mevcut tünele paralel olarak açılmaktadır. Bu bölümde tünelin Devrek tarafı girişinden açılan portal kısmında yapılan arın kazısına ait 4 adet patlatma ve yapılan ivme ölçümleri verilmiştir. Her bir arın patlatması sırasında, 2 adet ivme ölçer kullanılmıştır. İvme ölçerlerden biri patlatma yapılan arın hizasına denk gelecek şekilde mevcut tünel içinde beton tahkimat üzerine ve diğeri de mevcut tünel geçkisi ve konutlara yakın olacak şekilde yeryüzünde zemin ortamına yerleştirilmiştir (Şekil 1).



Şekil 1. Sapça tüneli patlatma ve ivme ölçer yerleri

Patlatma sonucu (1 no.lu) mevcut tünelde ve yeryüzünde elde edilen en yüksek ivme kayıtları ve değerleri sırasıyla Şekil 2 ve Çizelge 1'de sunulmuştur.



Şekil 2. Sapça tüneli 1 no.lu patlatma ile ölçülen ivme kayıtları

Gecikme başına 6-12 kg arasında patlayıcı madde kullanılan patlatmalarda tünel içinde ve yüzeyde titreşimden kaynaklanabilecek bir hasar oluşu gözlenmemiştir. Çizelge 1 de verilen ivme kayıtları incelendiğinde hasar eşik değerlerinin altında kaldığı

anlaşılmaktadır. İncelenen tüm durumlarda patlatma arınına yakın konumda paralel mevcut tünelden alınan ivme kayıtlarına bakıldığında tünel eksenine dik konumda ölçülen ivmenin en büyük bileşen olduğu ölçülmüştür. Bu da patlama sırasında oluşan en büyük yer değiştirme yönünün tünel eksenine dik doğrultuda oluştuğunu ortaya koymaktadır. Ayrıca, tünel eksenine dik doğrultuda ölçülen ivme, tünel doğrultusuna paralel ölçülen ivmeden 1.5-3 kat daha fazladır.

Çizelge 1. Sapça tüneli patlatmaları ile elde edilen en büyük ivme değerleri

Patlatma No ve Tünel arınından uzaklığı	Yer ve Patlatma kaynağının en kısa uzaklık	Ölçüm doğrultusu	En büyük ivme değeri (g: 9.81 m/s <sup>2</sup> )
1 Arın girişten 20 m ileride	Tünel içi 37.2 m	TEP	: 0.11
		TED	: 0.32
		D	: 0.21
Yüzey (zemin) 70.7 m	TEP	: 0.11	
	TED	: 0.09	
	D	: 0.13	
2 Arın girişten 54.3 m ileride	Tünel içi 19.0 m	TEP	: 0.08
		TED	: 0.19
		D	: 0.16
Yüzey (zemin) 124.6 m	TEP	: 0.19	
	TED	: 0.14	
	D	: 0.12	
3 Arın girişten 56.6 m ileride	Tünel içi 18.8 m	TEP	: 0.09
		TED	: 0.13
		D	: 0.18
4 Arın girişten 77.3 m ileride	Tünel içi 22.0 m	TEP	: 0.23
		TED	: 0.53
		D	: 0.78
Yüzey (zemin) 104.8 m	TEP	: 0.07	
	TED	: 0.09	
	D	: 0.11	

TEP: Tünel eksenine paralel

TED: Tünel eksenine dik

D : Düşey

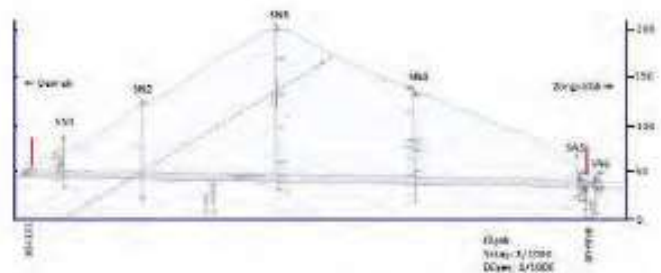
### 3.3 Üzülmöz Tüneli

Çift tüp olarak imal edilen Üzülmöz Tünelleri, Devrek-Zonguldak yolunda sol tüpte Km 30+373.2 de; sağ tüpte Km 30+400 de başlamaktadır. Sol tüpte yaklaşık 44.58 m kotlarında tünele girerek 592.6 m uzunluğunda %-1,64 eğimle yaklaşık 33.1 m

kotunda tünelden çıkmaktadır. Aynı şekilde sağ tüpte yaklaşık 44.54 m kotlarında tünele girerek 590 m uzunluğunda %-1,62 eğimle yaklaşık 33.5 m kotunda tünelden çıkmaktadır. Devrek yönü tünel portalleri ve tünel arınından görünüm Şekil 3'te gösterilmiştir. Tünel geçkisinin genel yönelimi B-D yönündedir. Üzülmöz tüneli sol tüpünün boyuna kesiti ise Şekil 4'te gösterilmektedir.



Şekil 3. Üzülmöz tüneli portalleri ve arınından görünüm



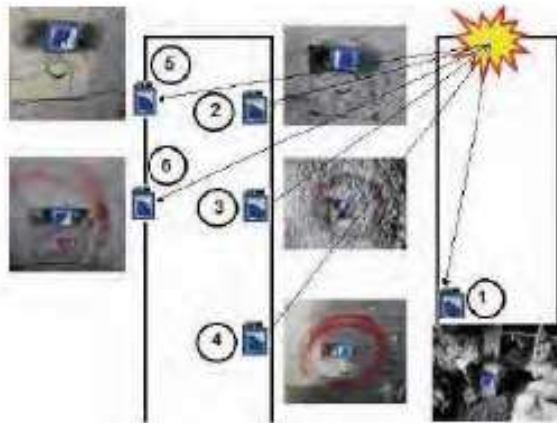
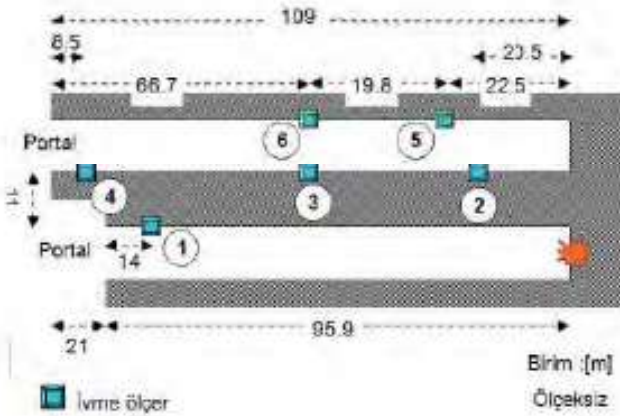
Şekil 4. Üzülmöz tüneli sol tüp boyuna kesiti (Anon, 2011b değiştirilerek)



Üzülmez tünellerinde 25 Mayıs 2013 ve 19 Temmuz 2013 tarihlerinde iki ayrı patlatma ölçümleri yapılmıştır. Bundan sonraki kısımda sırasıyla 1. ve 2. patlatma ölçümleri olarak anılacaktır. Bu ölçümlerde ivme ölçerlerin tamamı tünel içine yerleştirilmiştir. İvme ölçerler sıkılama işlemi yapılmış kaya saplaması plakalarının üstlerine kuvvetli çift taraflı yapıştırıcı bant yardımıyla sabitlenmiştir.

### 3.3.1 Birinci patlatma ölçümü

Bu patlatmada Şekil 5'te gösterildiği gibi yerleştirilen toplam 6 adet ivmeölçer ile patlatma titreşimleri eş zamanlı kaydedilmiştir. Bu patlatmada toplam 100kg patlayıcı madde kullanılmış olup gecikme başına düşen patlayıcı madde miktarları 2-10 kg arasında değişiklik göstermektedir

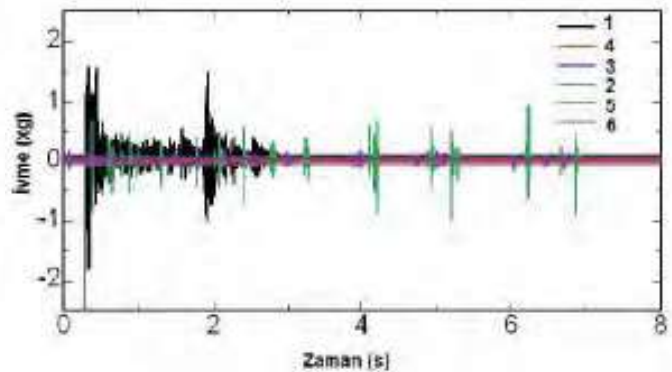


Şekil 5. İvme ölçerlerin konumu ve görünümleri

Her bir ivme ölçerden alınan en büyük ivme değerleri Çizelge 2'de verilmiştir. Patlatma yapılan arından uzaklaştıkça, paralel tünelde ölçüm yapılan noktalarda elde edilen tünel doğrultusuna paralel ve dik ivme bileşenleri hemen hemen yakın sonuçlar vermiştir. Patlatma noktasına en yakın olan 2 no.lu ivme ölçerden yaklaşık 1g civarında yüksek ivme olduğu gözlemlenmiştir. Buna karşılık gelen tünelin diğer yan duvarlarında 5 no.lu ivme ölçerden elde edilen değerlerin bunun yaklaşık 1/4'ü değerlerinde oluşmuştur. Patlatma yapılan tünelin girişinden 14 m içeriye yerleştirilen 1 no.lu ivme ölçerden ise çok yüksek ivme değerleri alınmıştır. Bunun olası sebebi patlatma ile oluşan şok basıncın tünel ağzında birden serbest ortama çıkması sırasında oluşan titreşimlerden kaynaklanmasıdır. Patlatma sırasında ivme ölçerlerden elde edilen tünel eksenine doğrultusunda ölçülen ivme kayıtlarına örnek Şekil 6'ta verilmiştir.

Çizelge 2. Üzülmez tünelleri birinci patlatma sonucu elde edilen en büyük ivme değerleri (xg)

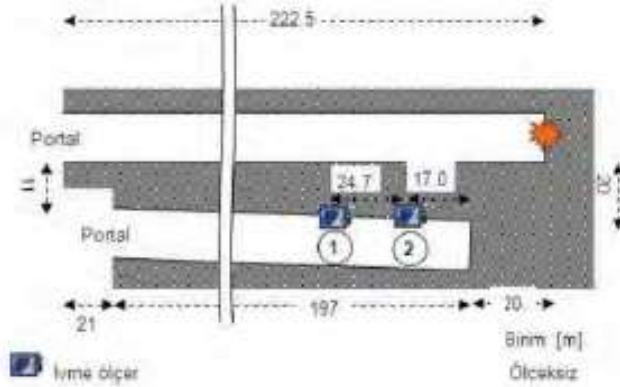
Ölçüm doğrultusu	1	2	3	4	5	6
Tünel eksenine paralel	2.56	1.03	0.15	0.028	0.22	0.12
Tünel eksenine dik	1.40	1.01	0.21	0.040	0.19	0.11
Düşey	1.46	0.81	0.10	0.022	0.30	0.22



Şekil 6. Tünel eksenine doğrultusuna paralel ivme ölçümleri

### 3.3.2 İkinci patlatma ölçümü

Bu patlatmada toplam 2 adet ivmeölçer ile patlatma titreşimleri eş zamanlı kaydedilmiştir (Şekil 7). Her bir ivme ölçerden alınan en büyük ivme değerleri Çizelge 3’de verilmiştir. Patlatmada toplam 121,5 kg patlayıcı madde kullanılmış olup gecikme başına düşen patlayıcı madde miktarları 3-13 kg arasında değişiklik göstermektedir.



Şekil 7. İvme ölçerlerin konumu.

Çizelge 3. Üzülmez tüneli ikinci patlama sonucu elde edilen en büyük ivme değerleri (xg)

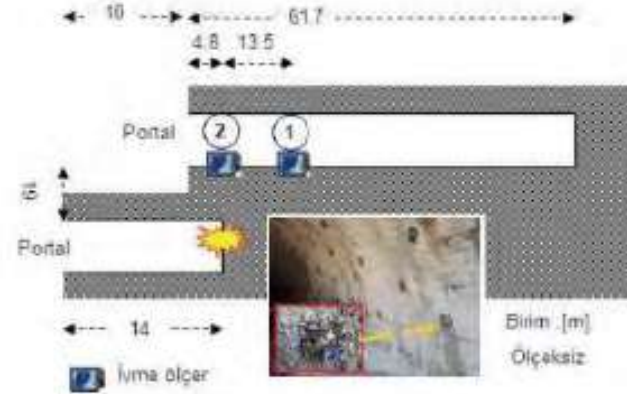
Ölçüm doğrultusu	1	2
Tünel eksenine paralel	0.39	0.43
Tünel eksenine dik	0.75	0.81
Düşey	0.76	0.35

Burada da benzer şekilde tünel eksenine dik doğrultuda oluşan en büyük ivme değeri tünel eksenine paralel doğrultuda oluşan ivme değerinin yaklaşık 2 katı büyüklükte olmuştur.

### 3.4 Mithatpaşa Tüneli

Zonguldak Merkez ile batısı arasındaki bağlantıyı güneyden kuzeye doğru bağlayacak olan tünellerin İkinci Makas Kavşağı ile Bağlık-Uzunkum arasında yapımına başlanmıştır. Tünellerin uzunluğu 1600 m olacaktır. Tünellerin kazısına Bağlık bölgesinden başlanmıştır. Hakim kaya birimi olarak kireçtaşı olup, portallerin kazısında büyük bir mağara ile karşılaşmıştır. Sol tüpte

tünel girişinden 14 m mesafede yapılan patlatma sırasında paralel tünel içinde iki adet ivmeölçer ile ölçüm yapılmıştır (Şekil 8). Patlatma sırasında toplam 192 kg patlayıcı madde kullanılmıştır. Bir seferde en az 10 kg ve en çok 25 kg patlayıcı madde kullanılmıştır. Patlatma öncesi ve sonrası arın görünümü de Şekil 9’da verilmiştir.



Şekil 8. İvme ölçerlerin konumu



a. patlatma öncesi



b. patlatma sonrası

Şekil 9. Tünel arınından görünüm

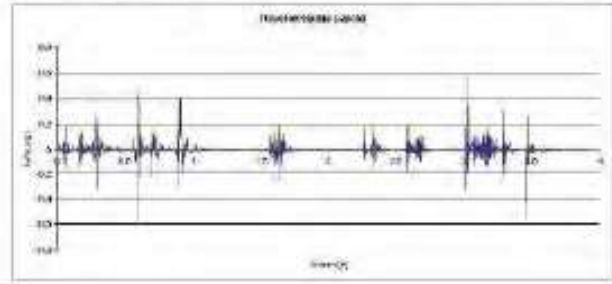
Her bir ivme ölçerden alınan en büyük ivme değerleri Çizelge 4'de verilmiştir. Patlatma noktasına ve tünel girişine en yakın olan 2 no.lu ivme ölçerde yaklaşık 1g civarında yüksek ivme olduğu gözlemlenmiştir. Bunun olası sebebi patlatma ile oluşan şok basıncın tünel ağzında birden serbest ortama çıkması sırasında oluşan titreşimlerden kaynaklanmasıdır. Daha önceki incelenen durumlara benzer şekilde bu ölçümde de tünel eksenine dik doğrultuda oluşan en büyük ivme değeri tünel eksenine paralel doğrultuda oluşan ivme değerinin yaklaşık 2 katı büyüklükte olmuştur (Şekil 10). Bu patlama sonucunda patlatma yapılan tünelin palyesinden büyük bir kaya bloğu hareketlenmiş ve tünel girişinin hemen üstündeki basamakta durmuştur (Şekil 11).

Çizelge 4. Mithatpaşa tüneli ikinci patlama sonucu elde edilen en büyük ivme değerleri (xg).

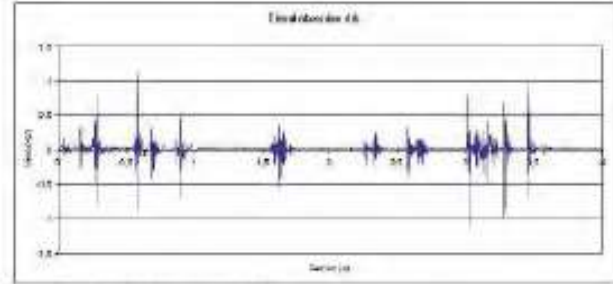
Ölçüm doğrultusu	1	2
Tünel eksenine paralel	0.20	0.60
Tünel eksenine dik	0.43	1.13
Düşey	0.36	1.55

#### 4. SARSINTI SONUÇLARININ DEĞERLENDİRMESİ

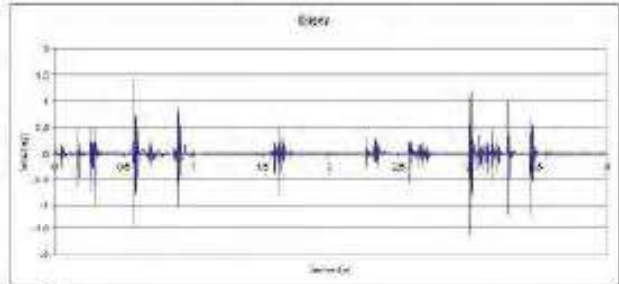
Yazarlar patlatma sırasında meydana gelen sarsıntıların kazılan, paralel tüneller ve yüzeydeki etkilerini bu kısımda incelemektedir. Sarsıntıların etkileri üzerine değişik görgül ilişkiler sunulmuş olup bunların büyük bir kısmı tane hızının azalım ilişkilerini kapsamaktadır (Dowding, 1985; Hendron, 1977; Northwood vd., 1963; Siskind 1980; Toenen ve Windes, 1942). Yapılar üzerindeki hasarlar ve insanların patlatmaya karşı hassasiyeti için tane hızını esas alan bazı ölçütler USBM tarafından geliştirilmiştir (Thoenen ve Windes, 1942). İvmeyi esas alan benzer ilişkilerde mevcuttur (Dowding 1985).



a. tünel eksenine paralel



b. tünel eksenine dik



c. düşey

Şekil 10. Sol Tüp Arından 4.8 m geriye yerleştirilen 2 nolu ivme ölçer



Şekil 11. Patlatma sonrası sol tünel portal seviresi üstüne üst yamaçtan yuvarlanarak düşen kaya bloğu

Yazarlar patlatma sırasında ivme ve hız azalım ilişkisi için üç fonksiyonun birleşiminden oluşan bir görgül ilişki önermişlerdir (Aydan vd. 2013). Bu çalışmada aynı tür bir fonksiyonun kullanımı hem hız hem de ivme için düşünülmüş ve genel olarak aşağıdaki gibi verilmiştir.

$$\varphi_{\max} = F(V_p)G(R_e)H(W) \quad (1)$$

burada  $V_p, R_e$  ve  $W$  sırasıyla ortamın elastik dalga yayılım hızı (m/s), patlatma noktasından uzaklık (m) ve patlayıcı miktarı (kgf) olup ivme ve hızın birimleri ise gal ( $\text{cm/s}^2$ ) ve kine ( $\text{cm/s}$ )'dir. Yazarlardan Aydan'ın 2012'deki önerisine göre yukarıdaki fonksiyonun spesifik durumu aşağıdaki gibi verilebilir:

$$F(V_p) = A_o(e^{V_p/a} - 1) \quad (2a)$$

$$H(W) = (e^{W/b} - 1) \quad (2b)$$

$$G(R_e) = e^{-R_e/c} \quad (2c)$$

İvme ve hız için katsayılar  $A_o, a, b$  ve  $c$ 'nin değerleri aynı tünel içi, paralel tünel içi ve yüzeydeki etkileri için Çizelge 5'te verilmiştir. Özellikle yüzey etkisi düşünülürken yeryüzünün serbest sınır koşulu olmasından dolayı kaya içindeki sarsıntı olgusu kaya içindeki sarsıntıya göre en az iki katı olacaktır.

Çizelge 5. Değişik koşullar için hız ve ivme fonksiyonlarının katsayıları

Katsayı	Tünel içi		Bitişik Tünel		Yeryüzü	
	İvme (gal)	Hız (kine)	İvme (gal)	Hız (kine)	İvme (gal)	Hız (kine)
$A_o$	4000	140	2000	80	6000	200
$a$	4600	4600	4600	4600	4600	4600
$b$	240	240	240	240	240	240
$c$	100	120	120	100	100	120

## 5 SONUÇLAR

Bu çalışmada Zonguldak çevresinde açılan tünellerde yapılan patlatma ölçümleri ve değerleri verilmiştir. Patlatma yapılan kazı arınına en yakın konumlu paralel tünellerde yapılan ölçümlerde tünel eksenine dik

doğrultuda oluşan en büyük ivme değeri tünel eksenine paralel doğrultuda oluşan ivme değerinin yaklaşık 2 katı büyüklükte olmuştur. Ayrıca bu çalışmada incelenen her üç tünel için ivme ve hız azalım ilişkileri için patlatma yapılan tünel, paralel tünel ve yeryüzü için katsayılar belirlenmiştir. Elde edilen bu katsayıların sahada yapılacak ilave ölçümlerle güncellenmesi çalışmanın sonraki aşamalarını oluşturacaktır.

## TESEKKÜR

Yazarlar, bu çalışmanın gerçekleşmesi için gerekli izni veren Karayolları Genel Müdürlüğü, 15. Bölge Müdürlüğü'ne, maddi destek veren Bülent Ecevit Üniversitesi Bilimsel Araştırmalar Proje Birimi'ne (Proje No:2013-981-50330-03), arazi çalışmaları sırasında yardımlarından dolayı KGM Kontrol Şefi İnşaat Yük. Müh. Suat Cüre'ye, ENEZ İnşaat Proje Müdürü Jeoloji Müh. Selçuk Genç'e ve tüm proje çalışanlarına teşekkürü bir borç bilir. Ayrıca çalışmalar sırasında yardımlarını esirgemeyen ve elim bir trafik kazasında yaşamlarını kaybeden Zeynep Aybüke Baraş (Jeoloji Mühendisi) ve Ahmet Güney (Ateşçi)'i saygı ve rahmetle anarlar.

## KAYNAKLAR

- Anon, 2011a. *Sapça tüneli kesin proje*. Mega Mühendislik, Ankara, 92s.
- Anon, 2011b. *Üzülmez 1,2 tüneli kesin proje*. Mega Mühendislik, Ankara, 145s.
- Anon, 2011c. *Mithatpaşa 1,2 tüneli kesin proje*. Mega Mühendislik, Ankara.
- Aydan, Ö., 2012. Ground motions and deformations associated with earthquake faulting and their effects on the safety of engineering structures. *Encyclopaedia of Sustainability Science and Technology*, Springer, R. Meyers (Ed.), 3233-3253.
- Aydan, Ö., Bilgin, H.A., Aldas, U.G., 2002. The dynamic response of structures induced by blasting. *Int. Workshop on Wave Propagation, Moving load and Vibration Reduction*. Okayama, Japan, Balkema, pp. 3-10.
- Aydan, Ö., Geniş, M., Bilgin, H.A., 2013. The effect of blasting on the stability of benches and their responses at Demirbilek open-pit mine. *Environmental Geotechnics*. ICE (in Press).

- Dowding, C.H., 1985. Blast vibration monitoring and control. Englewood Cliffs, NJ, Prentice-Hall.
- Hendron A.J., 1977. Engineering of rock blasting on civil projects. *Structural and Geotechnical Mechanics* (W. J. Hall, Ed.). Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Northwood T.D., Crawford R., Edwards A.T., 1963. Blasting vibrations and building damage. *The Engineer*, 215.
- Siskind, D.E., Stagg, M.S., Koop, J.W., Dowding, C.H., 1980. *Structure response and damage produced by ground vibration from surface mine blasting*. United States Bureau of Mines, Report of Investigations, No. 8507.
- Thoenen J.R., Windes S.L., 1942. Seismic effects of quarry blasting. U.S. Bureau of Mines Bulletin, 442.



# Uç Aşınmasının Delik Delme Hızı Üzerindeki Etkisinin İncelenmesi

## *Investigation of the Effects of Bit Wear on Drilling Rate*

O. Su

*Bülent Ecevit Üniversitesi, ZMYO, Madencilik ve Maden Çıkarma Bölümü*

N.A. Akçın, O. Yaralı

*Bülent Ecevit Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü*

**ÖZET** Bu çalışmada, TTK Kozlu müessesesinde çalışan bir elektro-hidrolik deliciye balta ağızlı ve buton tipi uçlar monte edilmiştir. Her iki uç ile kumtaşı ve konglomera formasyonlarında belirli uzunluklarda delikler delinmiş ve uçların delme hızları ölçülerek aralarında karşılaştırma yapılmıştır. Ayrıca, delicinin çalıştığı galeriden örnekler alınmış ve tek eksenli basınç dayanımı ve aşındırıcılık özellikleri belirlenmiştir. Buna göre delme hızı ile kayacın dayanım ve aşındırıcılık özellikleri üzerinde değerlendirmeler yapılmış ve performansı en yüksek olan uç bulunmuştur.

**ABSTRACT** In this study, the bits in axe-blade (chisel) shape and button type were mounted on an electro-hydraulic driller working at TTK Kozlu mine. A number of holes in definite length were drilled by using both types of bits in sandstone and conglomerate formations and a comparison between the bit performances was done by measuring the drilling (penetration) rates. In addition, samples were collected from the drift where the driller works and the uniaxial compressive strength and abrasivity properties of them were determined. Thus, evaluations related to drilling rate, strength and abrasivity properties were carried out and the bit having the best performance was determined.

## 1 GİRİŞ

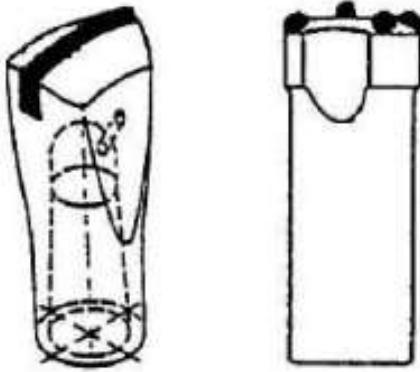
Açık işletmelerde kazı amaçlı deliklerin delinmesi, maden veya su arama amaçlı sondaj deliklerinin açılması, metro, karayolu, kanalizasyon tünellerini açma, vb. birçok alanda delik delme çalışmaları yapılır. Yine, yeraltı kömür madenciliğinde hazırlık amaçlı sürülen galerilerin açılmasında delikler delinir ve patlatma yapılarak ilerleme sağlanır. Üretim çalışmalarına bir an önce geçilebilmesi bu işlerin mümkün olduğunca hızlı ve ekonomik olarak yürütülmesine bağlıdır.

Zonguldak Taşkömürü Havzası'nda halen birçok galeride klasik delme-patlatma yöntemi uygulanarak hazırlıklar

sürdürülmektedir. Delikler çoğunlukla elektro-hidrolik delicilerle delinmekte ve patlatma sonrası ortaya çıkan pasa yine elektro-hidrolik yükleyicilerle hızlı bir şekilde temizlenmektedir. Dolayısıyla deliklerin hızlı bir şekilde delinmesi galeri ilerlemesinde oldukça etkin bir rol oynamaktadır.

Galeri ilerlemelerinde genellikle 110° tepe açılı balta ağızlı uçların kullanıldığı martoperfaratör veya buton tipi uçların kullanıldığı delicilerden yararlanır. Her iki ucun genel görünümü Şekil 1'de verilmiştir. Balta ağızlı uçlar geçmişi oldukça eski olup "x" ve haç şeklinde değişik türlerde de üretilmektedirler. Daha çok darbe ile çalışan delicilerde kullanılırlar. Bu uçardaki en önemli problem uçların bilenmesidir. Buna

karşın buton tipi uçlar günümüzde tüneller ve madencilikte oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır. İhtiyaca bağlı olarak butonlar küresel, konik veya sivri olmak üzere değişik türlerde ve özelliklerde imal edilirler. Uçlar rodlara veya burgulara monte edilerek bir şank (adaptör) ile birlikte delici makinenin boomuna yerleştirilirler. Buton uçların sayısı, yerleşim düzeni kullanılacağı yere ve ucun çapına göre belirlenir (Akçın vd., 2009).



Şekil 1. Balta ağızlı ve buton tipi uçlar (Akçın vd., 2009)

Kayaçların dayanım ve aşındırıcılık özellikleri delicilerin performansını yakından etkiler. Bu özellikler kullanılan ucun ve burgunun ömrünü belirlemektedir. Bu nedenle formasyonda makine performansının optimize edilmesi için uygun bir delik delme yöntemi, uç seçimi ve tasarımının yapılması gereklidir. Bu sayede delme hızları artırılır ve harcanan enerji de azaltılabilir.

Bu çalışmada, buton ve balta ağızlı uçların kayacın aşındırıcılığına bağlı olarak delik delme hızları karşılaştırılmış ve performansı en iyi olan uç seçimi yapılmıştır.

## 2 DELME HIZINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Delici makinalar döner, darbeli ve her ikisinin karışımı olan döner-darbeli sistemler olarak sınıflandırılırlar (Şek. 2). Uygulanan yöntem ne olursa olsun delme hızını başta kayaç ve makineye bağlı parametreler ve işletme koşullarından kaynaklanan diğer etkenler etkiler.



Şekil 2. Yeraltında kullanılan tekerlekli delici (Hidril, 2013)

Kayacın aşındırıcılığı, dayanımı, süreksizlik ve bünyesindeki çatlakları, mineralojik yapısı, kırılgenliği, delinebilirliği ve delme performansını önemli derecede etkilemektedir. Yumuşak ve gevrek formasyonlarda delme hızı oldukça yüksek olabilirken, sert formasyonlarda nispeten daha yavaştır. Süreksizliklerin (çatlak, fay, kırık) sayısı arttıkça delik delme işlemi daha da zorlaşır. Yine, kayacın sertliği ve aşındırıcılığı delme hızı üzerinde önemli bir rol oynar.

Yüksek sertlik ve aşındırıcı özellikteki kayaçlarda delme hızı yavaş olacağı için ağır darbeli deliciler, orta dayanımlı kayaçlar için orta ağırlıktaki darbeli veya ağır döner deliciler, aşındırıcı ve gevrek kayaçlar için hafif darbeli deliciler veya döner delici makinalar kullanılır (Köse vd., 2001).

Diğer taraftan, delici makine ve monte edilen uca bağlı özellikler de delme hızını etkilemektedir. Başta delici makinenin gücü olmak üzere, seçilecek uç türü, ucun çapı, dönme hızı-tork miktarı-devir sayısı (döner delik delme için), darbe enerjisi (darbeli delik delme için), baskı kuvveti, vd. tüm parametreler delici performansı ile yakından ilişkilidir. Delme işlemi sırasında tüm bu parametrelerin optimize edilerek en iyi performansta deliklerin delinmesi ve uç ömrünün mümkün olduğunca uzun tutulması sağlanmalıdır. Bununla birlikte delme sırasında oluşan kırıntıların da uygulanacak olan su basıncı ile aralıksız olarak temizlenmesi delme performansını arttıracaktır.



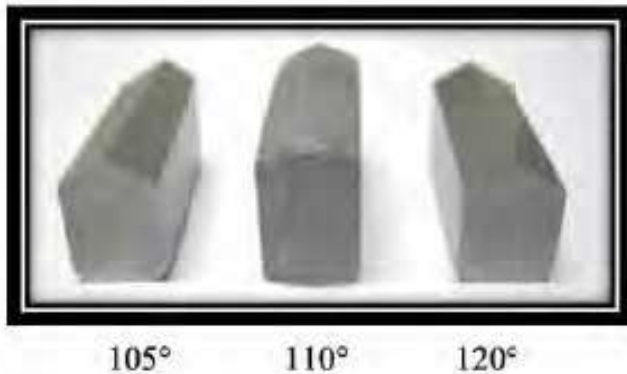
Bu sayılan faktörler delme hızını kontrol etmede oldukça önemli olurken, makinenin hidrolik, basınçlı hava debisi ve soğutma sisteminde sağlanan gelişmeler ile de yeni nesil makinelerin performansında %50'ye kadar tasarruf sağlanmakta ve bu sayede delici ekipmanların birim maliyetleri düşürülmekte ve en önemlisi delme kalitesinde artış sağlanmaktadır (Kantarıcı ve Buyurgan, 2013).

Deliciyi kullanan operatörün ve kazı ekibinin tecrübesi, makinenin çalıştığı ortam ve manevra kabiliyeti, havalandırma koşulları da makine performansını etkileyen çevresel koşullar olarak göz önüne alınır.

### 3 ARAZİDE DELİK DELME ÇALIŞMALARI

TTK Kozlu müessesesi -560 kodunda çalışan bir E-H delici kullanılarak delik delme çalışmaları yürütülmüştür. Bu amaçla martoperferatörlerde kullanılan balta ağızlı uçlar ile halen endüstride yaygın olarak kullanılan buton tipi uçlar kullanılmıştır.

TTK'da galeri ilerlemelerinde kullanılan martoperferatörlerde 110° tepe açısına sahip tungsten karpid uçlar kullanılmaktadır. Bu çalışmada bu uçlardan 105° ve 120°'lik tepe açısına sahip yeni uçlar tasarlanmış ve böylece üç ayrı tepe açılı balta ağızlı uçlar elde edilmiştir (Şek. 3).



Şekil 3. Balta ağızlı uçlar (Su ve Yaralı, 2010)

Normal şartlarda martoperferatörlerde kullanılan bu uçlar TTK atölyelerinde 2,6 - 3,0 m uzunluğundaki monoblok burgulara

kaynak yapılmış ve böylece E-H delicilerde kullanılabilir hale getirilmiştir.

Ayrıca burguları delici üzerine monte edilmesini sağlayan özel şanklar imal edilmiştir.

E-H delicinin baskı kuvveti 50 bar olarak ayarlanmıştır. Bu kuvvet belirli bir seviyenin üzerinde delme hızını azaltan yönde bir etki gösterdiği için tüm arazi çalışmaları boyunca değiştirilmeksizin sabitlenmiştir. Buna karşın, hem delik içindeki kırıntıların çok fazla ufalanma olmaksızın hızlı bir şekilde temizlenmesi ve hem de ucun aşırı ısınmasını önlemek amacıyla delikler sulu olarak delinmektedir. Bu bağlamda delik çapına ve delme hızına bağlı olarak makinenin su basıncı da 7-8 bar seviyelerinde sabitlenmiştir.

Makineye bağlı parametreler optimize edildikten sonra öncelikle 105° tepe açılı balta ağızlı uç deliciye yerleştirilmiş ve kumtaşında 49 adet delik delinmiştir. Yine aynı formasyonda 110° ve 120°'lik balta ağızlı uçlarla ve 42 mm çaplı buton tipi uçlarla aynı işlem farklı zamanlarda tekrarlanmıştır. Delikler delinirken kronometre ile delme süresi kayıt edilmiş ve delme sonrası delik boyu şeritmetre ile ölçülmüştür. Buna göre her uç için delme hızları hesaplanmıştır.

Aynı çalışmalar konglomera formasyonunda da tekrar edilmiştir. Bu çerçevede delik uzunluklarına bağlı olarak hesaplanan ortalama delme hızları Çizelge 1'de verilmiştir.

Makina delik delmeye başladıktan sonra çektiği akım pens-ampermetre ile ölçülmüş ve yaklaşık 65 A civarında olduğu kayıt edilmiştir. Buna göre 550 V'luk şebeke gerilimiyle çalışan delicinin yaklaşık 36 kW güç harcadığı hesaplanmıştır. Her beş delikte bir uçlardaki aşınma kontrol edilmiş ve uç açıları ile uç çapları ölçülmüştür.

Arazi çalışmalarının yanı sıra arından alınan blok örneklerin tek eksenli basınç dayanımı ve aşındırıcılık özellikleri belirlenmiştir (Çiz. 2). Bu bağlamda laboratuvarında Norveç aşınma, uç aşınma ve Cerchar aşınma indeksi deneyleri yürütülmüştür.

Çizelge 1. Delme çalışmalarından elde edilen sonuçlar

Kayaç Tipi	Uç Tipi	Toplam Delik Sayısı	Toplam Delik Uzunluğu (cm)	Ortalama Delme Hızı (cm/sn)
Kumtaşı	105°	49	6870	1,95 ± 0,16
	110°	39	4702	2,23 ± 0,36
	120°	46	5143	1,80 ± 0,23
	Buton	26	3933	2,38 ± 0,47
Konglomera	105°	6	579	2,20 ± 0,26
	110°	46	4745	2,37 ± 0,35
	120°	4	209	2,02 ± 0,47
	Buton	65	9395	2,58 ± 0,43

Çizelge 2. Kayaçların dayanım ve aşındırıcılık özellikleri

Deney Yöntemi	Kumtaşı	Konglomera
Tek eksenli bas. dayanımı (MPa)	54	37
Norveç aşınma değeri (AV)	4	14
Uç aşınma indeksi (BWI)	25	32
Cerchar aşınma indeksi (CAI)	3.95	5.65

Çizelge 1'den görüleceği üzere bazı uçlarla fazla delik delinirken, bazılarında ise oldukça az delik delinebilmiştir. Özellikle konglomera formasyonunda 105° ve 120°'lik uçlarla delikler delinirken kırılmalar oluşmuştur (Şek. 4). Yine aynı formasyonda 110° açılı uçla 46 delik delinmiş ve delme hızı 2,37 cm/sn olarak belirlenmiştir. Uç üzerinde meydana gelen aşınma ise Şekil 5'te gösterilmiştir. Diğer taraftan buton tipi uçla 65 delik delinebilirken ilerleme hızı da 2,58 cm/sn olduğu görülmüştür. Şekil 5'te gösterildiği üzere 110° tepe açılı ucun erken aşındığı ve delme hızının buton tipi uca göre düşük olduğu belirlenmiştir. Buna göre halen martoperfaratörlerde kullanılan 110° açılı balta ağızlı uçların performansının 105° ve 120° açılı uçlardan daha iyi olduğu, ancak buton tipi uçların ise performansının balta ağızlı uçlardan da iyi olduğu söylenebilir. Bu durum yine kumtaşı formasyonunda elde edilen sonuçlardan da görülmektedir.



Şekil 4. Konglomera formasyonunda 105° ve 120°'lik uçlarda meydana gelen kırılma



Şekil 5. Konglomera formasyonunda 110°'lik uçta meydana gelen aşınma

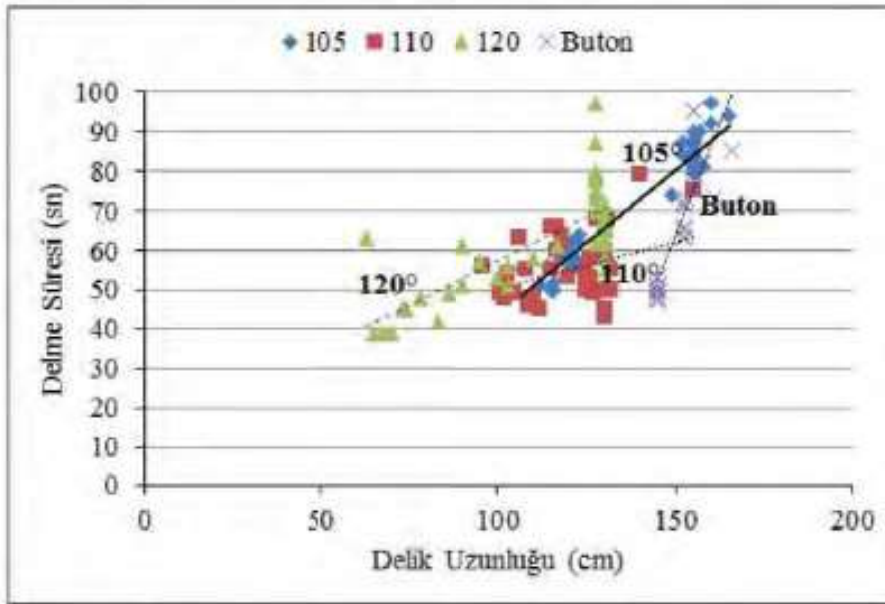
Çizelge 2'deki değerler incelendiğinde uç aşınmasının kumtaşı için düşük, konglomera için yüksek olduğu saptanmıştır. Bunun temel

sebebinin konglomera içindeki çakıl çimentolanma derecesinin yüksek ve silis miktarının %70 civarında olmasından kaynaklanmaktadır. Arazi çalışmalarında karşılaşılan uçlardaki aşınma durumu laboratuvar çalışmalarıyla da paralellik göstermiştir.

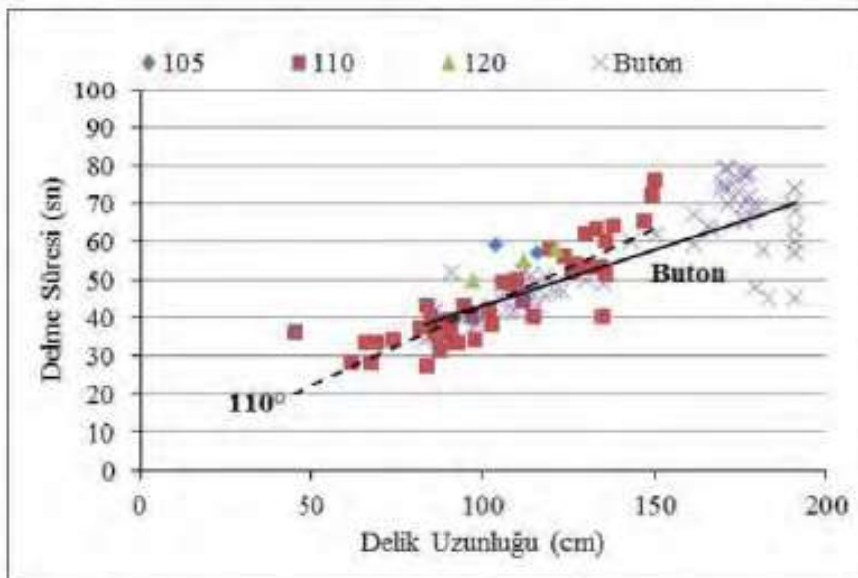
ve hem de delme süreleri ölçülmüştür. Yapılan ölçümlerin sonuçları kayaçların dayanım ve aşındırıcılık özellikleri ile ilişkilendirilmiştir. Buna göre her bir ucla delinen delik sayılarına bağlı olarak delme mesafeleri ve delme süreleri ile ilgili elde edilen grafikler Şekil 6-7' de verilmiştir.

#### 4 SONUÇLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

Yeraltında farklı zamanlara yürütülen delik delme işleri sırasında hem deliklerin uzunluğu



Şekil 6. Kumtaşı formasyonu delik delme ölçüm sonuçları



Şekil 7. Konglomera formasyonu delik delme ölçüm sonuçları

Şekil 6'de verilen grafik incelendiğinde, kumtaşı formasyonunda 105° tepe açılı uçlarla 150-160 cm uzunluğuna kadar olan delikler yaklaşık 1,5 dk'da delinebilmiştir. Buna karşın, 110° ve 120°'lik uçlarla delinen delik boyları diğer uçlara göre biraz daha kısa kalmıştır. Buton tipi uçlarla ise genellikle 150 cm'den uzun deliklerin delindiği gözlemlenirken harcanan sürenin daha kısa olduğu ( $\approx 1$  dk.) görülmüştür. Kumtaşı formasyonunun dayanımı konglomera formasyonuna göre yüksek olmasına rağmen aşındırıcılık özelliklerinin düşük olmasından dolayı oldukça fazla sayıda (160 adet) delik delinmiştir. Ancak, aşındırıcılığın önemli bir etkisi uçlar üzerinde net olarak görülmüş ve bu nedenle delme hızları genellikle 2 cm/sn'nin altında kalmıştır.

Diğer taraftan konglomera formasyonunun aşındırıcılığının yüksek olmasından dolayı bazı uçlarda kırılma ve erken aşınma görülmüştür. Bu durum delik delme işini zorlaştırmış ve 105°-120°'lik uçlarla yeterli sayıda delik delinememiştir (Şek. 7). Dayanımın düşük olmasından dolayı oldukça uzun delikler ( $\approx 190$  cm) delinebilirken, aşınmanın yüksek olmasından dolayı kumtaşı formasyonuna göre daha az sayıda delik delinebilmiştir (120 adet). Buna karşın, kayacın dayanım ve kolay delinebilirliğinin bir etkisi olarak tüm uçlarla yüksek delme hızları ( $> 2$  cm/sn) elde edilmiştir.

Ayrıca, buton tipi uçlarla konglomerada yaklaşık 190 cm uzunluğunda oldukça fazla delik delinmiş ve delme sürelerinin hemen hemen kumtaşı formasyonundaki daha kısa delik boyları ( $\approx 150$  cm) için harcanan süreye (1-1,5 dk) eşdeğer olduğu görülmüştür. Bu durum aşındırıcılığın etkisini net bir şekilde ortaya çıkarmaktadır.

## 5 SONUÇLAR

TTK Kozlu müessesesinde çalışan bir deliciye 105°, 110° ve 120°'lik üç farklı uç açısında imal edilmiş olan balta ağızlı uçlar ve buton tipi uçlar yerleştirilerek delik delme çalışmaları yürütülmüş ve arazide yapılan çalışmalar laboratuvar çalışmalarıyla desteklenmiştir.

Buna göre, kayacın dayanım ve aşındırıcılığının delme hızı ile yakından ilişkili olduğu, ancak aşındırıcılığın delici makine performansında daha etkili önem taşıdığı belirlenmiştir.

Diğer taraftan buton tipi uçların performansının balta ağızlı uçlardan daha yüksek olduğu gözlemlenmiş, bu da halen TTK'daki galeri sürülmesinde uygulanan delme-patlatma yönteminde mevcut buton tipi uçların kullanılmasına devam edilmesi gerektiği sonucunu ortaya çıkarmıştır.

Bununla birlikte, üç farklı uç açısına sahip balta ağızlı uçlar arasında, delme hızı en yüksek olan 110° tepe açılı uç olduğu görülmüştür. Dolayısı ile bu uçların da martoperfaratörlerde kullanılmaya devam edilebileceği bulunmuştur.

## TEŞEKKÜR

Yazarlar, TTK Kozlu Müessesesi'nde araştırma yapılmasına olanak tanıyan TTK Genel Müdürlüğü'ne teşekkür eder.

## KAYNAKLAR

- Akçın, N.A., Yaralı, O., Bilir, E. ve Su, O., 2009. *TTK'da Kullanılan Monoblok Burguların Uç Açısının Delme Hızı ve Uç Ömrüne Etkisinin İncelenmesi*, Araştırma Projesi Final Raporu, Zonguldak Karaelmas Üniversitesi, Zonguldak, 76 s.
- Hidrill, 2013. *Wuhan Ürün Kataloğu*, Wuhan DDH Drilling & Mining Technology Equipment Co. Ltd., Çin, 10 s.
- Kantarci, E.A. ve Buyurgan, G., 2013. Hidrolik kaya delicilerde gelişmiş teknolojilerin kullanımı, *The 23<sup>rd</sup> International Mining Congress and Exhibition of Turkey*, s. 55-60, Antalya.
- Köse, H., Şimşir, F., Onargan, T., Yalçın, E., Konak, G., Kızıl, M.S., 2001. *Açık İşletme Tekniği*, DEÜ Mühendislik Fakültesi Yayınları, İzmir.
- Su, O. ve Yaralı, O. 2010. Elektro-hidrolik delicilerde kullanılan monoblok burguların uç açısının delme performansına etkisi, *Türkiye 17. Kömür Kongresi Bildiriler Kitabı*, TMMOB Maden Mühendisleri Odası Zonguldak Şubesi, Zonguldak, s. 231-244.

# Matkap Aşınımı ve Ömrü

## *Bit Wear and Life*

M. Çapık, A.O. Yılmaz, S. Yaşar

*Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Trabzon*

O. Yaralı

*Bülent Ecevit Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Zonguldak*

İ. Çavuşoğlu

*Gümüşhane Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Gümüşhane*

**ÖZET** Matkap kayaç içinde ilerleme yaparken kayaç tarafından aşınımına uğramaktadır. Yüksek aşındırıcı özelliğine sahip kayaçlar, kısa zamanda keskinlerin körelmesine neden olabilmektedir. Keski aşınması kayacın mineralojik-petrografik özelliklerinin yanında; keski tipi, keski kalitesi, keskinin hareket şekli, kesme hızı, kazı sırasında ulaştığı ısı derecesi ve operatör deneyimi gibi etkenlere de bağlıdır.

Bu çalışma Hopa-Borçka (Artvin) Cankurtaran tüneline farklı kayaç formasyonları üzerinde gerçekleştirilmiştir. Tünel hattı boyunca delgi işlemini gerçekleştirmek için kullanılan çift boumlu Atlas Copco Rocket-Boomer-282, Sandvik DD320 ve Tamrock AXERA 6 marka Jumbo makinelerinde ölçümler alınmıştır. Delme işleminde farklı markalardan kübik ve balistik matkaplar kullanılmıştır. Kullanılan matkapların delik delme hızları (m/dk), matkap ömürleri (bir bitin deldiği toplam delik uzunluğu), (m/matkap) ve delinen toplam delik uzunlukları (m) hesaplanmıştır. Bu çalışmada dört farklı markadan oluşan 5 balistik 3 kübik matkap kullanılmıştır.

**ABSTRACT** While drill bit progress in the rock, it undergoes wear by rock. In short time, high abrasive rocks can cause blinding of the cutter. Cutter wear depends on the properties of mineralogical-petrological of the rock. Also it depends on the cutter type and quality of the cutter, the cutter of movement, cutting speed, and temperature (during the excavation) and operator experience.

This study was carried out on the different rock formations in Borçka- Hopa (Artvin) Cankurtaran tunnel. To perform the drilling progress in the tunnel, double-cradle that used Atlas Copco Rocket-Boomer-282, Sandvik DD320 and Tamrock AXERA 6 with these brands of Jumbo machines were measured. Different brands of the cubic and ballistic bits are used in drilling operation. Bits used in drilling speeds (m / min), the drill life span (the total length of a bit drill hole), (m / bit) and total length of holes which drilled (m) was calculated. In this study, ballistic (5) and cubic (3) type drill bits consisting of four different brands were used.

## 1 GİRİŞ

Matkap kayaç içinde ilerleme yaparken aynı zamanda kayaç tarafından aşınımı da uğramaktadır. Yüksek aşındırıcı özelliğine sahip kayaçlar, kısa zamanda keskinlerin

körelmesine neden olabilmektedir. Keski aşınması başta kayacın mineralojik özellikleri ve kaya kütlelerinin yapısal parametreleri olmak üzere; kaya dokusu, sertlik, dayanım, çimentolanma derecesi, keski tipi, keski kalitesi, keskinin hareket şekli, kesme hızı,

kazı sırasında ulaştığı ısı derecesi ve operatör deneyimi gibi etkenlere de bağlıdır. Eklemlili kaya yapılarında delik delmek, sağlam yapılara oranla daha zordur. Bu tür formasyonlarda delgi yapılırken matkaba optimum darbe ve baskı uygulanmadığı takdirde delik delme sırasında delici ucun sıkışması-kilitlenmesi, matkapların eksende sapması ve delik delme hızının değişmesi sıkça yaşanan sorunlardır.

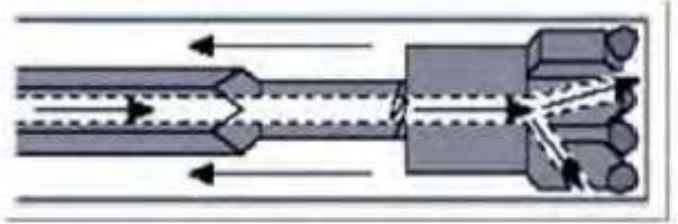
Doğu Karadeniz Bölgesinde HES (Hidroelektrik Santrali) tünelleri, arazi yapısı ve hava şartlarından dolayı sahil yolu ve iç kesimlerde yapılan tünellerin sayısı her geçen gün artmaktadır. Bu tünellerin kazı çalışmalarında delme patlatma yöntemi kullanılmaktadır. Delme patlatma yönteminde Jumbo delici makinaları kullanılmaktadır. Bu yöntemde önemli olan kriterlerin başında, deliklerin hızlı ve ekonomik olarak delinmesi gelmektedir ki bu da çalışma maliyeti açısından işletme için büyük önem taşımaktadır.

Bu çalışma Hopa-Borçka (Artvin) Cankurtaran tüneline farklı kayaç formasyonları üzerinde gerçekleştirilmiştir. Tünel hattı boyunca delgi işlemini gerçekleştirmek için kullanılan çift boumlu Atlas Copco Rocket-Boomer-282, Sandvik DD320 ve Tamrock AXERA 6 Jumbo makinalarında ölçümler alınmış, makinaların performans değerlendirmeleri ve matkap aşınma ömürleri hesaplanmıştır. Delme işleminde kübik ve balistik tipten farklı matkaplar kullanılmıştır. Kullanılan matkapların delik delme hızları (m/dk), matkap ömürleri (bir bitin deldiği toplam delik uzunluğu), (m/matkap) ve delinen toplam delik uzunlukları (m) hesaplanmıştır. 4 farklı markadan oluşan 5 balistik 3 kübik matkap (bit) kullanılmıştır. Kullanılan matkapların marka isimleri belirtilmemiş olup birden sekize kadar numaralandırılmıştır.

## 2 KAYAÇ DELİNEBİLİRLİĞİ VE AŞINDIRILIĞI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Kayaç delinebilirliği bir delici matkabın kayaç içinde ilerleme yapabilme oranı olarak tanımlanmaktadır (Tamrock, 1987). Bir başka

ifadeyle delinebilirlik; makinanın belli güç harcayarak dönerli veya darbeli olarak delici uçların kayaç içinde makinanın tipine, hızına, kuvvetine ve kayaç sertliğine bağlı olarak belirli bir süre içinde kayaç delerek ilerlemesidir. Şekil 1'de pilot çaplı bir deliğin delinmesi gösterilmiştir. Delgi işlemi; darbenin başlanması, kayaçın parçalanması/kırılması ve suyla dışarı atılması şeklindedir.



Şekil 1. Pilot bir delgi işleminin gösterimi (Maild, 1997)

Aşınma, kazı esnasında keskinin kayaçlar tarafından koparılmasıdır. Yüksek aşındırıcı özelliğine sahip kayaçlar, kısa zamanda keskinin körelmesine neden olabilmektedir. Bu durum, bir yandan keski tüketimini artırmakta, diğer yandan kazı verimini düşürmekte ve dolayısı ile kazı maliyetinin artmasına yol açmaktadır.

Delinebilirlik tahmininde doğru ekipmanın seçilmesi büyük önem kazanmaktadır. Delmede kullanılacak makinenin tipi, basma gücü, matkabın darbesi ve dönme hızı, keski ve bitlerin tipi, ve makinenin düzenli bakımı delinebilirlik için çok önemlidir. Delinebilirliği ve aşınmayı etkileyen pek çok faktör vardır, ancak bunların çoğu ampirik yaklaşımlara dayanmasına rağmen temel de üç faktör vardır. Bunlar; makine tipi ve ekipman, delme işlemi ve jeolojik yapıya bağlı faktörlerdir. Bu faktörler kontrol edilebilen ve edilemeyenler olarak sınıflandırılabilir. Makine tipi, ekipman ve delme işlemi kontrol edilebilir parametrelerdir. Ancak jeolojik özelliklere bağlı parametreler arazi yapısıyla ilgili olduğundan kontrol edilemeyen parametrelerdir (Şek. 2). (Tamrock, 1987), (Thuro and Spaun, 1996), (Thuro, 1997a), (Thuro, 1997b), (Kahraman, 1999), (Plinninger, vd., 2002).



Şekil 2. Delinebilirlik ve aşındırıcılığı etkileyen faktörler (Thuro, 1996; Thuro, 1997; Kahraman, 1999; Tamrock, 1999; Thuro vd, 2002).

### 3 YAPILAN ÇALIŞMALAR

#### 3.1 Çalışma Alanı

Çalışma alanı, Doğu Karadeniz Bölgesi ile Doğu Anadolu Bölgesini birbirine bağlayacak olan Hopa-Borçka (Artvin) arasında kazısı gerçekleştirmekte olan Cankurtaran Tünelidir. Tünel 7+980-13+208 km'leri arasında çift tüp olarak inşa edilmektedir. Yapımı tamamlamasıyla birlikte 5.288 metre uzunluğu ile Türkiye'nin en uzun tüneli olma özelliğini taşıyacaktır (Şek. 3). Cankurtaran tünel hattı boyunca 4 adet litolojik birim geçilmektedir. Bunlar Subaşı Sırtı Formasyonu, Cankurtaran Formasyonu, Şenkaya Sırtı Formasyonu ve Kabaköy Formasyondur.

#### 3.2 Matkap Aşınım Şekilleri

Delme sürecinde kayalar belli yük (baskı ve darbe) altında, belirli bir dönme hızıyla, belli bir sıcaklık altında ve bir miktar suyla etkileşim içindedir. Aşınma işlemini olarak aşınma tipi (wear type) ve aşınma oranı (wear ratio) kullanılabilir. Aşınma tipi keski üzerinde gözlenen özel bir aşınma şeklini açıklar. Ayrıca bir aşınma sınıflandırma sistemi kullanılarak, niteliksel olarak tarif edilebilir. Aşınma hızı, keski üzerindeki malzemenin uzaklaşma oranı olarak açıklanır. Bu terim bir bitin deldiği delme miktarı (m /


bit), başka bir deyişle "matkap ömrü" olarak ifade edilir.



Şekil 3. Çalışma alanına ait yer bulduru haritası (Kaya, 2012)







Tablo 1'de bit aşınma sınıflamaları ve tünellerden alınan örnek bit şekilleri verilmiştir. Şekilde verilen örnek matkaplar Hopa-Borçka Cankurtaran ve Bayburt Salmankaş Dağ Geçidi tünellerinden matkap aşınım ömürleri takibinden kullanılmış örneklerdir.

Tablo 1. Bit aşınmalarının sınıflandırılması (Plinninger, 2002; Thuro ve Plinninger, 2002'den değiştirmiş)

Aşınma Şekli	Örnek Bit Aşınma	Açıklama
		<b>Normal aşınma:</b> Matkap gövdesinin ve gövdeye üzerinde gömülen butonların zamanla düzgün bir şekilde aşındırıcı tarafından aşınmasıdır. Bu aşınma tipi, yüksek dayanıma ve aşındırıcı özelliğe sahip kayaların delinmesinde görülen tipik bir aşınma çeşididir.
		<b>Matkap gövdesinin butonlarda önce belirgin şekilde aşınması ve butonun dışarıda kalan kısmının zamanla artmasıdır.</b> Bu aşınma tipi, zayıf kaya türlerinde delgi yaparken karşılaşılan tipik bir aşınma tipidir. Bitler kaya kütlesi içine derin şekilde nüfuz eder ve çok kırıntılı malzeme çıkarır. Böylece hem çelik gövde hemde butonlar kaya kırıntısına maruz kalmaktalar. Dolayısıyla keski gövdesi butonlardan daha hızlı aşınır.
		<b>Butonların altındaki bağlayıcı kısmın eksikliğinde, kalitesizliğinden ve yetersiz gömmeden dolayı butonlar kopabilmekte veya düşebilmektedir.</b> Eğer bir buton kırılmaya başlarsa bu diğer butonları da etkileyebilir. Çünkü kırılan sert buton delikten çok zor dışarı çıkarılmaktadır ve diğer butonlar üzerinde çok yüksek dinamik darbe kuvvetlerine neden olabilir.
		<b>Çapın aşınması:</b> Buton ve matkap gövdesinin yan duvarlarında fazla aşınmanın olması. Çapın aşınması yüksek gerilimli veya değişken kayaç delgisinde karşılaşılan tipik bir aşınma çeşididir. Aşındırıcı kayaç malzemesi duvarlardan bite kuvvet uygular. Bitin delik çapı azalır ve çevresel butonlar kopmaya başlar.
		<b>Çaptaki aşınmanın devamı:</b> Aşındırıcı kayaç malzemesi duvarlardan bite kuvvet uygular. İlk olarak, çevresel butonları dış kısım üzerinde aşınma göstermeye başlar, daha sonra keski gövdesi etkilenir, bitin delik çapı azalır ve çevredeki butonların tamamen kopmaya başlar.
		<b>Butonların yapıldığı malzeme kusurundan dolayı kırılmaların olması</b> Butonların mikroskobik hatası birçok parametreden etkilenebilir. Bazen dinamik darbe malzeme yenilmesinin temel nedeni olmaktadır.



Tablo 1. (devam)

Aşınma Şekli	Örnek Bit Aşınma	Açıklama	
		<b>Bit gövdesinin kırılması</b> Bit gövdesinin kırılması çoğunlukla üretim hatası ya da yanlış kullanımın sonucudur. Bu duruma, herhangi bir jeolojik koşul neden olmayabilir.	
		<b>Yüzeyin tamamen aşınması.</b> Bitin butonların tamamının aşınması, bu tür aşınmalar çoğunlukla jeolojik koşullardan bağımsızdır. Ayrıca matkabın geç değiştirmesinde ve kopan butonun diğer butonlara zarar vermesinden kaynaklı olabilmektedir.	
	matkabın gövdeden kırılması, bu durum yanlış kullanımın sonucu meydana gelir.		Gövdenin ortadan yarılmaması, çoğunlukla üretim hatası ya da yanlış kullanımın sonucudur.

### 3.3 Matkap Ömürleri

Tünel hattı boyunca delgi işlemini gerçekleştirmek için kullanılan Atlas Copco Rocket-Boomer-282, Sandvik DD320 ve Tamrock AXERA 6 marka Jumbo makinalarında ölçümler alınmıştır (Şek. 4)

Delme işlemi için kübik ve balistik tipten farklı matkaplar kullanılmıştır. 4 farklı markadan oluşan 5 balistik 3 kübik matkap (bit) kullanılmıştır. Kullanılan matkapların marka isimleri belirtilmemiş olup birden sekize kadar numaralandırılmıştır.



a) Sandvik DD320



b) Tamrock AXERA 6



c) Atlas Copco Rocket-Boomer-282

Şekil 4. Cankurtaran tüneline kullanılan delici Jumbo makinaları

Tünel giriş tüpünde Tamrock AXERA 6 marka Jumbo makinesiyle kayaç formasyonu kireçtaşı ve marn olan sağ tüpünde 2+158 - 2+173 kodları arasında delgi işlemi gerçekleştirilmiştir. Delgi işlemi için aynı markadan iki tür kübik matkap kullanılmıştır.

Makinanın sol kızağına 1 nolu sağ kızağına 2 nolu kübik matkap takılmıştır. Delgi sonucunda sol kızıaktaki matkap ile toplam 7 saat 29 dakika' da 892 m delgi yapılmış sağ kızıaktaki matkap ile ise toplam 7 saat 38 dakika' da 940 m delgi gerçekleştirilmiştir.

Sağ ve sol kızaklarına ortalama darbe, baskı ve dönüş hızları ise sırasıyla 130 bar, 60 bar ve 60 bar'lık kuvvetler uygulanmıştır. Ayrıca sağ ve sol kızaklar için ortalama 1 metrelik delgi süreleri ise sırasıyla 29 ve 30 m/sn olarak ölçülmüştür. Delgi sonrası matkaplarda normal aşınma türü gözlemlendiği ve üzerindeki butonların artık kullanılamaz halde aşındığı gözlemlenmiş ve matkaplar değiştirilmiştir.

Tünel çıkışında yapılan diğer ölçümlerde ise farklı markalar üzerinde kıyaslanmanın yapılabilmesi için, aynı formasyon, aynı makine ve aynı operatörle yani bütün şartların eşit olduğu durumda farklı marka matkap ömürleri incelenmiştir. Delgi işlemi için Sandvik DD320 marka Jumbo makinasının sol kızağına 3 nolu balistik, sağ kızağına 4 nolu balistik tipi matkap kullanılmıştır. Ölçümler giriş sağ ve sol tüplerinde ki kumtaşı ve marn formasyonlarından alınmıştır. Delgi işlemi sonrasında sol kızaktaki matkapla 11 saat 49 dakika' da 1361m delgi yapılmış ve matkapta 1 buton kopmuştur. Sağ kızaktaki matkapla 10 saat 21 dakika' da 1123 m delgi yapılmış ve matkapta 3 buton kopmuştur. Ayrıca sol ve sağ kızaklar için 1 metrelik ortalama delgi süreleri ise sırasıyla 31 ve 33 m/sn olarak ölçülmüştür. Sağ ve sol kızaklara ortalama 120-140 bar darbe, 60-75 bar baskı ve 60 bar dönüş hızı uygulanmıştır.

Tünel çıkışında yapılan ölçümlerden, Atlas Copco Rocket-Boomer-282 marka Jumbo makinasına farklı markalardan matkaplar kullanılmıştır. Sol kızağına 5 nolu kübik, sağ kızağına 6 nolu balistik tipi matkap kullanılmıştır. Delgi işlemi sağ çıkış tüpünde

5+678,50 ile 5+670,00 km arasında andezit - bazalt kayaç formasyonunda gerçekleştirilmiştir. Delgi işlemi sonrasında sol kızaktaki matkapla 3 saat 49 dakikada 418 metrelik delgi yapılmış ve matkapta 5 buton kopmuştur. Sağ kızaktaki matkapla 4 saat 31 dakikada 623 m delgi yapılmış ve matkapta bütün butonlar kopmuştur. Ayrıca sol ve sağ kızaklar için 1 metrelik ortalama delgi süreleri ise sırasıyla 33 ve 26m/sn olarak ölçülmüştür. Sağ ve sol kızaklara ortalama 180-200 bar darbe, 100-110 bar baskı ve 60 bar dönüş hızı uygulanmıştır.

Tünel çıkışında yapılan diğer ölçümlerde ise Sandvik DD320 marka Jumbo makinasının her bir kızağına farklı marka matkap kullanılmıştır. Sol kızağına 7 nolu balistik, sağ kızağına 8 nolu balistik tipi matkap kullanılmıştır. Ölçümler sağ ve sol tüplerinde ki marn formasyonunda alınmıştır. Delgi işlemi sonrasında sol kızaktaki marka matkapla 5 saat 51 dakikada 886 m delgi yapılmış ve matkapta 5 buton kopmuştur. Sağ kızaktaki matkapla 10 saat 45 dakikada 1624 m delgi yapılmış ve matkapta 1 buton kopmuştur. Ayrıca sol ve sağ kızaklar için 1 metrelik ortalama delgi süreleri 24m/sn olarak ölçülmüştür. Sağ ve sol kızaklara ortalama 170-200 bar darbe, 90-100 bar baskı ve 60-70 bar dönüş hızı uygulanmıştır.

Thuro (1996) tarafında  $\varnothing$  43 - 48 mm matkap çapları için geliştirilen matkap aşınım oranı ve matkap ömürleri sınıflandırılması Tablo 2'de verilmiştir. Kullanılan 8 matkapla ilişkili olarak genel özellikleri Tablo 3'de verilmiştir.

Tablo 2. Matkap aşınım oranları ve matkap ömürleri sınıflandırılması (Thuro, 1996)

Aşınma Hızı Sınıflaması	Matkabin Delme Miktarı (m/bit)	Matkap Ömrü Sınıflaması
Çok düşük	>2000	Çok yüksek
Düşük	1500-2000	Yüksek
Orta	1000-1500	Orta
Yüksek	500-1000	Düşük
Çok yüksek	200-500	Çok düşük
Oldukça çok yüksek	<200	Oldukça çok düşük

Tablo 3. Kullanılan matkaplara ait sonuç raporu

Bit No	Bit Tipi	Bit Türü	Makine	Delme Mesafesi (m)	Aktif Delme Süresi (saat)	Toplam Delme Süresi (saat)	Toplam Bekleme Süresi (saat)	1 m Ort. Delme (sn)	Deldiği Delik Sayısı	Matkap Çapı (mm)	Kayaç	Matkap Aşınma Şekli	Aşınma Hızı Sınıflaması	Matkap Ömrü Sınıflaması
1	Kübik	Aynı marka	Tamrock AXERA 6	892	7:29:00	12:45:00	1:08:00	30	223	45	Kireçtaşı / Mam	Normal aşınma	Yüksek	Düşük
2	Kübik			940	7:38:00			29	235	45		Normal aşınma	Yüksek	Düşük
3	Balistik	Farklı marka	Sandvik DD320	1361	10:20:00	20:15:00	2:41:00	31	365	45	Kumtaşı / Mam	1 buton koptu	Orta	Orta
4	Balistik			1123	10:21:00			33	305	45		3 buton koptu	Orta	Orta
5	Kübik	Farklı marka	Atlas Copco Rocket-Boomer-282	418	3:49:00	10:30:00	1:50:00	33	110	45	Andezit / Bazalt	5 buton koptu	Çok yüksek	Çok düşük
6	Balistik			623	4:31:00			26	164	45		Tüm butonlar koptu	Yüksek	Düşük
7	Balistik	Farklı marka	Sandvik DD320	886	5:51:00	26:25:00	5:04:00	24	256	45	Mam	5 buton koptu	Yüksek	Düşük
8	Balistik			1624	10:45:00			24	444	45		1 buton koptu	Düşük	Yüksek

#### 4 SONUÇLAR

Aşınma tipi keski üzerinde gözlenen özel bir aşınma şeklini açıklar. Matkap aşınma hızı, matkap üzerindeki malzemenin uzaklaşma oranı olarak açıklanır. Bu terim bir bitin deldiği delme miktarı (m / bit), başka bir deyişle "matkap ömrü" olarak ifade edilir. Aşınma hızı keski tüketimi ve aşınma maliyetlerinin hesaplanmasında kullanılan en önemli parametrelerdendir.

Delme işleminde matkap üzerinde farklı aşınma şekilleri gözlenir. Arzu edilen genel aşınma şekli normal aşınmadır. Bu aşınma tipi, yüksek dayanımlı ve aşındırıcı özelliğine sahip kayalarda görülen bir aşınma tipidir. Matkap gövdesinin butonlarda önce belirgin şekilde aşınması ve butonun dışarıda kalan kısmının zamanla artması ise zayıf kaya türlerinde delgi yaparken karşılaşılan tipik bir aşınma tipidir. Dolayısıyla keski gövdesi butonlardan daha hızlı aşınır.

Ancak kusurlu bir gömme ve eksik bağlayıcıdan dolayı butonlar kopabilmekte veya düşebilmektedir. Eğer bir buton kırılmaya başlarsa bu diğer butonları da etkileyebilir. Çünkü kırılan sert butonları çok zor dışarı çıkarılmaktadır ve diğer butonlar üzerinde çok yüksek dinamik darbe kuvvetlerine neden olabilmektedir.

Bu çalışmada elde edilen en önemli sonuçlardan biri ise kayaç formasyonu,

kullanılan makine ve makineyi kullanan operatörün aynı olması yani bütün çalışma şartların eşit olmasına durumunda farklı markalardan kullanılan matkap ömürlerinin farklı olduğu görülmüştür. Bu durum kayaç formasyonunun özelliğinden başka delmede kullanılan bitlerin tipi, dizaynı, markası ve yapıldığı malzemenin kalitesine kobalt bağlayıcı ile tungsten karbürü ile ilişki olduğu düşünülmektedir. Çünkü kusurlu bir gömme, çelik kalitesinin düşük olması ve eksik bağlayıcıdan dolayı butonlar daha kolay kopabilmekte ve düşebilmektedir.

Dayanımı ve sertliği yüksek olan andezit bazalt gibi kayalarda bit aşınımı yüksek aynı zaman bit ömürleri de kısadır. Ancak mam gibi yumuşak formasyonlarda bit ömürleri oldukça yüksektir. Matkap aşınmasını ve matkap ömrünü etkileyen önemli parametreler mevcuttur. Bunların başında kayaçtaki kuvars ve diğer aşındırıcı minerallerin miktarı, kuvars ortalama tane boyutu kayacın çimentolanma derecesi ve çimento türü gelmektedir.

#### TEŞEKKÜR

Bu çalışma, K.T.Ü. Bilimsel Araştırma Projeleri Fonu tarafından desteklenen 8683 nolu proje kapsamında gerçekleştirilmiştir. Sağlanan destek için K.T.Ü. Bilimsel

Araştırma Projeleri Fonuna teşekkürü bir borç biliriz.

Arazi çalışmaların yapılması için, Hopa – Borçka Cankurtaran Tünelini yürüten NAS-YSE Ortak girişimine ve taşeron Jumbo İnşaat ve Kartaş İnşaat ve ayrıca Bayburt Salmankaş tüneli yapımını sağlayan AS-Yol inşaat yetkilerine teşekkürü bir borç biliriz.

## KAYNAKLAR

Kahraman, S., 1999 Rotary and percussive drilling prediction using regression analysis, *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36 981-989 (Technical note).

Kaya, A., 2012, Cankurtaran (Hopa-Artvin) Tünel Güzergahının ve Çevresinin Jeoteknik Açısından İncelenmesi, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon. s, 35-40.

Maidl, B. 1997, Tunnelbau im Sprengvortrieb. Springer Verlag, Heidelberg, Berlin, (Almanca).

Plinninger, R.J., Spaun, G., Thuro, K., 2002. Prediction and Classification of Tool Wear in Drill and Blast Tunnelling, *Engineering Geology for Developing Countries - Proceedings of 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment*. Durban, South Africa, 16 - 20 September 2002, p2226-2236.

Plinninger, R.J., Spaun, G., and Thuro, K., 2002. Prediction and classification of tool wear in drill and blast tunnelling, *Engineering Geology for Developing Countries - Proceedings of 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment*. Durban, South Africa, P 2226-2236.

Tamrock, 1999. Rock Excavation Handbook, Sandvik Tamrock Corp., 305 p. USBR. 1998. Engineering geology field manual. Field index tests. Vol. 1., pp. 111- 112.

Tamrock. 1987, Handbook of underground drilling, Tamrock Drills SF-33310 Tampere, Finland p.327

Thuro, K., Plinninger, R.J., Spaun, G., 2002. Drilling, Blasting and Cutting- is it possible to quantify geological parameters relating to excavatability?, *Engineering Geology for Developing Countries- Proceedings of 9th Congress of the International Association for Engineering Geology and the Environment*. Durban, South Africa, 2853-2862.

Thuro, K. (1996): Bohrbarkeit beim konventionellen Sprengvortrieb.- Münchner Geol. Hefte B, 1: p.45

Thuro, K., ve Plinninger R.J, 2002, Klassifizierung und Prognose von Leistungs- und Verschleissparametern im Tunnelbau. *In Taschenbusch für den Tunnelbau 2002, 27., Dt. Ges. Für geotechnik e.V., (Almanca) 62-126.*

Thuro, K., ve Plinninger R.J, 2002, Klassifizierung und Prognose von Leistungs- und Verschleissparametern im Tunnelbau. *In Taschenbusch für den Tunnelbau 2002, 27., Dt. Ges. Für geotechnik e.V., (Almanca) 62-126.*

Thuro, K., 1997a, Drillability prediction: geological influences in hard rock drill and blast tunnelling, *Geol Rundsch* 86: 426-438.

Thuro, K., 1997b, Prediction of drillability in hard rock tunnelling by drilling and blasting, *Balkema, Rotterdam*. p.103-108

Thuro, K., and Spaun, G., 1996, Drillability in hard rock drill and blast tunnelling, *Geomechanics*, p, 1-11.

# Kadıköy Kartal Metro Projesi Şaftları Patlatmalı Kazı İşleri

## *Drilling and Blasting Operations in the Excavation of Kartal Metro Shafts*

Ö. Yılmaz

*Maden Mühendisi, Soner Temel Mühendislik, İstanbul*

S. Kuku

*Jeoloji Mühendisi, Soner Temel Mühendislik, İstanbul*

**ÖZET** İstanbul'un toplu taşıma politikasının bir sonucu olarak son yıllarda raylı sistemler yatırımlar artış göstermiştir. Bu yatırımların en önemlilerinden biri olan Anadolu yakasının ilk raylı sistemi olan Kartal-Kadıköy metro hattı projesidir. Bu yayında Kartal – Kadıköy metro hattı projesi sert formasyonlarda shaft açılması ve patlatma teknikleriyle ilgili mühendislik çözümlenmeleri irdelenmektedir.

**ABSTRACT** Investment in rail systems and in the development of public transport systems in Istanbul has increased in the recent years as a general policy. In this respect this paper summarizes drilling and blasting operations in the shaft excavations in Kartal-Kadikoy Metro Tunnels which is one of the most important projects of the last years.

## 1 GİRİŞ

Kadıköy-Kartal Metrosu, İstanbul'un Anadolu yakasında, ilk durağı Kadıköy son durağı ise Kartal olan ve tamamı yeraltından giden 21,6 Km hat uzunluğunda bir metrodur. Proje 17 Ağustos 2012'de metro inşaat hızı olarak dünya rekoru kırarak hizmete girmiştir.

Metro hattı E-5 güzergâhında ve ağır metro sınıfında inşa edilmiştir. Yerin ortalama 40 metre altından geçmektedir. Saatte (tek yön) 70 bin kişi taşıma kapasitelidir. Ekim 2010'da kazı çalışmaları bitmiş ve işletmeye açılmıştır. Hattı Marmaray'a bağlayacak istasyon olan Ayrılıkçeşme İstasyonu'nun inşaatı da başlamıştır. Ayrıca Kartal-Kaynarca hattı için uzatma çalışmaları ve projelendirme devam etmektedir. Şekil 1'de bu projenin istasyon listesi görülmektedir.



Şekil 1. Kadıköy Kartal Metro Projesi İstasyon listesi

Proje kapsamında ;

Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Ticaret A.Ş. olarak Kartal, Soğanlık, Hastane-Adliye ve Esenkent hattı olarak üzere kazı ve betonlama çalışmaları firmamız tarafından yapılmıştır. Ayrıca Küçükalyalı, Bostancı ve Kozyatağı kısımlarında kazıların tamamlanması ve betonlama imalatları firmamız tarafından yapılmıştır. Bu yayında shaft kazılarının patlatma ile imalat süreci anlatılacaktır.

## 2 BÖLGENİN JEOLÖJİK ÖZELLİKLERİ

Dolayoba Formasyonu (Üst Silüriyen-Alt Devoniyen); Gözdağ Formasyonu üzerine yanal ve düşey geçişle koyu mavi-mavimsi-koyu gri renklerde ve çeşitli karbonat fasiyeslerinden oluşan bu birim içinde resifal as ortamda depolanan masif-tabakalı kireçtaşları yaygındır. Birim içinde yerel olarak kuvarsit mercerklerinden de bahsedilmektedir. Dolayoba Formasyonu üstteki Kartal Formasyonu ile geçişlidir. Kalınlık 200-500 aralığında önerilmektedir.

## 3 HAZIRLIK İŞLERİ

Patlatma öncesi shaftlarda çevreye zarar vermemek amacıyla, shaft üstünü tamamen kapatacak ve patlatmanın verebileceği hasarı ortadan kaldıracak şekilde çelik konstrüksiyon olarak, dizaynı ve imalatı firmamız tarafından gerçekleştirilen kapaklar kullanıldı. Bu kapaklar montaj kolaylığı olması açısından parça parça birbirine kenetlenerek şekilde imalatı yapıp patlatma öncesi portal vinç kullanılarak montajı ve sonrası demontajı yapılmıştır. Ayrıca patlama sonucu ilk etapta çıkacak şok dalgaları ve gürültü etkisini azaltmak amacıyla kapağın alt yüzeyi sert lastik ve ara katman olarak sünger ile döşenerek izolasyon yapılmıştır. Şekil 2, 3 ve 4'de patlama yapmadan önce proje bölgesinin durumu görülmektedir.



Şekil 2. Patlatma öncesi kapak montajı



Şekil 3. Patlatma öncesi kapak montajı



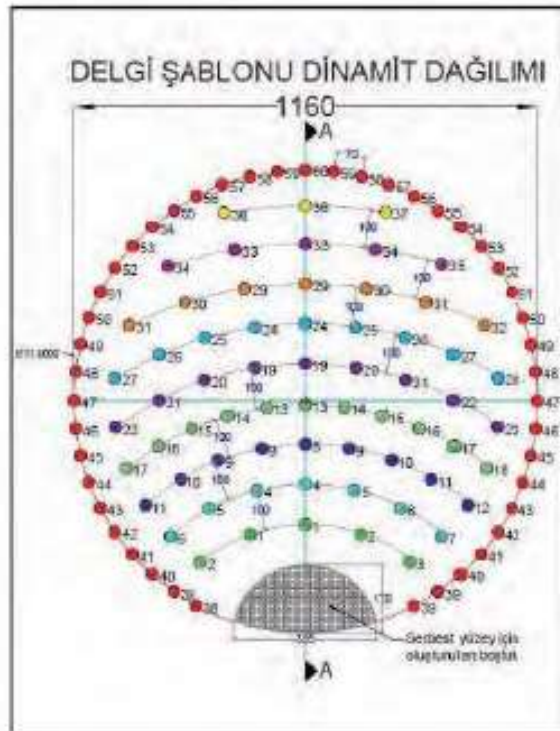
Şekil 4. Patlatma öncesi kapak montajı

Shaft patlatması yüzeye yakın mesafeden olduğu için emniyet açısından kapak montajı ve sabitlenmesi haricinde her patlatma esnasında kapak üzerine ağırlıklar konulmuştur.

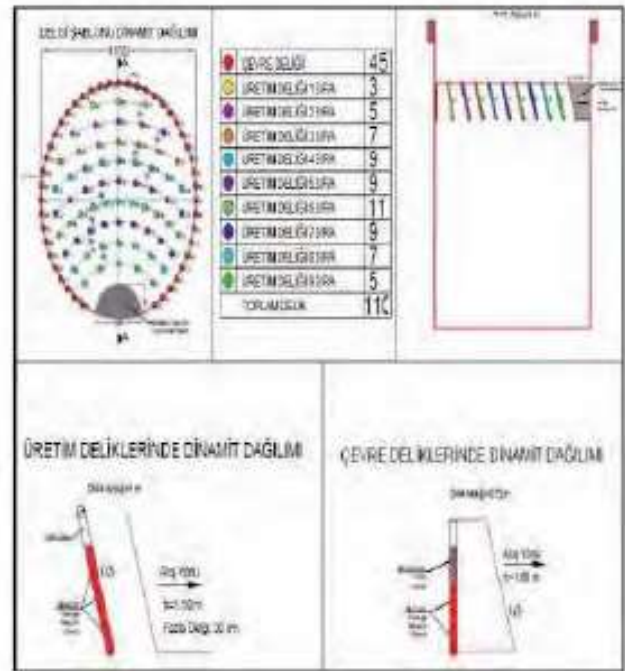
#### 4 PATLATMALI KAZI İŞLERİ

Kartal-Kadıköy metro hattında yapılan shaft patlatmalarında, patlayan ve parçalanan kayaların hareketi shaft duvarına yönlendirilmiştir. Bu yönlendirme shaft kazı kotundan, patlatma delgi boyu derinliğinde ve shaft çevresinde o safhada hidrolik kırıcı ile en kolay kazılabilecek özelliklerdeki noktada minimum bir metre yarıçapında yarım daire şeklinde bir çukur oluşturulmuştur. Bu boşluk yapılacak patlatma için serbest yüzey olarak değerlendirilip, patlatma bu boşluğa yönlendirilmiştir. Bu uygulama ile patlatmanın shaft dışına taş fırlatması önlenmiş, serbest yüzey oluşturmak için gerekli yoğun patlayıcı şarjına ihtiyaç ortadan kaldırılarak oluşacak titreşim kontrol edilebilmiş ve patlatma verimi artırılmıştır. Shaft çapı 11,60 m ve kazı alanı 106 m<sup>2</sup>'dir. Delgi boyu 1,50 m ve özgül şarj miktarı 0,46 kg/m<sup>3</sup> olacak şekilde uygulama yapılmıştır.

Şekil 5'de delgi paterni ve kapsül dağılımı verilmiştir. Ayrıca Şekil 6'da delgi paterni, kapsül dağılımı, üretim delikleri ve çevre deliklerinin şematik gösterimi yer almaktadır.



Şekil 5. Delgi paterni ve kapsül dağılımı



Şekil 6. Delgi paterni, kapsül dağılımı, üretim delikleri ve çevre deliklerinin şematik gösterimi

Şekil 7'de üretim ve çevre delik boyu ve dinamit şarjı verilmiştir. Şekil 8'de üretim delgisi yapılmış shaft yüzeyi ve Şekil 9'da shaft başlık kirişi betonu sonrası ilk patlatma için hazırlanan üretim delikleri.



Şekil 7. Üretim ve çevre delik boyu ve dinamit şarjı



Şekil 8. Üretim delgisi yapılmış şaft yüzeyi



Şekil 9. Şaft başlık kirişi betonu sonrası ilk patlatma için hazırlanan üretim delikleri.

## 5 PATLATMA YÖNTEMİ

Şaft patlatmalarında uygulanacak formasyon özellikleri, patlatılacak kesit alanı, yerleşim birimine yakınlık ve çevre şartları gibi parametreler değerlendirilerek özgül şarj miktarı, gecikme başına kullanılacak max. Patlayıcı miktarı ve kesite göre kaç kademede patlatma yapılacağı belirlenmiştir.

Yaklaşık 110 patlatma deliği delinen 100 m<sup>2</sup> kesitli şaftın patlatması, kaynağında oluşmasında sakınca olmayan titreşim miktarı bağlayıcı temel kriter olacak şekilde planlanarak, bir zamanda kullanılacak patlayıcı madde miktarına ve eldeki gecikmeli kapsül numara sayısına bağlı olarak 2-4 aşamada patlatma işlemi tamamlanmıştır.

Ayrıca ilk patlayacak zaman aralığındaki kapsüllerin önünde serbest yüzey çukuru oluşturulmuştur. Serbest yüzey oluşturulmasındaki en önemli etmen ilk sıradan itibaren zaman aralıklarına göre patlayan kapsüllerin hafriyatını, serbest yüzey boşluğuna atması, devam eden atım boyunca zeminde herhangi bir sıkışmaya sebep olmadan ve patlayıcının gücünü düşürmeden kaya ortamının parçalanması olup, serbest yüzey boşluğu başta olmak üzere kapsül sıralamasına göre hafriyatın boşalan kısımlara doğru yönlendirilip yığılmasıdır. Bu uygulama ile patlama sonucu öngörülen delgi boyu kadar olan kazı hacmi verimli bir şekilde alınmıştır.

Patlatma sonrası hafriyatın delgi paternine göre ilk patlayan kısımdan oluşan boşluğa doğru saçılıp yığılması (Şek. 10). İki kademeli olarak planlanmış atımın planlandığı gibi olumlu bir sonuç verdiğini göstermektedir (Şek. 11).

Atım sonunda şaftta genel olarak bakıldığında şaft içine inen merdivenin dahi hasar almaması da uygulanan patlatma yönteminin güvenilirliğini ve verimini göstermektedir (Şek. 12).

Atım sonrası oluşturulan serbest yüzey çukuruna hafriyatın yığılması ve patlatma sonucunda beklenen olumlu performans.



Şekil 10. İlk kademe patlatması





Şekil 11. İkinci kademe patlatması



Şekil 12. Patlatma sonrası shaftın görünüşü

## 6 SONUÇLAR

Şehir tünelciliğinde çevre ve güvenlik faktörleri dikkate alındığında patlatmalı kazılar genellikle tercih edilmemektedir. Fakat Kartal-Kadıköy metro hattında jeolojik koşullar göz önüne alındığında orta-sert kaya koşullarında kazı yapılması gerektiğinden proje süresi ve ekonomikliği gibi etmenlerden hattın bu kısımlarında patlatma ile kazı çalışması yapılmasına karar verilmiştir.

1- Tünel kotuna inebilmek veya havalandırma amaçlı açılacak shaftlarda dikey çalışma, çevresel etmenler ve etkilerinin azaltılması gibi parametreler düşünülerek patlatma için uygun koşullar ve yeni çözümler üretilmiştir. Bu durumda çelik konstrüksiyon kapak imalatı ve izolasyonu

yapılarak çevre koşullarına uygun şekilde patlatma yapılmasına olanak sağlanmış ve başarılı sonuç alınmıştır.

2- Shaftlara özel olarak hazırlanan ve uygulanan patlatma paterni ile üretim esnasında süre kaybı ve maliyet minimum seviyeye çekilmiştir.

3- Uygulanan patlatma paterni ile özellikle serbest yüzey boşluğu oluşturularak yapılan patlatmalar; aşamalı patlatmada, patlatma pasasının yönlendirilmesi ile patlamamış kısma olumsuz etkisi minimize edilerek kademeli patlatma yapabilme imkânı sağlamıştır. Üretim anlamında minimum özgül sarj ile maksimum kazı hacminin alınmasında çok verimli olmuştur. Ayrıca yerleşim birimlerine patlayıcının verebileceği vibrasyon etkisi kabul sınırları içerisinde kalarak, çevresel hasar ortadan kaldırılmıştır.

Bu uygulanan patlatma metodlarının mühendislik anlamında devamlı geliştirilmesi ve uygulanması Kartal-Kadıköy metro hattında çok iyi sonuçlar vererek şehir tünelciliğine yeni bir boyut kazandırmıştır. Ayrıca kazı hızı olarak sıra dışı değerlere ulaşılmış ve proje öngörülen süreninde önünde bitirilerek büyük bir mühendislik başarısına imza atılmıştır.



# Antalya-Kemer-Tekirova Güzergahında Açılan Altan Ayağ Tüneli (T3 Tüneli) Kaya Saplama Uygulaması Delik Delme Performans Analizi

## *Rock Bolt Hole Drilling Analysis in Altan Ayağ Tunnel (T3 Tunnel) Located in Antalya-Kemer-Tekirova Highway*

D. Akbay, R. Altındağ

*Süleyman Demirel Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Isparta*

**ÖZET** Son yıllarda artan nüfus ve araç sayısına paralel olarak hem ulaşımda alternatif yollar yaratmak hem de gidilen mesafeyi kısaltmak ve bu sayede zaman, enerji, yakıt vs.'den tasarruf elde etmek için birçok tünel projesi gerçekleştirilmiş ve gerçekleştirilmektedir. Tünel (demiryolu tünelleri, karayolu tünelleri, yaya tünelleri, metro tünelleri, kanalizasyon tünelleri, derivasyon tünelleri vb.) açılırken kaya saplamalarının tahkimat elamanı olarak kullanıldığı durumlarda maliyet teşkil eden ve en çok zaman alan işlerin başında delik delme işlemleri gelmektedir. Delik delme işlemlerinde gerek yanlış uç tipinin seçiminden kaynaklanan olumsuzluklar gerekse yanlış çalışma parametresi seçiminden kaynaklanan olumsuzluklar; üretim maliyetlerini artırıcı ve iş planlarında gecikmelere neden olan etkenler olmaktadır.

Bu çalışma kapsamında, Antalya-Kemer-Tekirova karayolu üzerinde bulunan Altan Ayağ tüneline paralel açılan dönüş istikametindeki T3 tünelinin inşaatında kullanılan delici makinanın tahkimat amaçlı bulon deliği delme performans analizi yapılmaya çalışılmıştır. Delik delme işlemleri için 3 farklı delici uç tipi (yarı balistik-konfigürasyon 23, küresel-konfigürasyon 23, küresel-konfigürasyon 06) kullanılmıştır. Delik delme işlemlerinin yapıldığı kayaçların fiziksel ve mekanik özellikleri gerek arazide gerekse laboratuvarında yapılan deneylerle belirlenmiştir. Delik delme sürelerinin belirlenmesinde dijital kronometre kullanılmıştır. Bulon delgi işlemlerinde her 3 uç tipi için delici makinanın çalışma parametreleri (devir, baskı kuvveti, su basıncı, hava basıncı) sabit tutulmuştur. Uç farklılıklarının gürültü oluşumunda etkisini belirlemek için delik delme işlemleri esnasında oluşan gürültü seviyeleri de dijital gürültü ölçüm cihazı ile ölçülmüştür. Elde edilen veriler değerlendirilerek tünelde geçilen formasyonlara bağlı olarak net delik delme hızları hesaplanmış ve kullanılan üç farklı uçtan hangisinin geçilen formasyonlar için uygun olabileceği belirlenmiştir. Ayrıca, delici uç tipine bağlı olarak gürültü seviyesinin nasıl değiştiği ölçülmüştür.

**ABSTRACT** In recent years, to create alternative ways of transportation as well as shorten the distance driven in parallel with the increasing population and number of vehicles also to achieve savings from time, energy, fuel, etc.. many tunnel projects were carried out and will go on. In tunneling (railway tunnels, road tunnels, pedestrian tunnels, subway tunnels, sewer tunnels, diversion tunnels, etc.) drilling constitutes the largest cost and time when rock bolts are used as support unit. Choosing the wrong bit and wrong operating parameter causes cost increase and delays in the work plan.

Drilling performance of Atlas Copco Rocket Boomer 282 Jumbo Driller was examined in this study that was used in Altan Ayağ Tunnel (T3 Tunnel) Located in Antalya-Kemer-Tekirova Highway. The physical and mechanical properties of the rocks where the drilling machine was running were determined both in the field and laboratory tests carried out. Drilling machine was

run with 3 different types of bits. Time studies were carried out for each drilling bit's penetration rate. Drilling machine parameters (rotation, thrust force, flushing etc.) were kept constant during drilling. Level of the noise caused by drilling was measured by audiometer. As a result, considering the penetration rates of each bits used in drilling for support units, suitable bit type was determined for the rocks where the drilling machine was running. Also, the noise levels depending on the bit type were examined by comparing.

## 1 GİRİŞ

Son yıllarda artan nüfus ve araç sayısına paralel olarak hem ulaşımda alternatif yollar yaratmak hem de gidilen mesafeyi kısaltmak ve bu sayede zaman, enerji, yakıt vs.'den tasarruf elde etmek için birçok tünel projesi gerçekleştirilmiş ve gerçekleştirilmektedir. Tünel (demiryolu tünelleri, karayolu tünelleri, yaya tünelleri, metro tünelleri, kanalizasyon tünelleri, derivasyon tünelleri vb.) açılırken bulonların tahkimat elmanı olarak kullanıldığı durumlarda maliyet teşkil eden ve en çok zaman alan işlerin başında delik delme işlemleri gelmektedir. Delik delme işlemlerinde gerek yanlış uç tipinin seçiminden kaynaklanan olumsuzluklar gerekse yanlış çalışma parametresi seçiminden kaynaklanan olumsuzluklar; üretim maliyetlerini arttırıcı ve iş planlarında gecikmelere neden olan etkenler olmaktadır.

Kayaç delinebilirliğinde jeolojik, makine ve işletme parametreleri etkili olmaktadır (Çiz. 1).

Çizelge 1. Kayaç delinebilirliğine etki eden ana parametreler (Altındağ, 2004)

Jeolojik parametreler	Makine parametreleri	İşletme parametreleri
• Kayaç türü	• Delici makine tipi	• Delme metodu
• Fiziksel ve mekanik özellikler	• Baskı gücü	• Makinanın kullanım ömrü
• Tabakalanmanın yönelimi	• Devri	• Makinanın bakımı
• Süreksizlikler	• Delici uç türü	• Operatörün tecrübesi
• Mineral birleşimi	• Akışkan basıncı	• Lojistik destek

### 1.1 Kaynak Özetleri

Tünel projelerinde genellikle delik delme işlemlerinde kayacın fiziko-mekanik özelliklerinin delici makina ve kullanılan delici uç ile ilişkisi araştırılmadan delik delme işlemi yapılmaktadır. Araştırmacılar tarafından tünel açma ve delici makinaların performans tahmininde en çok kullanılan parametre tek eksenli basınç dayanımıdır. Paone ve Madson (1966), Paone vd. (1969a), Barendsen (1970), Brown ve Phillips (1977), Hughes (1986), Karpuz vd. (1990), Kahraman (1999) yaptıkları çalışmalarda tek eksenli basınç dayanımı ve Schmidt Çekici sertlik değerinin delme hızını etkileyen parametreler arasında öne çıktığını gösteren ilişkiler bulmuşlardır. Paone vd. (1969b) çok sayıda kayaç üzerinde yaptıkları hem laboratuvar hem de saha çalışmaları sonucunda delme hızı ve kayaç özellikleri arasındaki ilişkileri belirleşmişlerdir. Howarth vd. (1986) araştırmaları sonucunda yoğunluk, basınç dayanımı, gözeneklilik ve P-dalga hızı ile delme hızı arasında anlamlı ilişkiler bulmuşlardır. Thuro ve Spaun (1996) çalışmalarında mekanik ve petrografik özellikler ile delme hızı ve uç aşınması arasındaki ilişkiyi araştırmışlardır. Thuro (1997) delme hızı ile kayacın dayanımı, baskı kuvveti, delici uç tipi, uç aşınması ve jeolojik süreksizlikler arasında bir ilişki belirlemişler ve süreksizlik aralığının 20 cm'den 1 cm'ye düşmesi halinde delme hızında %25'lik bir artışa neden olduğunu görmüşlerdir. Kahraman vd. (2003a,b) yaptıkları birçok araştırmada delme hızı ile tek eksenli basınç dayanımı, Brazilian çekme dayanımı, nokta yük dayanımı ve Schmidt sertlik indeksi arasında güçlü ilişkiler bulmuşlardır. Ayrıca gözeneklilik ve delme hızı arasındaki ilişkiyi incelemişlerdir. Bilgin ve Kahraman (2003) farklı açık maden ocaklarında yaptıkları

çalışmada kayaç özellikleri ile delme hızı arasındaki ilişkileri gözlemlemişlerdir. Kahraman vd. (2003) 4 farklı bölgede 8 kayaç tipi üzerinde darbeli delme çalışmalarını yapmışlardır. Delik delme hızı ile tek eksenli basınç dayanımı, Brazilian çekme dayanımı, nokta yük dayanım indeksi ve Schmidt çekici sertliği arasında anlamlı ilişkiler elde etmişler, bunlardan nokta yük dayanım indeksi ve Schmidt çekici sertliği değerlerinin sahada kolayca belirlenip delme hızının tahmini için kullanılabileceğini önermişlerdir. Akçin ve Karpuz (2005) ise delik delme hızı ile tek eksenli basınç dayanımı, spesifik enerji, kaya kalite göstergesi (RQD) arasında anlamlı ilişkiler bulmuşlar, en etkili parametrenin de spesifik enerji olduğunu belirlemişlerdir. Kahraman vd. (2006) Pozantı-Ankara kara yolu tünel inşaatında kullanılan delici makinenin performansını araştırmışlar, kayacın mekanik özellikleri ile delme hızı arasında bir ilişki bulamamışlar fakat hacimsel çatlak sayısı ile delme hızı arasında güçlü ters bir ilişki belirlemişlerdir. Yasar vd. (2011) yaptıkları deneysel çalışmada delme hızının tek eksenli basınç dayanımı ile ters üssel bir ilişki elde etmişlerdir. Bilim (2011) farklı doğal taşlar üzerinde laboratuvar ölçekli delme makinasında yaptığı uygulamalar sonucunda delme hızı ve kayaçların mekanik özellikleri arasındaki ilişkiyi araştırmış ve delme hızı tahmininde de birden fazla parametrenin aynı dikkate alınması gerektiğini önermiştir. Yaralı ve Soyer (2011) 32 farklı kayaç üzerinde yaptıkları çalışmada delme oranı indeksi ile tek eksenli basınç dayanımı, çekme dayanımı, Shore sertliği ve nokta yük dayanımı arasındaki güçlü ilişkiler belirlemişlerdir. Bu çalışma ile birlikte literatüre yeni bilgiler kazandırılacak, ileride konu ile ilgili çalışacak araştırmacılara fayda sağlanacak, sektördeki firmalara farklı formasyonlar için uygun uç tiplerinin önerilmesi ile delme hızında artış olacak, uç sarfiyatı azalacak, yakıt ve enerji sarfiyatı olmak üzere birçok maliyet kalemi düşecektir.

## 2 ÇALIŞMA SAHASI

Bu çalışma kapsamında incelenen delici makinenin kullanıldığı Antalya-Kemer-Tekirova karayolu üzerinde bulunan mevcut Altan Ayağ (Kuzey) tüneline paralel, dönüş istikametinde açılan T3 tüneli, 23+504,50 ile 24+419,50 km'ler arasında bulunmaktadır ve uzunluğu 915 m'dir (Şek. 1).



Şekil 1. T3 tüneli Google Earth yerleşimi

### 2.1 Çalışma Sahasının Jeolojisi

Güzergâh Akdeniz'in kıyısında, Beydağlarının hemen eteğinde, Antalya Kemer arasındaki karayolunda bulunmaktadır. Tünelin üzerinde maksimum örtü kalınlığı 55 metre ve 915 m uzunluğundaki T3 tüneline arazi düzenli olarak yükselmekte, en yüksek noktaya ulaştıktan sonra azalmaktadır. Tünel girişinde arazi kotları 30 m dolayında iken, tünelin en derin olduğu yerde arazi 153 m kotuna kadar yükselmektedir.

Proje sahası ve yakın çevresinde yaşlıdan gence doğru sırasıyla Jura yaşlı Tekedağı Formasyonu ve Kretase yaşlı Keçili ile Kuvaterner yaşlı kolüvyon ile alüvyon görülmektedir. Tünel güzergâhını kapsayan kesime ait stratigrafik kolon kesit Şekil 2'de verilmiştir.

Üst Sistem	Sistem	Formasyon	Kaya Türü	Açıklama
Senozyoik	Kuvaterner	Alüvyon Ca		Kıl, kum, çakıl, blok
		Kolüvyon Oc		Killi kumlu çakıllı blok
Mesozoyik	Kretase	Keçili Kk		Ofiyolitli fiş (konglomera, kumtaşı, silttaşı, kiltap)
	Jura	Tekedağ Jkt		Neritik kireçtaşı tabanlı dolomitik kireçtaşı

Şekil 2. Antalya-Kemer-Tekirova devlet yolu proje kesimi stratigrafik kolon kesiti (TTS Müh. Mim., 2012).

T3 tünelinin açılacağı kesimi oluşturan kayaların mühendislik özellikleri belirlenirken mevcut T3 tünelinin projesinden faydalanılmıştır. Buna göre tünel Jura yaşlı Tekedağ formasyonu ile Kretase yaşlı Keçili formasyonu içerisinde açılmaktadır. Tünel giriş ve çıkışında görülen kuvaterner yaşlı kolüvyonlara ise ancak portal yaklaşım kazıları sırasında rastlanmaktadır.

Tünel kazısı büyük oranda Tekedağ formasyonu kireçtaşları (Şek. 3) içerisinde gerçekleştirilmiştir. Birim içerisinde yer yer

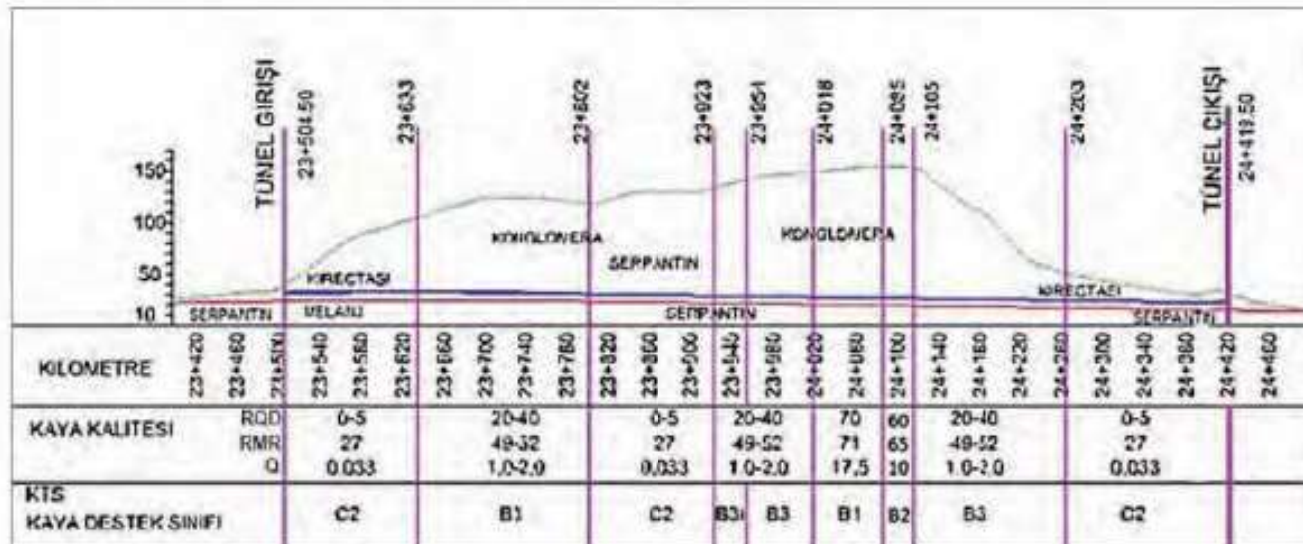
erime boşlukları bulunmaktadır. Tabanda ise yer yer dolomitik ve mercanlı kireçtaşları görülmektedir. Birim açık gri, sert, dayanımlı, az ayrılmış, masif, yer yer tabakalı ve erime boşlukludur. Süreksizliklerin genelde GB-KD yönünde bir sıkışma, KB-GD yönünde ise gerilme kuvvetlerinin etkisi ile oluştuğu anlaşılmaktadır.

Tünelde görülen kireçtaşları genelde masif, yer yer tabakalıdır. Eklemler kireçtaşlarında seyrekler. Genel olarak pürüzlü, düzlemsel, yer yer dalgalı, dolgunsuz veya kil-kalsit dolguludur. Genellikle 0,1 – 5 mm açıklıklı, yer yer <0,1 mm açıklıklı, 400-1500 mm aralıklı olan eklemlerin sürekliliği 3 m ile >20 m arasında değişmektedir.

### 3 MATERYAL VE METOD

#### 3.1 Delik Delme İşlemleri

Tünel inşaatındaki delik delme işlerinde Atlas Copco Rocket Boomer 282 Jumbo Delici ekipman (Şek. 4) kullanılmıştır. Delici makinaya ait teknik özellikler Çizelge 3'de verilmiştir. Makinanın üzerinde 2 kontrol paneli mevcuttur. Makinanın delici aksamı, üzerinde bulunan 55kW'lık 2 adet elektrik motoru ile çalışmaktadır.



Şekil 3. T3 tüneli mühendislik jeolojisi haritası (TTS Müh. Mim., 2012).



Şekil 4. Atlas Copco Rocket Boomer 282 Jumbo Delici

Çizelge 2. Atlas Copco Rocket Boomer 282 teknik özellikleri

Delici matkap	2 x COP 1838ME
Besleme	2 x BMH 2843
Bom	2 x BUT 28
Delici sistem	RCS
Uzunluk	11820 mm (BMH 2843 dahil)
Genişlik	1980 mm
Yükseklik	2300 mm (3000 mm bomlar dik)
Dönüş yarıçapı	3000/5500 mm
Ağırlık	17500 kg

Kaya saplama montajı için yapılan delik delme işlemi (Şek. 5) tungsten karbür ve kobaltın farklı miktarlardaki karışımlarından elde edilen "delici uç" adı verilen delici matkap uçları ile yapılmaktadır. Çalışma kapsamında farklı karbür ve konfigürasyon tiplerine sahip 3 farklı Delici uç kullanılmıştır (Şek. 6).



Şekil 5. Tavanda kaya saplama delikleri için yapılan delik delme işlemi



Şekil 6. Delik delme işleminde kullanılan delici uçlar (RA: yarı balistik, konfigürasyon 23; RB: küresel, konfigürasyon 23; RC: küresel, konfigürasyon 06)

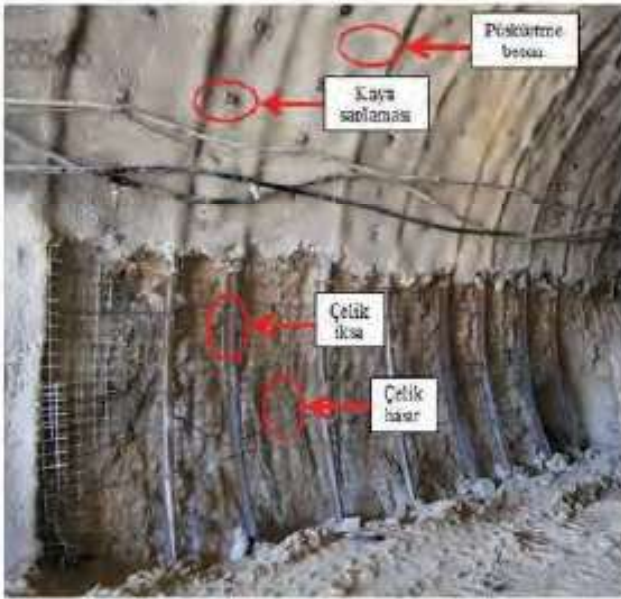
Delik delme süreleri tüm delikler için dijital kronometre ile ölçülmüştür. Delik delme işlemlerinde makinanın çalışma parametreleri (devir, baskı kuvveti, darbe kuvveti, su basıncı, hava basıncı) sabit tutulmuştur (Çiz. 3).

Çizelge 3. Delik delme esnasında makina çalışma parametreleri

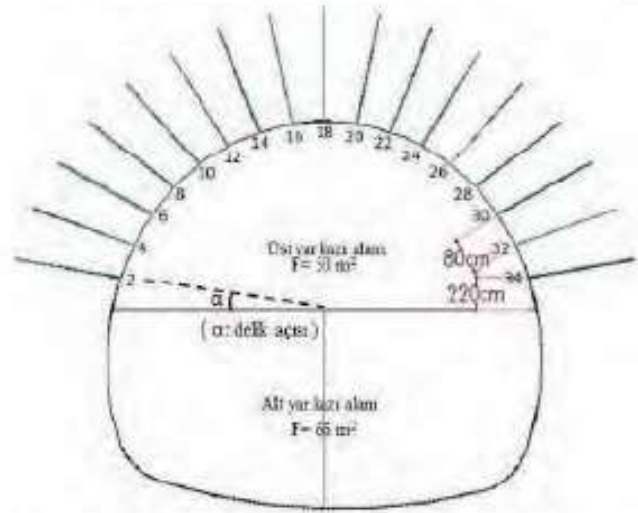
Devir	50-60 rpm
Baskı kuvveti	50-60 bar
Darbe kuvveti	140-200 bar
Su basıncı	19-21 bar
Hava basıncı	4-5 bar

Tünel inşaatında geçilen formasyonun özelliklerine bağlı olarak bir have ilerlendikten sonra tünel yan cidarı ve tavanına kalıcı tahkimat olarak çelik iksa + çelik hasır + püskürtme beton + kaya saplama + püskürtme beton uygulanmaktadır (Şek. 7). Uygulanan kaya saplama tünel eksenine paralel yönde formasyona bağlı olarak 0,80-1,50 m değişen aralıklarla, tünel eksenine dik yönde ise 0,80 m aralıklarla uygulanmaktadır. Kaya saplama tünel tavanına bir yay oluşturacak şekilde şaş beş delik düzeninde, bir yayda 17 adet bir sonraki yayda 18 adet olmak üzere uygulanmaktadır. Ankraj deliklerinin çapı 51 mm ve boyu 4 m'dir. 18 adet delik delinen yaylardaki delikler 1'den 35'e kadar tek rakamlarla, 17 adet delik delinen yaylardaki delikler 2'den 34'e kadar çift sayılarla

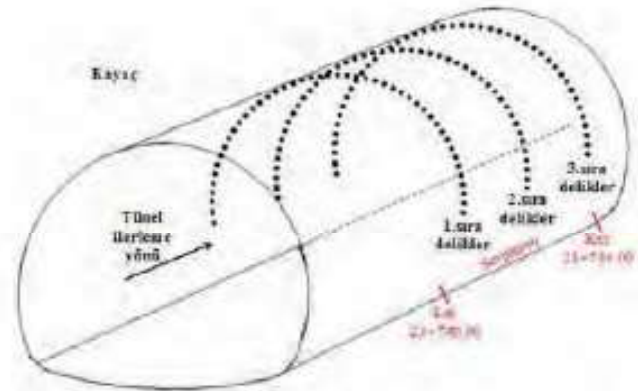
kodlanmıştır (Şek. 8). Delik delme işlemlerinde aynı formasyon içinde her bir yayda farklı delici uç tipi kullanılmıştır. Örneğin  $x$  m'deki yayda RA kodlu delici uç kullanıldıktan sonra  $(x+1)$  m'deki yayda RB kodlu delici uç, bir sonrakinde ise RC kodlu delici uç kullanılmış ve döngü böyle devam etmiştir (Şek. 9). Bu uygulamadaki amaç her bir formasyonda farklı delici uç tipleri kullanarak delme hızlarını ölçmek ve uç tiplerinin delme verimliliklerini daha iyi irdeleyebilmektir. Delik delme hızları tünelin batı portali girişi 99-105; 138-147; 171-177; 222-228; 240-246 metreleri arasında, tünelin doğu portali girişi 75-84; 87-92; 92-96; 104-112; 131-135; 155-159; 160-164; 170-173; 186-189; 189-192; 201-205; 245-252; 269-272; 280-294; 324-328 metreleri arasında ölçülmüştür.



Şekil 7. Tünel tahkimatında çelik iksa + çelik hasır + püskürtme beton + kaya saplaması uygulaması



Şekil 8. Tavanda tahkimat amaçlı açılan 17 adet delik delinen bir yaydaki 2'den 34'e kadar çift sayılarla kodlanan 4 m'lik deliklerin dizilimi



Şekil 9. Aynı formasyon içinde farklı delici uç tipleriyle delinen deliklerin şematik gösterimi

### 3.2 Gürültü Seviyesi Ölçümü

Delik delme işlemleri sırasında delici makinanın tünel içindeki konumuna göre makinanın sağ veya sol tarafından, operatör kabinine 2 m uzaklıktan 2 dakika boyunca 5 saniye aralıklarla gürültü ölçümü yapılmıştır. Gürültü seviyesi ölçümünde CEM DT-8852 model gürültü ölçüm cihazı (Şek. 10) kullanılmıştır. Gürültü seviyesi ölçümündeki amaç aynı formasyonda tavanda deliklerin delinmesi sırasında kullanılan farklı delici uç tiplerinin gürültü seviyesi değerlerinin ölçülmesidir. Ayrıca farklı delici uç tiplerinin gürültü oluşumuna etkisinin rolü araştırılmıştır.





Şekil 10. CEM DT-8852 model gürültü ölçüm cihazı

### 3.3 Fiziksel ve Mekanik Özelliklerin Belirlenmesi

Tünel güzergâhı boyunca geçilen kayaç birimlerinden temsili olarak yerinden kayaç blokları alınmıştır. Alınan kayaç örneklerinden TS EN standartlarında belirtilen ve Uluslararası Kaya Mekanik Derneği (ISRM, 2007) tarafından önerilen deneylerde aranan boyutlarda numuneler Süleyman Demirel Üniversitesi Kazı Mekanik ve Doğal Taşlar Teknolojisi Laboratuvarında hazırlanmıştır. Tünel güzergâhındaki formasyonların çok parçalı yapıda olmasından dolayı blok/parça numune alınması güç olduğundan olabildiğince her deney yöntemi için maksimum sayıda deney numunesi hazırlanmaya çalışılmıştır. Fakat serpantin gibi bazı kayaç örnekleri karot alımı esnasında dağıldığından numune hazırlamak mümkün olmamıştır. Deney numunelerinin laboratuvar ortamında uzun süre bekletilip ortam şartlarından çok fazla etkilenmemesi için, çalışma süresi boyunca araziden getirilen kayaç örneklerinden hazırlanan numuneler bekletilmeden deneylere tabi tutulmuşlardır (Şek. 11).



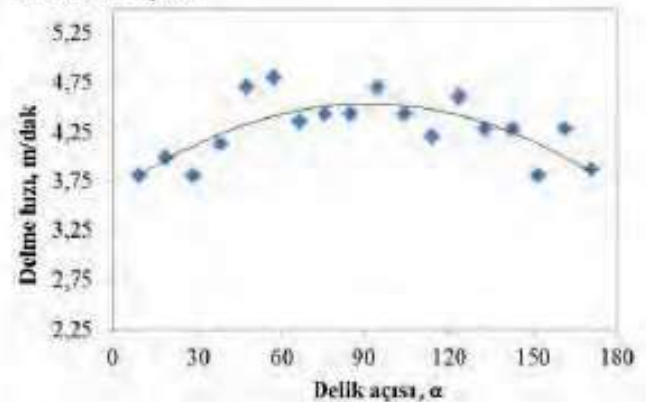
Şekil 11. Çeşitli kayaçlardan hazırlanan bazı deney numunelerinin genel görünüşü

## 4 ARAŞTIRMA BULGULARI

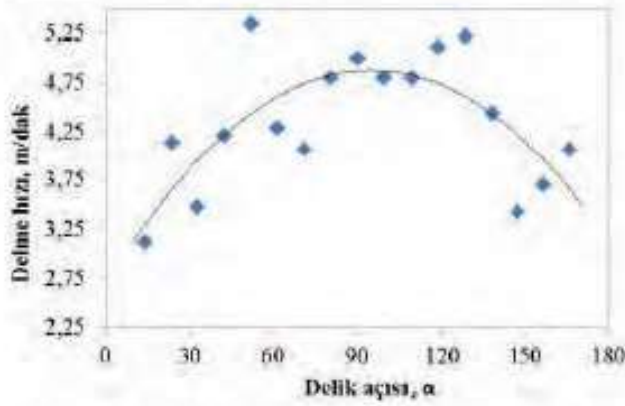
### 4.1 Delik Delme İşlemleri

Tünel güzergâhı boyunca farklı mesafelerde tavanda kaya saplaması deliklerinin delinmesinde konumlarına göre delme hızlarının nasıl değiştiği ve kullanılan delici uç tiplerinin formasyona bağlı olarak delik delme hızları farklılıkları belirlenmeye çalışılmıştır.

Delik delme işleminde kaya saplamalarının montajının yapılacağı, tünel tavanında bir yay oluşturan deliklerin delme hızlarının, deliğin yay üzerinde bulunduğu açısız konumu ile ilişkileri araştırılmıştır. Örnek olarak tünel Batı portal girişi (BPG) 244,50 m'deki serpantin formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları (Şek. 13) ile tünel Doğu portal girişi (DPG) 201,50 m'deki konglomera formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları (Şek. 14) ele alınmıştır.



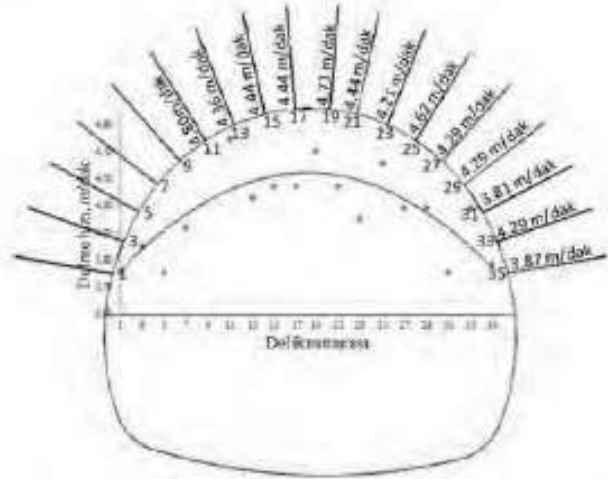
Şekil 13. BPG 244,50 m'de serpantin formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları ve delik açıları



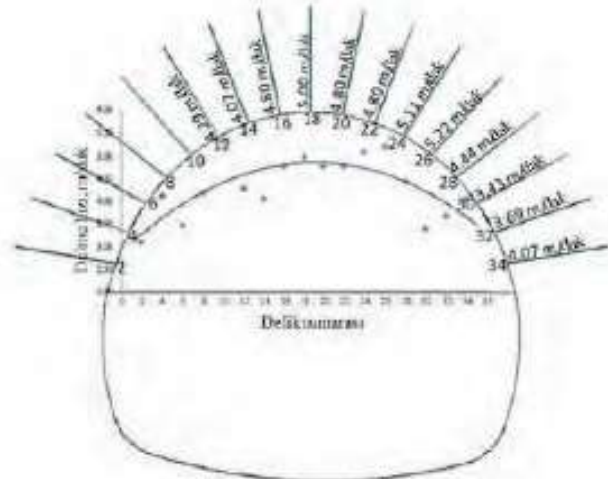
Şekil 14. DPG 201,50 m'de konglomera formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları ve delik açıları

Batı portal girişi 244,50 m'de serpantin formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları minimum 3,81 m/dak, maksimum 4,81 m/dak, ortalama 4,28 m/dak olarak; doğu portal girişi 201,50 m'de arasında konglomera formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları minimum 3,12 m/dak, maksimum 5,33 m/dak, ortalama 4,35 m/dak olarak ölçülmüştür. Şekil 13 ve 14'e bakıldığında delik delme hızlarının tünel tavanında varsayılan hayali yay çizgisi üzerindeki açısal konumuna göre değiştiği görülmektedir. Diğer bir deyişle tünelin tavanında ve tavanına yakın yerlerdeki delik delme hızları ile tünelin yan duvarları üzerindeki delik delme hızlarının tünel ekseninden açısal değişimlerine göre dağılım eğrileri incelendiğinde aralarındaki ilişkinin ikinci dereceden bir denklem oluşturduğu görülmektedir. Aralarındaki ilişkinin eğrisel trendinin tünel tavanındaki yay ile benzerlik gösterdiği de görülmektedir. Diğer bir deyişle tünel tavanındaki deliklerin delme hızlarının tünel yan duvarlarındaki deliklerin delme hızlarından nispeten daha yüksek olduğu belirlenmiştir. Bu sonuç doğal bir sonuç olup yatay deliklerdeki kırıntının delik dışına taşınmasında dik deliklere nazaran daha zor olduğundan delik delme hızları da düşük olmalıdır. Bu teorik beklenti sayısal olarak ifade edilmiştir. Tünel güzergâhı boyunca farklı metrelerdeki ve farklı formasyonlardaki delik delme hızı ölçümleri değerlendirildiğinde bu durumun diğer ölçüm noktalarında da aynı olduğu gözlemlenmiştir.

Bu ölçüm noktalarından BPG 244,50 m ve DPG 201,50 m'deki delik delme hızı ve delik pozisyonu (açısal olarak) arasındaki ilişkiyi gösteren grafikler (Şek. 13 ve 14) sırasıyla tünel kesiti üzerine oturtulduğunda bu durum daha açık olarak görülmektedir (Şek. 15 ve 16).



Şekil 15. BPG 244,50 m'de serpantin formasyonunda delik delme hızı ve delik numarası arasındaki ilişkiyi gösteren grafiğin tünel kesiti üzerinde gösterimi



Şekil 16. DPG 201,50 m'de konglomera formasyonunda delik delme hızı ve delik numarası arasındaki ilişkiyi gösteren grafiğin tünel kesiti üzerinde gösterimi

Delik delme hızlarının tünel tavanında varsayılan yay üzerinde 0°'den (yatay konumdan) başlayarak yaklaşık 9,5°'lik değişimlerle tünel tavanındaki 90°'lik dik duruma gelinceye kadarki değişimleri

incelendiğinde, delme hızlarının belli bir düzene sahip olmaksızın delinen formasyondan ve kullanılan uç tipinden bağımsız olarak bazen artan bir artış gösterdiği bazen ise azalan bir artış gösterdiği belirlenmiştir (Şek. 17 ve 18). Örnek olarak DPG 269,50 m'deki serpantin formasyonunda FA tip delici uç ile delinen deliklerin açısal konumları ve delme hızları karşılaştırıldığında 9,5°'lik açısal konuma sahip delik ile 90,25°'lik açısal konuma sahip deliklerin delme hızları sırasıyla 3,00 m/dak ve 5,33 m/dak'dır (Şek. 17). Bu iki farklı pozisyondaki deliklerin delme hızları verimliliği farkı;

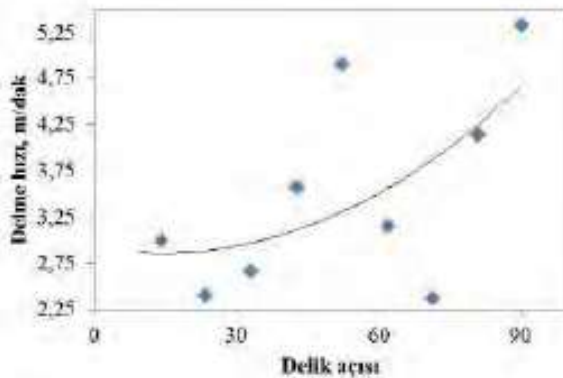
$$((5,33 - 3,00) / 3,00) * 100 = 78$$

% 78 olarak belirlenmiştir.

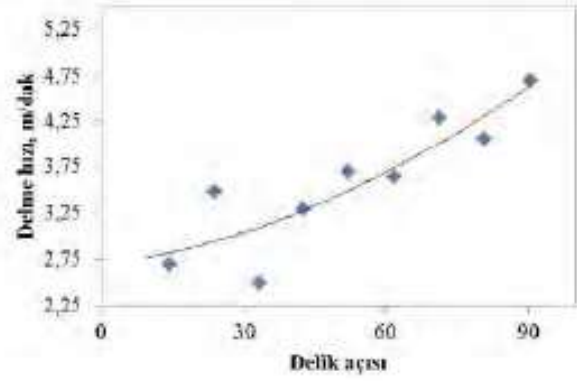
Aynı şekilde DPG 324,75 m'deki konglomera formasyonunda FA tip delici uç ile delinen deliklerin açısal konumları ve delme hızları karşılaştırıldığında 9,5°'lik açısal konuma sahip delik ile 90,25°'lik açısal konuma sahip deliklerin delme hızları sırasıyla 2,70 m/dak ve 4,71 m/dak'dır (Şek. 18). Bu iki farklı pozisyondaki deliklerin delme hızları verimliliği farkı ise;

$$((4,71 - 2,70) / 2,70) * 100 = 74$$

% 74 olarak belirlenmiştir.



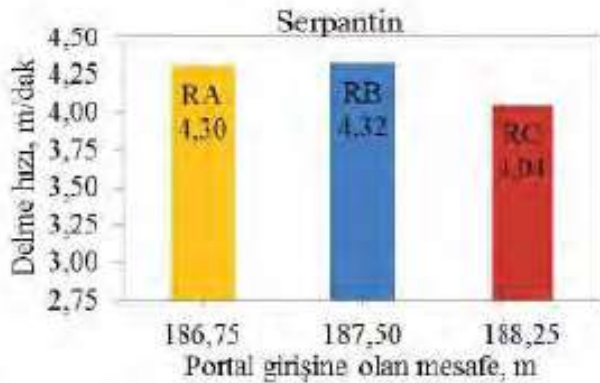
Şekil 17. DPG 269,50 m'de serpantin formasyonunda FA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları ve delik açıları



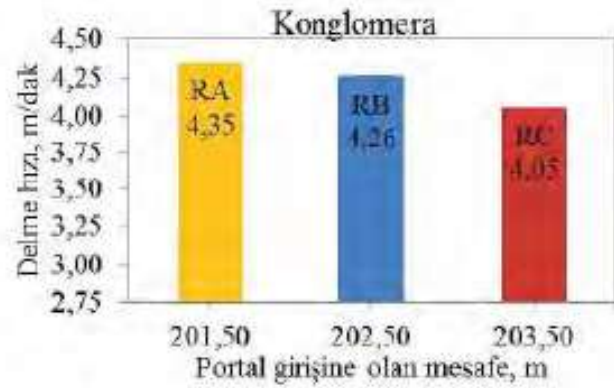
Şekil 18. DPG 324,75 m'de konglomera formasyonunda RA tip delici uç ile delinen deliklerin delme hızları ve delik açıları

Aynı formasyon içinde farklı tip delici uçlar ile yapılan delik delme işlemlerinde delik delme hızları ölçülmüştür. RA tip delici uç işletme tarafından kullanılan, RB ve RC tip delici uçlar ise çalışma kapsamında temin edilen delici uçlardır. DPG 186-189; 201-204; 245-252; 269-272; 280-284 ve 324-328 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile tavanda delik delme işlemleri yapılmış ve delme hızları ölçülmüştür. Bu 3 farklı ucun kullanıldığı formasyonlardaki ortalama delme hızlarının grafiksel mukayeseleri Şekil 19-24'de verilmiştir. Yapılan ölçümler sonucunda karbür konfigürasyonu aynı fakat karbür tipi farklı olan delici uçların delme hızlarının birbirine yakın, karbür konfigürasyonu farklı fakat karbür tipi aynı delici uçların delme hızlarının farklı olduğu gözlemlenmiştir. Örneğin, tünel güzergahı üzerinde DPG 186-189 m'ler arası formasyon serpantin olarak belirlenmiştir. Ortalama delme hızlarına bakıldığında RA tip delici uç ile delinen deliklerin ortalama delme hızı 4,30 m/dak, RB tip delici uç ile delinen deliklerin ortalama delme hızı 4,32 m/dak olarak ölçülmüştür. RB ve RC tip delici uçların ise karbür tiplerinin aynı olduğu (küresel) karbür konfigürasyonlarının farklı olduğu (sırasıyla konfigürasyon tipi 23 ve 06) görülmektedir. Ortalama delme hızlarına bakıldığında RB tip delici uç ile delinen deliklerin ortalama delme hızı 4,32 m/dak, RC tip delici uç ile delinen deliklerin ortalama delme hızı 4,04 m/dak olarak ölçülmüştür. Tünel güzergahı boyunca farklı farklı formasyonlardaki delik delme hızı ölçümleri kendi içlerinde değerlendirildiğinde

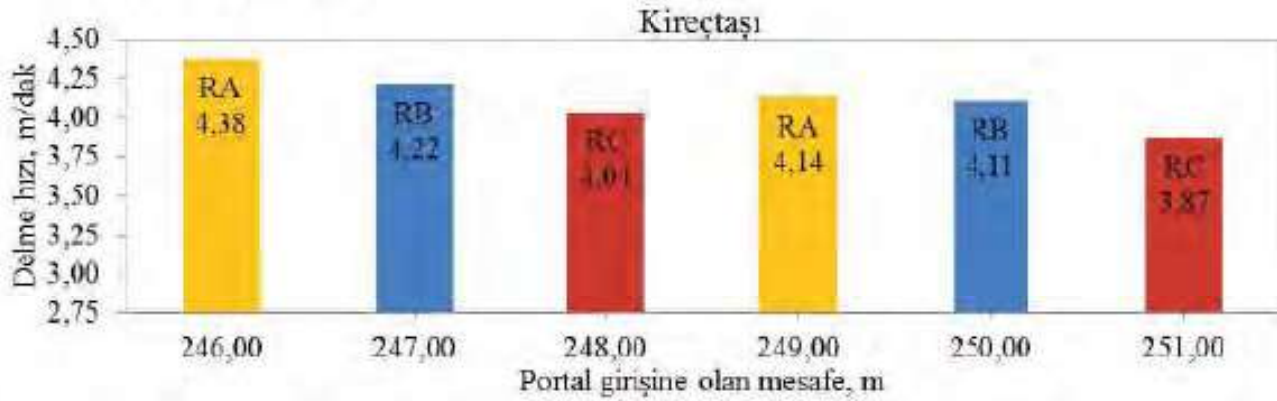
bu durumun diğer ölçüm noktalarında da aynı olduğu gözlemlenmiştir.



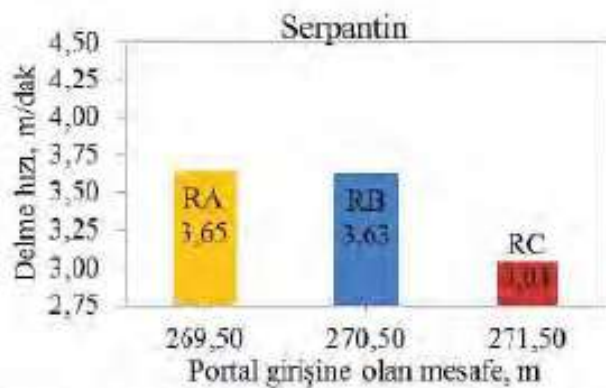
Şekil 19. DPG 186-189 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile delinen deliklerin delme hızlarının karşılaştırılması



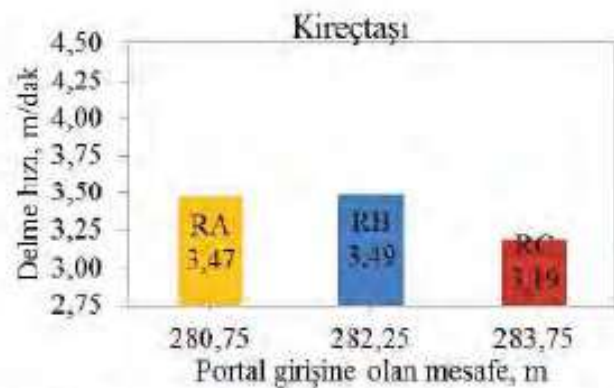
Şekil 20. DPG 201-204 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile delinen deliklerin delme hızlarının karşılaştırılması



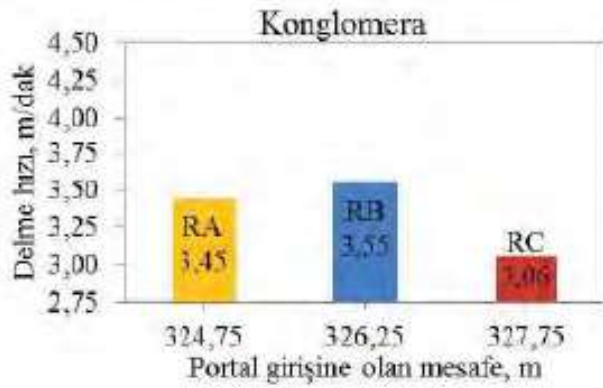
Şekil 21. DPG 245-252 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile delinen deliklerin delme hızlarının karşılaştırılması



Şekil 22. DPG 269-272 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile delinen deliklerin delme hızlarının karşılaştırılması



Şekil 23. DPG 280-284 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile delinen deliklerin delme hızlarının karşılaştırılması



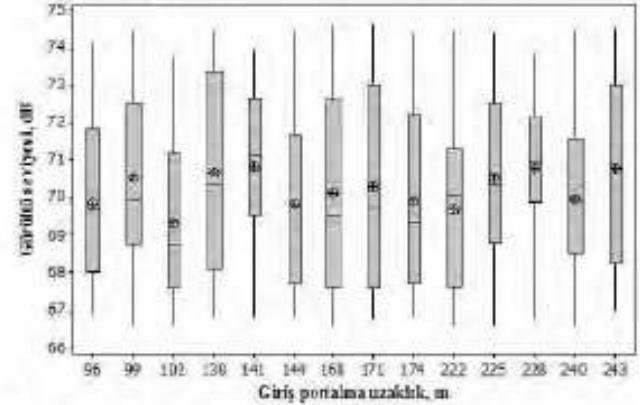
Şekil 24. DPG 324-328 m'ler arasında farklı delici uç tipleri ile delinen deliklerin delme hızlarının karşılaştırılması

#### 4.2 Gürültü Seviyesi Ölçümleri

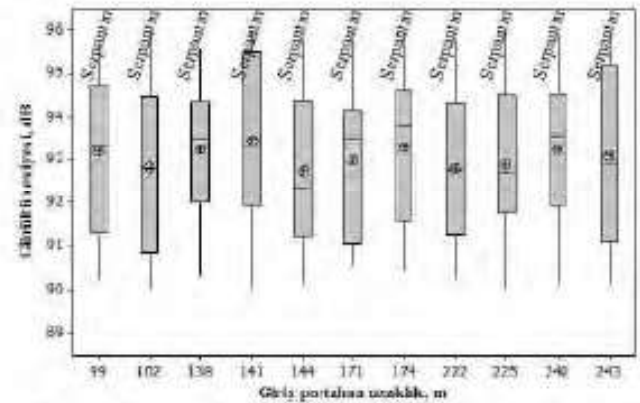
Hem BPG'de hem de DPG'de tünel güzergâhı boyunca herhangi bir çalışma yapılmıyorken ve tavanda yapılan delik delme işlemleri esnasında gürültü seviyesi ölçümleri yapılmış ve ölçüm sonuçları Minitab istatistik yazılımı ile analiz edilmiştir. BPG'de yapılan ölçümler sonucunda tünel içerisinde herhangi bir çalışma yapılmıyorken gürültü seviyesinin minimum 66,5 dB ile maksimum 75,0 dB arasında değiştiği ve ortalama gürültü seviyelerinin birbirine yakın olduğu belirlenmiştir (Şek. 25). Farklı formasyonlar içinde farklı delici uç tipleri ile yapılan tavanda delik delme işlemleri esnasında yapılan ölçümler sonucunda ise gürültü seviyesinin minimum 90,0 dB ve maksimum 96,0 dB arasında değiştiği ve ortalama gürültü seviyelerinin birbirine yakın olduğu belirlenmiştir (Şekil 26). Ayrıca bu değerlerin makinanın katoloğunda belirtilen "çalışırken maksimum gürültü seviyesi değeri" olan 106,0 dB'in altında olduğu belirlenmiştir.

DPG'de yapılan ölçümler sonucunda tünel içerisinde herhangi bir çalışma yapılmıyorken gürültü seviyesinin minimum 66,5 dB ile maksimum 75,0 dB arasında değiştiği ve ortalama gürültü seviyelerinin birbirine yakın olduğu belirlenmiştir (Şek. 26). Farklı formasyonlar içinde farklı delici uç tipleri ile yapılan delik delme işlemleri esnasında yapılan ölçümler sonucunda ise gürültü seviyesinin minimum 90,0 dB ve maksimum 96,0 dB arasında değiştiği ve ortalama gürültü

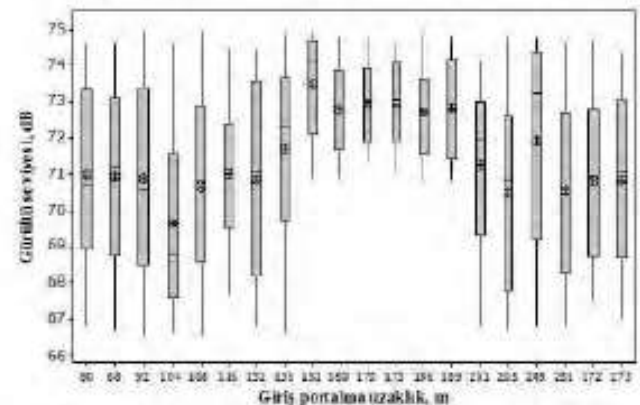
seviyelerinin birbirine yakın olduğu belirlenmiştir (Şek. 26-29). Ayrıca bu değerlerin makinanın katoloğunda belirtilen "çalışırken maksimum gürültü seviyesi değeri" olan 106,0 dB'in altında olduğu belirlenmiştir.



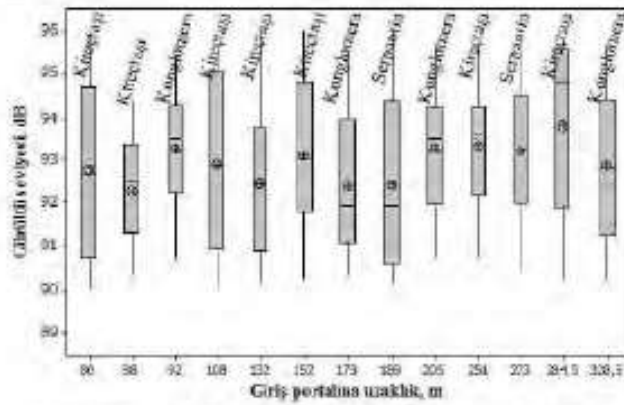
Şekil 24. BPG çalışma yok iken yapılan gürültü seviyesi ölçümü



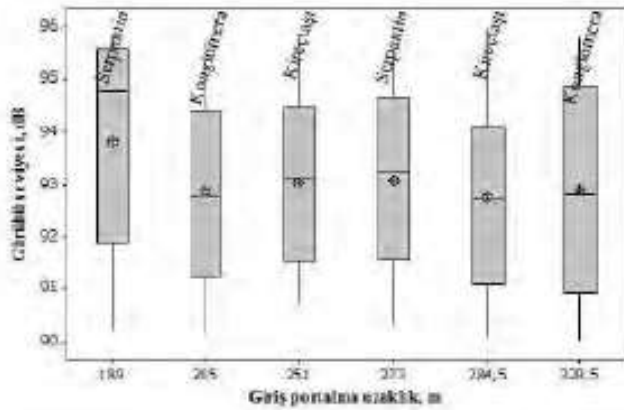
Şekil 25. BPG RA tip delici uç ile delik delme işlemi gürültü seviyesi ölçümü



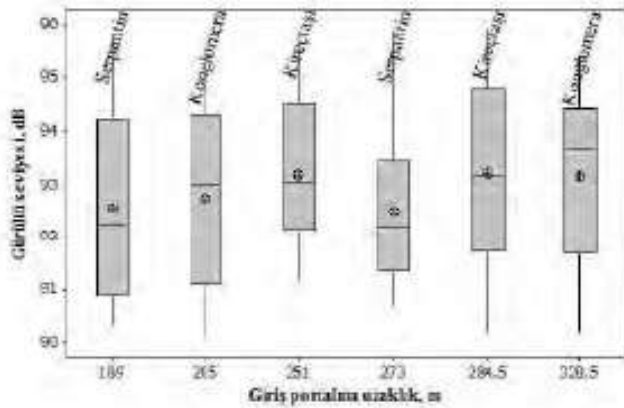
Şekil 26. DPG çalışma yok iken yapılan gürültü seviyesi ölçümü



Şekil 27. DPG RA tip delici uç ile delik delme işlemi gürültü seviyesi ölçümü



Şekil 28. DPG RB tip delici uç ile delik delme işlemi gürültü seviyesi ölçümü



Şekil 29. DPG RC tip delici uç ile delik delme işlemi gürültü seviyesi ölçümü

### 4.3 Tünel Güzergâhında Bulunan Formasyonların Fiziksel ve Mekanik Özellikleri

Arazi çalışmaları süresince tünel güzergâhı boyunca ölçüm (delik delme hızı ve gürültü) yapılan noktalardan alınan kayaç örneklerinden laboratuvar ortamında deney

numuneleri hazırlanmış ve ilgili standartlara (ISRM ve TS EN) uygun olarak hazırlanan numunelerin fiziksel ve mekanik özellikleri belirlenmiştir (Çiz. 4 - 6).

## 5 SONUÇLAR

Tünel inşaatı süresince yapılan delik delme hızı ve gürültü ölçümleri ile sonrasında laboratuvarında yapılan testler sonucunda aşağıdaki sonuçlara varılmıştır.

- Tünel tavanında ve tavanına yakın yerlerdeki deliklerin delme hızlarının tünel yan duvarlarındaki deliklerin delme hızlarından daha yüksek olduğu belirlenmiştir.
- Kaya saplama montajı için delik delme işlemi yapılan farklı formasyonlardaki delme hızları incelendiğinde 3 farklı delici uç tipi için de en yüksek delik delme hızının kireçtaşı formasyonunda, en düşük delik delme hızının ise serpantin formasyonunda elde edildiği görülmüştür.

$$\text{Delme Hızı}_{K_{re}} > \text{Delme Hızı}_{K_{eng}} > \text{Delme Hızı}_{Serp}$$

Kaya saplama montajı için delik delme işlemleri esnasında delik cidarından kopan parçaların tijin sıkışmasına sebep olduğu, bu durumun daha çok yatay ve yataya yakın deliklerde meydana geldiği ve delik delme hızını düşürdüğü gözlemlenmiştir.

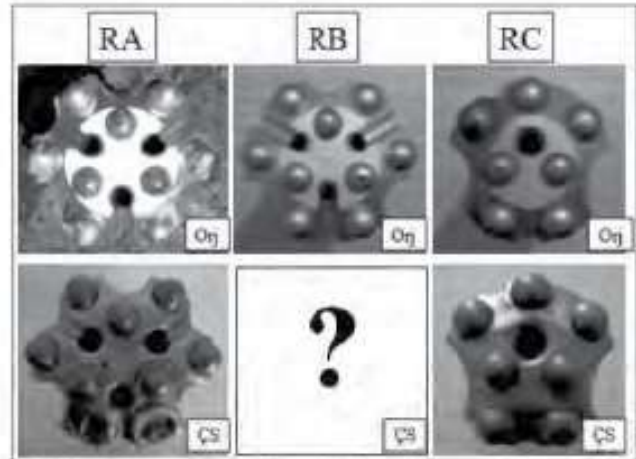
- Kaya saplama montajı için aynı formasyon içinde farklı delici uçlarla yapılan delik delme işlemleri sonucunda formasyon çeşitlerinin hepsi için RA tip ve RB tip delici uçların delik delme hızlarının birbirine çok yakın olduğu ve RC tip delici ucun delik delme hızından daha yüksek olduğu görülmüştür.

$$\text{Delme Hızı}_{RA} \cong \text{Delme Hızı}_{RB} > \text{Delme Hızı}_{RC}$$

- Bu çalışma için delme hızında delici uç parametrelerinden karbür konfigürasyonunun karbür tipinden daha etkin olduğu belirlenmiştir.
- Bu çalışma için 3 farklı formasyonda yapılan delik delme işlemleri sonucunda delici uçların orijinal ve çalışma sonrası

aşınma durumları incelendiğinde farkedilir bir aşınma oranı gözlemlenmemiş fakat konik ve yarı balistik karbür tipine sahip delici uçlarda karbürlerde kırılma/kopma olduğu gözlemlenmiştir (Şek. 30).

- Gürültü seviyesi ölçümleri sonucunda gürültü seviyesinin portal girişine olan mesafeden, delme işlemi yapılan formasyondan ve kullanılan delici uç tipinden bağımsız olarak minimum 90 dB ve maksimum 96 dB arasında değiştiği belirlenmiştir.



Şekil 30. Tavanda delik delme işleminde kullanılan delici uçlar (? delici uç delik delme işlemi sırasında sıkışıp formasyon içinde kalmıştır), (Orj: orijinal; ÇS: çalışma sonunda)

Çizelge 4. Tünel güzergâhı üzerinde ölçüm yapılan noktalardan alınan örneklerin fiziksel özellikleri

Örnek	Jeolojik Formasyon	BHA (kN/m <sup>3</sup> )			ASE (%)			HSE (%)			$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )			P <sub>g</sub> (%)			P <sub>t</sub> (%)		
		n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.
BPG 99-105 m	Serpantin	5	27,39	0,17	5	0,37	0,06	5	1,03	0,15	3	28,28	0,06	5	1,03	0,15	5	3,15	0,61
BPG 138-147 m	Serpantin	5	25,66	0,19	5	0,94	0,17	5	2,46	0,44	3	27,51	0,21	5	2,46	0,44	5	6,73	0,68
BPG 171-177 m	Serpantin	5	25,83	0,19	5	0,87	0,09	5	2,28	0,21	3	27,30	0,09	5	2,28	0,21	5	5,38	0,71
BPG 222-228 m	Serpantin	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BPG 240-246 m	Serpantin	5	25,77	0,16	5	0,58	0,12	5	1,53	0,31	3	26,91	0,09	5	1,53	0,31	5	4,24	0,60
DPG 75-84 m	Kireçtaşı	5	25,18	0,06	5	1,77	0,10	5	4,55	0,25	3	27,29	0,26	5	4,55	0,25	5	7,75	0,21
DPG 87-92 m	Kireçtaşı	5	26,90	0,42	5	0,40	0,03	5	1,09	0,07	3	27,35	0,35	5	1,09	0,07	5	1,64	1,52
DPG 92-96 m	Konglomera	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DPG 104-112 m	Kireçtaşı	3	26,66	0,14	3	0,99	0,05	3	2,70	0,11	3	27,75	0,31	3	2,70	0,11	3	3,90	0,50
DPG 131-135 m	Kireçtaşı	5	27,06	0,12	5	0,28	0,06	5	0,78	0,16	3	28,18	0,35	5	0,78	0,16	5	3,97	0,42
DPG 155-159 m	Kireçtaşı	5	27,06	0,13	5	0,37	0,06	5	1,03	0,18	3	28,05	0,11	5	1,03	0,18	5	3,54	0,46
DPG 160-164 m	Konglomera	5	23,60	0,07	5	4,45	0,29	5	10,70	0,68	3	27,86	0,25	5	10,70	0,68	5	15,29	0,27
DPG 170-173 m	Konglomera	5	25,26	0,22	5	1,11	0,44	5	2,85	1,10	3	27,73	0,16	5	2,85	1,10	5	8,91	0,80
DPG 186-189 m	Serpantin	5	25,58	0,11	5	2,28	0,04	5	5,95	0,11	3	27,70	0,17	5	5,95	0,11	5	7,65	0,38
DPG 189-192 m	Serpantin	5	26,54	0,19	5	2,01	0,20	5	5,44	0,51	3	28,25	0,19	5	5,44	0,51	5	6,05	0,68
DPG 201-205 m	Konglomera	5	24,90	0,30	5	1,75	0,47	5	4,45	1,16	3	26,83	0,21	5	4,45	1,16	5	7,17	1,13
DPG 245-252 m	Kireçtaşı	3	26,01	0,08	3	0,87	0,17	3	2,31	0,46	3	27,30	0,18	3	2,31	0,46	3	4,71	0,31
DPG 269-272 m	Serpantin	4	23,73	0,20	4	2,62	0,33	4	6,34	0,74	3	27,02	0,20	4	6,34	0,74	4	12,16	0,73
DPG 280-294 m	Kireçtaşı	4	26,64	0,05	4	0,07	0,00	4	0,18	0,01	3	27,63	0,16	4	0,18	0,01	4	3,60	0,18
DPG 324-328 m	Konglomera	4	26,50	0,02	4	0,19	0,02	4	0,51	0,06	3	27,60	0,07	4	0,51	0,06	4	3,98	0,06

BHA: Kuru birim hacim ağırlık; ASE: Ağırlıkça su emme oranı; HSE: Hacimce su emme oranı;  $\gamma$ : Gerçek yoğunluk; P<sub>g</sub>: Görünür porozite; P<sub>t</sub>: Toplam porozite; Ort.: Ortalama değer; Std.: Standart sapma değeri; n: Numune sayısı

Çizelge 5. Tünel güzergâhı üzerinde ölçüm yapılan noktalardan alınan örneklerin fiziksel özellikleri

Örnek	Jeolojik Formasyon	$V_p$ (m/s)			SH			SHRN <sub>L</sub>				SHRN <sub>N</sub>			
		n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	Arazi ölçümleri		Laboratuvar ölçümleri		Arazi ölçümleri		Laboratuvar ölçümleri	
								Ort.	Std.	Ort.	Std.	Ort.	Std.	Ort.	Std.
BPG 99-105 m	Serpantin	3	5271	297	6,0	57,3	8,6	39,1	2,4	40,2	3,7	43,5	3,9	43,0	4,6
BPG 138-147 m	Serpantin	4	4756	234	-	-	-	31,2	4,2	35,5	4,0	33,5	5,0	35,7	3,0
BPG 171-177 m	Serpantin	4	4563	209	3,0	57,8	7,4	38,2	4,3	37,3	5,0	41,7	2,6	39,9	4,0
BPG 222-228 m	Serpantin	-	-	-	-	-	-	<10	-	<10	-	<10	-	<10	-
BPG 240-246 m	Serpantin	5	4960	331	-	-	-	29,3	4,1	31,1	2,4	29,7	6,5	35,4	4,6
DPG 75-84 m	Kireçtaşı	3	5422	260	4,0	49,6	6,9	12,7	0,8	12,9	0,9	24,6	2,7	25,2	4,3
DPG 87-92 m	Kireçtaşı	3	5559	401	4,0	58,5	7,3	31,8	2,9	31,7	1,9	37,3	9,2	42,3	7,4
DPG 92-96 m	Konglomera	-	-	-	-	-	-	<10	-	<10	-	18,0	0,9	15,5	3,0
DPG 104-112 m	Kireçtaşı	-	-	-	2,0	42,2	14,6	24,8	2,5	23,9	4,6	30,1	3,5	32,2	4,1
DPG 131-135 m	Kireçtaşı	-	-	-	4,0	61,5	8,9	38,5	3,0	36,5	3,8	34,3	6,6	41,3	3,6
DPG 155-159 m	Kireçtaşı	5	5647	388	5,0	57,0	8,0	42,3	2,5	41,7	2,4	50,7	3,0	52,6	2,0
DPG 160-164 m	Konglomera	3	3730	104	3,0	24,1	4,4	20,2	1,1	20,7	0,9	25,8	2,3	28,6	3,2
DPG 170-173 m	Konglomera	5	5023	513	5,0	44,7	11,2	<10	-	<10	-	14,3	0,8	12,3	2,0
DPG 186-189 m	Serpantin	4	2381	188	4,0	39,2	8,5	<10	-	<10	-	13,4	0,8	13,6	1,0
DPG 189-192 m	Serpantin	6	2758	326	6,0	35,8	9,5	19,1	2,1	17,8	3,6	22,2	1,5	21,0	2,7
DPG 201-205 m	Konglomera	6	4263	1392	6,0	67,3	8,2	13,6	0,8	14,1	1,0	25,1	2,6	23,2	5,0
DPG 245-252 m	Kireçtaşı	5	6359	42	5,0	59,3	3,6	34,9	4,8	36,7	3,9	33,6	2,6	40,2	3,7
DPG 269-272 m	Serpantin	4	5082	180	4,0	50,8	6,9	30,2	4,2	26,7	8,0	23,0	2,4	19,7	4,5
DPG 280-294 m	Kireçtaşı	4	6412	88	4,0	54,6	5,1	32,7	8,2	36,7	5,0	41,6	4,4	43,4	4,0
DPG 324-328 m	Konglomera	5	5881	101	5,0	52,2	8,2	27,3	2,6	28,2	4,5	24,9	1,9	23,7	3,1

$V_p$ : P-dalga hızı; SH: Shore sertliği; SHRN<sub>L</sub>: L-tipi schmidt çekici; SHRN<sub>N</sub>: N-tipi schmidt çekici; Ort.: Ortalama değer; Std.: Standart sapma değeri; n: Numune sayısı



Çizelge 6. Tünel güzergâhı üzerinde ölçüm yapılan noktalardan alınan örneklerin mekanik özellikleri

Örnek	Jeolojik Formasyon	$\sigma_{c(50)}$ (MPa)			$\sigma_t$ (MPa)			$I_{c(50)}$ (MPa)					
		n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	Eksenel			Çapsal		
		n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.	n	Ort.	Std.
BPG 99-105 m	Serpantin	3	83,26	28,09	4	9,82	1,55	3	6,16	3,55	-	-	-
BPG 138-147 m	Serpantin	4	82,38	27,29	-	-	-	3	3,11	0,14	-	-	-
BPG 171-177 m	Serpantin	4	57,58	17,55	3	6,65	0,94	-	-	-	3	2,51	0,40
BPG 222-228 m	Serpantin	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
BPG 240-246 m	Serpantin	5	58,87	26,11	-	-	-	-	-	-	3	2,30	0,96
DPG 75-84 m	Kireçtaşı	3	16,43	6,38	-	-	-	3	2,88	0,11	-	-	-
DPG 87-92 m	Kireçtaşı	3	41,05	11,00	3	6,15	0,87	-	-	-	-	-	-
DPG 92-96 m	Konglomerat	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DPG 104-112 m	Kireçtaşı	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
DPG 131-135 m	Kireçtaşı	-	-	-	3	9,90	3,41	3	3,53	0,68	-	-	-
DPG 152-156 m	Kireçtaşı	3	74,87	19,83	3	9,79	2,81	3	6,35	1,15	-	-	-
DPG 160-164 m	Konglomerat	-	-	-	3	1,10	0,41	3	0,65	0,39	-	-	-
DPG 170-173 m	Konglomerat	3	17,16	1,39	3	4,47	1,74	-	-	-	-	-	-
DPG 186-189 m	Serpantin	-	-	-	4	2,19	0,22	3	0,96	0,29	-	-	-
DPG 189-192 m	Serpantin	3	19,50	5,64	3	2,26	0,11	3	1,61	0,15	-	-	-
DPG 201-205 m	Konglomerat	-	-	-	6	5,77	3,54	4	0,90	0,48	-	-	-
DPG 235-240 m	Serpantin	5	29,44	11,58	5	4,89	0,90	3	1,52	0,93	-	-	-
DPG 240-245 m	Serpantin	3	36,77	19,35	4	5,96	0,60	5	1,50	0,65	-	-	-
DPG 245-252 m	Kireçtaşı	5	90,85	26,37	4	6,70	0,98	3	5,81	1,41	-	-	-
DPG 269-272 m	Serpantin	4	94,96	10,43	3	10,30	0,84	-	-	-	-	-	-
DPG 280-294 m	Kireçtaşı	4	114,03	28,72	5	9,64	1,04	-	-	-	-	-	-
DPG 324-328 m	Konglomerat	5	44,63	10,38	7	6,39	0,68	3	4,07	0,01	-	-	-

$\sigma_{c(50)}$ : Tek eksenli basınç dayanımı;  $\sigma_t$ : Endirek çekme (Brazilian) dayanımı;  $I_{c(50)}$ : Nokta yük dayanım indeksi; Ort.: Ortalama değer; Std.: Standart sapma değeri; n: Numune sayısı

## TEŞEKKÜR

Bu çalışma Süleyman Demirel Üniversitesi ÖYP Kurum Koordinasyon Birimi OYP05286-YL-12 No'lu Proje tarafından mali olarak desteklenmiştir. Yazarlar Süleyman Demirel Üniversitesi ÖYP Kurum Koordinasyon Birimi'ne ve EKOL KOZ Maden İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti.'ne teşekkür eder.

## KAYNAKLAR

- Akçin, M.E., Karpuz, C., 2005. Drillability studies of surface-set diamond drilling in Zonguldak region sandstones from Turkey. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 42, 473-479.
- Altindag, R., 2004. Evaluation of drill cuttings in prediction of penetration rate by using coarseness index and mean particle size in percussive drilling.

- Geotechnical and Geological Engineering*, 22, 417-425.
- Barendsen, P., 1970. Tunnelling with machines working on undercutting principle. In: Goodman, R.E. (Ed.). *Proceeding South African Tunnelling Conference (The Technology and Potential of Tunnelling)*, 53- 58.
- Bilgin, N., Kahraman, S., 2003. Drillability prediction in rotary blast hole drilling. *Proceedings of 18th International Mining Congress and Exhibition of Turkey*, 177-182, Antalya, Turkey.
- Bilim, N., 2011. Determination of drillability of some natural stones and their association with rock properties. *Scientific Research and Essays*, 6(2), 382-387.
- Brown, E.T., Phillips, H.R., 1977. Recording drilling performance for tunnelling site investigations. *Rept to CIRIA (UK)*, Technical Note, No. 81, 120 pp.
- Howarth, DF., Adamson, WR., Berndt, JR., 1986. Correlation of model tunnel boring and drilling machine performances with rock properties. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 23, 171-5.
- Hughes, H.M., 1986. The relative cuttability of coal-measures stone. *Mining Science and Technology*, 3 (2), 95-109.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 2007. *Rock Characterization, Testing and Monitoring - ISRM Suggested Methods*. E.T. Brown (ed.), Pergamon Press, Oxford, 211 p.
- Kahraman, S., 1999. Rotary and percussive drilling prediction using regression analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 36, 981- 989 [Technical Note].
- Kahraman, S., Bilgin, N., Feridunoğlu, C., 2003a. Dominant rock properties affecting the penetration rate of percussive drills. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, 711-723.
- Kahraman, S., Gunaydin, O., Fener, M., Bilgil, A., 2003b. Correlation between Los Angeles abrasion loss and uniaxial compressive strength. *Proceedings of International symposium on industrial minerals and building stones*, , 577-581, Istanbul, Türkiye.
- Kahraman, S., Ipek, M., Guleryuz, U., Gunaydin, O., 2006. Performance prediction of a jumbo drill in Pozanti-Ankara Motorway Tunnel (Turkey). *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21, 265.
- Karpuz, C., Pasamehmetog˘lu, A.G., Dinc\_ er, T., Muftuoglu, Y., 1990. Drillability studies on the rotary blasthole drilling of lignite overburden series. *International Journal of Surface Mining and Reclamation*, 4, 89- 93.
- Paone, J., Madson, D., 1966. Drillability studies—impregnated diamond bits. USMB RI 6776, 16 pp.
- Paone, J., Bruce, W.E., Viriciglio, P.R., 1969a. Drillability studies—statistical regression analysis of diamond drilling. USMB RI 6880, 29 pp.
- Paone, J., Madson, D., Bruce, W.E., 1969b. Drillability studies—laboratory percussive drilling. USMB RI 7300, 22 pp.
- Thuro, K., 1997. Drillability prediction: geological influences in hard rock drill and blast tunnelling, *Geol Rundsch* 86, 426-438.
- Thuro, K., Spaun, G., 1996. Drillability in hard rock drill and blast tunneling, *Felsbau* 14, Nr. 2.
- TTS Uluslararası Mühendislik ve Mimarlık Ltd. Şti., 2012. T-3 Tüneli (Altan Ayağ Güney Tüneli) Kesin Proje Tünel Raporu. 69s.
- Yarali, O., ve Soyer, E., 2011. The effect of mechanical rock properties and brittleness on drillability. *Scientific Research and Essays*, 6(5), 1077-1088.
- Yasar, E., Ranjith, PG., Viete, DR., 2011. An experimental investigation into the drilling and physico-mechanical properties of a rock-like brittle material. *Journal of Petroleum Science and Engineering*, 76, 185-193.

**NATM, GÖZLEM, TÜNEL REHABİLİTASYONU**  
***NATM, MONITORING, TUNNEL REHABILITATION***



# Marmaray Projesi Yenikapı İstasyonu Kuyruk Tüneli İmalatı ve Uygulama Teknikleri

## *The Excavation of Turn Back tunnel in Yenikapı Station of Marmaray Project*

Ö. Yılmaz

*Maden Mühendisi, Soner Temel Mühendislik, İstanbul*

A. Ramoğlu

*İnşaat Mühendisi, Gama Nuroi Adi Ortaklığı, İstanbul*

S. Kuku

*Jeoloji Mühendisi, Soner Temel Mühendislik, İstanbul*

**ÖZET** Ülkemizde toplu taşıma politikasının bir gelişimi olarak son yıllarda raylı sistemler yatırımlar artış göstermiştir. Bu yatırımların en önemlilerinden biriside İstanbul Boğazını deniz altından geçerek hizmet verecek olan Marmaray Projesidir. Bu yayında Marmaray Projesi Yenikapı İstasyonunda bulunan Turn Back Tüneli imalatı aşamasında karşılaşılan sorun ve bu sorunlar için üretilmiş mühendislik çözümlenmeleri irdelenmektedir.

**ABSTRACT** Investment in rail systems and in the development of public transport systems in Istanbul has increased in the recent years as a general policy. What is the most sensational of these investments is Marmaray Project in Istanbul with surface and submerged tunnels. This paper is a summary of the turn back tunnel in Yenikapı Station of the Marmaray Project.

## 1 GİRİŞ

Marmaray projesi İstanbul Boğazının her iki yakasındaki demiryolu hatları, İstanbul Boğazı'nın altından geçecek olan bir demiryolu tünel bağlantısı ile birbirine bağlanacaktır. Hat, Kazlıçeşme'de yeraltına girecek; yeni yeraltı istasyonları olan Yenikapı ve Sirkeci boyunca ilerleyecek, İstanbul Boğazının altından geçecek ve diğer bir yeni yer altı istasyonu olan Üsküdar'a bağlanacak ve Söğütluçeşme'de tekrar yüzeye çıkacaktır. Projeyi müteahit firma olarak Taisei-Gama-Nuroi ortaklığı üstlenmiştir. Projenin kontrol mühendisliği hizmetlerinde İdare (DLH) adına Avrasya Consult tarafından yürütülmektedir.

Proje kapsamında, Soner Temel Mühendislik olarak;

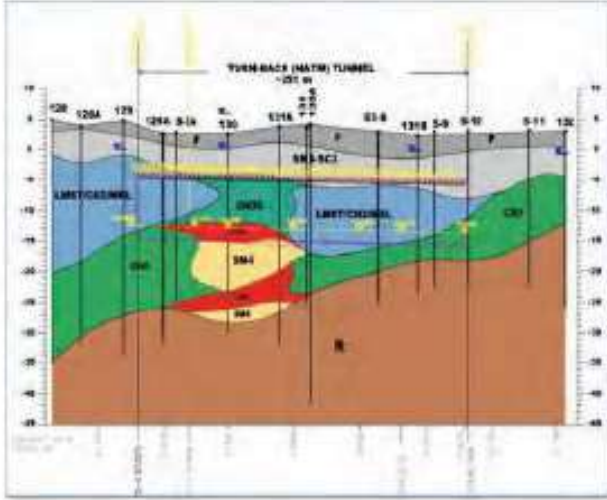
- Yedikule - Yenikapı istasyonları arasında TBM ile açılmış tünellerin;
- Cross Passage (Bağlantı tünelleri)
- Sump Pit (Pompa Çukuru) yapıları
- Turn Back Tüneli (Kuyruk tüneli) imalatları üstlenilmiştir.

Bu yayında Turn Back Tünelinin imalat aşamaları, yaşadığımız sorunlar ve ürettiğimiz çözümler hakkında bilgi verilecektir. Turn Back Tüneli, Yenikapı İstasyon yapısı içinde bulunan TBM Hatları arasında projelendirilen trenlerin geçişi ve bekleme durumunda kullanılması amacıyla açılan kuyruk tüneldir.

## 2 YENİKAPI BÖLGESİNİN JEOLJİK ÖZELLİKLERİ

Yenikapı bölgesi jeolojik açıdan Güngören formasyonu olarak isimlendirilen formasyon

özelliklerini göstermektedir. Güngören Formasyonu, yeşilimsi gri, açık kahve renkli, ince kum mercikleri bulunan kil tabakalarından oluşur. Güngören formasyonuna ait killer geçirimsiz olarak kabul edilebilir. Bu duruma göre Güngören formasyonuna ait birimlerin suya doygun olması, yanal ve düşey yönde değişmesi, killi düzeylerdeki taşıma gücünün daha da düşük olmasına neden olmaktadır. (Şek. 1).



Şekil 1. Turn Back tüneli güzergâhının jeolojik haritası

Çalışma alanında yapılan sondajlarda, yeraltı su seviyesinin tünel tavan kotunun üzerinde olması, kazı esnasında çalışmada büyük zorluklara sebep olmuştur.

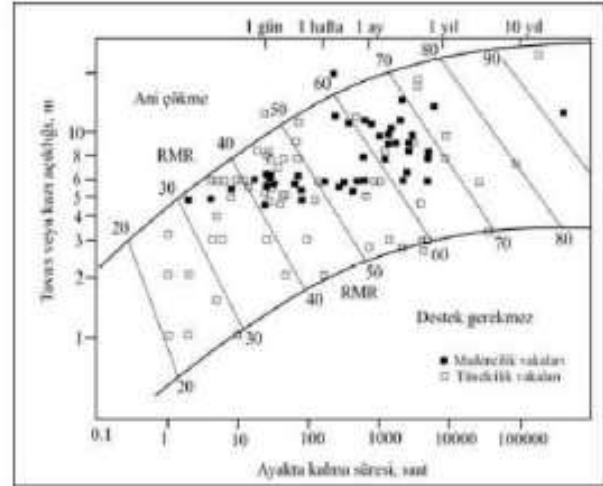
Çalışılan zeminde marn ve kireçtaşı birimlerinin erime boşlukları nedeniyle yüzeyden gelen sular, bu kayalar içine girmiştir. Tünel aynalarında CaCO<sub>3</sub>' lı kayalar nemli-ıslak, kil taşları ise kuru gözlenmektedir. Buna göre RMR hesaplamalarında kayalar en düşük 10, en yüksek 15 puan almışlardır, (Şek. 2 ve Çiz. 1 kullanılarak).

### 3 HAZIRLIK İŞLERİ

Zemin şartları gereği tünel girişinin yapılabilmesi için tünel kesitinin etrafına analiz ve tasarım hesapları neticesinde, stabilitede zemin kaynaklı problemleri engellemek için dayama duvar ve strut destekler yapılması gerektiği anlaşılmıştır. Öncelikle bu imalatlar projesine uygun

olarak gerçekleştirilmiştir. (Şek. 3, 4 ve 5'de imalat aşamasından görüntüler verilmektedir).

Hazırlık imalatlarının tamamlanmasını takiben iş ve zemin koşullarının elverişsiz olması sebebiyle istasyon kazısı sırasında zemini tutması için yapılmış 2 kat 1,5 m çapında fore kazığın kırılması ile başlanılmıştır. (Şekil 6 ve 7).



Şekil 2. RMR puanına göre tavan açıklığı ve desteksiz ayakta kalma süresi

### Çizelge 1. RMR sistem kayalar sınıflaması

KAYAÇ SINIFI	TOPLAM R.M.R DEĞERİ
I. ÇOK İYİ KAYA	81-100
II. İYİ KAYA	61-80
III. ORTA KAYA	41-60
IV. ZAYIF KAYA	21-41
V. ÇOK ZAYIF KAYA	< 20



Şekil 3. Dayama duvar ve kuşak imalatı



Şekil 4. Dayama duvar



Şekil 7. Turn Back tüneli girişinde bulunan iki sıra fore kazık



Şekil 5. Yapıyı desteklemek için yaptığımız strut imalatı

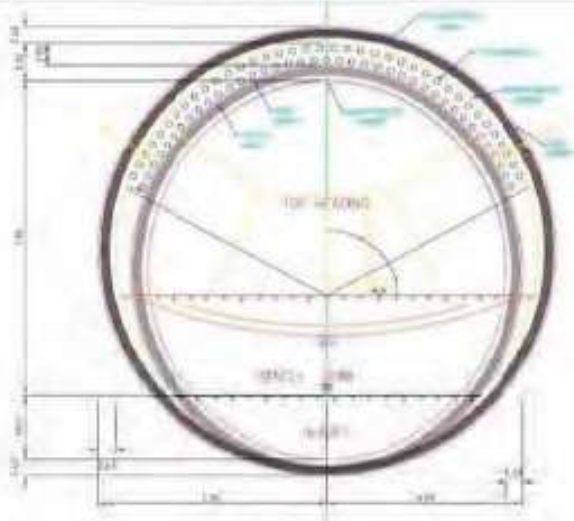


Şekil 6. Tünel girişindeki fore kazıkların kırılması

#### 4 KAZI İŞLERİ

Turn Back tüneli için iki proje oluşturulmuştur. İlki düşey jet grouting ile ortamın mühendislik parametrelerinin iyileştirilmesi hedeflenmiştir. Ancak ilk etapta uygulanamamıştır. Çünkü buraya yapılacak enjeksiyon ve içine katılacak olan kimyasal maddeler çevredeki arkeolojik kazılara zarar verme olasılığından dolayı iptal edilmiştir. İkinci proje ise her 4 m ilerleme için iki kat umbrella arch boruları ve zemin çivileriyle aynanın stabil hale getirilmesidir. Bu proje ile kazı çalışmasına başlanılmıştır.

Yapılan iş sırasında hangi sebeple olursa olsun tüneli çevreleyen zemindeki deformasyonların, istenmeyen oturmaların, gevşemelere ve kaya mukavemetinin azalmasına neden olmayacak kadar küçük olması hedeflenmiştir. Özellikle tünel tavan kotu ile yüzey arasında 7 mt örtü kalınlığının olması şartları daha da zorlaştırmıştır. Bu zor koşullarda kazı çalışmamızın başlaması ve tünelin emniyetli bir şekilde açılmasında başta şirketimizin ve çalışanlarımızın tecrübesi çok önemliydi. Şekil 8'de tünelin tip kesit görünümü verilmektedir.



Şekil 8. Turn Back tüneli tip kesit görünümü

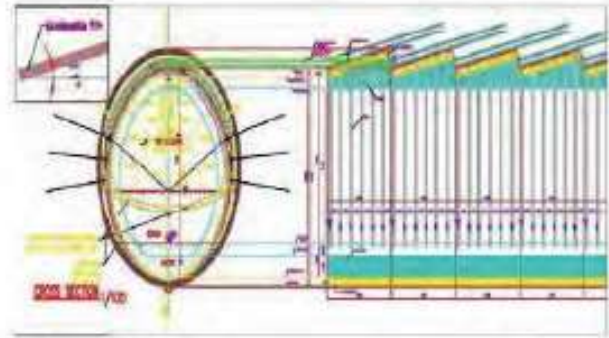
- Kazı sırasında şu kriterler uygulanmıştır;
- Ayna Zemin çivisinde, %50 Bindirme uygulanmıştır.
  - Çift kat UA ve her periyod da %55 bindirme olacak şekilde uygulanmıştır.
  - Kazı adımları kısaltmıştır.
  - Kazı alanını küçültmüştür (Parçalı kazı)
  - Fil ayaklı çelik kuşaklar konularak kazı kesiti buna göre yapılmıştır.
  - Konsolidasyon amaçlı enjeksiyon ve drenaj delgileriyle suyun kontrollü şekilde alınması sağlanmıştır.
  - Susuzlaştırma kuyuları delinerek su çekilmiş ve seviye düşürülmüştür.
  - Deformasyonu minimum Düzeye indirebilmek için vida tipi umbrella arch uygulaması yapılmıştır.
  - Her periyod sonunda çelik kuşak ve shotcrete destekli kiriş yapısı oluşturulmuştur.

## 5 DESTEK İŞLERİ

### 5.1 Umbrella Arch Borusu Çakma Uygulaması

Umbrella boruları formasyonun özelliği itibarı ile "auger" vasıtasıyla oluşturulan deliklere sürülmekteydi. Ancak Umbrella uygulaması sırasında açtığımız delikler boruların sürülmesi için geçen kısa sürede kendini tutamayıp yıkılması ve tıkanması sorunu ile karşılaşıldı. Bu sorunun çözümü için farklı yöntemler denendi. Bunlardan biri

ekskavatörün kırıcı ucuna bir aparat tasarlanmış. Bu aparat yardımı ile umbrella borusunun zemine cebri olarak sürülmesi amaçlandı. Şekil 9'da Destekleme Tip kesit ve profil gözüktüyor.



Şekil 9. Destekleme tip kesit ve profil görünümü



Şekil 10. Umbrella borularının ekskavatör ile montaj aparatı



Şekil 11. Umbrella borusu ekskavatör ile montajı

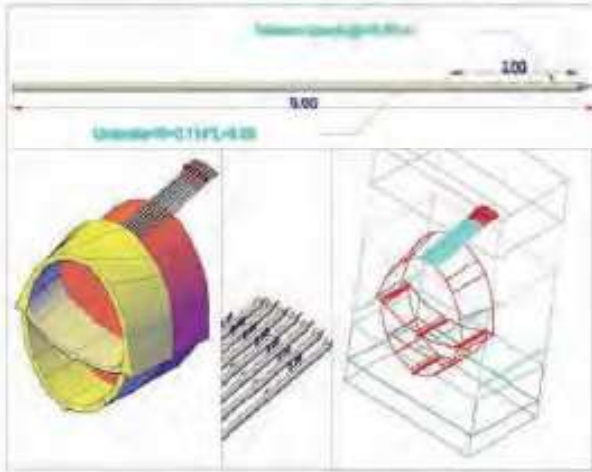


Ekskavatörle çakma yönteminden sonuç alınmasına rağmen borularda sapmalar oluşmuştur. Daha homojen bir delik formu oluşturabilmek ve zemin şartlarına daha uygun imalat yapmak adına yeni bir yöntem arayışına girilmiştir. Bu durumun çözümü için saha uygulamalarımız sonucunda ürettiğimiz vida tipi umbrella borusu uygulamasına başlanmıştır. (Şek. 10 ve 11).

## 5.2 Vida Tipi Umbrella Borusu Uygulaması

Vida tipi umbrella uygulaması denemeleri başarı ile sonuçlandırıldı ve bu uygulama sayesinde yüzeydeki zemin oturmaları minimum seviyelere indi.

Kendi delen vida tipi umbrella borusu standart umbrella borusuna sonsuz bir helezon dış monte edilerek üretilmiştir. Şekil 12. Vida Tipi umbrella 3D görünümünü göstermektedir.



Şekil 12. Vida tipi umbrella 3D görünüm

**Vida Tipi Umbrellanın Sağladığı Faydalar**  
Bu projede Vida tipi umbrella borusu kullanılması sonucunda, Her umbrella periyodunda delinip boruların sürülebilmesi için yapılması gereken yaklaşık 10 m<sup>3</sup>'lük foraj yapılmadan boruların vida yöntemiyle zemine montajı sağlanmıştır. Bunun sonucunda da 10 m<sup>3</sup>'lük forajın meydana getirebileceği deformasyonlar engellenmiş ve ilave olarak 10 m<sup>3</sup>'lük konsolidasyon sağlanmıştır. Boruların daha düzgün ve aynı zamanda vida özelliğinden dolayı zemini sıkıştırarak montajının yapılması tünelde

olabilecek deformasyonların önüne geçerek, yüzey oturmalarının minimum düzeye inmesi sağlanmıştır.

Vida tipi umbrella uygulaması;

Kazı sırasında İlerleme miktarı 80 cm olarak planlanmıştır. Her umbrella periyodunda ilerleme 5 adet çelik kuşak ve 4mt ilerleme olarak planlanmıştır. Umbrella Çatı Destek Sisteminin yapılmasında umbrella arch delgisi ( 9 m uzunluğunda ve 114 mm çapında boru) 4 m de bir çift sıra olarak 12°'lik açı ile çakılmıştır. Alt sırada 40, üst sırada 41 olmak üzere toplam 81 adet umbrella arch borusu zemine sürülmüştür. Şekil 13, 14 ve 15'de vida tipi umbrella borusunun imalatından görüntüler verilmektedir.



Şekil 13. Vida Tipi umbrella borusu delgisi ve montajı

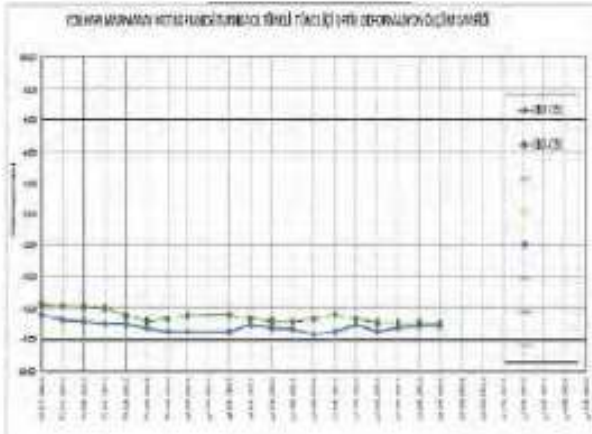


Şekil 14. Vida tipi umbrellanın imalatı



Şekil 15. Vida tipi umbrella imalatı tamamlanmış borular

Turn Back Tüneli için Umbrella Çatı Sisteminin Toplam 62 round da tamamlanması planlanmıştır. Her bir round mesafesi 4 m'dir. İlk round 14 gün, ikinci round 9 gün, üçüncü round 7 gün ve dördüncü round 5 günde tamamlanmıştır. Projenin devamında her bir round yaklaşık 5-6 gün de tamamlanmıştır. Kazı esnasında 25.130 metre umbrella arch uygulaması yapılmıştır. Şekil 16 ve 17'de deformasyon durumu umbrella uygulanmadan önce ve sonra verilmektedir.



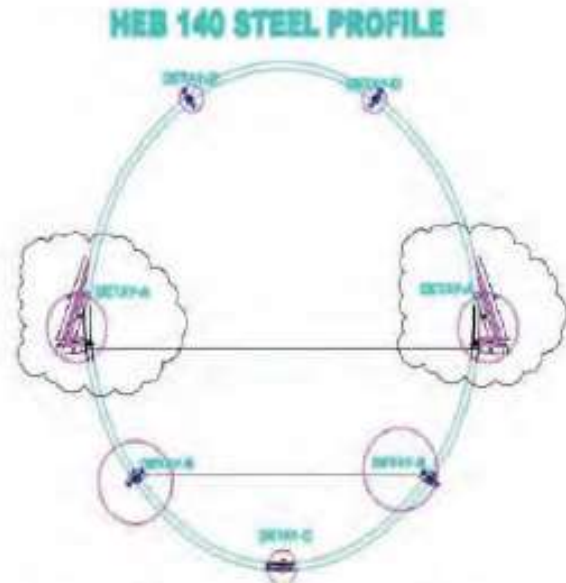
Şekil 16. Vida tipi umbrella uygulamasından önce alınmış deformasyon ölçümleri



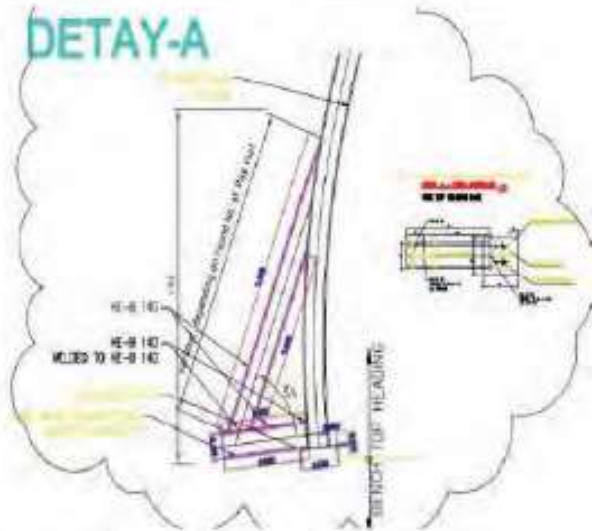
Şekil 17. Vida tipi umbrella uygulamasından sonra alınmış deformasyon ölçümleri

### 5.3 Fil Ayak İksa Uygulaması

Fil ayağı olarak adlandırılan uygulamada, üst yarı çelik kuşak montajında. Çelik kuşak ayaklarının özellikle killi formasyonlarda daha geniş bir alana kazı yapıp oturtularak ve kalın shotcrete uygulaması yapılarak üst yarı kazı sonrası oluşabilecek birincil deformasyonların minimum seviyeye indirilmesi hedeflenmiştir ve başarılı sonuçlar vermiştir. Şekil 18 ve 19'da fil ayaklı çelik kuşağı ve detaylı kesit verilmiştir.



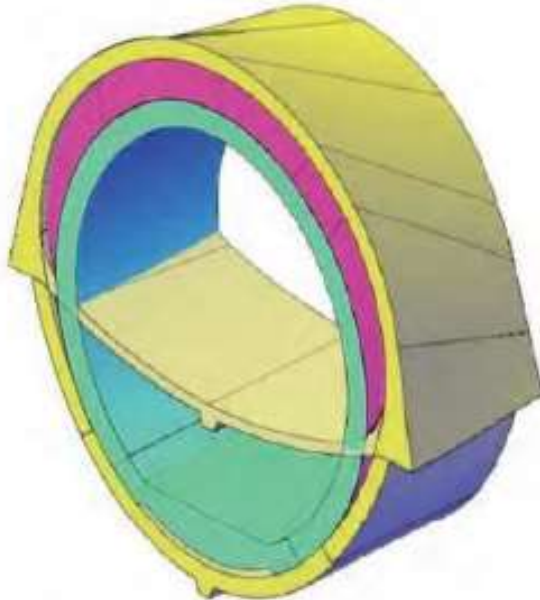
Şekil 18. Fil ayaklı çelik kuşak kesiti



Şekil 19. Fil ayağı detay kesiti

#### 5.4 Geçici İnvirt Uygulaması

Geçici İnvirt üst yarı kazısından sonra zemin şartlarına göre ihtiyaç duyulan durumlarda uygulanmıştır. Alt yarı, invert kazılarının tamamlanıp destekleme yapılıncaya ve tünel kalıcı ringi oluşturuluncaya kadar geçecek sürede oluşabilecek deformasyonları min. Seviyede tutabilmek amacıyla üst yarıda geçici invert uygulaması yapılmıştır. Şekil 20'de 3D tip kesiti görülmektedir.



Şekil 20. Tünel 3D tip kesiti

#### 5.4.1 Geçici invert'in deformasyonu

Tünel kazısı devam ederken Ramazan Bayramı nedeniyle 5 günlük şantiyenin tatil olması esnasındaki beklemede geçici invertte kabarma ve kırılma şeklinde deformasyonlar oluşmuştur. Bunun sonucunda geçici invert tahkimatı güçlendirilerek HEB140 çelik kuşak konulması ve shotcrete kalınlığının artırılması uygulamasına başlanılmıştır.

Deforme olan zemin ve shotcrete kaldırılmış bu kısım temizlenerek yerine extra güçlendirilmiş tahkimat desteklemesi yapılmıştır. Ayrıca zemindeki su gelirleri ve kontrollü deşarjı için geçici invert altına kazı aşamasında drenaj borusu koyulmasına başlanmıştır.

Bu drenaj ile zeminde karşılaşılabilecek suyun yüzdürme etkisi ile herhangi bir deformasyona neden olmadan kontrollü olarak çalışma sahası dışına uzaklaştırılması sağlanmıştır. Şekil 21, 22 ve 23'de deformasyon ve destekleme ile görünüm verilmektedir.



Şekil 21. Tünel destekleme görünüm

#### 5.5 Parçalı Kazı

Zemin şartları oldukça zayıf olduğu için imalatımızı parçalı kazı yöntemi ile yaparak güvenli, kazı zorluğunu ve riskini en düşük seviyeye indirerek hızlı bir şekilde gerçekleştirilmiştir (Şek. 24).

Kazı sırasında zeminin duyarsızlığı sebebiyle ayna çivilerinin daha iyi çalışması için sisteme U çelik profil kuşaklar dahil edilmiştir.



Şekil 22. Deforme olan geçici invert



Şekil 23. Deforme olan geçici invertin desteklenmesi



Şekil 24. Parçalı kazı

Ayna zemin çivilerinin plakalarının zemine daha iyi oturması ve yük taşıması için kuşak uygulaması yapılmıştır. Gerektiğinde birden fazla plaka aynı kuşağa monte edilerek zeminle birlikte daha sağlıklı çalışması sağlanmıştır (Şek. 25).



Şekil 25. İmalatı tamamlanmış zemin çivileri

### 5.6 İbo Paker ve Maşon Uygulaması

Zemine İbo bulon enjeksiyonu haricinde daha yüksek basınçta konsolidasyon amaçlı enjeksiyon yapabilmek için ibo bulonlara, maşon ve Paker mantığından hareketle şantiyede tasarladığımız ve imal ettiğimiz ibo tipi pakerlerimiz kullanılmıştır, (Şek. 26 ve 27).

Delgi sonrası deliğin bulon montajı yapılana kadar döküntü yaparak tıkanması sonucu bulon çakılamayan zeminlerde İBO bulon uygulaması yapılmıştır (Şek. 28).

Kazı esnasında 2.869,800 metre drenaj delgisi yapılarak 2.365 metre boru yerleştirilip, 442,549 ton çimento ve 0,960 ton da kimyasal enjeksiyon yapılmıştır.



Şekil 26. İbo bulon pakeri



Şekil 27. İbo bulon pakeri



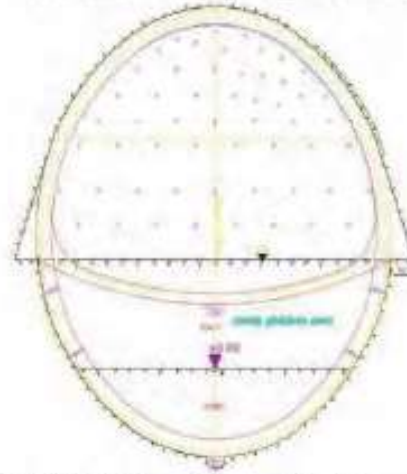
Şekil 28. İbo bulon enjeksiyonu

### 5.7 Ayna Zemin Çivileri

Umbrella Arch boruları montajı sonrası yapılacak ayna zemin çivileri (12 m, %50 bindirmeli) uygulamasında auger vasıtasıyla delgisi yapılıp. Bu deliklere zemin çivisi montajı yapılarak, çimento enjeksiyonu ile boşluklar doldurulmuştur, (Şek. 29). Şekil 30'da tünelin ayna çivisinin enine kesit görülmektedir.

Ayna 6 m kazıldıktan sonra bu uygulama tekrarlanmıştır. Her 6 m'de 38 adet ayna çivisi uygulaması yapılmıştır. Zemin çivisi enjeksiyonları sonucunda aynı zamanda zeminin konsolidasyonuna yönelik enjeksiyonlanması ve kazı şartlarının iyileştirilmesi sağlanmıştır (Şek. 31).

TURNBACK TÜNELİ ZEMİN ÇİVİSİ ENKESİTİ



Şekil 29. Turn Back tüneli ayna çivisi enine kesiti



Şekil 30. İbo tipi zemin çivisi uygulaması



Şekil 31. Zemin çivisi enjeksiyonu

### 5.8 Susuzlaştırma Kuyuları

Tünel güzergâhı boyunca kum merceklelerinin varlığı tespit edilmiştir. Kum merceklelerinin bünyesinde bulundurduğu su sebebiyle, tünel kazısı esnasında suyla karşılaşmamak ve suyun boşalması esnasında kum ve siltide

beraberinde boşaltarak yüzey oturmasına sebebiyet vermemek için susuzlaştırma kuyuları açılmıştır. Ayrıca ayna ilerlemesi devam ederken periyodik olarak kazılan kısmı susuzlaştırmak veya ani su gelmelerini önlemek amacıyla 6mt uzunluğunda ön drenaj delikleri açılmıştır.

## 6 TBM GEÇİŞİ

Çalışmamız devam ederken aynı zamanda T1 tüneli kazısını yapan TBM, tünelimizin yanından geçerek kazısını bitirmek üzere geçiş yapmaktaydı. Bu aşamada Turn Back tüneline yapılan tüm çalışmalar durdurularak ortamda oluşacak gerilmeler azaltılmış ve bu gerilmelerden etkilenmeler kontrol altına alınmıştır. TBM geçişi için tünelimize ek destek amacıyla 5 m aralıklarla kafes iksa montajı ve shotcrete (1m) ile oluşacak ilave gerilmelere karşı destek olacak Ring imalatı yapılmıştır (Şek. 32). Almış olduğumuz bu önlem oldukça başarılı olmuş ve tünelde herhangi bir deformasyon yaşanmadan TBM geçişini tamamlamıştır. Daha sonra beton kaplama öncesi bu ringler kırılmıştır, (Şek. 33).

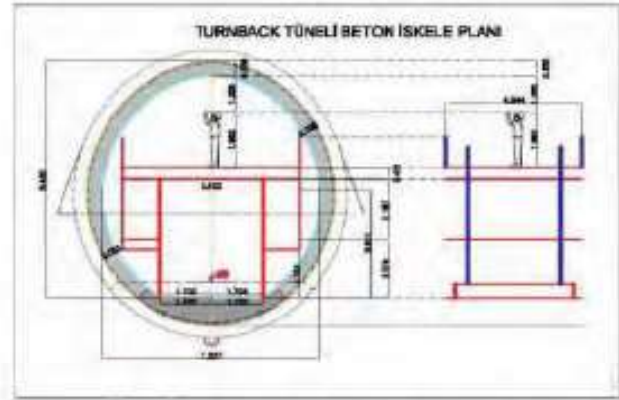


Şekil 32. Güçlendirme ringi shotcrete atımı

Turn-Back Tüneline; 0,118 ton donatı ve 1,608 ton çelik hasır kullanılarak 589,800 m<sup>2</sup> kalıp yapıp 259,850 m<sup>3</sup> beton dökülüp, 299 adet ankraj yapılarak yürüme yolları imal edilmiştir. Bu yürüme yollarına 771 adet değişik ebatlarda prekast kapak yerleştirilmiştir. Şekil 34'de Turn Back Tüneli Betona yönelik izolasyon, demir vs. çalışma iskelesi görülmektedir.



Şekil 33. İmalatı tamamlanan güçlendirme ringleri



Şekil 34. Turn Back Tüneli Betona yönelik izolasyon, demir vs. çalışma iskelesi görünüşü

## 7 BETON İŞLERİ

İç kaplama imalatlarında; 7.721,706 m<sup>2</sup> yüzey hazırlığı (geotekstil) yapılarak, 6.510,684 m<sup>2</sup> su yalıtımı (geomembrane) uygulaması gerçekleştirilmiştir. 89,091 m<sup>3</sup> koruma betonu dökülerek, 1.072,162 metre su tutucu kullanılarak, 522,625 ton demir donatı bağlanıp, 3.229,977 m<sup>3</sup> beton dökülmüştür.

Şekil 35'de invert betonunun dökümü ve Şekil 36'da çelik kalıp demontajı görülmektedir.

Bu beton işi için 369,124 m<sup>2</sup> alın kalıbı imali yapıp, 4815,67 m<sup>2</sup> kalıp işçiliği gerçekleştirilmiştir. Şekil 37'de imalatı biten Turn Back tünelin görünümü verilmiştir.



Şekil 35. İnvart betonu dökümü



Şekil 36. Çelik kalıp demontajı



Şekil 37. İmalatı biten Turn Back tüneline girilme görünümü

## 8 SONUÇLAR

Turn Back Tüneli hazırlık, jeolojik değerlendirme ve proje aşamasında yapılan çalışmalarda tüneline NATM metodu ile açılmayacağı raporları sunulmuştur. Tünel tavan kotu ile yüzey arasında ortalama 5-8 m aralığında örtü kalınlığının olması, olumsuz jeolojik koşullar ve zemin parametreleri de

bu raporları desteklemektedir. Fakat bölgenin arkeolojik ve tarihsel özelliklerinden dolayı NATM metoduyla kazıya başlanılmıştır. Bu durumda, özellikle kazı esnasında uygulanan metotlar;

1- Vida Tipi Umbrella uygulaması ilk defa bu projede uygulanarak, foraj yapılmadan umbrella boruları zemine düzgün şekilde yerleştirilmiş ve aynı zamanda vida sistemiyle sıkıştırma özelliğinden dolayı deformasyonu durdurarak başarılı bir sonuç alınmıştır.

2- Çelik kuşaklarda uygulanan fil ayakları uygulamasından özellikle killi kısımlarda başarılı sonuç alınmıştır.

3- Enjeksiyon amaçlı açılan deliklerin haricinde yapılan zemin çivisi, umbrella veya bulon imalatlarının tamamı aynı zamanda konsolidasyona yönelik zemin enjeksiyonu yapabilmek amacıyla kullanılmış ve zemini rehabilite ederek kazı esnasında önemli kolaylıklar göstermiştir.

4- Her umbrella periyodunda uygulanan çelik kuşaklı kiriş imalatı ve umbrella alınının shotcrete ile doldurulup kalınlığının artırılması. Periyod birleşim kısımlarını güçlendirerek özellikle altyarı ve invert kazısı aşamasında tüneline deformasyon yapmasını büyük ölçüde engellemiştir.

5- Geçici invert uygulaması gelen yüke göre kazı esnasında meydana gelen deformasyonları ve tüneline kalıcı ringi hasar almadan alınabilecek ekstra destekleme önlemleri için bize uygulama kolaylığı ve zaman kazandırmıştır.

Turn Back Tüneli açılmasında uyguladığımız metotlar ve sonuçları firmamız ve çalışanlarının öngörüsü, tecrübesi, özgüveni sayesinde herhangi bir olumsuzluk yaşanmadan proje tamamlanmıştır.

## KAYNAKLAR

- Büyükçınar, E.F., 2009. *Ulaştırma Tünellerinin İnşasında Karşılaşılan Jeolojik Sorunların Araştırılması ve RMR Uygulamaları*.  
<http://www.marmaray.com.tr>  
<http://www.wikipeia.com>





# Üsküdar Ümraniye Çekmeköy Metro İnşaatında Aletsel Jeoteknik Gözlemler

## *Instrumented Geotechnical Monitoring in Construction of Uskudar Umraniye Cekmekoy Metro*

Mücahit Namlı

*İBB Raylı Sistemler Daire Başkanlığı Anadolu Yakası Raylı Sis. Müdür Yrd.*

Korkut Möröy, Derya Küçükertem

*Yüksel&Emay İş Ortaklığı, İstanbul*

Murat Hızel, Mehmet Zengin

*Doğuş İnşaat ve Ticaret A.Ş. İstanbul*

**ÖZET** İstanbul Büyükşehir Belediyesi tarafından yürütülmekte olan İstanbul Metrosu Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy metro tünelleri NATM ve TBM yöntemleri ile açılmaktadır. İstasyon peron tünelleri, makas, bağlantı ve merdiven tünelleri NATM ile açılmakta olup ana hat tünellerinin büyük bir kısmı ise TBM ile açılmaktadır.

Aletsel jeoteknik ölçüm uygulamaları, Dünya’da ve Türkiye’de yaygın olarak çeşitli inşaat alanlarında kullanılmaya, iş ve işçi sağlığı ve güvenliği ile 3. şahısların emniyeti, olası zararların karşılanması ve önlenmesi açısından çok faydalı bir bilim dalı haline gelmiştir. Aletsel Jeoteknik uygulamaları, metro projeleri, otoyol projelerinde, barajlarda, derin kazılarda ve tarihi yapıların korunmasında büyük bir önem kazanmış, uygulamaların vazgeçilmez bir parçası olmuştur. Bu bildiride projemizin kapsamında uygulaması yapılan aletsel ölçümleri genel bir bakış ve çalışmalara örnek olması açısından Çarşı istasyonu peron tünelleri iksa sistemindeki uygulamalara değinilecektir.

**ABSTRACT** Uskudar Umraniye Cekmekoy Metro tunnels of Istanbul are constructed by using NATM and TBM by the owner Istanbul Metropolitan Municipality. While the main lines are constructed by TBM tunneling, station platform, turnout, connection tunnels and stairways are constructed by NATM.

Instrumented geotechnical measurements find very widespread application in the world and Turkey and very useful tools for health and safety and resolving any disputes between the project partners. Instrumented monitoring become an unavoidable part of underground construction, especially metro, roadway, dam, deep excavation, and preservation of historical structures. In this study, application of the instrumented monitoring on Carsi station platform tunnels of Uskudar Umraniye Cekmekoy Metro is summarized.

### **1 PROJE KAPSAMI VE BİLGİLERİ**

Üsküdar Ümraniye Çekmeköy Metro Hattı 17 km uzunluğundaki ana hat tünelleri ve üzerinde delme, aç-kapa tipinde toplam 16 adet istasyonu bulunan ve ayrıca ana hattan Dudullu mevkiinde sapılarak, 2,7 km’lik tünel

bağlantı hattı ile Depo Sahası ve bakım alanına ulaşan yaklaşık 20 km. uzunluğunda bir proje olup ihale bedeli 563,899,995,32 € olup işin süresi 38 aydır. Hat işletmeye açıldığında Üsküdar’dan Çekmeköy’e 27 dk’da ulaşılacağı ve saatte maksimum 64.800

yolcu taşıyacağı öngörülmektedir. Güzergah topoğrafyası (Şek. 1) çok dalgalı olduğu için İstasyonlar çok farklı derinliklerde yer almıştır. Bu nedenle projenin hazırlık safhasında ve inşa çalışmaları sırasında zemin araştırma amaçlı 3500 metreden fazla zemin araştırma sondajı gerçekleştirilerek güzergahın Jeolojik profili çıkartılmıştır. Proje alanı içerisinde yer alan tüm yapıların detaylı bir istatistik ile envanteri çıkarılmıştır.

## 2 ALETSEL JEOTEKNİK ÖLÇÜMLER

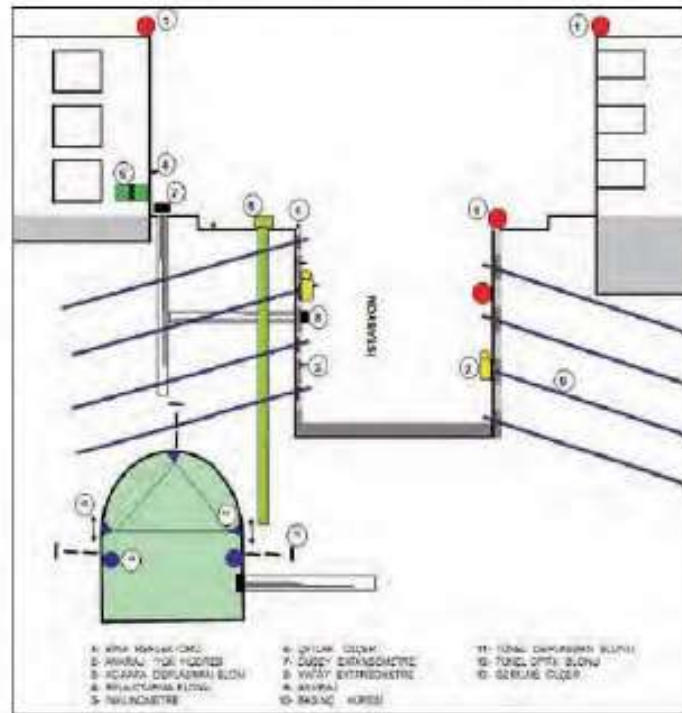
Dünyadaki hızlı nüfus artışına paralel olarak yeni kentleşmeler meydana gelmekte, hızla büyüyen kentlerde ulaşım ve trafik sorunları ilk sırada yer almaktadır.

Ulaşım ve trafik sorununa çözüm olarak nüfusun ve trafiğin yoğun olduğu bölgelerde metro yeraltı ulaşımı gerekli olmaktadır. Yapılaşmanın ve nüfusun yoğun olduğu bu bölgelerde metro tünellerinin açılması sırasında yüzeyde oluşabilecek muhtemel etkileri belirlemek ve önlem almak son derece önemli bir husustur.

Güzergah üzerinde tünel ve istasyon çalışmaları etki alanında kalan tüm binalar, Tarihi yapılar ve yapı kalitesi teknik şartlara uymayan yapıların çevresinde olası deformasyonları takip için bir ölçüm ağı oluşturulmuştur (Şek. 2).



Şekil 1. Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy Metrosu İnşaatı ve Elektromekanik İşleri vaziyet planı



Şekil 2. Jeoteknik ölçüm aletleri genel yerleşim planı

Proje kapsamında bu amaçla 4000 binada oturma ve nivelman noktası oluşturulmuştur. Tünellerde ise 750 den fazla ölçüm kesitinde konverjans ölçüm ringleri istasyonu projelendirilmiştir.

İstasyon inşaatlarında 130 adet eğim ölçer ile 50 adet yatay ve düşey ekstansometre ölçüm noktası, 500 adet kadar diğer ölçüm aletlerinden (load cell – yük hücresi, yatay deplasman reflektörü vs.) projelendirilmiş, bugüne kadar imalatlara paralel olarak bunların yaklaşık %40'ının montajı tamamlanmış okuma ve takip altında tutulmaktadır.

Proje bazında jeoteknik aletsel ölçümler ve deformasyon takibi 2 (iki) kategoride düşünülmüş ve projelendirilmiştir.

### 2.1 Yerinde Gözlem ve Takip

Yerinde gözlemler, projenin hazırlık safhasından başlayarak inşa aşamasında da devam eden zemin ve kaya ortamların sağlamlık, sıkışabilirlik, geçirgenlik vb. özelliklerin belirlendiği aşamadır.

### 2.2 Arazi Performans Gözlemleri

Projenin uygulama safhasında ortaya çıkan deformasyon, gerilme, basınç ve yük dağılımları gibi büyüklüklerin ölçülmesini esas alan arazi ölçüm ve takip işleridir.

Bu manada Şekil 2'de genel çizim içerisinde gösterilen bir ölçüm ağı oluşturulmuştur. İnşaat çalışmalarının halen devam ettiği şu aşamada ölçümlerin önemini ve alınan tedbirler açısından bir örnekle açıklayacağız.

## 3 B-8036 NOLU BLON ÇEVRESİNDEKİ ÇALIŞMALAR

### 3.1 Yüzey Ölçüm Çalışmaları

S-08 Çarşı istasyonu peron tünelleri NATM ile açılmaktadır. Zemin koşulları ayrışmış, zayıf-orta kayaç olup karmaşık bir yapıya sahiptir. Tüneller ince tabakalı, bol kırıklı, ayrışmış Kiltaş-Silttaş (Kartal Formasyonu) birimi içinde açılmakta olup yer yer kireçtaşı ve ileri derecede ayrışmış andezit daykları da

kesilmiştir. Kazılar sırasında tutulan Jeoteknik kayıtlarda kaya kütle indeksi RMR 19-54 aralığındadır.

Çarşı istasyonuna komşu olan mevcut bina bir bodrum katı ve 6 kattan oluşan betonarme bir bina olup üzerine yerleştirilmiş olan üç adet yüzey deformasyon ölçüm noktası üzerinden düzenli olarak ölçümler alınmakta ve raporlandırılmaktadır (Şek. 3).

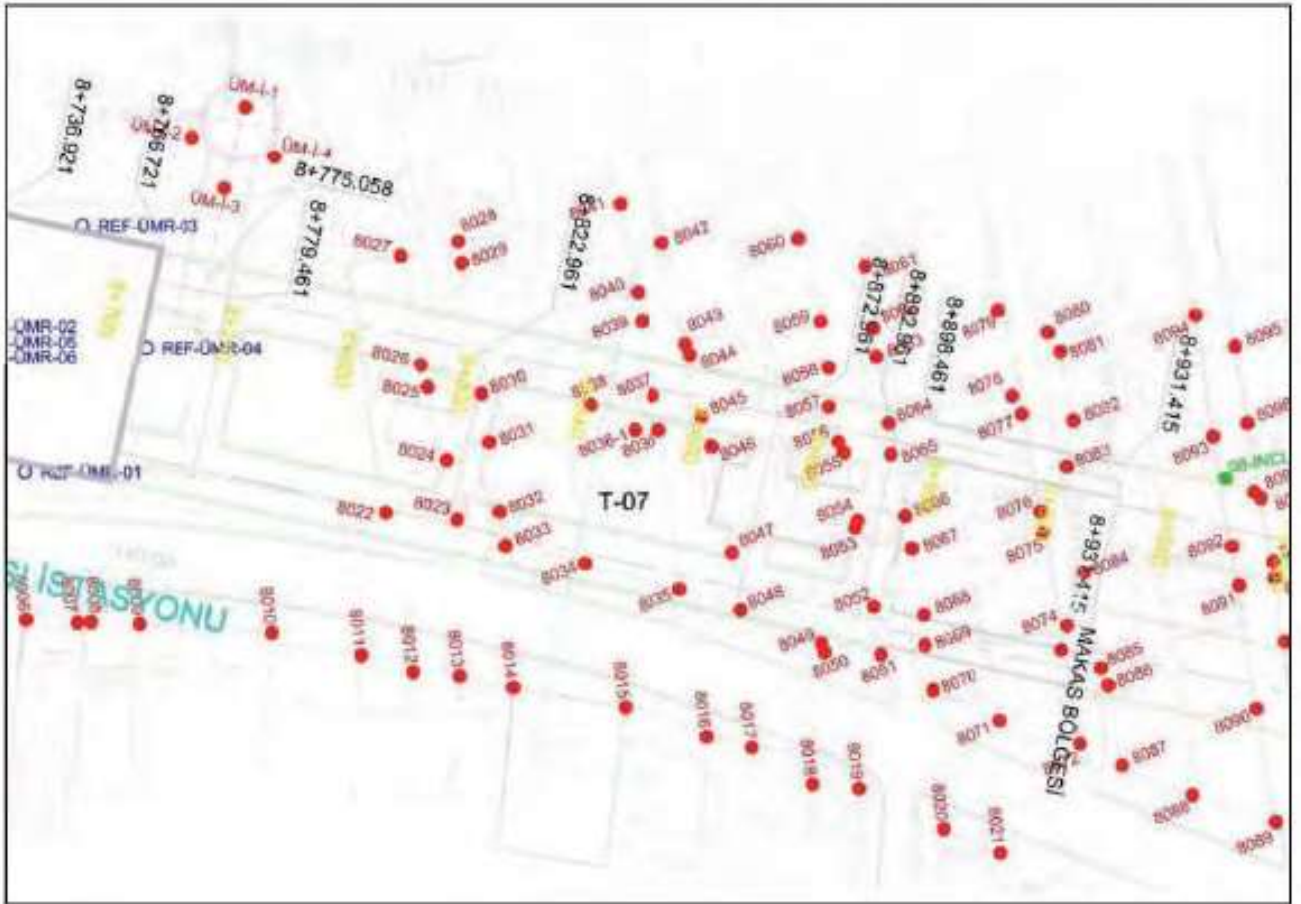
Çarşı istasyonu peron tünelleri kazı destekleme çalışmalarına paralel incelenmekte olan ölçüm noktalarından B8036 nolu bina nivelman noktasında, kazıya paralel deplasmanlar meydana gelmiş, oluşan deformasyonlar proje kriterlerini zorlamaya başlamıştır (Şek. 4).

Genel olarak tünel güzergâhı etki alanında kalan tüm yapılara yüzey ve bina oturma bulonu montajları yapılmakta olup tünel kazısı ilgili yapılara 40-50m yaklaştığı andan itibaren ölçme ve değerlendirmeler başlatılarak oluşan hareketler sükûnete erene kadar (sabitleyene kadar) takip edilmektedir.

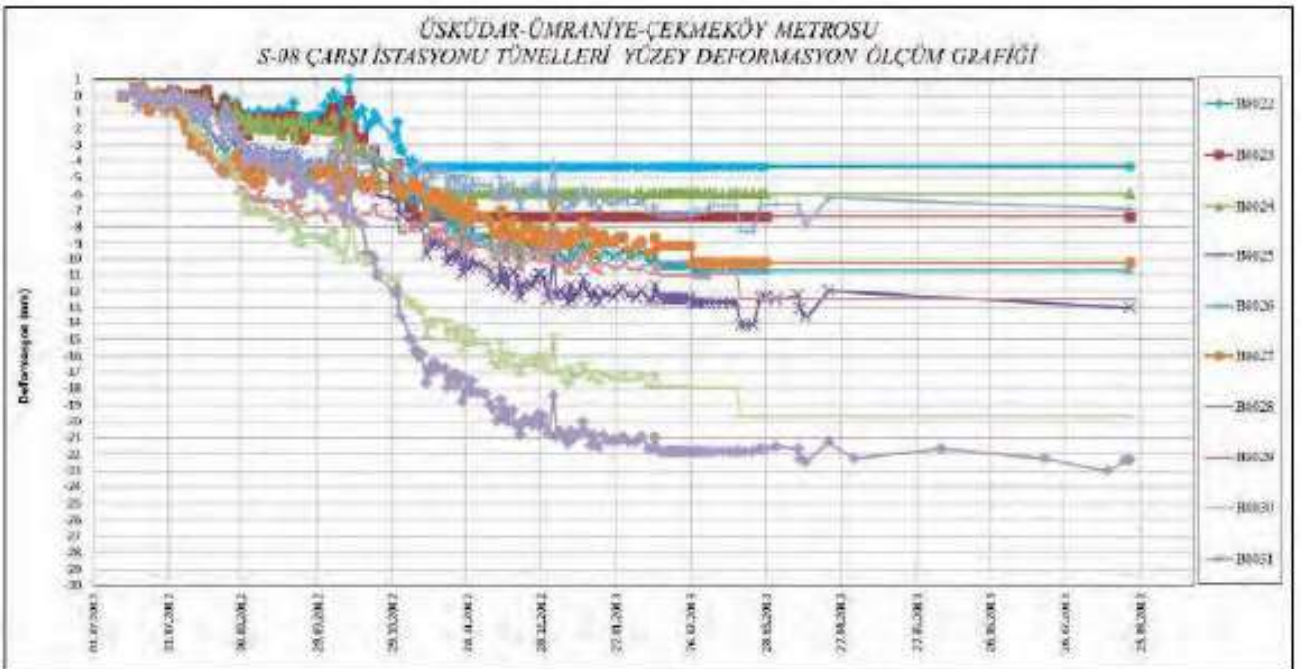
Bu kapsamda diğer ölçüm noktaları ile birlikte takibi devam etmekte olan B-8036 numaralı ölçüm noktasında farklılıklar belirlenerek bu bölgedeki inceleme hassasiyeti artırılmıştır. Bunun üzerine kazı destekleme çalışmaları durdurulmuş B8036 nolu nivelman noktası çevresine yeni Jeoteknik enstrümanlar yerleştirilerek ( Bina oturma bulonu, tiltmetre, yüzeyden kademeli ekstansometre) binaya hasar verilmemesi için ölçüm takibi genişletilmiştir (Şek. 5).

### 3.2 Sondaj ve Kesit Çalışmaları

Bölgede yapılan ölçümlerde belirlenen deformasyonlardan farklılık gösteren ölçüm noktasının bulunduğu alanda deformasyonun mekanizmasının ve sebeplerinin anlaşılması için ilave 5 adet sondaj yapılarak bina çevresinin ve civarının jeolojik yapısında ayrıntılı bir şekilde araştırılmıştır. İlgili sondajların tamamı tünel alt kotuna kadar yapılmış olup açılan tünellerde elde edilen jeolojik veriler ile birlikte değerlendirme yapılmıştır.



Şekil 3. Jeoteknik yüzey ölçüm noktaları



Şekil 4. Yüzey deformasyon ölçüm grafikleri



Şekil 5. 8036 No'lu yüzey deformasyon bulonunun bulunduğu binanın genel görünümü

Tüm bu verilerin bir araya getirilmesiyle bölgenin jeolojik durumu ayrıntılı olarak ortaya çıkarılmış tünel aksı ve tünel aksına dik jeolojik kesitler hazırlanmıştır. Binanın bulunduğu bölgede lokal olarak bulunan ve ileri derecede ayrılmış ve hatta yer yer zemin özelliği gösteren andezit daykı tespit edilmiştir (Şek. 6).

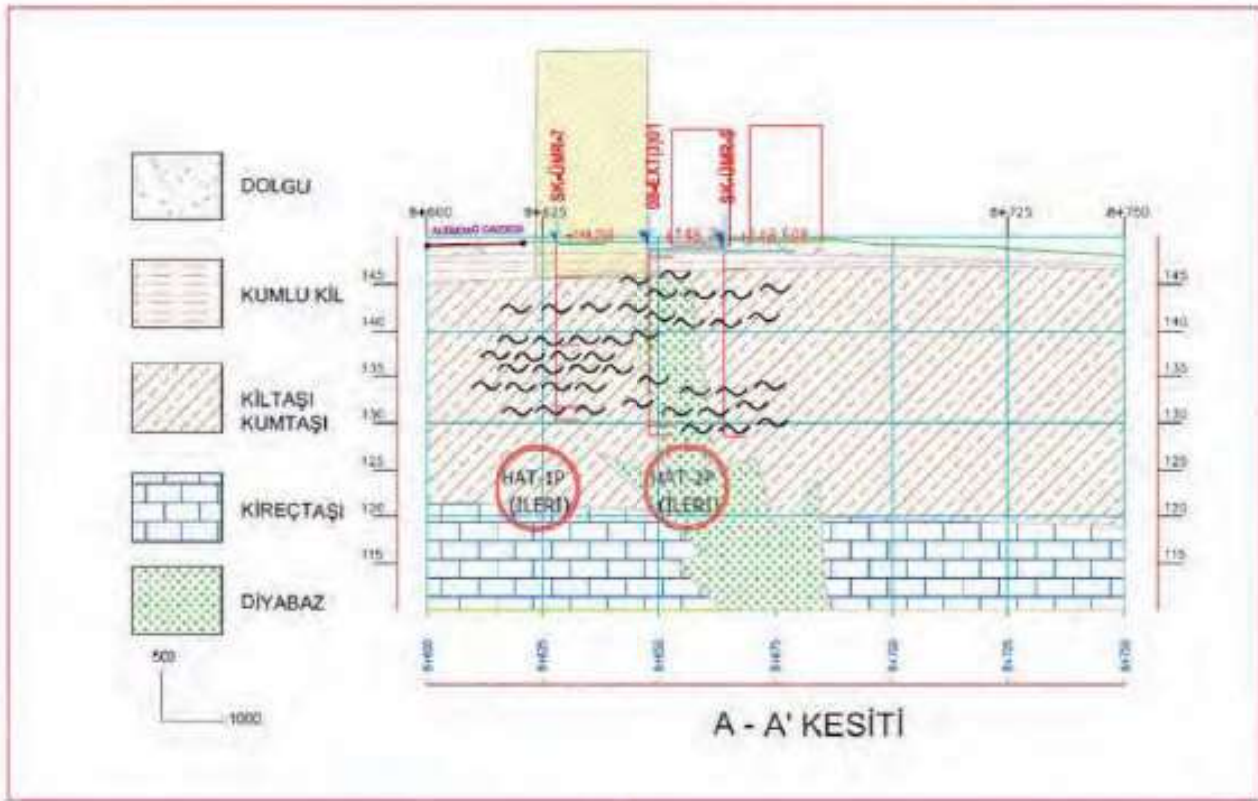
Tespit edilen andezit daykı Kartal formasyonu Kiltası-Silttaşı birimini tünel alt kotundan keserek yüzeye kadar ulaşmaktadır. Andezit daykının yüzeye kadar ulaşmış olması sebebiyle gerek daykın kendisinde gerekse çevre kayalarında ileri derecede ayrışma, yer yer zeminleşmeler oluşmuştur. Tünel eksenine dik olarak alınan kesitlere bakıldığında daykın, peron tüneli kuzey duvarından tüneli kestiği ve yüzeye doğru ilerlediği gözlenmektedir. Yüzeyde ise bahsi geçen binada bulunan B8036 nolu bulonun bulunduğu kuzey cephesinde yüzeleendiği görülmektedir. İstasyon peron tünellerinde tam bu kesit üzerinde bağlantı tüneli projelendirilmiş olması nedeniyle, bağlantı tünelinin imalatının zorlaşacağını ve bağlantı tüneli yapım aşamasında yüzey deformasyonlarında artış olacağı ortaya çıkmıştır.

Oluşturulan bir heyet ile bahsi geçen binada yapısal incelemelerde bulunulmuş olup, bina içinde, dışında veya yapısal olarak herhangi bir etkilenme olmadığı (kırık, çatlak vs.) belirlenmiştir. Bununla birlikte alınan ölçümler ile bina uzunluğu, deformasyon noktaları arası mesafe, deformasyon

miktarları arası bağlantıyla binada oluşan açılmal dönme miktarları hesaplanmış ve uluslararası şartname kabul kriterlerinin çok altında değerlerde olduğu belirlenmiştir. Ancak mevcut durumda açılan istasyon peron tünellerinin alt yarı kazılarının yapılmamış olması, peron tünellerini birbirine bağlayacak olan bağlantı tünelinin açılacak olması nedeniyle bu işlemler sırasında ilave deformasyonların gelişebileceği düşünülerek bir takım ilave önlemlerin alınması gerekliliği ortaya çıkmıştır. Yapılan tüm çalışmalardan sonra elde edilen veriler bir araya getirilerek değerlendirmeler yapılmıştır. Alınacak önlemler üç ana başlık altında değerlendirilmiştir. Bunlardan birinci olarak yapılması planlanan işlem; tünel içinden zemin iyileştirme amaçlı konsolidasyon enjeksiyonu çalışmalarının yapılmasıdır. Tünel içinden yapılacak olan konsolidasyon enjeksiyonu çalışmaları tamamlandıktan sonra elde edilen veriler ile değerlendirmeler yapılacak ve ikinci aşama olarak yüzeyden bahsi geçen bina çevresinden tünele doğru zemin iyileştirme amaçlı konsolidasyon enjeksiyonu yapılacaktır. Üçüncü önlem olarak bağlantı tünelinin yerinin değiştirilmesidir.

### 3.3 Tünel İçi Konsolidasyon Enjeksiyonu Yapılması

Konsolidasyon enjeksiyonu yapılması amacı ile başlatılan çalışmalarda peron tünellerinden 53 m'lik bir alanda çimento enjeksiyonu uygulaması için patern hazırlanmıştır (Şek. 7). Hazırlanan paternde 4 m aralıklarla 5/5 sisteminde ve 5m. uzunluğunda enjeksiyon delikleri delinmiş olup, tünelin iki yanından başlayarak patern boyunca sırasıyla A ve E delikleri, B ve D delikleri ve en son C deliklerinden iki kademe halinde konsolidasyon enjeksiyonu yapılmıştır. Toplam 70 adet enjeksiyon deliğinden 20550kg. çimento ile tünel içinde enjeksiyon çalışmaları tamamlanmıştır. Bu aşamadan sonra kontrol amaçlı delgiler yapılarak enjeksiyon çalışmaları test edilmiş ve sonlandırılmıştır. Çimento enjeksiyonu 1/1



Şekil 6. Peron tüneli eksenine dik olarak hazırlanan jeolojik kesit

oranında yapılmış olup karışımın 1/1 su çimento oranına tekabül etmesi için karışıma %1,2 oranında özel akışkanlaştırıcı katkı ilave edilmiştir. Konsolidasyon enjeksiyonu refü basınç değeri  $P_{max}=4\text{bar}$  olarak alınmış olup DSİ enjeksiyon şartnamesinde belirtilen refü şartları sağlanmıştır.

### 3.4 Yüzeyden Konsolidasyon Enjeksiyonu Yapılması

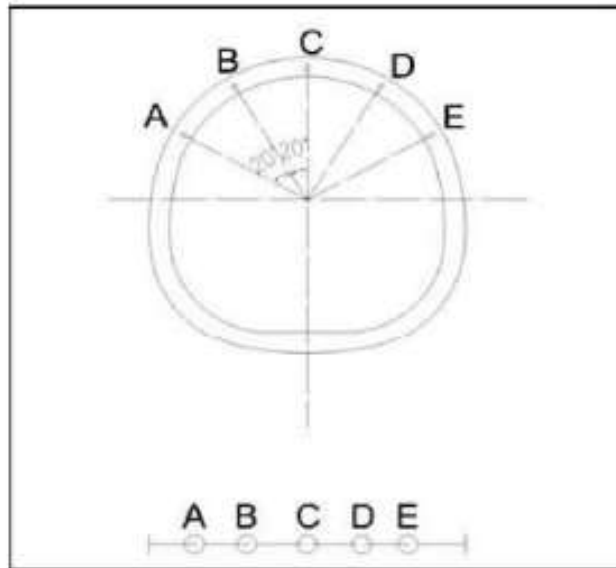
Tünel içi konsolidasyon enjeksiyonu tamamlanmasını müteakip yapılan enjeksiyonların tamamen priz alması ve stabilite sağlanması amaçlı olarak iki ay beklenmiş ve planlanan ikinci aşama olan yüzeyden enjeksiyon yapılması çalışmaları başlatılmıştır. Yolun trafiğe kapatılması ve yol üzerinde bulunan alt yapıların tespit edilmesi çalışmaları yapılmıştır. Tüm bu çalışmalar tamamlandıktan sonra enjeksiyon paterni hazırlanmıştır (Şek. 8). Hazırlanan enjeksiyon paternine göre açılacak enjeksiyon delikleri düşeyle 20 derece açı yapacak şekilde 15 m derinliğinde delinmiş ve bina altında ulaşılabilir şekilde planlanmıştır

(Şek. 9). Her bir delikte 2 m'lik fazlar halinde aşağıdan yukarıya doğru kademelendirme yapılarak kademeli konsolidasyon enjeksiyonu yapılmıştır. Enjeksiyon çalışmaları iki sıra halinde planlanmış olup bina çevresinde iki cephede sırayla çalışılmıştır. İlk etapta binanın kuzey cephesinde A sırasından başlanılmış birer kuyu atlayarak B sırasında devam edilmiş ve yine sırasıyla atlanılan enjeksiyon deliklerinde de çalışmalar devam etmiştir. Birinci sıra enjeksiyon çalışmaları tamamlandıktan sonra aynı sıralama ile ikinci sırada da çalışmalar devam etmiştir. Enjeksiyon karışım oranı tünel içinde yapılan çalışmalarla aynı tutulmuş, ancak enjeksiyon basınçlarında farklı bir yol izlenmiştir. Yüzeyde yapılan çalışmalarda her bir delikte alt kademelerde  $P_{max}=4\text{bar}$  olarak başlatılan enjeksiyon basınç ve refü değerleri yüzeye doğru her kademede bir miktar azaltılarak en son kademede  $P_{max}=2\text{bar}$  olarak tamamlanmıştır. Tüm bu çalışmalar yapılırken her gün düzenli olarak enjeksiyon çalışmaları yapılan Ata sokak ve yakın çevresindeki binalarda yüzey ölçümleri

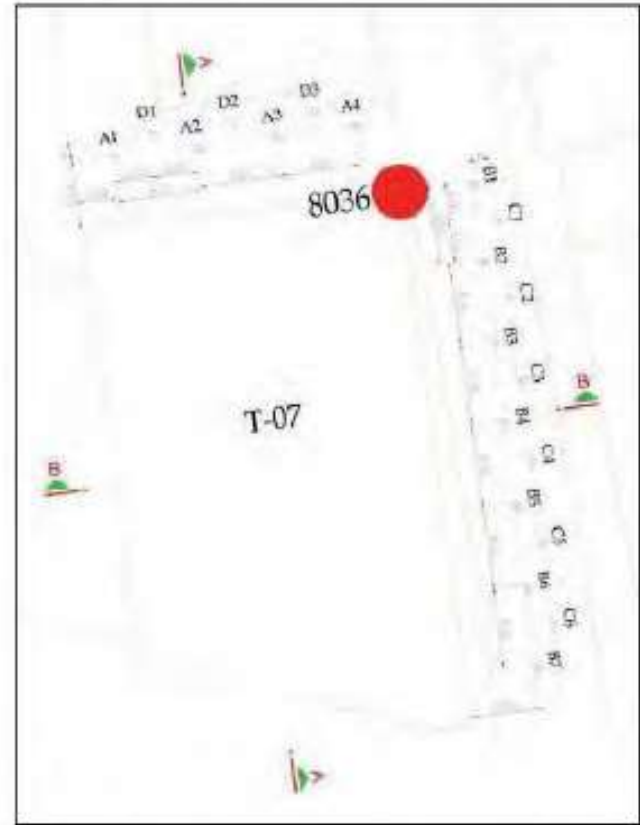
A1	B1	C1	D1	E1	Km:0+093
A2	B2	C2	D2	E2	
A3	B3	C3	D3	E3	
A4	B4	C4	D4	E4	
A5	B5	C5	D5	E5	
A6	B6	C6	D6	E6	
A7	B7	C7	D7	E7	
A8	B8	C8	D8	E8	
A9	B9	C9	D9	E9	
A10	B10	C10	D10	E10	
A11	B11	C11	D11	E11	
A12	B12	C12	D12	E12	
A13	B13	C13	D13	E13	
A14	B14	C14	D14	E14	

**ACIKLAMALAR**

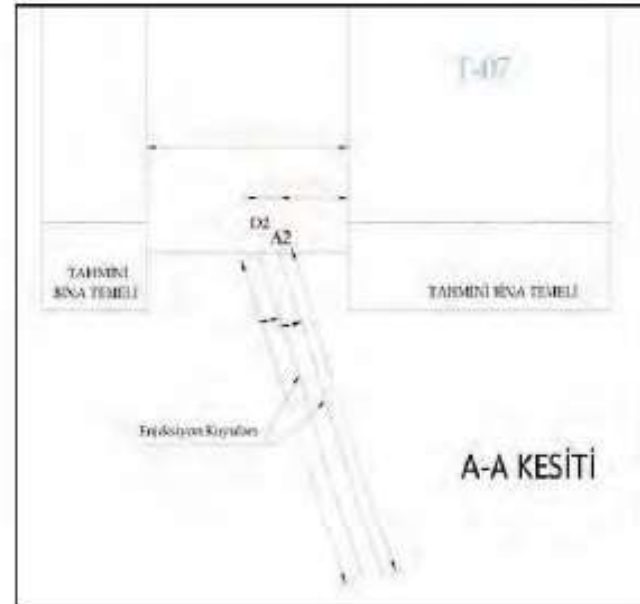
A12 : Delik No  
250 : Toplam giden (kg)  
150/100: Birinci kademe  
ikinci kademe



Şekil 7. Peron tüneli içi konsolidasyon enjeksiyonu paterni



Şekil 8. Yüzeyden konsolidasyon enjeksiyonu paterni



Şekil 9. Yüzeyden konsolidasyon enjeksiyonu delgi kesiti

alınarak hareketlilik olup olmadığı kontrol edilmiştir. Yüzeyden yapılan enjeksiyonlarda tünel içinde yapılan enjeksiyonlar kadar alış olmamıştır. Enjeksiyon tamamlandığında

toplamda 3600kg.çimento enjeksiyonu yapılmıştır. Konsolidasyon enjeksiyonunda, tünelden 20.550 kg ve yüzeyden 3.600 kg olmak üzere toplam 24.150 kg çimento verilmek suretiyle zemin iyileştirme işlemleri tamamlanmıştır.

#### 4 SONUÇLAR

Bir metro projesinin başarısı, projenin zamanında, minimum maliyetle yüzeydeki ve çevre binalara zarar verilmeden veya en az zarar ile bitirilmesiyle ölçülür. Bunların gerçekleşmesi için kazı çalışmalarının başarı ile yürütülmesi gerekmektedir.

Kazı çalışmalarının başarıyla yürütülebilmesi için de, yüzeyle irtibatlı çalışılmalı, tünel güzergâhı üzerindeki binalar dikkate alınarak etkin bir jeoteknik ölçüm ağı oluşturularak, günlük ve hatta daha sık ölçümlerle kontrol edilmeli ve jeoteknik ölçüm sonuçlarına göre tünel, kazı adımları, tahkimat elemanlarının miktarı ve cinsi belirlenerek kazıya devam edilmelidir. Yani jeoteknik ölçüm elemanlarının değerlendirilerek, yorumlanması sonucunda kazıya yön verilmelidir. Zaten bu da Yeni Avusturya Tünel Açma Yönteminin ana felsefesidir. Yapılacak olan jeolojik ve jeoteknik araştırmalar, sürekli takip edilen tünel kazı ayna jeolojisi ve jeoteknik ölçümler tünel kazısının neresinde ne gibi tahkimat uygulanacağını belirleyeceğinden dolayı gereksiz maliyet artışlarından kaçınılmış olacaktır. Sonuç olarak; proje başlangıcında ve projenin ilerleme sürecinde jeolojik araştırmalar ve tünel içi ve yüzey jeoteknik ölçümleri, şehir içerisinde ve yoğun yapılaşmanın olduğu bölgelerde tünel açılması sırasında, öngörülmejen jeolojik farklılıkların belirlenmesi, telafi edilemeyecek zaman ve mali kayıpların oluşmasının önlenmesi ve güvenli bir şekilde tünel ve istasyon inşaatı faaliyetlerinin sürdürülmesinde önemli rol oynamaktadır.



# İstiklal Caddesi Atıksu Tünelinin Yenilenmesi

## *Renovation of the Istiklal Street Drainage Tunnel*

N.Ö. Bezgin

*İstanbul Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul*

**ÖZET** İstiklal Caddesi'nde tramvay hattının ortalama 1,5 m altında, Fransız Büyükelçiliği ile Galatasaray Lisesi arasında uzanan 564 metre uzunluğundaki tarihi atıksu tahliye tüneli bulunmaktadır. Bu tünel, İstiklal Caddesi'nin akışı değiştirilmeden ve bölgenin mevcut yaşam koşullarına en az müdahale içeren bir yöntem ile yenilenmiştir.

Yapımının 1860 senesi civarında tamamlandığı tahmin edilen tünel, kesme taş duvarlar üzerinde tuğla tonozdan teşkil bir yığma yapıdır. Tünelin, yıllar içerisinde maruz kaldığı aşındırıcı etkiler, kimyasal etkiler ve yanlış müdahaleler sonucu içerisinde oluşan yıpranma etkilerini azaltmak ve tünelin hidrolik ve mekanik özelliklerini geliştirmek için önüretimli bir yöntem uygulanmıştır. Tek parça olarak tasarlanan ve önüretilen 940 adet yapısal birim, ortalama 140 metre aralıkta 5 adet noktadan düşey olarak mevcut tünel içerisine indirilerek tünel içerisine yerleştirilmiştir.

Tek parça önüretimli tünel birimleri, dar alanda taşınabilir ve yerleştirilebilir özellikleri ile tünelin, İstiklal Caddesi'nin kazılmasını gerektirmeden yenilenebilmesine olanak sağlamıştır.

**ABSTRACT** There is drainage tunnel that is approximately 1.5 meters below the tramway line along the Istiklal Street that runs 564 meters between the French Consulate and the Galatasaray High School. This tunnel was renovated by a method without changing the flow of the Istiklal Street and imposing the least amount of disturbance to the daily routine of the region.

The tunnel, which is estimated to be constructed in the 1860's is constituted of a clay brick vault supported by stone masonry walls. A prefabricated method was applied in order to reduce the adverse results of the abrasive effects, chemical effects and improper interventions that has accumulated in the tunnel within the years and improve the hydraulic and mechanical characteristics of the tunnel. A total number of 940 monolithically designed prefabricated structural units were lowered vertically into the tunnel through 5 shafts located at approximately 140 meters along the tunnel.

The monolithically designed prefabricated tunnel elements allowed the renovation of the tunnel without excavating the Istiklal Street due to their portable and maneuverable nature.

## 1 GİRİŞ

Mevcut tünelin iç genişliği ortalama 115 cm olup iç yüksekliği 135 cm ile 180 cm arasında değişmektedir (Şek. 1). Bu kısıtlı ölçüler içinde yeni bir tünelin inşası,

önüretimli tünel elemanlarının hidrolik ve yapısal tasarım gereklerinin sağlanması yanında mevcut kısıtlı hacim içerisinde hareket ettirilerek yerlerine yerleşimlerini mümkün kılacak kalınlık ve ebatlarda tasarlanmalarını gerektirmiştir.



Şekil 1. Tünel iç görünüm (Bezgin, 2012)

Toprak ve trafik yükleri ile birlikte deprem yükleri ve üretim, nakliye ve yerine yerleşim esnasında oluşan etkiler için tek parça olarak tasarlanan önüretimli tünel elemanları, 10 cm kalınlık içerisinde yüksek mukavemetli C50 sınıfı beton ile çift sıra hasır donatı içeren betonarme kesitler olarak imal edilmişlerdir.

Önüretimli tünel parçaları, maruz kalacakları hidrolik etkiler ve atık suların aşındırıcı ve kimyasal etkilerine karşı fazladan koruma sağlanması amacı ile sülfata dayanıklı, mineral ve polimer katkı kimyasal ile kaplanmıştır. Yüksekliği 120 cm ile 160 cm arasında değişen parçalar, 80 cm eninde, 60 cm uzunlukta ve 10 cm kalınlıkta imal edilmişlerdir. Hat boyunca tespit edilen 5 noktadan açılan düşey deliklerden, hat içerisine aktarılan ve yerleştirilen önüretimli ve tek parça yapısal kesitler ile mevcut tünelin içerisinde yeni bir tünel oluşturulmuş ve sonrasında eski tünelin taşımakta olduğu yükleri yeni tünele aktarmak ve yeni tüneli eski tünel içerisinde sabitlemek için yeni tünelin etrafı, kendiliğinden yerleşen yapısal harç ile doldurulmuştur.

## 2 ÖNÜRETİMLİ TÜNEL PARÇALARI

Proje için ihtiyaç duyulan 4 farklı yükseklikte ve toplamda 940 adet önüretimli tünel parçası, 15 adet kalıp ile 63 iş günü içerisinde üretilmiştir. Şekil 2'de gösterilen ve  $\pm 1$  mm payhaddinde (tolerans) üretilen çelik kalıplar, 10 cm duvar kalınlığında, 80 cm dış genişlikte, 60 cm uzunlukta ve 160 cm, 150 cm, 140 cm ve 120 cm yüksekliklerinde ihtiyaç duyulan tünel parçalarını üretebilecek şekilde tasarlanmışlardır.

Tünel parçaları, gereken bölgelerde çift sıra S500 sınıfı hasır donatı içerecek şekilde üretilmişlerdir (Şek. 3). Üretimi gerçekleştirilecek olan tünel parçasının ebatlarına göre Şekil 4'de görüldüğü gibi kalıp kurulumunun ardından donatı yerleşimi sonrasında, sülfata dirençli cürufllu çimento içeren C50 sınıfı beton dökümü gerçekleştirilmiştir.

Yapısal unsurların tasarımında, yapının mekanik gereklerinin yanısıra, maruz kalınacak ortamın aşındırıcı, çözücü ve ortamın hidrolik akış özellikleri de dikkate alınmıştır. Tünel üzerine etki eden kuvvetler kadar önemli olan tünel içerisinden akacak olan suyun bileşiminin kimyasal ve aşındırıcı zararlarına karşın tünel betonu sülfata dirençli olacak şekilde üretilmiştir.



Şekil 2. Tünel parça kalıbı (Bezgin, 2012)

Tünel içerisinde su akışının laminer olabilmesini sağlamak ve tünel taban köşelerinde su akışı nedeni ile aşındırıcı etkilerin odaklanmasının önüne geçebilmek için tünel tabanı ile duvarlar arasında geçiş 10 cm'lik bir yarıçap ile sağlanmıştır.



Şekil 3. Hasır donatı kafesleri (Bezgin, 2012)



Şekil 4. Kalıp içerisine kafes yerleşimi (Bezgin, 2012)

Dökümlerinden 24 saat sonra parçalar, hasır donatı kafesine yerleşik 3 kaldırma kancasından Şekil 5'de görüldüğü gibi kaldırılarak kalıplarından alınmışlardır. Şekil 6'da 140 cm boyunda, 80 cm genişliğinde, 60 cm uzunluğunda ve 10 cm kalınlıkta bir tünel yapısal parçası görülmektedir.

Parçaların sahada hizalanabilmeleri için kalıp içerisine, Şekil 6'da görüldüğü gibi parça alınma 3 adet çıkıntı oluşturacak parçalar yerleştirilmiştir. Bu sayede parçalar

tünel içerisinde kolayca hizalanmışlardır ve birbirlerine göre yatayda kaymaları engellenmiştir.



Şekil 5. Kalıptan alım (Bezgin, 2012)



Şekil 6. Tüneli oluşturan yapısal birim (Bezgin, 2012)

### 3 YAPISAL TASARIM

1860'lı yıllarda tamamlandığı günlerden bu bugüne İstiklal Caddesi altında yer alan ve caddenin toprak, yaya ve taşıt yüklerine maruz kalan atık su tüneli, 1883 senesinde tramvay hattının döşenmesi ile tramvayın dinamik dingil yüklerine de maruz kalmıştır. 2012 senesinde gerçekleştirilen yenileme çalışmalarına kadar bu yüklere dayanan yapı, kimyasal aşınma, bakım eksikliği ve İstiklal Caddesi boyunca binaların denetimsiz olarak atık su giderlerini bağlamak için tünel duvarını yatay yönde delmeleri neticesinde yıpranmış ve zayıflamıştır. Yenileme çalışmalarının yapısal tasarım bölümünde,

mevcut tünel üzerine etki eden toprak ve trafik yükleri ile mevcut tünelin içine yerleştirilecek olan yeni tünel ile mevcut tünel arasına doldurulacak olan dolgu betonu yükleri değerlendirilmiştir.

Tünelin içerisinde yer aldığı zeminin onlarca yıl içerisinde yüksek derecede sıkıştığı varsayımı ile tünel üzerindeki ve etrafındaki toprağın birim ağırlığı  $2.350 \text{ kg/m}^3$  olarak değerlendirilmiştir. Tünelin yaklaşık 1,5 m üzerinde hareket eden dolu bir tramvayın dinamik dingil yükü 10 Ton olarak hesaplanmıştır. Diğer taraftan, mevcut tünel içerisine yerleştirilen önüretimli tünelin etrafına dökülen betonun birim ağırlığı ise  $2.400 \text{ kg/m}^3$  olarak tespit edilmiştir. Yerleştirilen tünel etrafına beton dökümü ile oluşan hidrostatik basıncın, mevcut tünel üzerine etki eden aktif toprak basıncının üstünde kaldığı tespit edilmiş ve tünel etrafında aktif toprak basıncı ve beton hidrostatik basıncının oluşturduğu toplam yük değerinin tünel alt kotunda  $6 \text{ Ton/m}^2$  değerine çıktığı hesaplanmıştır. Şekil 7'de yapısal modeli görülen tünel birimi çevresine dik olarak etki eden dolgu betonu, zemin ve taşıt yüklerinin birleşik etkisi Şekil 8'de sunulmaktadır.

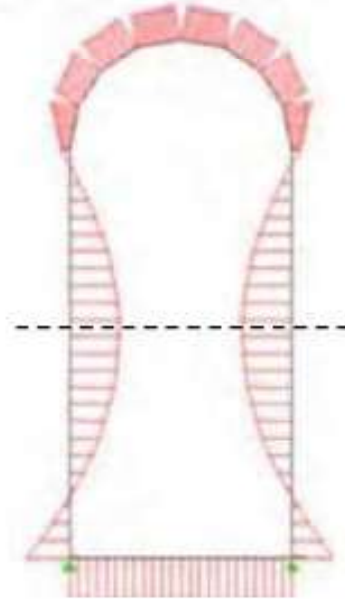


Şekil 7. Tünel yapısal birim modeli (Bezgin, 2012)



Şekil 8. Tünel çeperine etki eden toprak, taşıt ve dolgu betonu yükleri (Bezgin, 2012)

Tünel kesiti üzerine etki eden yüklerin, kesit etrafında oluşturduğu eğme (moment) dağılımı, Şekil 9'da sunulmaktadır.



Şekil 9. Tünel çeperinde oluşan eğme (moment) dağılımı (Bezgin, 2012)

Kesit içerisinde tespit edilen en yüksek eğme değeri, duvar ortasına yakın kesik çizgi ile gösterilen seviyede  $639 \text{ kg-m}$  olarak tespit edilmiştir. Bu noktada, kesitin tek parça olarak üretiminin yararı da ortaya çıkmaktadır. Kesiti oluşturan duvar ve tonozun bir bütün olarak dökümü kesitin her

noktasında eğilme ile direnç gösterebilmesini sağlamıştır. Bir diğer üretim yönteminde, kesit, kesik çizgi ile görülen kısımdan ayrılarak iki parça olarak üretilmiş olsa, bu noktada eğme direncinin oluşumu engellenmiş olacaktır. Oluşumu engellenen bu direncin, alt ve üst parçanın farklı bölgelerine taşınması ile oluşan eğme değeri artacak ve bu artış duvar kalınlığının da artırılmasını gerektirecektir.

Yapılan hesaplamalara göre kesitin tek parça üretimi, kesit kalınlığının ve dolayısı ile ağırlığının %40 azaltılabileceğini mümkün kılmıştır. Önüretimli tünel parçalarının ağırlıkları, yüksekliklerine göre parça başına 500 kg ile 600 kg arasında değişmektedir.

#### 4 TÜNEL YENİLEME ÇALIŞMALARI

Tünel yenileme çalışmaları Haziran 2012'de başlamıştır. Tünel boyunca 5 noktadan düşey erişim odalarının inşası ile tünele yandan erişim imkânı sağlanmıştır. Tünel içerisinde yıllardan bu yana biriken katı atıklar, su devridaim birimleri ve gerektiğinde işçilik ile toplandıktan sonra tünel içi yıkanarak uygulanacak işlemlere hazır hale getirilmiştir. Tünel içerisinde işçilerin çalışabilmeleri için temiz hava sağlanmasının ardından, önüretimli tünel birimlerinin tünel içerisine taşınabilmeleri için tünel tabanına kontraplak levhalardan düz bir yüzey oluşturulmuştur. Eski tarihi yapıyı beton dolgudan korumak ve yeni yapı üzerine mevcut tünel çeperindeki nem ve su sızıntılarının nüfuz etmesini önlemek için mevcut tünelin içi polimer örtüler ile kaplanmıştır (Şek. 10).

Sülfata dirençli çimento ve polimer esaslı malzeme ile kaplanmalarının ardından parçalar Şekil 11'de görüldüğü gibi erişim odalarından tünel içerisine aktarılmışlardır. Tünele aktarımlarını takiben kaldırma ve taşıma teçhizatına aktarılan tünel parçaları, Şekil 12'de görüldüğü gibi ilgili noktalara taşınarak tünel içerisinde hizalanmaya başlamışlardır. Hizalanma esnasında parça alınlarına bitüm ve poliüretan esaslı dolgu malzemesi sürülerek parça ara yüzlerinin tamamen örtüşmesi sağlanmıştır.



Şekil 10. Tünel iç düzenlemesi (Yavuz, 2012)



Şekil 11. Parçanın tünele indirilmesi (Yavuz, 2012)

Mevcut tünel ile içerisine yerleştirilen tünel birimlerinin hizalanmasından sonra (Şek. 12) tünel boyunca belirli aralıklarda karot ile açılan deliklerden beton yerleştirilerek mevcut tünel ile yerleştirilen tünel arasındaki hacim Şekil 13'de sunulduğu gibi doldurulmuştur. Bu şekilde tünel mevcut tünelin içerisine sabitlenmiş ve mevcut tünel üzerindeki aktif kuvvetler yeni tünel üzerine aktarılmıştır.



Şekil 12. Parçanın tünele yerleştirilmesi  
(Yavuz, 2012)



Şekil 13. Tünel etrafının betonlanması  
(Yavuz, 2012)

## 5 SONUÇLAR

Günlük insan trafiğinin bir milyon kişiye ulaşabildiği İstiklal Caddesi, Fransız Başkonsolosluğu ve Tünel arasında yaklaşık 1,4 km uzunluğu, üzerinde ve civarında yer alan yüzlerce bina ve işyeri ile sosyal ve ticari hareketliliğin son derece yoğun olduğu bir ortamdır. Caddenin, çok uzun bir süredir hizmet veren ve artık yıpranmış olan atık su tahliye altyapısının yenilenmesinin, caddenin hareketliliği engellenmeden gerçekleştirilmiş olması önemlidir. Konularında uzmanlaşmış firmaların işbirliği ile üretilen çözümler, bu projede başarı ile uygulanmıştır. Proje alanı, İstiklal Caddesi'nin yaklaşık 15 metre genişliği içerisinde 564 metre uzunlukta olup

yaklaşık olarak 8.500 m<sup>2</sup>'ye yayılmıştır. Proje kapsamında mevcut tünel, hat boyunca 5 noktadan ve Şekil 14'de görüldüğü gibi cadde üzerinde yaklaşık olarak 2 m \* 3 m ölçülerinde yer işgal eden toplam 30 m<sup>2</sup>'lik erişim odalarından erişilerek yenilenmiştir. Önüretimin, dar alanda inşaata olanak tanıyan yapısal çözümü ile tünel yenileme çalışmaları, saha boyunca erişim odaları hariç, hafriyat ve yerinde imalat gerekmeden Şekil 16'da görüldüğü gibi tamamlanmıştır.



Şekil 15. Erişim odası (Yavuz, 2012)



Şekil 16. Tamamlanan tünel (Yavuz, 2012)

## KAYNAKLAR

- Bezgin, Ö.N., 2012. *Yapı Merkezi Prefabrikasyon A.Ş., İstiklal Caddesi Tüneli Üretim ve Tasarım Raporu.*  
Yavuz, A., 2012. *Konak İnşaat İstiklal Caddesi Tüneli İnşaatı Saha Fotoğrafları.*

# Quality and Process Control at Tunneling Jobsites: Information Transfer Infrastructure for Digital Data Management Systems, Examples for Real-time Information

A. Seilert

*VMT GmbH, Bruchsal, Germany*

**ABSTRACT** Data is being generated in increasing quantities throughout most major tunneling projects; transmitting this data to where it can be meaningfully processed into useful information is of paramount importance to both the contractor and the client.

Creation of data by the processes of the construction of the tunnel and the effects of that process on the ground through which it is taking place and the surface, including any structures located thereabouts is currently the task of numerous suppliers who have monitoring capability on their individual equipment.

Being able to collect and collate these data in all of its various formats and produce useful real-time information for all concerned is essential for a safe and successful project.

This paper will outline an Information Transfer Infrastructure for digital communication that enable data flow, radio coverage, telecommunication, video and access control, and tracking for construction sites and plants, to the data management process which enables real-time, web-based data saving and risk management capabilities to be made available to all relevant parties on the project.

Examples of the data flow process for the quality control for the entire production process of segment manufacture through to its final installation in the completed tunnel and its long term data storage for the design life of the tunnel will be given.

## 1 INTRODUCTION

On large tunnel sites, immense volumes of data from various sources with a large quality range are generated, collected, evaluated and archived. The more consistently and completely high-quality data are prepared and made available for evaluation, the safer and more efficiently the project management can control the site. At the same time, high data quality from a completed advance are the best basis for subsequent verification of the work done. Finally, the basis for improvements in quality and increases in the efficiency on future projects is also achieved.

Requirements from the project owners regarding comprehensive, high-quality

information management can currently be found with increasing frequency in tender documents. The implementation of this requirement leads to a logistical and personnel cost when individual solutions have to be reconfigured for each project based on project circumstances and supplier groupings. Integrated solutions specifically aimed at the demands of large tunnelling projects offer a significantly better starting point.

This document presents a concept for a solution and its components that uses matched hardware and software to allow all decision-makers to monitor all phases of the construction project, live at all times. The starting point is an all-in-one communication

system that connects all data sources by wireless or cable, as well as providing a communication system that can take on additional alarm and location tasks in emergency situations. As a high-level system, an integrated risk and information system shall provide powerful process data management. It offers interfaces for all relevant site data and saves them in a single database for efficient control and quality assurance processes. Current reference projects with the system described in use are presented below.

## 2 DATA AND COMMUNICATION NETWORK

In cooperation with communication experts, an all-in-one communication system was developed. The goal was a data and communication network for use on construction sites, which on the one hand offers a high level of standardization of components and efficiency advantages as well as high technical compatibility. On the other hand, it should be capable of being scaled as necessary because of its modular design and can thus also be adapted to different project conditions and phases.

The network is suitable for use on all types of civil engineering sites, in mines and for large-scale sites. The following details refer to its use in large tunnelling projects.

The backbone of the network, which is based on fibre optic cable, is formed with preassembled "Plug & Play" glass-fibre cables. The central communication unit is installed in the site office. The data cables run from here to the various areas of the site (Fig. 1). Data boxes form the nodes in the network (ring or tree configuration) and at the same time serve as the interfaces for further hardware components. Even hard to access areas in the tunnel or on the surface on the site can be included. The redundantly designed 1-GBit network is based on the TCP/IP protocol, which makes a connection to the Internet as well as integration of other TCP/IP-based components easier. Network management is carried out using a graphical, web-based interface.

The modules for telecommunication, video monitoring, access control, personnel location, emergency alarm, fire service rescue concept, sensors and office communication are built on this infrastructure (Tab. 1). The modules can be combined and extended depending on the individual project situation. Mobile telephony, access control and location use standard and proven DECT (Digital Enhanced Cordless Technology).



Figure 1. Infrastructure Schematic

Table 1: Short overview of modules

Telephony	Wireless and corded site communication connection to mobile telephone network or local fixed network; all above and below ground site areas covered; emergency and rescue applications
Video	Live monitoring and archiving; camera management with database connection; scalable and interface compatible
Access Control	At all site access points (doors, barriers etc.); integration of mobile telephone and messenger systems
Tracking	Localization of people and vehicles via mobile telephone and messenger systems
Emergency	Triggering of alarms from all areas of the site; warning of all those affected; locatable in accordance with national safety regulations
Sensor system	Recording of all measurement devices
Office	Network-based interfaces for complete office communication



All system services are made available with a central infrastructure, with a broadband network being provided throughout the tunnel. In this way, computers, cameras and safety sensors (e.g. gas detectors) can be freely positioned as required and integrated in the broadband network. Communication is thus provided above ground as well as in the entire tunnel section and throughout the TBM without any limitations. At each workplace in the network, camera images of the work area, the shaft or the TBM can be displayed. Strictly secured VPN access makes worldwide linking to the site network possible, if required with user groups divided into employees, clients suppliers etc. The data from the site network are backed up with the backup service. In case of damage, data loss and downtime are minimized.

The communication infrastructure in tunnelling sites has the requirement of being able to maintain secure operation and where necessary independently of a failed or non-existent public power supply or telephone connection. The basic concept of the network already includes the necessary independence, redundancy and reliability. In accordance with the harsh environmental conditions, the hardware components are designed for the highest resilience and secure operability. Status displays are designed, for example, so that they can be read under adverse sight conditions and at a distance.

### 2.1 Reference Project: Corrib Gas Pipeline

A complete communication system is currently in use (as at July 2013) in the advance of a protective tunnel for a gas pipeline in north-western Ireland. This is being constructed by an AVND3500 from Herrenknecht, to produce a 4.9 km long tunnel for the landfall section of the Corrib gas pipeline. The pipeline will connect the newly developed Corrib gas fields off the coast of Ireland with the facilities on the mainland for further processing of the gas.

### 3 DATA ANALYSIS AND INFORMATION PREPARATION

The all-in-one communication system described above provides an information transfer infrastructure (both hardware and software) at the site that connects differing data providers with each other in a uniform manner. To be able to use the data generated to provide meaningful information, VMT GmbH developed a data management system in cooperation with ITC Engineering GmbH & Co. KG. The goal of the development was a software system that supports the sites in data management and analysis and leads to a transparent construction process.

Such systems are already standard in many industries, such as chemicals or the automotive industry. However, due to the complexity of the ever changing demands in the construction industry, particularly in large underground infrastructure projects, up to now they have only been developed with a low priority. Today, clients are increasingly formulating explicit, detailed requirements with respect to data-supported quality assurance instruments that, for example, make reliable forecasts of the expected service life possible. The process data management system was specially developed as a process control system and for risk management of machine bored tunnels and pipejacking projects.

The risk and information system supports the site management as a web-based database in the evaluation and analysis of all kinds of data arising from the tunnel advance itself and from the overall context of the project (Fig. 2). A central goal in the development was that an informed judgement of the advance events and thus a competent risk assessment was made possible by the live data analysis and evaluation. The advance data continuously arising are systematically prepared and archived as shift, daily, weekly and monthly reports. The TBM data (such as annular gap grouting, cutting wheel pressure, control movements, hydraulic jack pressure cutterhead rotational speed and torque etc.) are evaluated and, if available, correlated with geological parameters from the geological investigation. An evaluation of

the measurement data is also carried out to assess the TBM position, movement and accuracy the drive.



Figure 2. Integrated Risk and Information System

Data storage can be locally at the site or worldwide on any computer via a secure Internet connection. Access rights to the system can be managed separately for user groups and are secured by passwords.

The basic development requirement was that the system could be flexibly adapted to the site conditions. For this purpose, the process data management system was conceived as a web-based application that only requires an Internet browser to operate it. Due to the modular design, it can be extended and specifically tailored, for example, by the integration of further VMT systems (Tab. 2).

### 3.1 Reference Project: Queens Bored Tunnels

The "Queens Bored Tunnels" form a part of the "East Side Access Project" and are the final important tunnel connection from Queens to the Grand Central Terminal in Manhattan. For the advance in demanding geological conditions – solid rock, mixed earth and dense glacial till, two Herrenknecht mix shields were chosen.

In order to minimize the risk of settlement with an advance directly adjoining existing underground and aboveground infrastructure, those responsible for the project installed the

monitoring of the machine data with the process data management system described above (Fig. 3). The web-based, multi-user system provided, among other things, the connection of the above-ground monitoring system for the site with the advance data from the machine. The combination of the above-ground data and the machine data with the live representation of the relevant measurement results provided reliable tools for those responsible for the site for quality assurance and risk assessment. Four tunnels with a total length of 3.2 km were finished

Table 2: Short overview of modules

Shift data/ advance data <sup>1)</sup>	Direct data entry by the TBM team; shift reports from other sources can also be imported
Machine data <sup>1)</sup>	Machine data automatically recorded from the sensors on the TBM are visualized and output; advance performance is evaluated using machine data
Tunnel viewer <sup>1)</sup>	Interactive presentation of a geological section of the tunnel alignment and of the machine position using available CAD or satellite images
Segment <sup>2)</sup>	Segment inventory list: availability, stock yard location reinforcement type, damage final position and orientation once installed
Tool change <sup>2)</sup>	Support for excavation tool inventory; evaluation of tool change and forecast
Separating <sup>2)</sup>	Evaluation for separation equipment (slurry shield)
Document management <sup>2)</sup>	Document storage and systemization using meta data (date, source, structure manufacturer geographical coordinates, etc.)
Geo-monitoring <sup>2)</sup>	Recording of geotechnical surface measurements such as settlement and building deformation together with TBM data; automated warning function

1) Standard module 2) Optional additional module

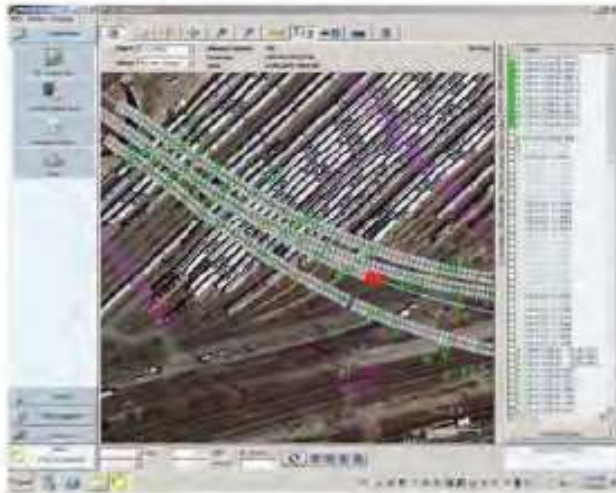


Figure 3. Surface settlement monitoring

between June 2011 and July 2012 with sometimes an extremely small cover – without causing interference to the railway lines being tunnelled under due to settlement.

#### 4 MONITORING AND CONTROLLING SEGMENT PRODUCTION AND USE

In machine bored tunnel advance projects, the high-precision production of the segments and just-in-time delivery is of primary importance. Both high advance rates and quality ring build depends on steady segment production and supply. The importance of effective segment logistics is therefore paramount. Equally important is the ability forensically analyse the production data for each segment produced for should there be evidence of premature aging or potential failure during the whole life of the structure.

For this purpose, VMT GmbH has developed a modular quality control and management system for recording production data. This system is used throughout production and for installation of segments and other finished concrete parts on the site. With the use of barcode labels or RFID tags, all production paths, production goods and production aids are identified and sustainably documented (Fig. 4). Deviations from logistical or technical specifications are indicated and can be used for targeted interventions in the production and supply processes. On the basis of a production

forecast, the required storage capacity can be planned efficiently and used economically.

The system is built on a modular basis and can be individually configured as appropriate for virtually any production and logistical configuration. The basic configuration takes account of differing segment production systems (stationary or carousel production) as well as the variability of the storage versions. The system can be extended with detailed storage management up to the option to automatically control the use of cranes.



Figure 4. Segment bar-code identification

#### 4.1 Reference Project: Prague Metro – Extension of Line A

The extension of the north-western underground railway Line A in Prague to the Ruzyně airport is pending. The first section of around six kilometres will serve the residential areas in the sixth district of Prague and connect the largest hospital complex in Prague to the public transport network. In April and June 2011, two Herrenknecht EPB shields started the machine advance of two parallel tunnels. The successful breakthrough of the two machines occurred in November 2012.

To support the construction of these tunnels with minimum settlement in this dense inner-city development (residential buildings, services, hospital), there was detailed monitoring of data relevant to settlement, such as support pressure and backfilling. The values recorded by the

system were compared live with reference to the tolerance values and deviations were indicated, so that early remedial could take place where necessary.

The production of segments for the extension of underground railway Line A was not in Prague but approximately 400 km away in Bratislava. On the site itself (Fig. 5) only a limited intermediate store was maintained. The segment documentation system monitored production and the logistics for all the segments. Those responsible for the advance were thus continuously informed about the segment availability, despite the logistical demands with long transport routes and two storage locations. The quality assurance and process control included the establishment of the complete network infrastructure including WLAN, the controlling the production of 40,000 segments (ring arrangement 5+1, ring length 1.5 m), the production of the reinforcement, storage and logistics, as well as the movement of the segments through the EPB shields and its installation as part of the final tunnel lining.

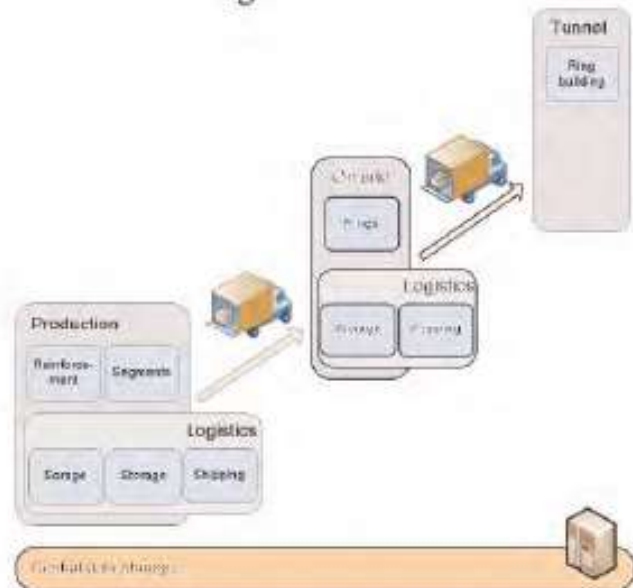


Figure 5. Production and logistics schematic

#### 4.2 Reference Project: Koralm Tunnel

The 33 km long, double tube Koralm tunnel is currently being built in Austria. It will be a part of the trans-European high-speed rail connection from Danzig in Poland to Venice

in Italy. The joint venture of STRABAG AG and Jäger Bau GmbH has been using two double shield TBM's (9.93 m diameter) from Aker Wirth since early 2013 on behalf of ÖBB-Infrastruktur AG for the advance of two tunnel sections of length 17.1 km and 15.7 km.

For the tunnel lining a total of 103,500 segments (ring arrangement 6+0) and 17,250 invert segments will be made. These will be produced from 16 sets of moulds supplied by Herrenknecht Formwork. Strict requirements were defined by the client with regard to quality demands and data storage. Every step in the production and use of each segment from the delivery of the building materials, through production and storage to movement through the machine in the tunnel shall be documented (Fig. 6) and be able to be replicated if necessary. Furthermore, there was a requirement that segment production had to take place directly at the site. For the tunnel excavation, differing segment types are needed during the advance depending on geology and ring location (e.g. crosscuts).



Figure 6 Segment reinforcement scan

The modular management system for segment production, combined with the higher-level risk and information system, provides complete, database supported documentation of the segment production and installation for the Koralm tunnel project. This starts with the recording of the material delivered and documenting in the database. To check the exact dimensional accuracy of the segments, 3D LaserTracker measurements are carried out and the results compared to the CAD models. Each segment produced is labelled with a bar code that documents all production parameters. Using

the bar code, the erector equipped with a scanner can compare the identity of the segment with the database entry before installation in the tunnel. This ensures that the correct segment is always used.

Identified with the bar code, the stored segments no longer need be sorted by type and age as is otherwise normally the case. The storage position of each individual segment can be established using the database entry. The limited capacity of the storage locations can therefore be fully utilized (Fig. 7).



Figure 7. Koralm storage area

## 5 SUMMARY AND OUTLOOK

Uniform networking of data sources along with powerful data processing and storage is a decisive element in sustainable quality assurance for tunnelling projects. To transform large volumes of data into readable and accessible information for all decision-makers requires matched hardware and software for complete data recording, secure data storage and competent data analysis.

The all-in-one communication system and the web-based risk and information system including the additional modules such as segment production documentation point the way for the new approaches in quality management for all types of underground infrastructure projects. Applicable both as a complete solution package and as flexible modules, they support the site management as required in documenting and controlling the services of the suppliers and their own outputs. The possibilities to recognize and

check risks in the project process in a timely manner increase significantly with suitable tools. Last but not least, new perspectives arise, such as the ability to use the experience from one project to optimize future projects from a technical and economic perspective.



# Adana Yamanlı II HES Enerji Tüneli Kazılarında Yönlendirme ve İzleme Sisteminin TBM Performansına Etkileri

## *Effects of the Guidance and Monitoring System on Performance of TBM for Adana Yamanli II HEPP Tunnel*

H.T. Özaslan

*NTF İnşaat Tic. Ltd. Şti., Ankara*

**ÖZET** Bu çalışmada, yapımı NTF İnşaat Ltd. Şti. tarafından yüklenilen Enerjisa'nın Yamanlı II HES Projesi kapsamında, 4.305 mm kazı çaplı çift kalkanlı bir TBM ile kazısı devam eden 6.618 m uzunluğundaki 1. Kademe Enerji Tüneli'nde kullanılan yönlendirme ve izleme sistemi tanıtılmakta, sistemin önemi ve kazı performansına etkileri özetlenmektedir.

**ABSTRACT** TBM guidance and monitoring system used for the excavation of the 1st Stage Energy Tunnel of Yamanli II HEPP Project, owned by Enerjisa and constructed by NTF Construction, by a double shield TBM with 4.305 m excavation diameter and 6618 m length is introduced, its importance and affects on excavation performance are summarized.

### 1 PROJECT SUMMARY

Yamanli II HEPP power project includes two parts. The first part of project has a weir, 9330 m power tunnel, about 700 m of penstock and power house. Second part is about same, 5500 m of power tunnel, 140 m of penstock and power house. There are two curves. Radii of the curves are 1000 m and two of them are left direction. The first curve is about at 4000 m and the second is at the end of tunnel. NTF Construction Ltd. uses a double shielded TBM for excavation of 6618 m of the first stage power tunnel.

The TBM (Fig. 1) used for excavation of the first stage power tunnel has three shields: front shield, telescopic shield (middle), and gripper shield (tail). The guidance system, targets, and inclinometer, which are the main subject of this study, are located within the telescopic shield.



Figure 1. Double Shield TBM used for excavation of Yamanli II HEPP Project 1st Stage Energy Tunnel (Robbins)

## 2 EFFECTS OF THE GUIDANCE AND MONITORING SYSTEM ON EXCAVATION PERFORMANCE

The TBM has guidance and monitoring system from Enzan Company of Japan. This system includes a total station, targets, inclinometer, robotec interface box, computers, and connection tools.

These main equipment parts came to the jobsite with the TBM. Enzan technician came to the jobsite to install these equipments before TBM testing on October 2012. The technician and the NTF surveying team started to install equipment together and made an education schedule in 7 days for surveyors. The technician and the NTF surveying team practiced for installing main parts to start TBM. It was realized that the Enzan technician had no experience on the guidance system.

### 2.1 Total Station and Back Point

NTF had a Trimble robotic total station (5603 STD) with a SCU box to connect total station with robotec interface box and power supply. According to Robbins' TBM design, the total station had to be installed above the operator cabinet on a bracket. When the total station was installed there, it was seen that there was a 23 m of space for shifting in longitudinal total station. After 23 m, the total station hits the fresh air pipe on back up (gantry) units.

To start TBM, total station was installed and shifted within this 23 m, and TBM was moved on inside the segment rings. When the total station was installed inside the segments, 23 m shifting space was about 15 m. According to Robbins' technician, 15 m space was enough for shifting.

On the other hand, total station had to see targets which were installed within the front shield, but many times the total station could not see targets because of small laser window. In the first 500 m, surveyors spent too much time for shifting and to see targets by total station. In the meantime, a solution had to be found about guidance system for more reliable production with the TBM. However, the Robbins officials claimed that there was nothing wrong with the system.

As a result, when TBM production was about in the third month on January 2013, another technician from Robbins arrived to the jobsite to solve total station positioning problems. After seeing the problems, he decided to make major modifications on the system. He started the modification by moving all the fresh air pipes from total station side to the other side. Then, he modified a big window inside the gripper shield to see the targets (Fig. 2). After these modifications on the total station and window, the system has started working properly.



Figure 2. Targets from modified window and inclinometer



## 2.2 Targets and Inclinometer

This system has three remote targets and one inclinometer on TBM telescopic shield to estimate TBM cutterhead position (Fig. 2). There are 3 targets, but two of them are enough, so almost two targets must be seen by the total station all the time.

Target positions are always related to window to see the total station. If someone uses guidance system with laser, total station laser has to see targets all the time. Whichever side that the total station position is designed, a window should be located at gripper shield.

TBM cutterhead position (horizontal - vertical) is calculated by using the targets. For this calculation, the relationship between (local position of the targets in TBM) the targets and TBM cutterhead should be known. Enzan system has a calculation program "TargetCalc2" (Fig. 3) for that relationship. Since the NTF surveying team had no experience with this calculation module, they had to make many practice with the program taking a long time to be familiar with. The program requires coordinates (X, Y, Z) of the TBM cutterhead, coordinates (X, Y, Z) of the targets, machine length, machine rolling and pitching angles. Local positions of each target are calculated in TBM (X, Y, distance). After that calculation, local positions of the targets are entered to guidance system's main program (Fig. 3).

Although manual surveying is needed to use that program, it is a very useful program for surveyors. Coordinates of the targets can be measured easily, but the special points should be known in TBM to understand coordinates of the TBM cutterhead and pitching and rolling angles. For this, another relationship with special points and TBM cutterhead position should be known. Machine designers should mark almost 4 or 5 special points in TBM's front or gripper shields to measure coordinates manually, after using the relationship to find the

coordinates of the point at TBM cutterhead. Special points should be suitable to understand machine pitching and rolling angles, too. Of course, surveyors can find coordinates of the TBM cutterhead without special points and they made it many times, but spent too much time; and for these machines, the time means money.

When TBM was launching, Enzan technician and NTF surveyors checked suitable window to see targets from the point on the total station and installed a bracket for targets. After the targets are put on the brackets, coordinates of the targets are measured. Coordinates of the TBM cutterhead, pitching, and rolling angles are measured and calculated manually. An inclinometer is installed on a bracket in TBM front shield, too.

"TargetCalc2" is also used to find local positions of the targets in TBM. It was sure that, the positions of targets and window was not clear in TBM when machine was being designed. So, too much time was spent to install target bracket, to calculate local coordinates of the targets and also to see from the window. Machine designers should consider about total station and targets together and allow to technicians of the guidance system to check designing time. Total station and targets work together at the same time, so that the TBM should be designed in accordance to this.

Although the window was modified to see the targets, sometimes total station could not see the targets and TBM had to run without guidance system. To eliminate boring without laser system, a new bracket was designed for targets. The new bracket was installed tightly in the front shield. On the new bracket, there was about 20 special marked points and local coordinates of all points were known. Two targets were used, but there was about 20 special marked points to install targets. If the total station cannot see the target or targets, the targets had to be moved to another special

point and local coordinates had to be changed on the main program.

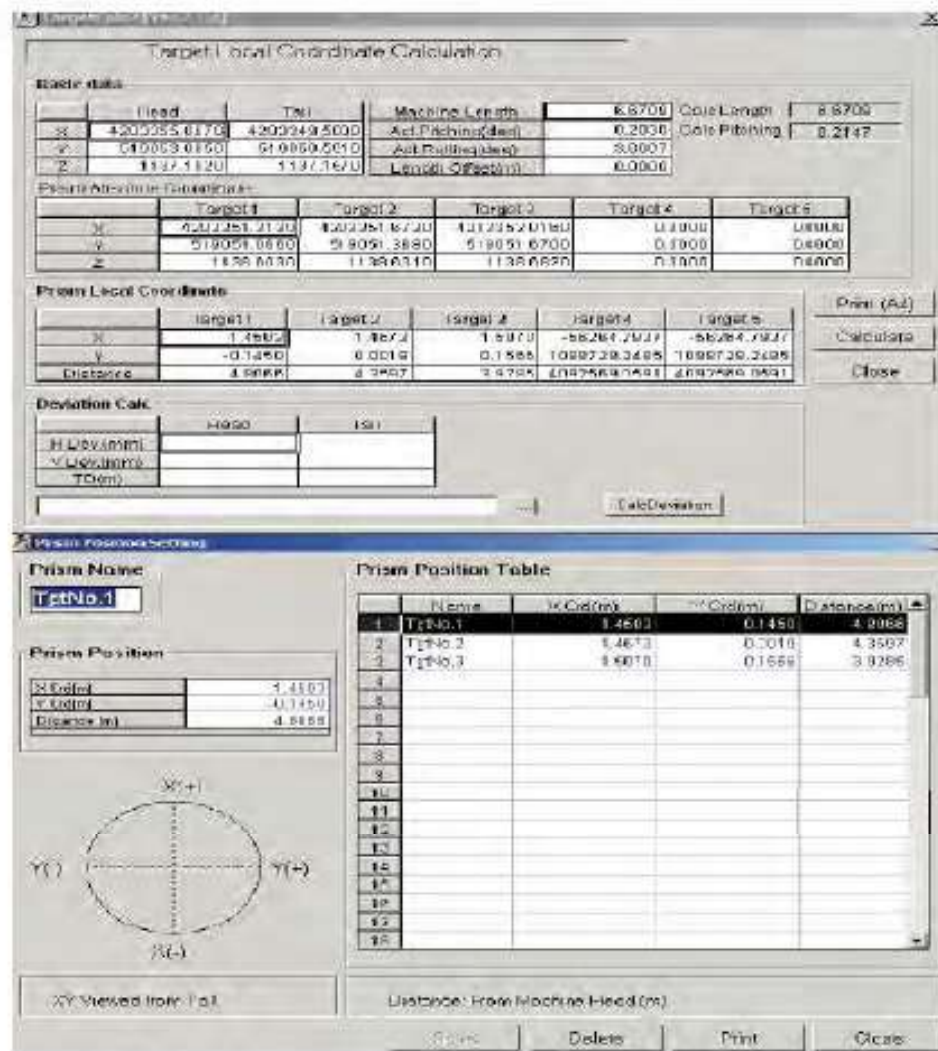


Figure 3. "TargetCalc2" program and prism position setting

While the guidance system is used with laser, it was experienced that the total station robotec surveyed the targets in 45 to 50 seconds for one period. It continues automatically during all boring time. That means boring and ring assembling are performed at the same time. The segment erector turns many times when boring. At this time, total station can not see the targets sometimes because of erector turning, but boring goes on nonstop. This is a disadvantage for guidance systems of double shield TBMs, if you choose surveying system like Enzan.

### 2.3 Operator Cabinet Console

Machine operating console is a main part of the guidance and monitoring system. The equipment is positioned in the operator cabinet. That includes and connects data logging unit, machine control panel and Robotec Interface Box. There is a data logging unit console which allows controlling and operating TBM guidance system by operators and surveyors. This console is connected with all other parts.

Robotec Interface Box is also in this part of the system, which connects all the system to each other. For example, total station and

targets are connected to each other with that box. Operator console and central control room are also connected with the same box.

As it is known, TBM operators stay in TBM operator cabinet, therefore, they should learn guidance systems like a surveyor. When TBM operators learn that system, they can use robotec survey command at the main program. As it is mentioned above, when the machine works in double shield mode, the total station can not see targets, so operators can check what the problem is and call surveyors.

Universal segments are used in this project and Enzan system can calculate eleven different positions to assemble the segments. It has a calculation program to assemble segments, so operators must also learn this program. Surveyors and operators had training on this program. The program has two steps; "segment position calculation" and "segment building plan". At the first step, someone manually measures the extended length of "Auxiliary thrust cylinders", and also the space between the tail shield and the last assembled segment. At the second step, the operator inputs the measured data by "segment position calculation" command and calculates segment position, after using "segment building plan" command to see the positions of the next 20 segment keys on screen and save it (Fig. 4).

## 2.4 Central Control Room

Central control room is located out of the tunnel to control TBM guidance system and take reports by users. In this room, someone has a data logging unit which has fiber optic connection with Robotec Interface. Users can take reports on what they need. These reports can also include machine performance data and Robotec survey results. When someone needs help



Figure 4. Segment building plan

on guidance system, Enzan technicians can help and control TBM through the internet.

Enzan system uses "Total Station and BackSight" points to advance by the TBM, but the TBM used in this project do not allow checking these points after manual surveying. Because of the machine design, "Total Station and BackSight" point coordinates can not be controlled at the back of the machine. Someone has to take off these points brackets; that means the points should be checked before take off. But it is known that coordinates of these points should be checked, so brackets were installed behind the TBM on segments, for using these brackets for manual surveying. After manual surveying, "Total Station and BackSight" points can be controlled under the gantries. This work is repeated two times in a month by the surveyors. When surveying manually, triangulation points are used, which are spread over the jobsite. Positions of these points are measured by using a GPS.

### 3 CONCLUSIONS

TBM guidance and monitoring is a very important system, of which all parts must work simultaneously. If any part or parts of these systems have a problem or do not work, whole guidance and monitoring system does not work. At that time, TBM can not continue for boring. For example; if total station can not see targets, the position of TBM can not be located and TBM operation has to be stopped. Or, if the coordinates of the points can not be checked, someone can not be sure that whether TBM is on correct path or not.

TBM manufacturers should consider further about machine's guidance and monitoring system. It should be remembered that guidance and monitoring system is the eyes of a TBM. If you can not see, you can not go on.

### ACKNOWLEDGEMENTS

I thank very much to Mr. Mustafa Akgul, Mr. Nuh Bilgin, and Mr. Hanifi Copur to give me a chance for writing this paper. Many thanks to NTF surveying team, NTF owner Mr. Yasar Eren, Mr. Sermet Meric, Mr. Cagatay Gencer, Mr. Bunyamin Tulek, Mr. Junichi Shimizu, Mr. John McNally, all of the NTF employees for their helps.

# Designing and Construction of TBM-NATM Tunnel Connection in Sand Layer with Low Overburden in Urban Area

I. Takahara, H. Tada, I. Otsuka

*Marmaray Project BCI Taisei Corporation, Istanbul, Turkey*

**ABSTRACT** MARMARAY Project, which is a construction project of railways and stations between Europe and Asia in Istanbul crossing the Bosphorus strait, has been constructed since 2004. The Sirkeci station which is the first station of European side, consist of the underground platform which constructed at the depth of approximately 50m depth, two entrances (South and North). Each entrances and platform are connected by horizontal and inclined approach tunnels (Fig. 1). Those approach tunnels excavation progress had been delayed by archaeological prospection. The reason of that, those two tunnels excavation became the last area and the key for termination of this project.



Figure1. Location map and aerial view of route

## 1 INTRODUCTION

The Excavation of around the East Ventilation Shaft was the final excavation of this project (Fig. 2). Those tunnels are consisted by South and North Platform tunnel, cross passage tunnel which connecting those platform tunnel, the escape shaft and tunnel which passenger escape through cross passage tunnel and approach tunnel which through from North entrance. Those tunnel are placed satirically. Those South and North platform tunnel which are located the deepest position had excavated at first. Subsequently

those plat form tunnel, another tunnel had been excavated without East Ventilation Shaft and North Entrance. In anticipation of the earlier completion of this project, the construction method of tunnel excavation was changed to another method which has fewer impacts for surroundings and brings acceleration. The access tunnel to North Entrance had been planned with NATM tunnel constructed in sand layer with 20 m overburden at beginning. However, since the settlement of ground surface was apprehended. The method was changed to

EPB-TBM tunnel which is less influence for ground. This paper described the design and construction of TBM tunnel and inclined NATM tunnel connection in sand layered with low overburden.

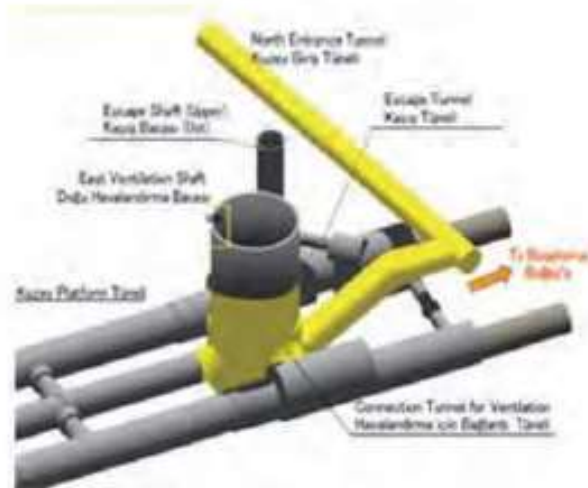


Figure 2. 3D view East shaft area

## 2 GEOLOGICAL CONDITION

The ground conditions are consisted by those layers from bottom; Rock layer (Fracture Zone with alternation strata of sand and mudstone), Sand layer with underground water, Back Filling layer (Muck, debris and brick). The condition of this back filling layer was not certain. According to historical ground, this backfilling had been continued long time. It caused such complicated ground condition. The sand layer is in existence the underground water level. The most part of this inclined tunnel is constructed inside of the rock layer. Therefore, horizontal part and connection with TBM tunnel are placed in this aquifer sand layer (Fig. 3).

## 3 PROBLEM POINT

During the excavation of adjacent tunnel to the connection point, it was found out that the connection point is the most remarkable place of the ground settlement. This result also proves the relevant area has a thick sand layer with underground water. The most part of the inclined tunnel is constructed in rock layer, However, this connection point is located in this weak sand layer, and there are risks which may cause ground collapse,

unexpected water flooding and ground deformation. For safety construction of this tunnel, the careful planning was required considering the measure against the underground water, the excavation method in such sand layer and the design of connection.

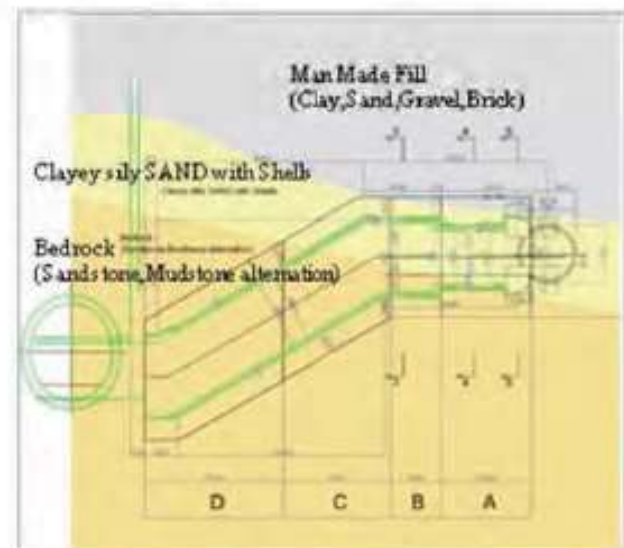


Figure 3. Geological Section of the North Entrance inclined tunnel

## 4 COUNTERMEASURE

### 4.1 Designing

For the first action, those three procedures had been examined as below. Plan1: TBM tunnel stops after through the connection. Then TBM segment are cut and opened for connecting to NATM tunnel. Plan 2: TBM machine stops at connection area. Then TBM machine its self is opened and connected with NATM tunnel (Fig. 4). Plan 3: TBM stops in front of connection area and connected by NATM excavation. Actually, this project has actual experiences which TBM tunnels were connected by side excavation of NATM. Providing the steel segment will be used for connection points instead of concrete by side excavation of NATM. Providing the steel segment will be used for connection points instead of concrete segment, Plan1 has been adopted (Fig. 5).



Figure 4. Connection point structural model

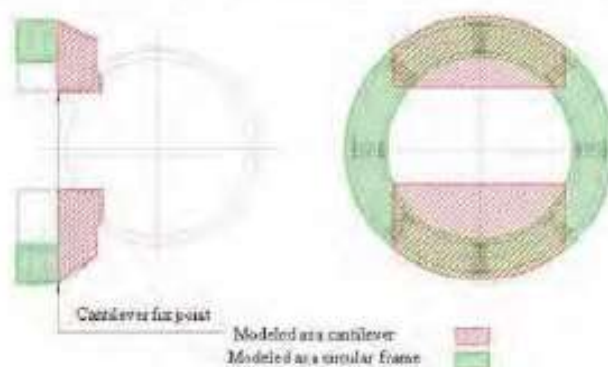


Figure 6. Water proof injection

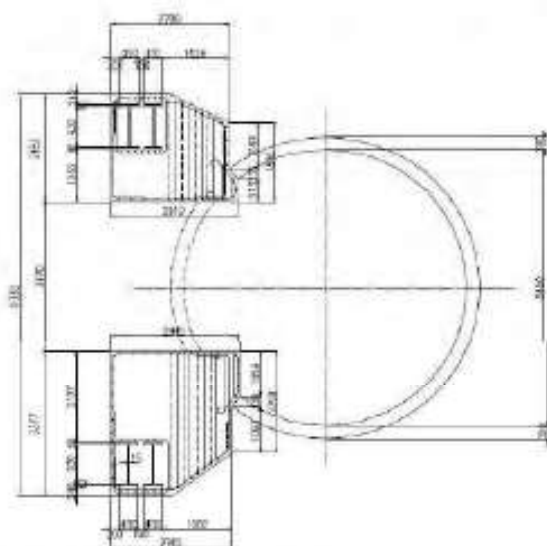


Figure 5. Connection section

The support of opening area is consisted by reinforced beams and connections. Those methods were modeled as below and calculated. Reinforced beams as the flame of circle. Connection as the cantilever beam.

### 4.2 Water Proof Injection

The NATM tunnel in sand layer has long length and crosses by 75 degree with TBM tunnel. It has difficulty to inject all sand layers only from TBM tunnel. For solution, the water proof injection has been divided into two phases (Fig. 6). The 1<sup>st</sup> phase was injected from one of adjacent tunnel which is already excavated before. The 2<sup>nd</sup> phase was performed after TBM excavation completed (Fig. 7).

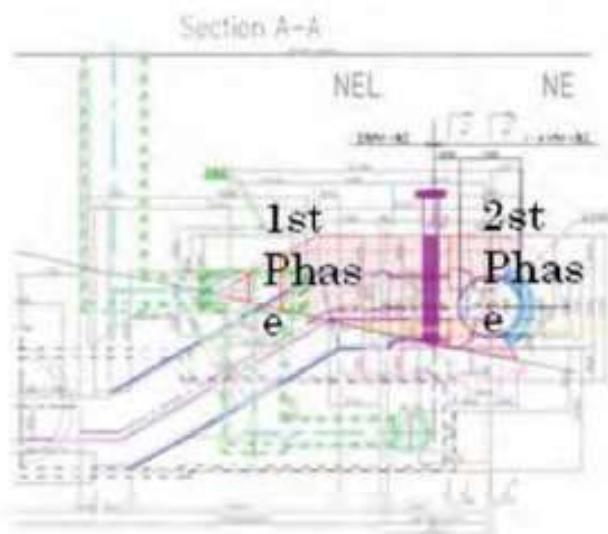


Figure 7. Water proof injection section

That injection also has the purpose of checking result of 1<sup>st</sup> injection. For this situation, the effect of water proofing was the most important issue. Therefore, the water glass was chosen as water proof injection material.

## 5 CONSTRUCTION METHOD

### 5.1 General

This NATM tunnel excavation was held same period as North Entrance construction work. Due to avoid intricate work, the excavation was started from East Ventilation shaft side. This ground area had been influenced by previous excavated tunnels and shafts. In consideration of minimum influence to ground, the method of this inclined tunnel excavation in rock layer also had been adopted those method as below.

The shape of excavation: The Top Heading excavation is separated by center wall into advanced pilot tunnel and followed pilot tunnel. The additional support: Due to inclined tunnel excavation from bottom, it should be considered cut face stability (Fig. 8). The long forepiling (Length 9 m @ 0.25 m) and long face bolt (Length 9 m) were applied as the additional support. In front of the sand layer, the temporary invert had been excavation of rock layer was completed with closing by temporary invert. In order to prevent ground loosening and keep stability of ground condition, excavation in sand layer had been proceeding with those methods shown as below.

1. The same method of rock layer excavation, top heading section was divided 2 pilot tunnels by center wall.
2. Long for piling were applied for 2 layered. The additional long face bolts were also assigned according to ground condition.
3. For control of ground surface settlement, the wing ribs were applied at the bottom of top heading.
4. During excavation of advanced top heading, temporary invert closed the excavated section with center wall. All top heading part was closed after excavation of followed tunnel.
5. When drilling soil nails to the area which applied water cut injection previously, it had dangerousness of draining ground water. Therefore, drilling direction changed from 90 degrees to 45 degrees.

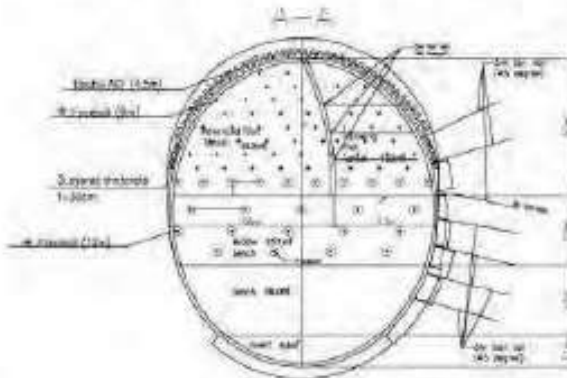


Figure 8. Design Support Pattern for Inclined rock section

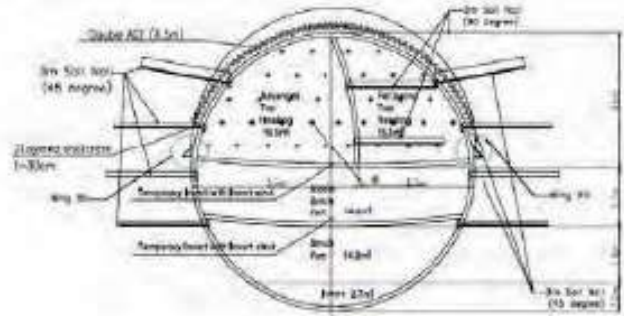


Figure 9. Design Support Pattern for Horizontal sand section

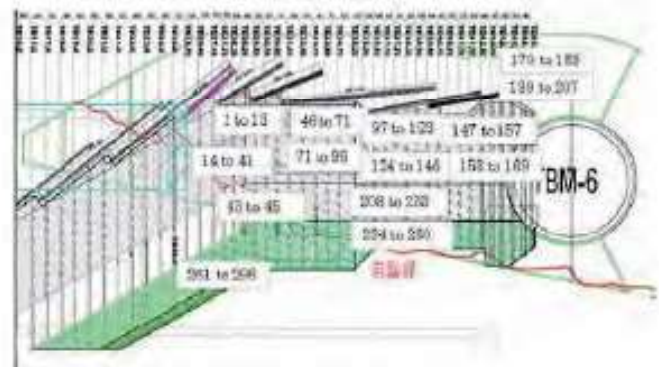
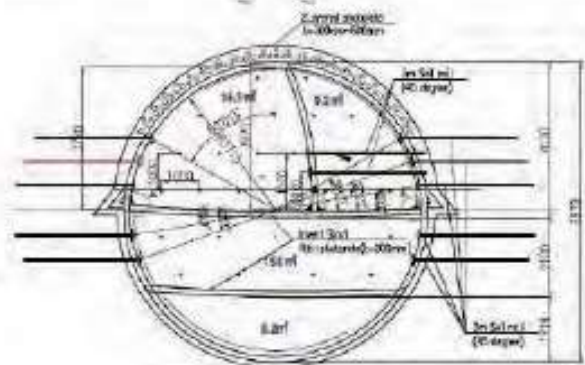


Figure 10. Design Support Pattern for Connection sand section

According to the standard for control of ground settlement, 2mm/day settlement keeps continue 2 days over. The excavation should be stopped immediately and additional support should be applied.

### 5.2 Horizontal Sand Area Excavation

The Advanced and Following Top Heading with center wall, Wing rib for Top heading steel support, Long Fore piling Length 9.0 m @ 0.25 2 Layer, Long Face bolt Length 9.0 m, Each section was closed by temporary invert. The additional support work in sand



layer should avoid any damage for water injection zone. Therefore, each length and direction should be decided according the ground condition. At the connection with TBM, those methods also were applied to avoid collision to TBM. Those excavation methods are as below.

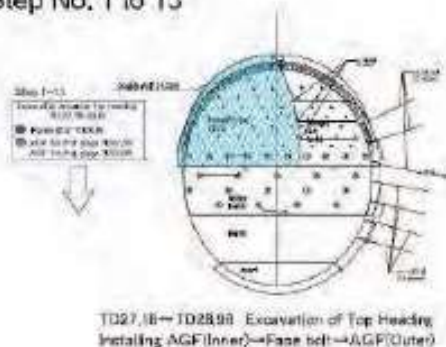
1. Advance top heading part: First, additional support installation was applied. And then, this excavation reached to the TBM tunnel with soil nail and temporary invert work of each section.
2. Following Top Heading part: After additional support installation, the excavation was held with soil nail and temporary invert work of each section.
3. The one portion of TBM steel segment were cut and opened as ventilation opening.
4. Middle Bench: It was excavated after removing temporary invert of top heading. The soil nail and temporary invert installation were also held each section.
5. Invert: Invert was excavated each section from TBM side with removing middle bench temporary invert.

The areas of shifting from horizontal to inclined tunnel, all part of invert were fixed. That effects to stability of tunnel. After excavation and temporary invert installation of the horizontal part in sand layer, the invert excavation of inclined tunnel area in rock layer had been started from top to bottom.

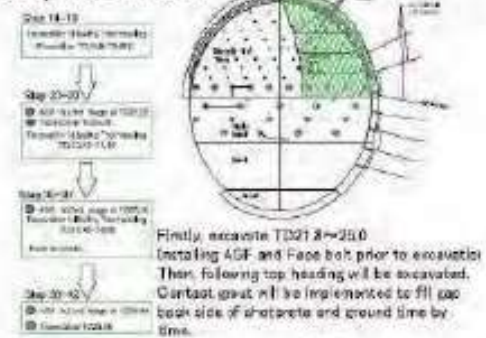
### 5.3 Excavation Procedure

Excavation procedures are presented in step by step in Figure 11.

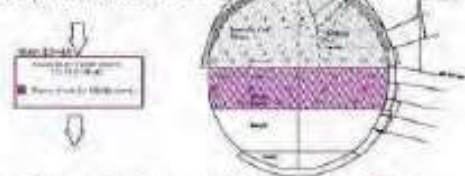
Step No. 1 to 13



Step No. 14 to 41

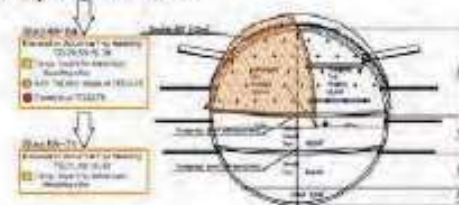


Step No. 43 to 45



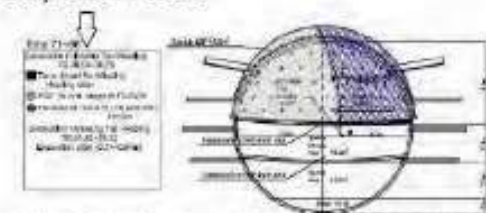
If both Advance and following top heading excavation reaches to TD28.98, Middle bench excavation will be commenced. Excavation will be carried out 2 ribs per each excavation. (One side only Invert strut will be installed while excavation starts. Then soil nails are installed 45 deg against to tunnel axis.

Step No. 46 to 71



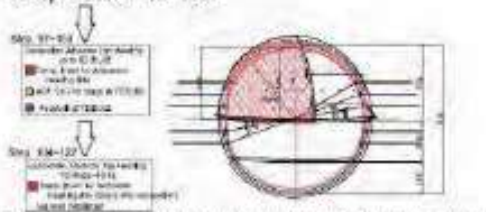
Excavating an horizontal part of 105 (46), size of top heading tunnel is designed for min run and variable dimension for equipment. Excavation will be done by means of 0.25m3 cap hydraulic breaker. (DAI 317) Firstly, excavation will be implemented TD36.06-37.78. Then AGF(Inner) → Face bolt →AGF(Outer) will be installed at TD37.78. Secondary, advance heading excavation will be implemented (TD37.78-39.52). Thirdly, soil nail together with temporary invert will be made right after excavation. After invert is made, contact grout will be implemented to fill gap between backside of shotcrete and ground.

Step No. 71 to 96

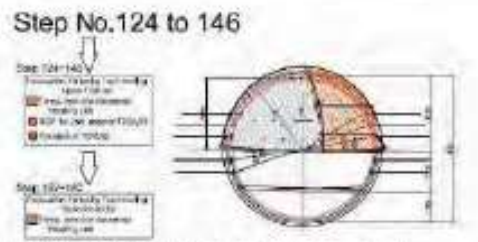


Following Top heading excavation will be implemented up to TD39.78. Then Temporary invert will be made by invert strut and filled by shotcrete. To this next step, AGF and Face bolt will be installed TD39.78. From TD39.54, temporary invert will also be made after every excavation.

Step No.97 to 123

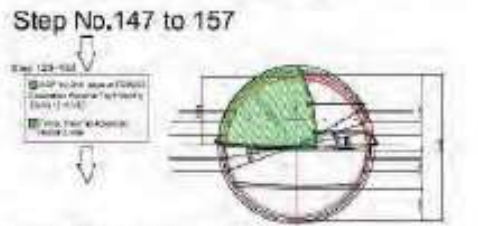


From this step, dimension of tunnel will be changed as shown on above. Advance top heading excavation will be implemented from TD35.92. After excavated for 2 ribs up to TD35.92, AGF and Face bolt will be installed from TD35.92. Blue colored soil nails are provisional. It will be located depend upon ground settlement. From TD31.52, temporary invert will be made after every excavation.

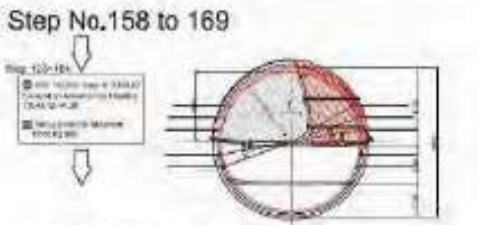


At this step, Following side excavation will be commenced. Excavation will be implemented TD35.32~35.32, after face shotcrete, installing ACF at TD35.92.

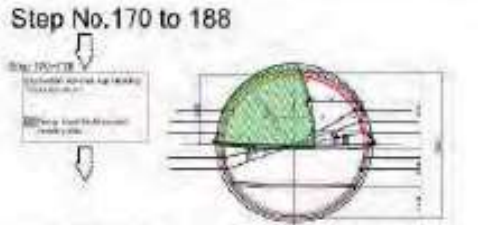
Then Excavation resume up to TD35.92~38.52



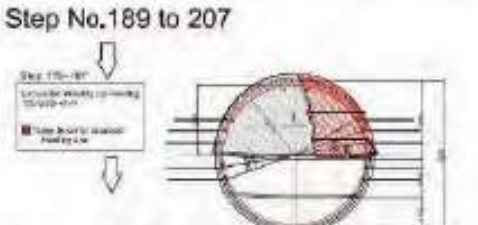
At TD40.12, ACF will be installed(L=7.0m). Then, only Advance Top heading side will be excavated toward TBM-6. Soil nails as well as temporary invert will also be installed every cycle of works. After reaching to TBM-6, following side excavation will be commenced.



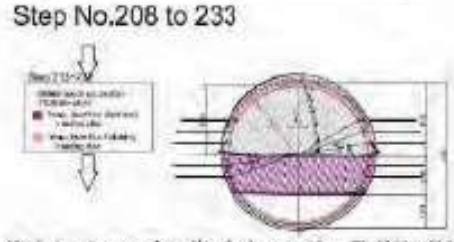
At TD45.12, ACF will be installed(L=7.0m). Then, only Following Top heading side will be excavated toward TBM-6. Soil nails as well as temporary invert will also be installed every cycle of works.



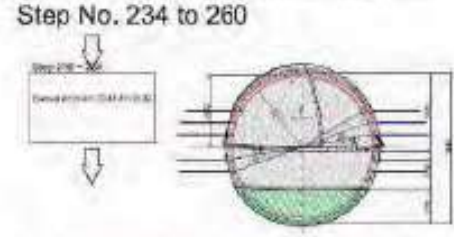
Advance Top heading side will be excavated toward TBM-6. Soil nails as well as temporary invert will also be installed every cycle of works. After reaching to TBM-6, following side excavation will be commenced.



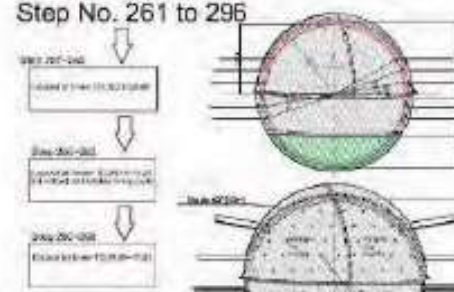
At this step, Following side excavation will be continued. After face shotcrete, installing ACF at TD38.52. Then Excavation continued between TD42.52~45.4). After reaching to TBM-6, Segment will be opened up to Top heading level.



Midle bench excavation will be implemented from TD.29.58~41.92. Excavation will be done only one side per excavation. Then every each excavation temporary invert will be made to keep tunnel stable condition. Excavation will be done from portal side toward to TBM-6 side.



Invert excavation will be implemented from TD.45.41~33.32. Excavation will be done from TBM-6 side toward to Portal side.



Invert excavation will be continued from TD.33.32~29.58. At incline tunnel TD29.58~15.40 excavation will be divided into bench and invert excavation. Firstly, bench part will be excavated to from TD29.58~15.40. Then invert excavation will be done subsequently.

Figure 11. Excavation Step No

**6 CONNECTION STRUCTURE WORK**

The SRC structure of TBM and NATM tunnel connection should be started immediately after completed excavation of this area for stability of ground. After water protection sheet installation, the reinforced H-beams which shaped circle were assembled by two layers. Those reinforced beam were prepared inside of TBM for temporary. Therefore, it could start as soon as the excavation work finished. The reinforced rebar were assembled after those H-beam installation. Concrete were casted until under the bottom slab. The reinforced support work inside of TBM was also held before the inclined excavation completed. The procedure of excavation is shown as below.

## 7 MONITORING RESULTS

Around the Sirkeci Station, the maximum settlement was measured at the excavated area of Escape Tunnel located on the east side of Sirkeci Station. The settlement prediction analysis at the stage of the completion of the excavation was carried out

before the commencement of the excavation of the North/South Entrance Tunnel including the inclined shaft and East Ventilation Shaft. The result of analysis is shown in the Figure 13.



Figure 12. Before Excavation in East Ventilation Shaft



Figure 13. The result of analysis

The result obtained by the analysis was 293mm as the maximum settlement and it was located directly above the Escape Tunnel which had the maximum settlement before the excavation. Based on the result by the analysis, the pre-reinforcement of the existing buildings was made such as the temporary supporting. The settlement prediction analysis was carried out for each excavation step. The comparison with the measured data is shown in the Figure 14 to 15.

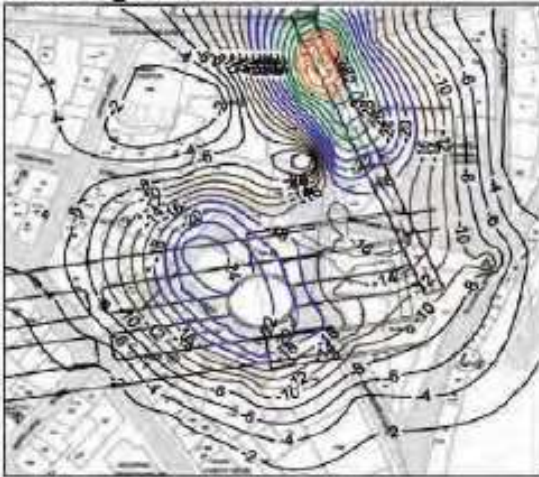


Figure 14. East Ventilation Shaft and TBM Excavation

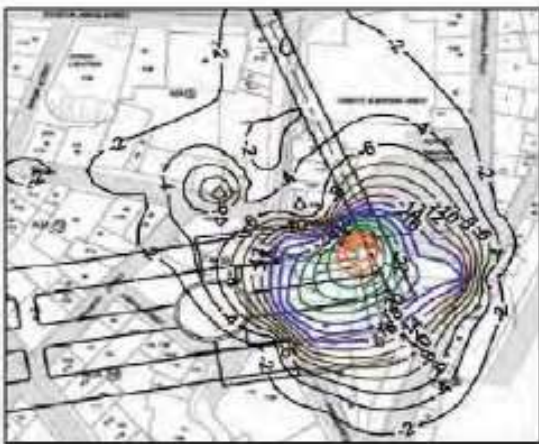


Figure 15. Entrance tunnel (incline and horizontal) Excavation

The predictive settlement is 20mm at the excavation in the vicinity of the East Ventilation Shaft. On the other hand, the measured value is 41mm. The settlement contour figure shows the maximum settlement with 40mm in the vicinity of the TBM launching shaft located the North Entrance

where the excavation was in progress simultaneously. Although the TBM was the earth pressure balance type, 40mm of the settlement was observed at the stage of the removal of the retaining wall and the stage of the initial driving of TBM. However, the maximum settlement was steady down and stopped at 40mm because the area was the out of the influence of the excavation of the Sirkeci Station.

At the inclined tunnel of North Entrance and the connection part with TBM tunnel, the predictive value was 50mm and the measured value was 62mm. According to the settlement prediction analysis, the maximum settlement was indicated directly above the Escape Tunnel, but it was observed directly above the connection part with TBM tunnel with actual measurement.

## 8 EVALUATION AND CONCLUSIONS

For the connection between the differently structured tunnels in the saturated sand layer with the low overburden, the most important point from the design stage to the construction stage was to minimize the impact to the surrounding environment. The settlement prediction analysis was carried out preliminarily and the actual construction was carried forward while checking the impact by the excavation. The result shows that the predictive settlement is 293mm and the measured settlement is 326mm, and its difference is 33mm. It shows in Figure 16.

With undertaking further analysis of the result along with the excavation steps, it is viewed that the settlement at the rock layer exceeds the predictive value rather than the settlement at the sand layer. Although the predictive value is calculated by means of the ground deformation modulus which is obtained from the excavation data of the Sirkeci Platform Tunnel and so on, practically it is thought that its value was lower than the value of the deformation modulus used for the prediction analysis. However, the tunnel deformation and the surface settlement were stable after the excavation and the ground was stabilized due to the adequate support system.

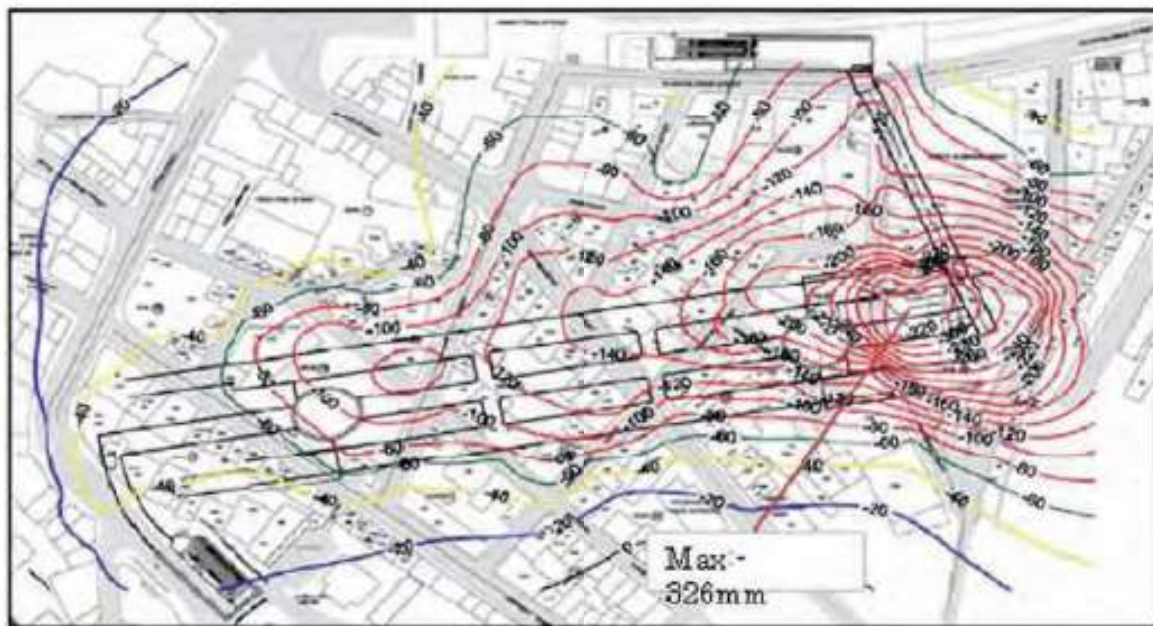


Figure 16. Measured Settlement Contour

## REFERENCES

- Kaneko, T., Akay, G., Tsuchiya, M., and Iwano, M., 2009. Excavation of structurally complicated underground station under high density urban area, *ITA-AITES World Tunnel Congress*, Budapest.
- Iwano, M., Otsuka, I., Taki, H., Harada, H., Sakurai, S., 2011. Construction of underground railways station beneath unsound buildings in densely populated area of Istanbul, *ITA-AITES World Tunnel Congress*, Vancouver.
- Iwano, M., Kaneko, T., Otsuka, I., Shimizu, Y., Sakurai, S., 2011. Construction of underground railways station in historical area of Istanbul Turkey, *ITA-AITES World Tunnel Congress*, Helsinki.
- Otsuka, I., Taki, H., Aoki, A., Shimo, M., Kaneko, T., 2011. construction management by field measurement of large scale underground railway station by urban NATM, *12th International Congress on Rock Mechanics*, Beijing.
- Iwano, M., Kobayashi, S., Kaneko, T., Ikeda, K., Shimizu, Y., Sakurai, S., 2013. Construction of deep underground railways station and cross over tunnels in historical area, Istanbul, Turkey. *ITA Word Tunnel Congress*, Geneva.



# BC1 Marmaray Boğaz Geçişi, Tüneller ve İstasyonlar Projesi, Sirkeci İstasyonu Jeoteknik Ölçümler ve Değerlendirmesi

## *Geotechnical Measurements in Tunnels and Stations within BC1 Marmaray Bosphorus Crossing*

N. Kılıç

*Maden Müh. TAİSEİ Co.Marmaray Project:BC1*

G. Akay

*Jeoloji Müh. TAİSEİ Co.Marmaray Project:BC1*

A. Varol

*Jeoloji Müh. Soner Temel Müh. İnş ve Tic A.Ş.*

**ÖZET** Bu çalışmada, Marmaray projesi kapsamında yer alan Sirkeci İstasyonu Tünellerinde gerçekleştirilen jeoteknik ölçme çalışmaları incelenmiştir. Uygulanan jeoteknik ölçümler açıklanmış ve elde edilen veriler sunulmuştur.

**ABSTRACT** Geotechnical measurements in tunnels and stations within the context of BC1 Marmaray Crossing Project are summarized in this study.

### 1 SİRKECİ YERALTI İSTASYONU

Sirkeci istasyonunu oluşturan yeraltı yapıları şunlardır (Şekil 1 ve 2):

- Batı ve Doğu Havalandırma Şaftları,
- Kuzey ve Güney Platform tünelleri,
- Kuzey ve Güney Platform tünelleri arasında bağlantı tünelleri,
- Doğu ve Batı Şaftını birbirine bağlayan orta yürüyüş tüneli,
- Kaçış tünelleri,
- Üst kademe Kaçış Bacası,
- Üst kademe Kaçış tüneli,
- Alt kademe Kaçış Bacası,
- Alt kademe Kaçış tüneli,
- Güney Girişi Tüneli,
- Kuzey Giriş Tüneli,
- Eğimli Büyük ve Küçük Merdiven Tünelleri (Doğu ve Batı Şaftı).

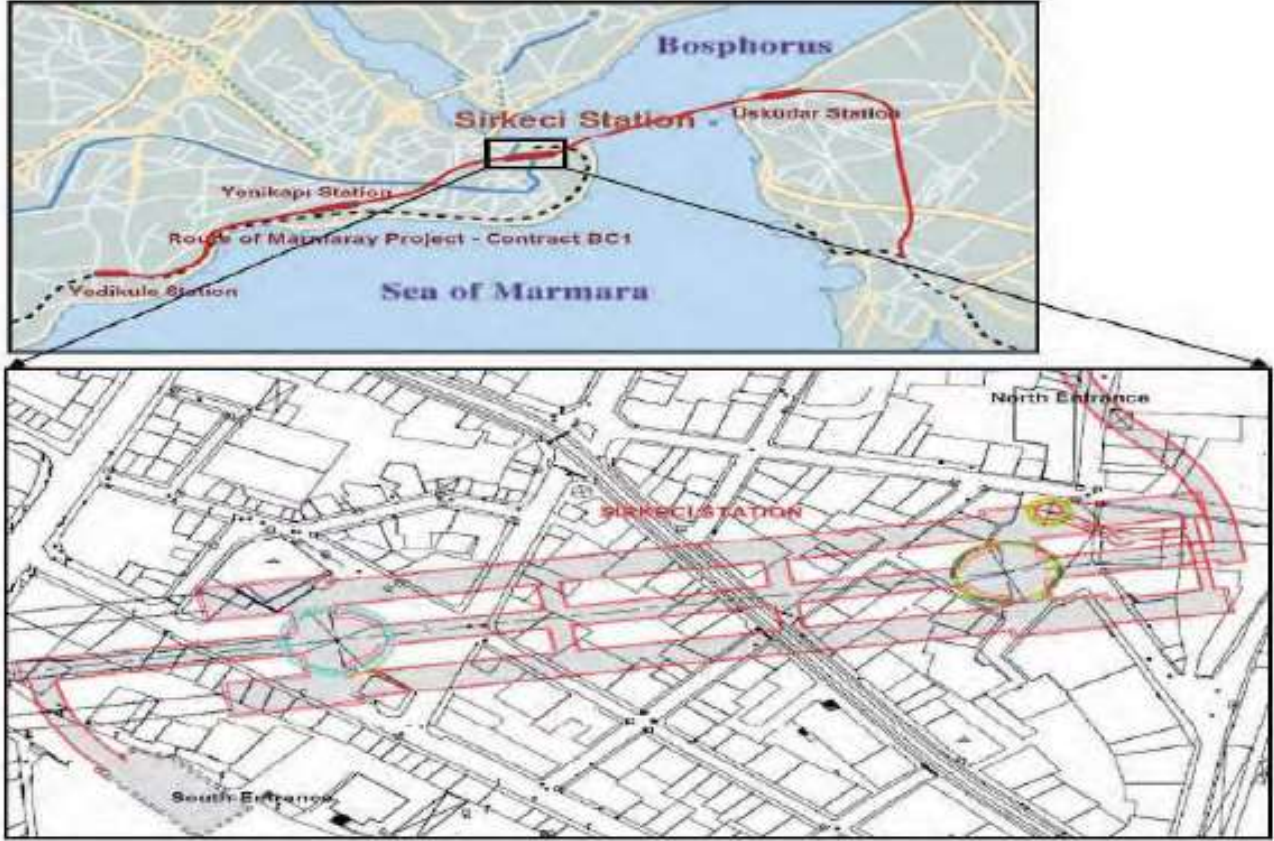
### 2 GENEL JEOLojİ

Sirkeci istasyonu inşaat çevresi ve civarı, çoğunlukla çamurtaşı ile birlikte kumtaşı ardalanmalı alt-orta karbonifer yaşlı Trakya

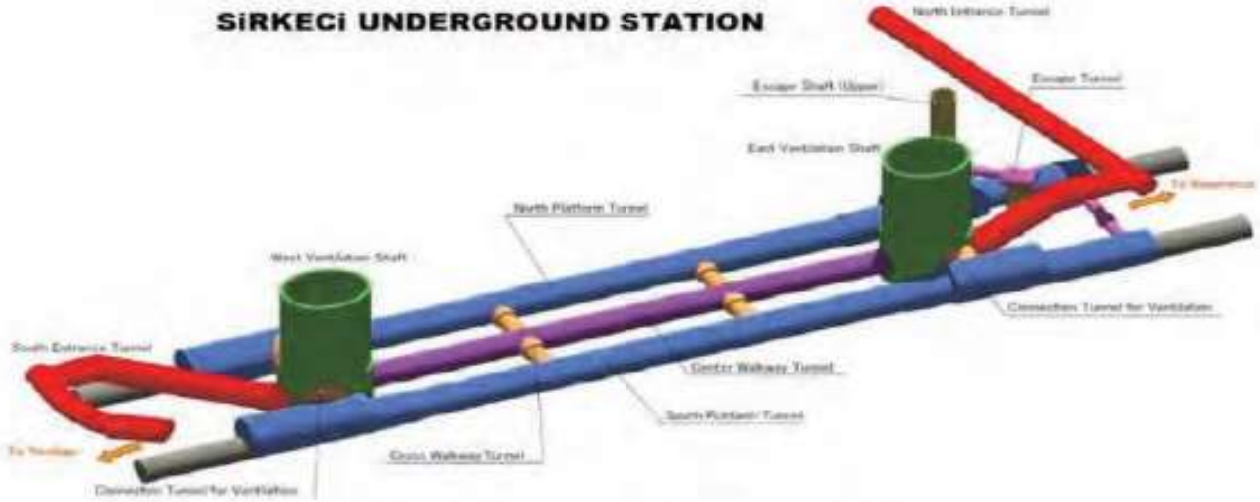
formasyonundan oluşmaktadır. Bu sedimanter (Tortul) kayalar kıvrımlı ve faylı bir yapıda olup zaman zaman genç oluşumlu volkanik diyabaz kayaları kesmektedir.

Bölgenin jeolojik yapısı tanımlandırılırken ön fizibilite etütlerinde yapılan sondaj log raporlarından ve Taisei'nin yaptırdığı karotlu sondaj numunelerinden yararlanılarak jeolojik kesitler oluşturulmuştur (Şekil 3). Ayrıca tünel içinde elverişli kazı şartlarında küçük çaplı sondajlar yapılarak tünel kazı destek paternleri revize edilmiştir ve kazının ne şekilde olması gerektiği ihtiyaç varsa ek destek sistemlerin hazırlığına karar verilmiştir.

Sahada yapılan diğer jeolojik çalışmalardan bir tanesi de ayna haritalarıdır. Ayna çizimleri her bir iksanın konumu sırasında birer metrede özellikle parçalı kazılar esnasında her bir kazı adımının bölgesine ait yerler güncellenmek koşuluyla tam kesit ayna haritaları oluşturulmuştur (Şekil 4a,b).

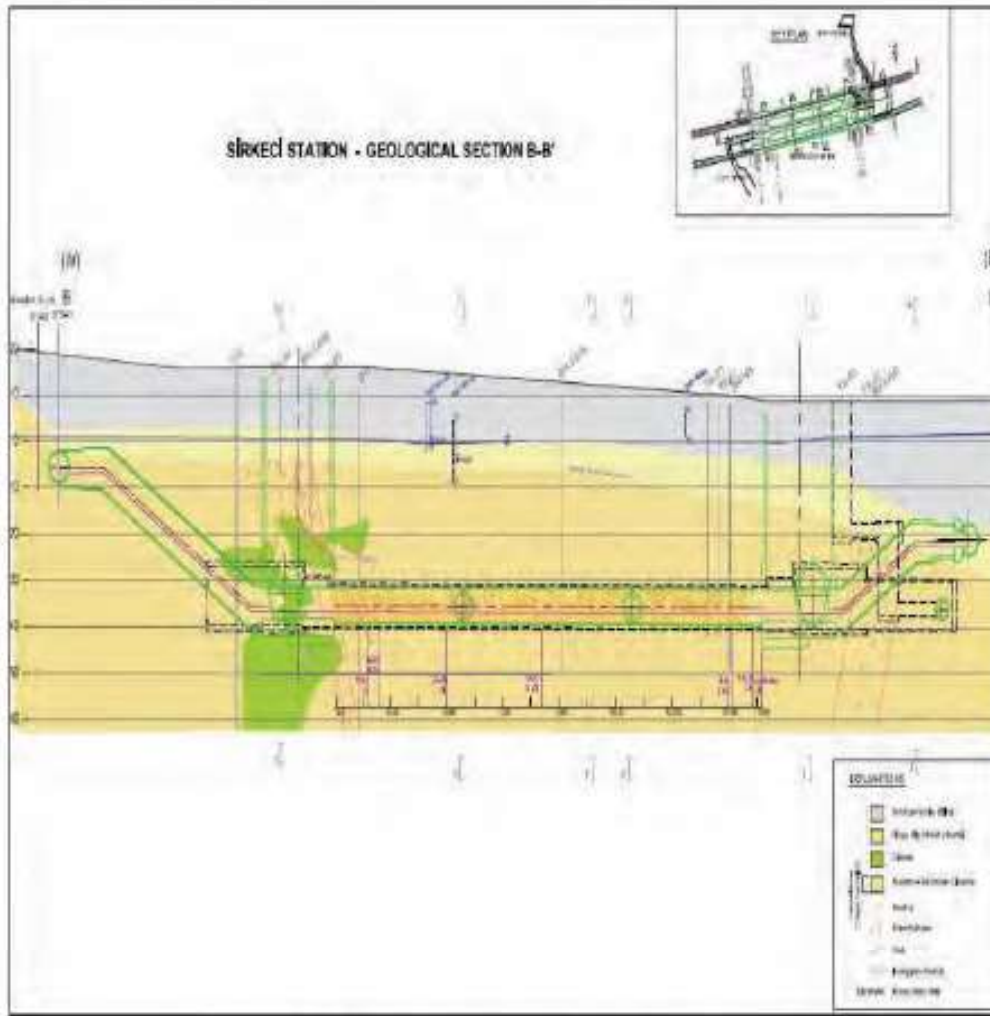


Şekil 1. Sirkeci istasyonu lokasyon haritası ve genel planı

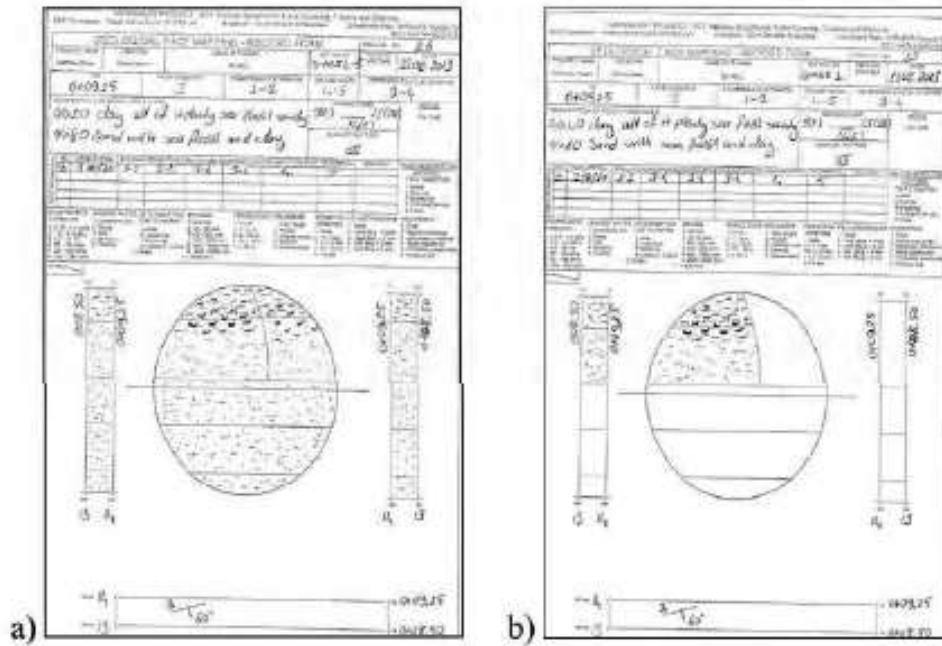


Şekil 2. Sirkeci istasyonu 3D görünümü





Şekil 3. Sirkeci istasyonu jeolojik kesitleri



Şekil 4a. Ayna haritası a) 1. Aşama (ISS-NEL) b) son aşama (ISS-NEL)

## 2.1 RMR ve JHPC Kıyaslaması

Ayna haritaları ve jeolojik kesitler oluştururken Kaya-destek sınıflaması Japon Karayolları Sınıflaması (JHPC) kullanılmıştır (Tablo 1).

Tablo 1. RMR Değeri JHPC Sınıflaması

RMR	JHPC	
0-10	E	↓ Kötü
11-29	DII	
30-34	DI	
35-39	CII	
40-59	CI	
60-80	B	
81-100	A	

Tünellerin tek tek jeolojisini incelersek;

Batı Şaftı JHPC ye göre DI-DII patternine sahip olduğu görülmüştür. Elde edilen ayna haritalarına göre gelişmiş bir fay hattı zaman zaman yıpranmaların olduğu zayıf ve ince kumtaşı, çamurtaşı (killi tabaka) silt taşı alterasyonu güçlü ve orta dereceli güçlükte diyabaz siltler ve dayklar görülmektedir.

Kuzey ve Güney Platform tünelleri genellikle DII sınıflamasına giren bir formasyona sahiptir.

Doğu Şaftı ve ISS tüneli doğusu da fay zonunun geçtiği bir formasyona sahiptir. Çoğunlukla DII paterninin olduğu ve uygulandığı alan olmuştur. ISS tünelinin bittiği NEL tünelinin başladığı TBM -6 tüneli ile birleştiği yerdeki zemin is E paternine sahip bölge olmuştur. NEL tünelinin zeminin kötü olması ve TBM-6 ile birleşim noktası olduğundan deformasyonun daha az meydana gelmesi için kimyasal enjeksiyonlarla iyileştirme yapılmıştır.

Güney girişinin olduğu SE, ISL, SEL tünellerinin bulunduğu bölgede yaptığımız 42 m'lik sondaj verilerinde; 13,5-19 m aralığında değişen dolgu tabakasına daha sonraki 6,5 m'de kil-killi kum tabakasına; son 16,5 m'de yüksek derecede ayrılmış kumtaşı-kiltaşı alterasyonuna rastlanmıştır.

Kuzey girişinde yapılan 64 m, 45m ve 41 m'lik sondaj verilerinde ilk 42 m ve 28,5 m'lik değişen karot numularında dolgu

tabakasına; sonraki 13-7,5 m'de kum kil-killi kumtaşı ve son 3,5-10,5 m yüksek derecede ayrılmış kumtaşı-kiltaşı alterasyonuna rastlanılmıştır.

## 3 SİRKECİ İSTASYONU TÜNELLERİNDE YAPILAN JEOTEKNİK ÖLÇÜMLER

NATM yöntemiyle açılan Sirkeci istasyonu tünellerinin geoteknik izleme işlemi,

- Yüzeyde yapılan Nivelman Ölçümler ile,
- Tünel içinde yapılan konverjans ölçümler ile,
- İnklometre ile,
- Ekstansometre ile,
- Straingauge ve stresscell ile,
- Tünel içi su gelirleri ve yüzeyden su kuyularının ölçülmesi ile yapıldı.

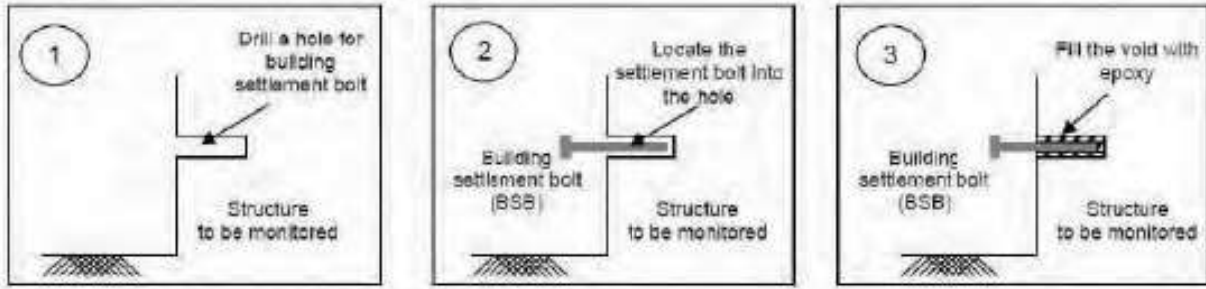
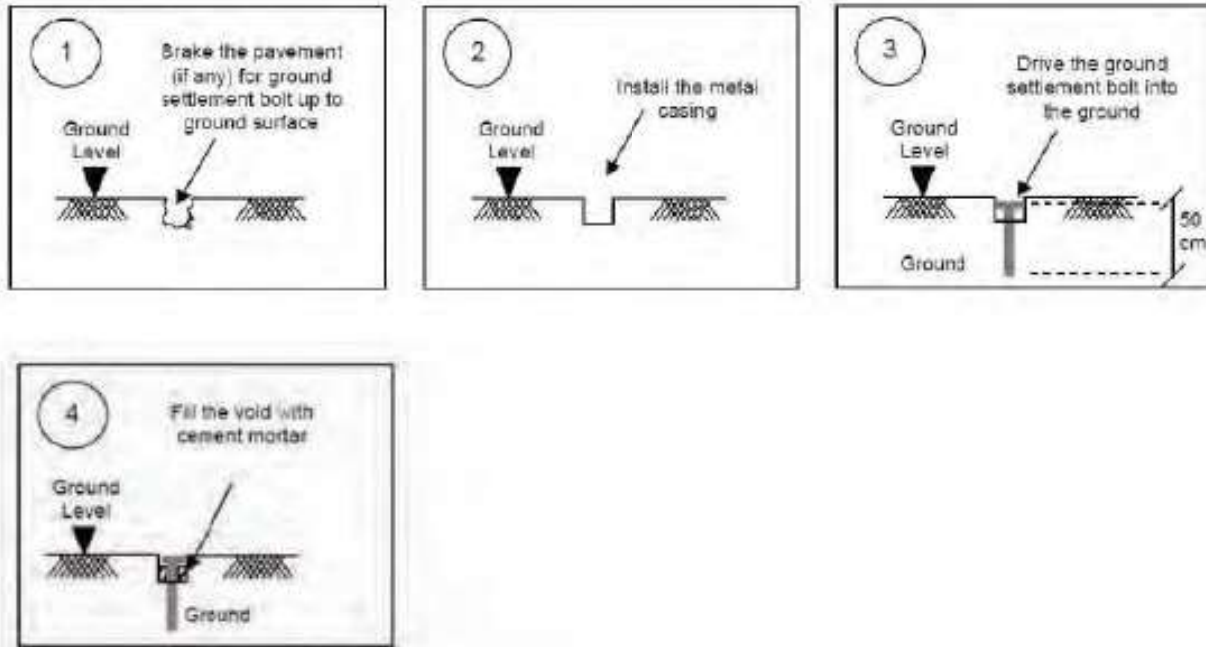
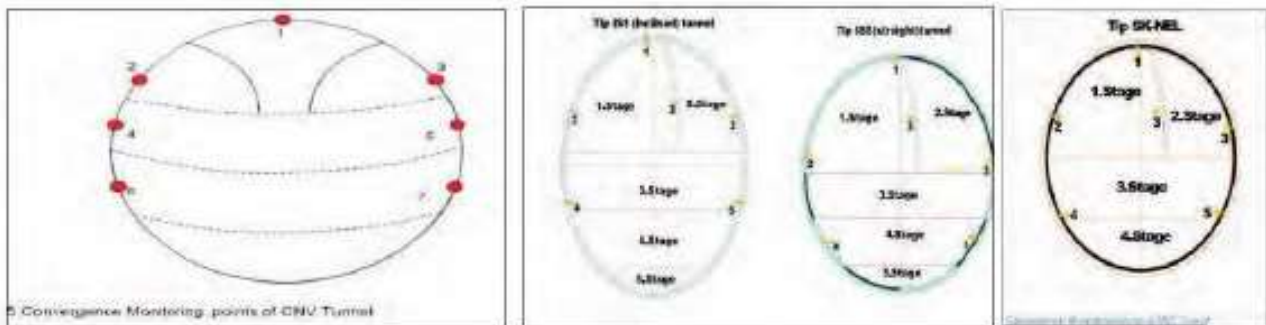
Biz burada önemli olan ilk iki madde üzerinde duracağız.

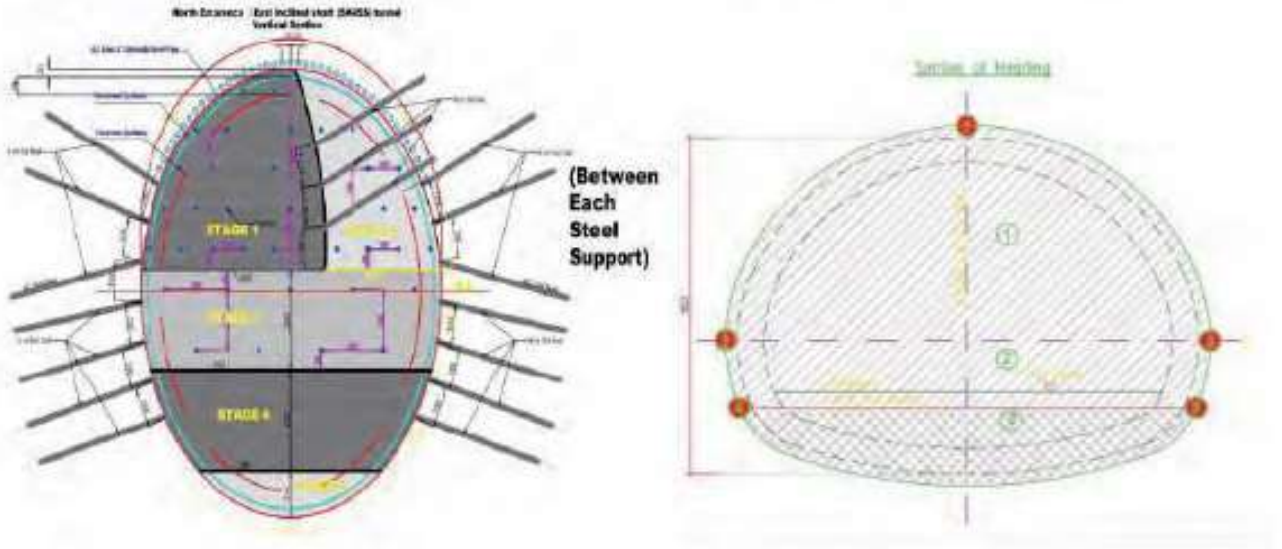
### 3.1 Yüzeyde Yapılan Nivelman Jeoteknik Ölçümler

Sirkecede kazılara başlamadan önce Tokyo Head (Anamerkez) ofisimizde sirkeci formasyonun durumu göz önüne alınarak çeşitli varsayımlar ve öngörüler hesaplanmıştır. Bölgede bulunan yaklaşık 150 tane bina için maksimum ve minimum tahmini oturma miktarları belirlenip alarm seviyeleri belirlenmiştir. Bu binaların her bir köşesine bulonlar ve zeminleri de kontrol etmek amacıyla zemin çivileri konulmuştur. (Şekil 5).

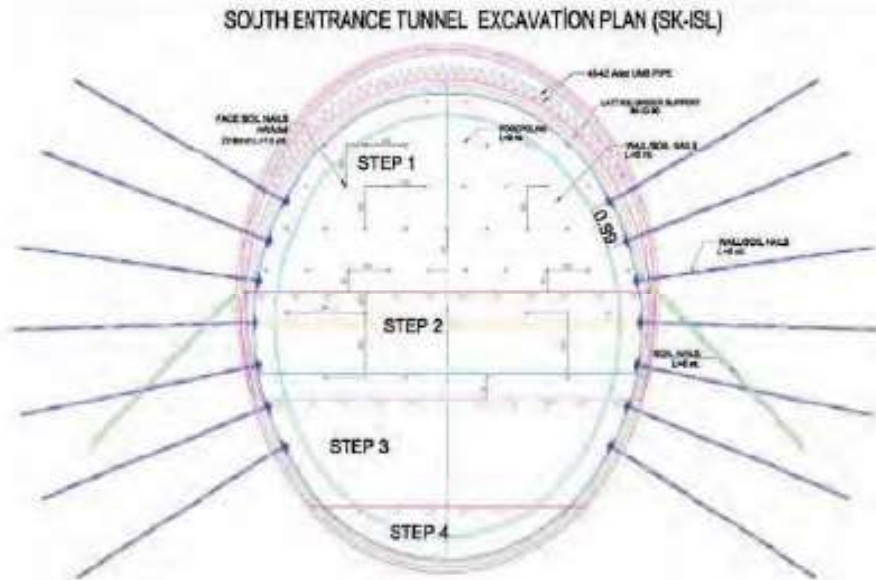
### 3.2 Tünel İçi Yapılan Jeoteknik Ölçümler

Diğer bir deformasyon ölçüm çeşidimiz tünel içinde destek sistemine yerleştirdiğimiz reflektör targetları olmuştur. Tünel tip ve kesitlerine göre kademe kademe üst yarı (Topheading), orta (Bench) ve alt yarı kısımlarına (invert) noktalar yerleştirilmiştir. Daha büyük tip kesitlerde nokta sayıları artırılmıştır. Özellikle büyük platform tip kesitleri (PFV-L) ve havalandırma şaftlarının platformlarla bağlantı kısımlarında (CNV) nokta sayıları artırılarak deformasyon izlemeleri yapılmıştır. (Şekil 6).

**Building Settlement Bolts***Typical Installation method of Building Settlement Bolt***Ground Settlement Bolts***Typical installation method of Ground Settlement Bolt***Şekil 5. Bina ve zemin bulonunun yerleştirilmesi****Şekil 6. Çeşitli tünel tiplerine yerleştirilen ölçme noktaları**



Şekil 7. ISS Tünel içinde uygulanan destek elemanları



Şekil 8. Güney Girişi Tünel içinde uygulanan destek elemanları

#### 4 SİRKECİ TÜNELLERİNDEKİ DEFORMASYONLARIN KARŞILAŞTIRILMASI

Sirkeci tünellerinde yüzeyde ve tünel içerisinde meydana gelen deformasyonlar kıyaslanmasında, Güney girişi (SE) ve Doğu şaftına ait eğimli tünelde (ISS) açılırken oluşan deformasyonlar karşılaştırılmıştır (Şekil 9 ve 10).

Güney girişi tünelinin bulunduğu jeolojik formasyon daha önce açıklanmıştır. Bu bölgede SIR209 ve SIR 210 nolu binalarda oturma miktarları maximum seviyede olup SD 14 nolu bulonda gerçekleşmiştir. Bu bölge

jeolojik formasyonun en zayıf olduğu aynı zamanda yatay ve dikey tünel açıklığının keşişim noktası olduğu (junction) bölüme denk gelmektedir.

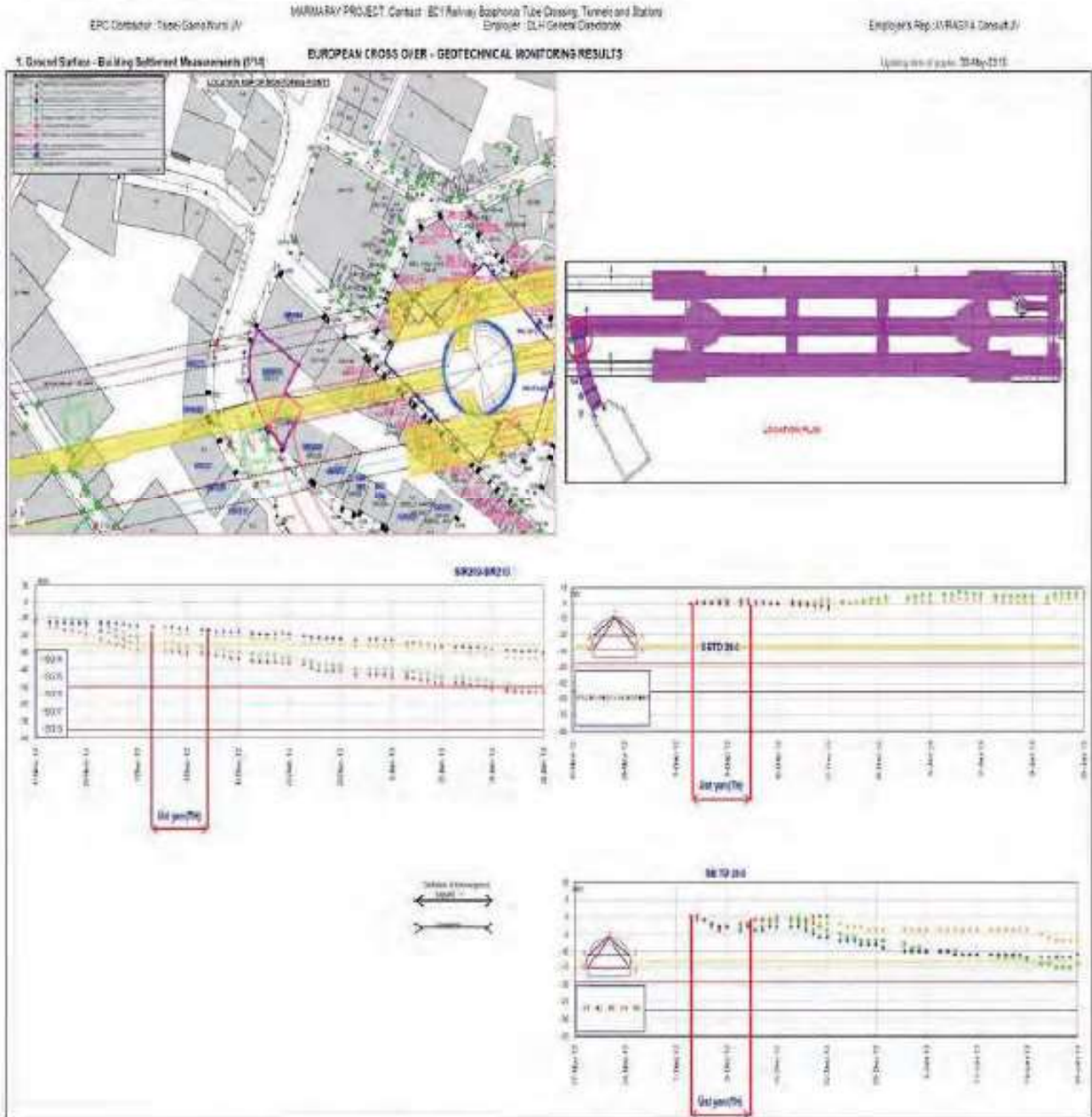
##### 4.1 Güney Girişi Grafikleri incelemesi

SE TD26 03.12.2012 tarihinde üst yarı kazısı başlamış olup 11.12.2012 tarihinde bitmiştir. Bu tarihten sonrada tünelin alt yarısı açılmıştır. Üst yarı (TH) aşamasında sağ ve soldaki (2,3), tavandaki (1) noktalar üniform olarak oturduğu için konverjans değerlerinde çok büyük bir sapma görülmemiştir. Buna müteakip yüzeyde de üniform bir şekilde

tünelde olan deformasyon etkisiyle hareketlenme gözlenmiştir. Bu yüzden tünel içinde püskürtme beton arkasına çimento enjeksiyonu uygulanmıştır. İnvart kazısından sonra tünel içerisinde deformasyonlar iksa açıklığından dolayı bir miktar kapanma (divergence) gözlenmiş daha sonra alt yarımın açılıp iksaların konulmasıyla deformasyon stabil hale gelmiştir.

## 4.2 Eğimli Tünel(İSS)'in Grafikleri incelemesi

Eğimli tünellerin 1.ve 2. aşamasına 07.12.12 tarihinde başlandı ve 06.01.13 tarihinde bitmiştir. Tünelin 3. ve 4. aşaması 07.01.13 tarihinde başlayıp 18.02.13 tarihinde biterken son altıyarı olan 5. aşama 19.02.13 tarihinde başlayıp 24.02.13 tarihinde sona ermiştir.



Şekil 9. Güney Girişi tüneli yüzey ve tünel içi okumaları

EPC Contractör: Tasek (Genel Müdürlük)

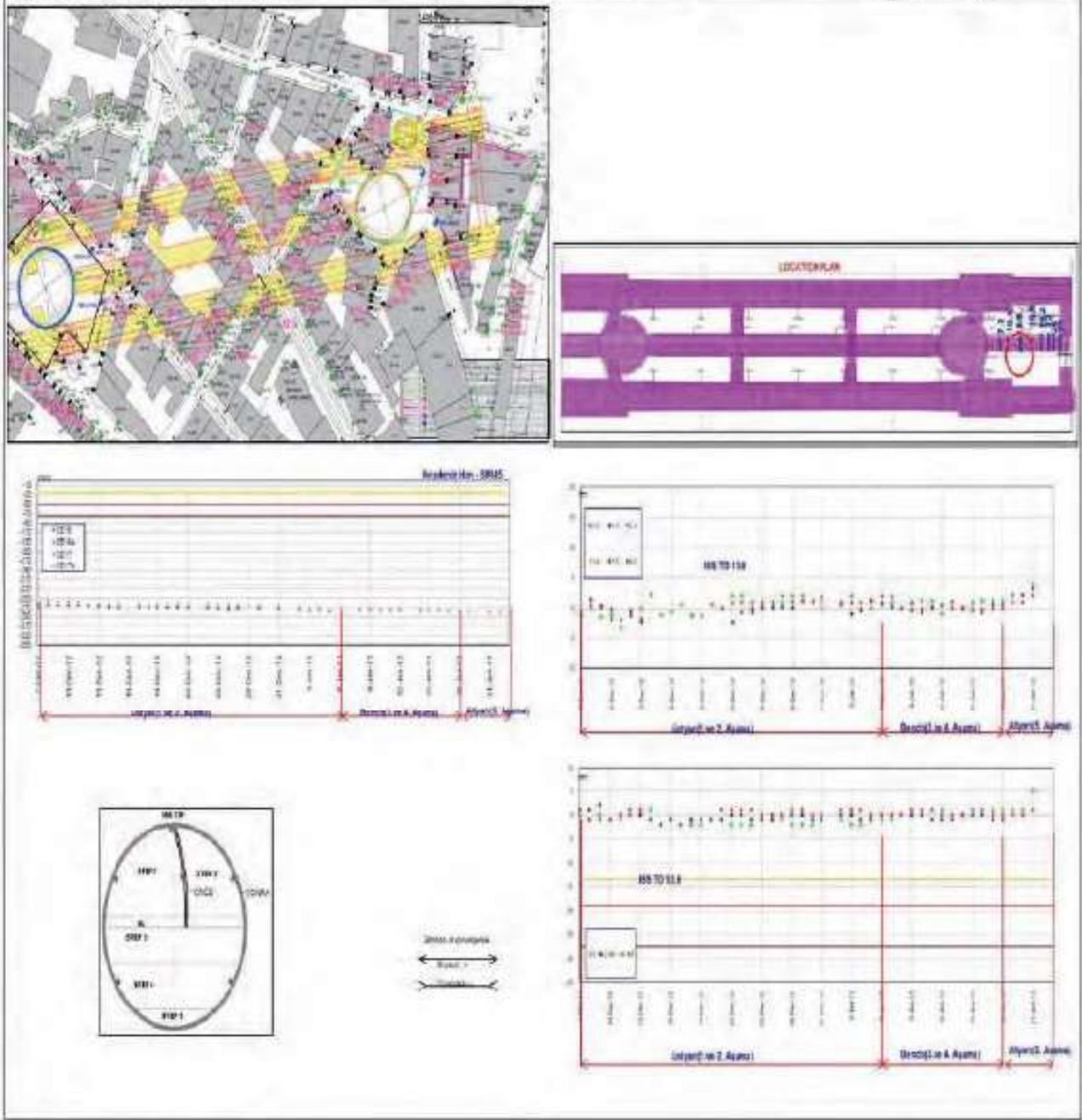
MARMARAY PROJESİ: Çekirdek: S11 Raylıy Sistemde Tünel Kapama, Tünel ve İstasyonlar  
Emisyon: DLM (Genel Müdürlük)

Emisyon'un No: AYASIN4 Çekirdek IV

1. Ground Surface - Building Settlement Measurement (21/04)

SİRİECİ İSTASYON - GEOTEKHNİK MONİTÖRİNG SONUÇLARI

(Çekirdek/Emisyon: 13/04-2/1)



Şekil 10. Doğu şaftı eğimli tüneli yüzey ve tünel içi okumaları

ISS tünelde parçalı kazı mekanizasyonu uygulanmıştır. Üst yarı kazısında yüzeyde 10-15mm civarında oturmalar görülmüştür. Buna müteakip TD 13,6'da tavan targetinde totalde maksimum -3 mm oturma görülmüştür. Tavanın oturmaya başladığı zaman aralığında 2-3 no'lu konverjanslarda ilk başlarda kapanma gösterirken kazının üst yarısının tamamlanmasına yakın zamanda yük

hareketleri açılmaya doğru gitmiştir. Kazının 3.ve 4. aşamasında ve invert kısmında tavan targetinde buna bağlı olarak da sağ ve soldaki targetlarda önemli bir deformasyon meydana gelmemişken, yüzeyde 3.ve 4. aşamada -5 mm, invertte de maksimum -3 mm'lik oturmalar kaydedilmiştir.

## 5 SONUÇLAR

Güney Girişi Tüneli (SE) için;

- Açılan aynalarda görülen 2m'lik dolgu zemin, formasyonun zayıflığını göstermektedir. Buda deformasyonun en büyük nedenlerinden biridir.
- Yüzeyde oluşan 52mm lik deformasyon dolgu malzemenin sıkışması sonucu oluşmuştur.
- Tünelin yatay ve dikey kısımlarının birleştiği noktalarda deformasyon daha fazla olmuştur.
- Tepe noktalarının aynı anda deformasyona uğramasıyla, yapılan püskürtme beton arkasına çimento enjeksiyonu hızlı olan deformasyonun önüne geçmiştir.
- Tünel aynasında üst yarının kazılmasına müteakip alt yarının fazla zaman geçmeden kapatılması, deformasyon hızını olumlu yönde etkilemiştir.

Doğu shaftı Merdiven tüneli(İSS) için;

- İSS tünelinde parçalı kazı yapıldığı için tünel içerisinde deformasyon 0-3mm arasında ölçülmüştür. Buda
- Tünel içerisinde aşırı deformasyonun olmadığını göstermiştir. Formasyon sadece trakya formasyonundan oluşmadığı ve dolgu kalınlığı fazla olduğundan yüzeyde oturma miktarı fazla (-84mm 31.05.2013 itibarıyla kazı etkisi) oluşmuştur.
- İSS tünelinde tünel aynasına kadar kum bantları inmesine rağmen kazı öncesi yapılan kimyasal enjeksiyonla tünel aynası stabil hale getirildiği için tünel içi deformasyon anlamında çok fazla etkilenmemiştir.
- Yüzey ve yeraltı sularındaki değişimler (tünelin drenaj şeklinde çalışması), yüzeydeki dolgu tabakasının sıkışmasına yüzeyde oturmaların oluşmasına sebebiyet vermiştir.
- Ön tahkimat elemanlarından Umbrella arch, ayna zemin çivileri enjeksiyonla birlikte aynada sökülmeyle önlemiş, dolayısıyla tünel içinde deformasyonu azaltmıştır.
- Ana tahkimat elemanlarından çelik iksa, çelik hasır, püskürtme beton, geçici çelik

iksa altyarı tünel içinde deformasyon trendinin daha yavaş olmasına ve tünelin daha az etkilenmesine sebebiyet vermiştir.

- Yan zemin çivilerinin (Ankraj) parçalı kazının her aşamasında her iksa parçasından sonra çakılması deformasyonun daha az oluşmasında önemli yer teşkil etmiştir.





# Kent İçi Derin Kazı İksa Uygulamasına Bir Örnek: İstanbul Metrosu Hacıosman İstasyonu

## *An Example of Support Application in Deep Excavations: Haciosman Station of Istanbul Metro*

Ö. Yılmaz

*Maden Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnş. ve Tic. A.Ş. İstanbul*

M.T. Özat

*Jeoloji Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnş. ve Tic. A.Ş. İstanbul*

E. Ünver

*İnşaat Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnş. ve Tic. A.Ş. İstanbul*

**ÖZET** Kent içi yeraltı ulaşım sistemlerinin işlerliğini sağlayan istasyon yapılarında; proje bölgeleri, inşa süreci ve yapım şartları ele alındığında derin kazı-iksa uygulamalarının, iş akışına bağlı olarak yapım yöntemi ve jeoteknik izleme yöntemlerinin önemi ortaya çıkmaktadır.

Yapımı 2011 yılında tamamlanan ve hizmete alınan “İstanbul Metrosu III. Aşama IV. Levent – Ayazağa Kesimi Seyrantepe Depo Sahası ve Bağlantı Hatları Elektromekanik Sistemler Temin Montaj ve İşletmeye Alma İşleri” projesi kapsamında, raylı sistem hattının son istasyonu olan ve yapıldığı tarih itibariyle İstanbul içinde metro istasyon yapıları arasında açık kazı sistemi ile imal edilen en derin istasyon olan Hacıosman İstasyonu’nda da derin kazı-iksa uygulamaları yukarıda belirtilen faktörler bu bildiririnin esasını teşkil etmektedir.

**ABSTRACT** In this paper the excavation and support works in the construction of deepest station (Haciosman) opened with cut and cover method within Istanbul Metro project, have been evaluated.

## 1 GİRİŞ

### 1.1 Genel Özellikler

İstanbul Metrosu III. Aşama IV. Levent – Ayazağa Kesimi, Seyrantepe Depo Sahası ve Bağlantı Hatları kapsamında yapımı tamamlanan Hacıosman İstasyonu, gerek konumu gerekse de konumundan dolayı inşası için geliştirilen yapım yöntemleri nedeniyle kent içi derin kazı-iksa uygulamalarına farklı bir örnek oluşturmaktadır. Bu istasyon hem yolcu giriş- çıkışlarını sağlamakta hem de yer altı otoparkı olarak kullanılmaktadır.

Mayıs 2010 ayında başlayan ve kazı-iksa uygulamaları Haziran 2011 ayında tamamlanan istasyonun kazı derinliği

topografya nedeniyle 13 m ile 42 m arasında düzgün artışla değişmiştir. Kazı derinliği yanında yapım süreci ve metoduna yön veren en önemli etkenlerden bir diğeri de 208 m olan istasyon alanını 1/3 ve 2/3 olarak ayıran Hacıosman – Tarabya istikameti asfalt kaplama yolunun geometrik özellikleri değiştirilmeden ve istasyon kazı-iksa ve betonarme inşaatı işlerinin parçalanmasına müsaade etmeden işler vaziyette tutulması olmuştur.

Toplam kazı-iksa oturum alanı yaklaşık 10.000 m<sup>2</sup> (48m. x 208 m.) olan istasyon bölgesi genel olarak Trakya formasyonu ortamından oluşmaktadır.



Resim 1. Hacıosman İstasyonu Genel Görünüm

## 2 DERİN KAZI – İKSA UYGULAMALARI

İstasyon derin kazı-iksa uygulaması genel olarak fore kazık, mini kazık ve öngermeli ankraj uygulaması sistemi üzerine kurulmuştur. Tüm kazı iksa duvarlarında büyükten küçüğe 100 cm, 80 cm, 65 cm ve 30 cm çapında kazık uygulamaları yapılmış, fore kazıklı/mini kazıklı duvarlar kazı derinliği ve buna birinci dereceden bağlı olan toprak itkisi yüklerine bağlı olarak öngermeli ankraj ya da çelik boru strut sistemi ile desteklenmiştir. İstasyon kazısı tasarım ve uygulama açılarından 3 ana bölgeye ayrılmıştır. Kazı derinliğinin daha az olduğu bununla birlikte istasyon yapısı altında bulunan peron tünellerine ulaşan merdiven tünelleri (İstanbul Metrosu B3 tipi tünel) ile bağlantıların yapıldığı arakat bölgeleri bulunan 1-18 aksları arası, kazı derinliğinin maksimum seviyeye ulaştığı ve ek olarak büyük bir bölümünde fore kazık arkası yüklerin öngermeli ankraj ile karşılanamayıp çelik boru strut uygulamaları yapılan 18-28 aksları arası ve sistemin gerek iş programına uyum gerekse de kent içi ulaşımı etkilemesi açısından yukarıda da bahsi geçen 2x2 toplam 4 şeritli yolun işlerliğinin bozulmaması amaçlanan betonarme köprü bölgeleri.

### 2.1 1 – 18 Aksları Arası Bölge

Kazı derinliğinin en az olduğu noktada sınırları başlayan bu bölgede maksimum kazı derinliği arakat merdiven çıkış bölgeleri dışında 29 m, çevre kazı duvarından desteklenen arakat bölgelerinde 39 m.ve

ulaşmıştır. Kazı iksa sistemi çevre duvarlarında palye sistemi uygulanmıştır. Üst tabakada 80 cm çapında fore kazık uygulanmış, zemin cinsi ve kazık derinliği nedeniyle palye altında kazık çapı düşürülerek 30 cm çapında mini kazık uygulaması yapılmıştır.

### 2.2 Betonarme Köprü

İstasyon kazı-iksa sisteminde en önemli noktalardan birini oluşturan köprü bölgesinde; öncelikli amaç yukarıda da belirtildiği üzere istasyon alanını yaklaşık 1/3 – 2/3 bölgesinden kesen 2 gidiş 2 geliş olmak üzere toplam 4 şeritli Hacıosman – Tarabya yolunu işler vaziyette tutmak olmuştur. Projelendirme ve planlama aşamalarında mevzu bahis yola alternatif bir yol bulma çabaları olmuşsa da bölge özelliklerinden dolayı bu mümkün olmamıştır. Oluşan bu çözümsüzlük sonrasında istasyon kazı-iksa ve betonarme sistemlerini ik parça halinde yapmak düşünülmüş bu çözümden de iş süresini yaklaşık 2 katına çıkaracak olması nedeniyle vazgeçilmiştir. Aranılan bu çözümler içinde son olarak, öncelikle iş programını aksatmamak ve istasyon açık kazısını tek seferde yapabilmek amacıyla köprü imal edilmesine karar verilmiştir. İmal edilecek bu köprü de yalnızca istasyonun yapım aşamasında hizmet edecek yapı tamamlandığında sistemin eski haline çevrilecek olması esasına üzerine şekillenmiştir.

Kazı sonrasında, istasyon bölgesini çevreleyen kazıkların merkezinden ölçüldüğünde 47 m olan istasyon boşluğu, yolun istasyon bölgesini dik olarak değil 25 derece açı ile kesiyor olması sebebiyle tam olarak yol güzergâhında 48,5 m ye ulaşmıştır. Bu durumda 48,5 m açıklığı betonarme sistem ile geçebilmek büyük kesit ve maliyet sonuçları çıkaracak olduğundan sistem tasarım aşamasında kazı sistemi fore kazıklar kazı taban kotuna kadar imal edilememiştir. Oluşan bu duruma istinaden, uygulama esnasında fore kazıkların delginin yapılabildiği en alt kota kadar oluşturulması hedef alınmıştır. Ayrıca yine kaya karakterli ortam sebebiyle fore kazıklarda düşey sapmalar önlenememiş, her bir fore kazık taban noktası aynı düzlemede oluşturulmaması

da bu saptamaların kazık taşıma kapasitesine etkisi en az düzeyde ortaya çıkmıştır. Köprü orta mesnet kazıklarının delgi işlemleri tamamlandığında oluşan fiili duruma göre yeniden tasarım yoluna gidilerek, en kısas fore kazık boyu dikkate alınarak mesnet gruplarının kazı taban kotuna indirilebilmesi amacıyla farklı bir çözüm yöntemi geliştirilmiştir. Bu yöntemde mesnet kazık grupları en kısa kazığın soket boyunu da sağlayacak şekilde mini kazıklarla çerçeve içine alınmış, fore kazıklardan sonra kazı taban kotuna doğru bohçalama denebilecek bir sistemle fore kazıkların etrafına mini kazık ve devamında öngermeli ankraj uygulaması yapılmıştır. Bununla birlikte, orta mesnet kazık gruplarının yüksek boy nedeniyle burkulmaya uğramasını engellemek amacıyla her bir açıklıkta toplam 2 kademe çelik boru ile karşıdan karşıya destek yapılması tasarlanmış ve uygulanmıştır. Uygulanan bu çelik boru destek sisteminde bir çevre duvardan diğerine sırasıyla Ø457 t=10 mm et kalınlığında çelik borular her bir kademe yatayda toplam 4 sıra olmak üzere uygulanmıştır. Çelik boruların orta mesnet fore kazıklarla olan birleşimlerinde, orta fore kazıklar öncelikle betonarme kiriş içine alınmış ve çelik borular bu betonarme kirişlere dayanmıştır. İmal edilen çelik boru desteklerin ilki köprü betonarme temelinin 9 m altında, ikinci sıra ise ilkinden 8 m altta olacak şekilde kotlandırılmıştır.

Köprü betonarmesi 100 cm kalınlığında C25 sınıfı beton ile betonarme radye olarak teşkil edilmiştir.

### 2.2.2 Köprü yapım aşaması

Köprünün imalatında başlangıçta da belirtildiği üzere öncelikle istasyon kazı-iksa çevre duvarını oluşturan çevre kazıkları imal edilmiş ve bu kazıkların 120 cm genişliğinde içinde kalacak 2 ek ayak ile toplam 4 mesnetli 3 açıklık olacak şekilde projelendirilmiştir. Baş ve son mesnetler olarak istasyon yapısını çevreleyen fore kazık duvarların başlık kirişleri üzeri kullanılmış, ara mesnetler ayrıca yapılan ve yalnızca köprü yükünü taşıyan iki grup 100 cm çapında kazıklardan teşkil edilmiştir.

### 2.2.1 Köprü imatları

Köprünün oluşturulması metodunda öncelikle köprüye mesnet olacak istasyon çevre kazıkları ile başlık kirişleri imal edilmiştir. 100 cm çapında, kazık merkezleri arası 130 cm aralıkta ve 19 m derinliğinde imal edilen bu kazıklar istinat kazığı olarak çalışmış aynı zamanda köprü yükünü de taşımıştır. 4,50 m soket boyu öncesinde toplam 14,5 m çalışan boya sahip bu kazıklardan sonra 30 cm çapında mini kazık sistemi ile palye oluşturulmuş ve kalan 22 m derinlikte (en derin arakat bölgesinde) istasyon kazı-iksa duvarı bu şekilde oluşturulmuştur.

Fore kazık ya da mini kazık duvarlarda ayrıca öngermeli ankraj uygulanmış, uygulanan öngermeli ankrajlar yapının tamamında olduğu gibi bu bölgede de "geçici" nitelikte imal edilmiştir. Çalışma bölgelerine göre 30 ton ~ 45 ton arası servis yüklerinde çalışan ankrajlarda, servis yüküne bağlı olarak tasarımda belirlenen 3 adet ya da 4 adet 0,6" çelik halat kullanılmıştır.

İstasyon çevre duvarlarının köprünün baş ve son mesnetlerini oluşturduğu duvarlarda ankraj boyu 8 m kök boyu sabit kalmak üzere değişen serbest bölge boylarıyla 32 m uzunluktan başlayarak 17 m boya kadar azalmıştır. Öngermeli ankrajlar gerek fore kazık gerekse de mini kazık bölgelerinde 40/60 betonarme eğimli yüzeye sahip kuşaklama kirişleri üzerine imal edilmiştir. Köprü mesnetleri arası mesafe yaklaşık olarak üç eşit parçaya bölünmüş ortalama 15 m mesnetler arası mesafe teşkil edilmiştir.

Orta mesnetler yukarıda da değinildiği üzere Ø100 cm çapında 6 şar adet fore kazık ile imal edilmiştir. Başlangıç tasarım aşamasında orta mesnetleri oluşturan fore kazıkların kazı tabanına kadar ineceği düşünülmüş fakat fore kazıkların delgi aşamasında kaya karakterli ortam nedeniyle 60 cm yüksekliğinde başlık kirişleri imal edilmiştir. Mevcut yolun Hacıosman istikametinden Tarabya istikametine doğru eğimli olması ve topografya nedeniyle çevre duvar kazıkları da köprünün de eğimli olmasını sağlayacak şekilde kotlandırılmıştır. Bu sebeple köprü giriş ve çıkış noktaları arasında 90 cm kot farkı oluşmuş, köprüde boyuna eğim yaklaşık %2 olarak ortaya

çıkıştır.

Çevre kazıklarının imal edilmesini takiben orta mesnetleri oluşturacak fore kazıkların imal edilmesine başlanmıştır. Bu amaçla, 2 gidiş 2 geliş olan mevcut yolun tamamını kapatmak mümkün olmadığından fore kazıkların imal edilebilmesi ve makine hareketlerine olanak sağlayabilmesi amacıyla geçici olarak 1 gidiş 1 geliş olarak düzenlenmiştir. Bu nedenle, köprü imalatları köprüyü yaklaşık orta ekseninden ikiye bölerek sağ ve sol imalatlar olarak yapılmıştır.

Öncelikle sağ yanda orta grup fore kazık imalatları yapılmış ve takibinde köprü betonarme radyesi imal edilmiş daha sonra sol grup fore kazıklar ile yine takibinde

köprü betonarme radyesi inşaat derzi ile daha önce yapılan radye ile birleştirilmiştir.



Resim 2. Köprü Orta Kazıkları, Kazı Sonrası

Köprü radye betonarmesinin yapımı esnasında, tabii zemin radye alt kotuna kadar kazılmış, tesviye ve sıkıştırmaları yapılmış ve radye direk olarak tabii zemin üzerine dökülmüştür. Bu döküm esnasında betonun zarar görmesini ve su kaybını engellemek amacıyla basit bir şekilde tabii zemin ile betonarme arasına naylon serilerek beton dökümü yapılmıştır. Bu şekilde köprü radyesi betonun kürlenme süresince beklenilmiştir. Bu süre zarfında köprüyü eski yol standartlarına ulaştırmak amacıyla asfalt kaplama, işaretleme, ışıklandırma işleri yapılmıştır.

Arazi eğimi nedeniyle köprünün sol tarafı arazi kotu sağ tarafından düşük olduğundan öncelikle bu bölgede açık kazı faaliyetlerine

başlanmış ve bu bölge diğer bölge ile yaklaşık aynı kazı kotuna ulaştığında ve köprü kürlenme süresi tamamlandığında bir taraftan diğerine açık kazı yapılarak köprü altının zemin ile bağlantısı kesilmiştir. Köprü altında yapılan açık kazı yapım metoduna istinaden öncelikle orta mesnet fore kazıkları arasından gerçekleştirilmiştir.

Köprü radye betonarmesinin tamamlanmasının ardından, oluşacak yatay ve düşey hareketlerin izlenebilmesi amacıyla çapraz yerleşimle toplam 10 adet optik deformasyon bulonu montajı yapılmış ve imalat süresince bu noktalar vasıtasıyla hareketler izlenmiştir.

Köprü altında yapılan açık kazının yapılması ve köprünün tabii zeminden ayrılarak tamamen kendi sistemi üzerinde taşınması sonrasında çevre duvarlarda bulunan öngermeli ankraj kotlarına uygun olarak kademeli kazı yapılmıştır. Daha önce de belirtildiği üzere orta mesnet fore kazık gruplarında burkulmanın önlenmesi amacıyla karşıdan karşıya oluşturulan çelik destek sistemi de yine bu sisteme uygun olarak imal edilmiştir.



Resim 3. Köprü Altı Kazının Yapılması Sonrası İlk Gör

Mevcut kaya karakterli ortam nedeniyle fore kazıkların tasarımı belirlenen boyda yapılamaması sonucunda ortaya çıkan ek önlem olarak fore kazıklar belirli bir soket boyu sonrasında mini kazıklarla çerçeve içine alınmıştır. Bu uygulamada da fore kazıkların hemen yanında, mimari sistemde de değişiklik yaratmayacak şekilde mini kazık imalatları

yapılmıştır. Mini kazıkların ekseninden karşılıklı 6 m mesafe oluşmuş ve karşılıklı mini kazık grupları, mini kazık yüzeylerine yapılan kuşaklama kirişlerinin içinden karşılıklı olarak sistemin içinden geçen ankraj halatları ile birbirine bağlanmıştır.



Resim 4. Köprünün 1 – 18 aksları bölgesinden görünümü

İstasyon açık kazı faaliyetlerinin sona ermesini müteakip başlayan betonarme sistem süresince de, taşıyıcı orta fore kazıklara zarar verilmemiştir. Betonarme yapının içinde kalan ve nihai kullanım durumunda mimari planlar içinde yer almayan fore kazıkların bir kısmı betonarme radye ve kat döşemeleri içinde bırakılmış, katlar içinde kalan kısımlar betonarme imalatların tamamlanması sonrasında kesilerek çıkarılmıştır. Bu nedenle, öncelikle tavan döşemesine kadar – tavan döşemesi köprü alt kotundan 2,70 m alt kottadır- imalatlar tamamlanmış, tavan döşemesi ile köprü radyesi arasında C14 beton donatısız beton ile köprü yükü betonarme tavan döşemesine aktarılmıştır. Bu dolgu işlemlerinin ardından taşıyıcı orta fore kazıklar ile köprü arasındaki bağlantı kesilmiştir.



Resim 5. Burkulmayı Önleme Amacıyla Yapılan Çelik Boru Strut Destekle Sonrası Köprü Görünümü



Resim 6. Mini Kazık Çerçeve Sistemi İle Birlikte Köprü Ayakları Görünümü

### 2.3 18 – 28 Aksları Arası Bölge

18-28 aksları arası, istasyon yapısı içinde kazı derinliğinin en yüksek olan 42 m. ye ulaştığı bölgedir. Bu bölgede de diğerlerinde olduğu gibi ana sistem fore kazıklarla çevre duvarları yapılması üzerine kurulmuş, kazı derinliğinden dolayı palyeli kazı ve iksa sistemi tasarlanmıştır. Fore kazık arkası yüklere bağlı olarak palyede fore kazık ve

mini kazık kullanılmıştır. Burada, kazı derinliğinin en fazla ve bağlı olarak iksa sisteminin de en yoğun olduğu istasyonun son köşe noktaları ele alınacaktır.

İstasyon yapısının son noktaları oluşturan bölgede gerek zemin gerekse de derinlik nedeniyle ana çevre duvar iksa sistemi Ø100 fore kazıklarla oluşturulmuş, palye sonrasında da mini kazıkla yüklerin karşılanamayacağı nedeniyle aynı çapta fore kazıklarla sistem devam etmiştir. Palyeye kadar olan ve mevcut arazi kotundan 12 m derinliğe kadar fore kazıklar betonarme kuşak kiriş ve öngermeli ankrajlarla desteklenmiştir. Fakat palyeden sonrasında yapılabilecek öngermeli ankraj sisteminin kazık arkasındaki yükleri karşılamayacak olması nedeniyle bu noktadan sonra kazı tabanına kadar “çapraz çelik boru strut” sistemi kullanılmıştır.



Resim 7. 18 - 28 Aksları Arası 1. Sıra Çelik Strut İmalatı

Çelik boru strut sisteminde Ø1118 mm çapında t=24 mm et kalınlığında spiral kaynaklı çelik boru kullanılmıştır. Çelik borular çapraz yerleşim düzeni ile istasyon köşe noktasında duvar arkası yükü komşu duvara aktarmak suretiyle çalışmıştır. Her bir kademe ve bir köşede toplam 5 adet, uzunlukları 7,5 m ile 27 m arasında boru kullanılmıştır. Kullanılan spiral kaynaklı çelik borularda (SAW) fabrika bant imalat boy kısıtlamasından dolayı 14 m sonrasında ek yapılmış ve bu eklerde de yine aynı kalite ve et kalınlığında çelik kullanılmıştır.



Resim 8. 4 Kademe Çelik Boru Strut İmalatı



Resim 9. Kazı Faaliyetlerinin Tamamlanması Ardından Çelik Boru Strut Görünümü

Mtül ağırlığı 648 kg olan çelik boruların en kısıtı 5,2 ton, en uzununu 20 ton ağırlıkta olup borular çapraz yerleşimden dolayı kaynak vasıtasıyla monte edilmiş, herhangi bir yapının üzerine oturtulmamıştır.

Boru imalatları toplam 6 kademe olarak yapılmış, kademeler arasında yaklaşık 4 m mesafe tasarlanmıştır.

İmalat esnasında öncelikle fore kazık yüzeyine çelik kuşaklama kirişleri monte edilmiş daha sonra bu çelik kuşaklama kirişleri üzerine yine çelik göğüsleme kirişleri koyulmuştur. Çelik göğüsleme kirişlerinde her bir borunun dayanacağı noktalarda çelik stoperler oluşturularak karşı duvardan gelebilecek yükün boruyu yerinden oynatmaması tasarlanmıştır.



Resim 10. 18-28 Aksları Arası İksa Görünümü

Çelik boru destek elemanları kazı faaliyetlerinin tamamlanmasını müteakip, betonarme kat imalatları esnasında boru kotuna en yakın döşemenin dökülmesi sonrasında kaldırılarak istasyon çevre duvarlarının hareketi kısıtlanmıştır.

### 3 SONUÇ

Gerek yapım bölgesi, gerekse de uygulama aşamasında karşılaşılan olumsuzluklar sonucunda ilk tasarıma uyulamaması ve sonrasında mevcut duruma uygun yeniden-tasarım yapılması gereklilikleriyle Hacıosman İstasyonu Açık Kazı-İksa Sistemi imalatları, kent içi derin kazı-iksa sistemi uygulamalarına yapım zorluğu yüksek bir örnek oluşturmuştur. İstasyonun bulunduğu bölgedeki eknt hayatını herhangi bir şekilde aksaklığa uğratmadan sorunlar çözülmüş, bir kazı-iksa alanında çok farklı destekleme uygulamaları yapılmıştır.

### KAYNAKLAR

- Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Ticaret A.Ş., 2011. *Hacıosman İstasyonu Jeoteknik Ölçümler Raporu*, İstanbul.
- Tan, E., Toğrol, E., 2003. *Kazıklı Temeller*, Birsen Yayınevi, İstanbul
- Yüksel Proje Uluslararası A.Ş., 2010. *Hacıosman İstasyonu 1-18 Aksları Arası Kazı – İksa Sistemi Hesap Raporu*, Ankara.
- Yüksel Proje Uluslararası A.Ş., 2010. *Hacıosman İstasyonu 18-28 Aksları Arası Kazı – İksa Sistemi Hesap Raporu*, Ankara.





# Çağlayan Regülatörü ve HES Projesi İletim Tünelinde Uygulanan Kazı ve Destek Sistemlerinin Değerlendirilmesi

## *Evaluation of Excavation and Support Systems of Caglayan Regulator and HEPP Project Tunnel*

S. Turan

*Ata Grup Teknolojik Yatırımlar İnşaat Sanayi ve Ticaret A.Ş., İstanbul*

İ. Ocak

*İstanbul Üniversitesi Maden Mühendisliği Bölümü, İstanbul*

**ÖZET** Çağlayan Regülatörü ve HES Projesi, Diyarbakır ili Çüngüş ilçesi sınırları içerisinde, Ulu Dere (Çağlayan I Regülatörü) ve Erikli Deresi (Çağlayan II Regülatörü) üzerinde yer almaktadır. Proje mansabında Karakaya Barajı bulunmaktadır. İletim kanalı I'ı geçen sular iletim tüneline ulaşacaktır. Tünelin kesiti at nalı şeklindedir. Tünelin uzunluğu 1.967,09 m, kazı çapı 4,00 m ve iç çapı 3,80 m'dir. Bu makalede, Çağlayan Regülatörü ve HES projesi iletim tüneline uygulanacak kazı ve destekleme yöntemlerinin uygulama ve maliyet açısından incelenmesi, zemin cinsine göre seçilecek kazı ve destekleme sistemi uygulamalarının incelenmesi, emniyetli çalışma için uygulama sırasında alınacak önlemlerin gözden geçirilmesi amaçlanmıştır.

**ABSTRACT** The Caglayan Regulator and HEC Project, within the boundaries of the town of Diyarbakir Çüngüş, Ulu Creek (Caglayan I Regulator) and Erikli Creek (Caglayan II Regulator) is located on. Downstream of the project, there are Karakaya Dam. The waters of the (Caglayan Regulator I) will reach the transmission channel reach. The waters of Transmission channel will reach the transmission tunnel. Cross-section of the tunnel is shaped like a horseshoe. The tunnel length is 1.967,09 m, excavation diameter is 4,00 m and inner diameter 3,80 m. In this article, Caglayan Regulator and HEC Project transmission tunnel excavation and support methods to be applied in terms of implementation and cost analysis, soil excavation and support system to be selected according to the type of examination of applications, is to review the safety precautions to be taken during practice for the study.

## 1 GİRİŞ

Özellikle son yıllarda elektrik üretimi açısından hidro elektrik santrali (HES) projesi yapıları önemli bir ivme kazanmıştır. Coğrafi şartlar açısından çalışılması zor bölgelere inşa edilen bu yapılarda enerji üretimi için taşınacak suyun iletilmesi gerektiği için bu projelerin en önemli yapılarından biri iletim tünelleridir. Bu nedenle bir HES projesinde dikkat edilmesi gereken en önemli hususlardan biri, iletim tüneli için gerekli kazı ve destekleme uygulamalarının optimum bir

şekilde seçimidir. Çünkü iletim tüneli kazısı sırasında yaşanan kazı ve tahkimat problemleri projenin geneli üzerinde ve işin süresi üzerinde önemli etkilere sahiptir.

### 1.1 Projenin Tanıtımı

Çağlayan Regülatörü ve HES Projesi Fırat Havzası'nda Ulu Dere ve Erikli Deresi üzerinde yer almaktadır (Şekil 1). Proje mansabında Karakaya Barajı bulunmaktadır. Ayrıca projenin mansabında Çardaklı HES Projesi planlanmaktadır (Turan, 2013).

Projenin amacı sadece elektrik enerjisi üretmek olup, sulama ve taşkın kontrolü gibi amaçları bulunmamaktadır. İletim kanalı I'ı geçen sular iletim tüneline ulaşacaktır. Tünelin kesiti at nalı şeklindedir. Tünelin uzunluğu 1.967,09 m olup, tünelin iç çapı 3,80 m ve kazı çapı 4,00 m'dir. Bu çap ve 0.0004 eğimli tünelden 5,40 m<sup>3</sup>/s'lik debi geçecektir. Su yüksekliği 1,64 m, su hızı 1,24 m/s olacak ve maksimum kapasiteye % 55 doluluk oranında ulaşılabacaktır (CRHFR, 2012).



Şekil 1. Proje alanının uydudan görünümü

Tünel açma yöntemi olarak Yeni Avusturya tünel açma metodu (NATM) kullanılmaktadır. Tünel kazısı yerine göre kazıcı-yükleyici (beko-loder) makine ile veya delme-patlatma yöntemi kullanılarak yapılmaktadır (Turan, 2013).

## 2 TÜNEL JEOLJİSİ

İletim tüneli güzergahı jeolojisini, Pütürge metamorfiteğine ilişkin şistler yer almaktadır. İletim tünelinin 0+000.00- 1+967.09 Km arasında şist, mikaşist, kalkışist kireçtaşı, dolomitik kireçtaşı, kiltası birimleri bulunmaktadır. İletim tüneli güzergahında yüzeylenen Hoya formasyonuna ait kireçtaşı-dolomitik kireçtaşı seviyeleri sert, sağlam ve yüksek dayanımlıdır. Yer yer yüzeysel ayrışma ve yamaç molozu örtüsü izlenmektedir. Güzergâh boyunca kalınlığı 1-3 m arasında değişen, yer yer 5 m'ye ulaşan yamaç molozu oluşumları gözlenmektedir. İletim hattında taşıma gücü ve duraylılık problemi bulunmamaktadır. Tünel

güzergahında hakim olan kaya birimlerinden bir tanesi Hoya formasyonudur. Alt seviyelerde killi kireçtaşı, dolomitik kireçtaşı ve kireçtaşından oluşmaktadır. Killi kireçtaşı seviyeleri orta kalın tabakalıdır. Dolomitik ve kireçtaşı seviyeleri kalın ve masif tabakalıdır. Üst kısımlarda ise kalın tabakalı kireçtaşı ve masif görümlü dolomitik kireçtaşları egemendir. Kireçtaşlarında gelişen eklemler genellikle 30-300 cm, yer yer 10-80 cm aralıklı; 1-15 m süreklilikte, yüzeye yakın kısımlarda açık (0,5-2 cm), derine inildikçe genelde kapalı (0,1-0,5 mm) ve pürüzlüdür. Araziye çekiç darbesine verdiği tepkiye göre killi kireçtaşları düşük- orta dayanımlı (40-70 MPa), dolomitik kireçtaşları 50-100 MPa dayanımlı, yer yer yüksek dayanımlıdır (150MPa). Kireçtaşlarında krastilize seviyeler görülmektedir. RMR ve Q kaya kütlesi sınıflamalarına göre formasyonu oluşturan ve egemen olan dolomitik kireçtaşları iyi kaya özelliğindedir (Sungurlu, 1974). (Şekil 2).



Şekil 2. Proje alanı jeolojik yapısı

## 3 KAZI VE DESTEKLEME METODU SEÇİMİ

Yeraltı kazılarının güvenli ve ekonomik olarak gerçekleştirilmesi, belirlenen kaya sınıflaması ve buna bağlı olarak öngörülen tünel destek tasarımı ile doğru orantılıdır. Günümüz modern tünelleciliğinde projelendirmeye esas teşkil eden kaya sınıflamalarında kayanın kütle özelliği dikkate alınmaktadır. Bu çalışmada tünellecilikte yaygın olarak kullanılan RMR Kaya Sınıflama Sistemine göre söz konusu projenin kazı ve destekleme sistemi incelenmiştir.

### 3.1 RMR Sisteminin Kısa Tanıtımı

NATM ile bütünsellik sergileyen RMR sisteminde kayanın kütle özelliği RMR puanını şeklinde sayısal olarak ifade edilmektedir. RMR puanı 0-100 aralığında değişen RMR değerleri almakta ve kaya da bu değerlere göre 5 kaya sınıfından birinde yer almaktadır (Çizelge 1). !

Çizelge 1. RMR Değerine Göre Kaya Sınıflaması (Bieniawski, 1989).

Kaya Sınıfı	RMR Puanı	Tanımlama
I	100-81	Çok iyi kaya
II	80-61	İyi kaya
III	60-41	Orta kaya
IV	40-21	Zayıf kaya
V	<20	Çok zayıf kaya

İlk kez Bieniawski tarafından 1973 yılında ortaya atılan sistem zaman içinde çok sayıda değişikliğe uğramıştır. Sistem şu anda 1989 da modifiye edilmiş son hali ile kullanılmaktadır. Sistemin son haline göre, RMR puanının hesaplanmasında aşağıdaki parametreler kullanılmaktadır (Ulusay, 2007):

1. Tek eksenli basınç dayanımı
2. RQD
3. Süreksizlik aralığı
4. Süreksizlik koşulu:
  - a. Devamlılık
  - b. Açıklık
  - c. Pürüzlülük
  - d. Dolgu
  - e. Bozunma

5. Yeraltı suyu koşulu

Bu değerlerin aldığı her puan toplanmakta ve temel RMR puanı bulunmaktadı. RMR sisteminden kaya kütlelerine ait mekanik özelliklerin tespitinde (örneğin elastisite modülü) yukarıdaki beş maddenin toplamından bulunan temel RMR değeri (süreksizlik için düzeltme yapılmamış) kullanılmaktadır. Yer altı açıklıklarının duraylılığı ile ilgili işlerde ise "temel RMR" değerinden süreksizliklerin yönelimi için önerilen puan değeri çıkarılarak elde edilen "düzeltilmiş RMR" değeri kullanılmaktadır. Bunun ile ilgili ayrıntılı bilgi için ilgili literatüre (Bieniawski, 1989) bakılabilir.

RMR sınıflama sistemi tünel, galeri, yeraltı odaları gibi yeraltı açıklıklarının kazısı başta olmak üzere, çok sayıda alanda kullanılmaktadır. RMR sisteminden başlıca 3 önemli veri elde edilmektedir (Bieniawski, 1989). Bunlar;

1. Tüm jeolojik parametrelerin ortaklaşa etkisini yansıtan ve kaya kütlelerinin genel koşulları ile ilişkili bilgi veren "Kaya Kütle Kalitesi" elde edilen en önemli veridir. Bu veri çalışma sahasındaki kayaçları "çok iyi kaya" dan "çok zayıf kaya" ya kadar sınıflayarak bölgenin genel kaya yapısının tanınmasına olanak verir.
2. Temel RMR puanı kullanılarak kaya kütlelerinin kohezyon ve içsel sürtünme açısı gibi bazı önemli mühendislik özelliklerinin tahmini mümkündür. Bunun ile ilgili ayrıntılı bilgi için ilgili literatüre (Bieniawski, 1989) bakılabilir.
3. Kaya kütle kalitesi ve kazı yöntemine bağlı olarak, bir tablodan faydalanılarak özellikle proje safhası için önemli olan ön tasarım amacıyla destek türü seçmeye olanak verir. Ayrıca sistemde verilen şekilden (Şekil 3), desteksiz açıklığa bağlı olarak kazılan açıklığın ne kadar süre desteksiz olarak kalabileceği tahmin edilebilmekte (Bieniawski, 1988) ve tahkimat destek basıncı (P) aşağıda önerilen eşitlikten I'den tahmin edilebilmektedir (Ünal, 1983).

$$P = \left( \frac{100 - \text{RMR}}{100} \right) \gamma \text{BS} \quad (1)$$

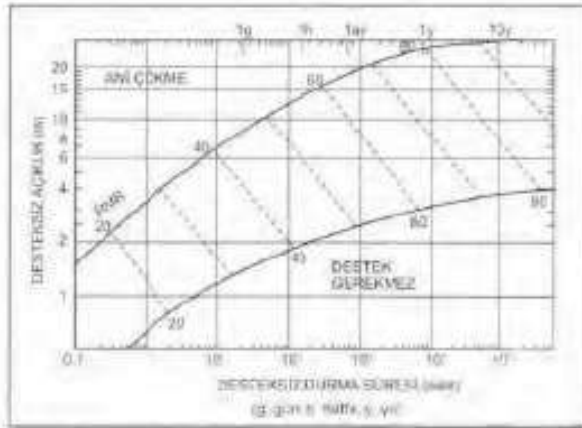
Burada;

P : Destek basıncı (kN/m<sup>2</sup>=0,1 ton/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  : Kayanın birim hacim ağırlığı (kN/m<sup>3</sup>)

B : Tünelin genişliği (m)

S : Gerilme faktörünü (yatay gerilmenin düşey gerilmeye oranı) ifade etmektedir.



Şekil 3. RMR'ye göre desteksiz durma süresi-desteksiz tavan açıklığı ilişkisi (Ulusay, 2007'den Bienawski, 1989).

### 3.2 RMR Puan Hesabı ve Tahkimat Önerisi

Bu çalışmada, toplam tünel uzunluğu 1.967,09 m olan iletim tüneli dört kısma ayrılmış (Çizelge 2-5) ve her bir kısımdaki kayanın temel RMR puanı Bienawski, 1989'a göre hesaplanmıştır. Daha sonra süreksizlik eğim ve doğrultusunun tünel kazım yönüne göre olan durumuna göre düzeltilmiş RMR puanı bulunmuştur. Tünel kazıları kontrollü patlatma ve/veya ekskavatörle kazıldığı/kazılmakta olduğu için patlatma düzeltmesi olarak 1,0 alınmıştır.

Çizelge 2. Tünel güzergâhı 0,0-0,5 km arası RMR değerleri ve puanlaması.

Parametre	Dğr/Tnm	Puan
1. Tek eks.bas. day.	45 MPa	5
2. RQD	40 %	8
3. Süreksizlik aralığı	60 mm	5
4. Süreks. koşulları		3
5. Yeraltı su koşulu	Islak	7
	TemelRMR	28
6. Süreks. Yön. düz.	25°-35°	-10
Düzeltilmiş RMR değeri		18

Tünel güzergâhının 0,0-0,5 km arası düzeltilmiş RMR puanı 18 olduğundan (Çizelge 2) bu puana göre iletim tünelinin bu bölgesi ilgili literatürde verilen çizelgeye göre (Çizelge 1) V. sınıf "Çok zayıf kaya" dir. İlgili literatürde bu tür bir kayada kazı-destek

yöntemi olarak 10 m genişlikli tünel için; tavan kemeri ve tabanda 0,5-1,0 metre kazı ile beraber hemen destek ve aynaya da hemen püskürtme beton önerilmektedir. Duvarda ve kemerde tel kafes kullanılması ve 1-1,5 m aralıklı 5 m uzunlukta saplamalar kullanılması önerilmektedir. Püskürtme betonun tavan kemerinde 150-200 mm, yan duvarlarda 150 mm, aynada 50 mm kalınlıkta atılması ve ayrıca çelik destek olarak 0,75 m aralıklı orta-ağır profiller kullanılması önerilmektedir.

Çizelge 3. Tünel güzergâhı 0,5-1,0 km arası RMR değerleri ve puanlaması.

Parametre	Dğr/Tnm	Puan
1. Tek eks.bas. day.	50 MPa	7
2. RQD	60 %	12
3. Süreksizlik aralığı	80 mm	5
4. Süreks. koşulları		3
5. Yeraltı su koşulu	Islak	7
	TemelRMR	34
6. Süreks. Yön. düz.	35°-40°	-10
Düzeltilmiş RMR değeri		24

Tünel güzergâhının 0,5-1,0 km arası düzeltilmiş RMR değeri 24 olduğundan (Çizelge 3) bu değere göre iletim tünelinin bu bölgesi ilgili literatürde verilen çizelgeye göre (Çizelge 1) IV. sınıf "zayıf kaya" dir. İlgili literatürde bu tür bir kayada kazı-destek yöntemi olarak 10 m genişlikli tünel için; tavan kemeri ve tabanda 1,0-1,5 metre ilerleme, kazıya uygun şekilde aynaya 10 m uzaklığa kadar destek, tel kafesli duvarlarda ve temelde 1-1,5 m aralıklı 4-5 m uzunlukta sistematik saplama, püskürtme beton tavan kemerinde 100-150 mm, yan duvarlarda 100 mm kalınlıkta önerilmektedir. Çelik destek olarak gereken yerde 1,5 m aralıklı ve yer yer hafif profiller kullanılması önerilmektedir.

Çizelge 4. Tünel güzergâhı 1,0-1,5 km arası RMR değerleri ve puanlaması.

Parametre	Dğr/Tnm	Puan
1. Tek eks.bas. day.	90 MPa	9
2. RQD	85 %	17
3. Süreksizlik aralığı	900 mm	14
4. Süreks. koşulları		5
5. Yeraltı su koşulu	Islak	7
	TemelRMR	52
6. Süreks. Yön. düz.	45 <sup>0</sup> -50 <sup>0</sup>	-5
Düzeltilmiş RMR değeri		47

Tünel güzergâhının 1,0-1,5 Km arası düzeltilmiş RMR değeri 47 olduğundan (Çizelge 4) bu puana göre iletim tünelinin bu bölgesi ilgili literatürde verilen çizelgeye göre (Çizelge 1) III sınıf "Orta kaya" dir. İlgili literatürde bu tür bir kayada kazı-destek yöntemi olarak 10 m genişlikli tünel için; tavan kemeri ve tabandan 1,5-3 m ilerleme önerilmektedir. 3-4 m uzunlukta sistematik saplamalar, kemerde tel kafes kullanılması ve 1,5-2 m aralıklı kaya saplamaları önerilmektedir. Püskürtme beton tavan kemerinde 50-100 mm, yan duvarlarda 30 mm önerilmektedir. Çelik destek kullanılmasının gerekmiyeceği öngörülmektedir.

Çizelge 5. Tünel güzergâhı 1,5-1,967 km arası RMR değerleri ve puanlaması.

Parametre	Dğr/Tnm	Puan
1. Tek eks.bas. day.	120 MPa	11
2. RQD	90 %	18
3. Süreksizlik aralığı	1000 mm	14
4. Süreks. koşulları		5
5. Yeraltı su koşulu	Islak	7
	TemelRMR	65
6. Süreks. Yön. düz.	50 <sup>0</sup> -55 <sup>0</sup>	-5
Düzeltilmiş RMR değeri		60

Tünel güzergâhının 1,5-1,967 km arası düzeltilmiş RMR değeri 60 olduğundan bu puana göre iletim tünelinin bu bölgesi ilgili literatürde verilen çizelgeye göre (Çizelge 1) II. sınıf "orta kaya" dir. İlgili literatürde bu

tür bir kayada kazı-destek yöntemi olarak 10 m genişlikli tünel için; tam kesitte 1,0-1,5 m ilerleme önerilmektedir. Tünel kemerinde yer yer 2-3 metre aralıklarla kaya bulonu ve tel kafes kullanılması önerilmektedir. Püskürtme beton gerektiğinde tavan kemerinde 50 mm kalınlığında önerilmektedir. Çelik desteğin ise gerekmeceği öngörülmektedir.

Elde edilen bu değerler göz önüne alınarak iletim tüneli için aşağıdaki destekleme türleri önerilmektedir.

**A1 Sınıfı:** Düzeltilmiş RMR puanına göre II sınıf "iyi kaya" sınıfı olarak ifade edilen 1,5- 2,0 km arası için A1 olarak adlandırılan bu destek sistemi önerilmiştir. Bu sınıftaki kayada tünel aynasının genel olarak stabil olması beklenmekte olup kaya kütlelerinin de elastik davranış göstermesi beklenmelidir. Tünelden serbest kaya parçaları temizlendikten sonra ciddi bir aşırı sökülme beklenmemektedir. Az miktardaki yer altı suyunun kaya stabilitesine olumsuz bir etkisi de beklenmemektedir. Tünel kazısı teorik olarak "tam ayna" olarak yapılabilir. Önerilen A1 kazı-destekleme sisteminde kullanılması önerilen elemanlar Çizelge 6'da verilmiştir.

Çizelge 6. A1 sınıfı destekleme elemanları.

Destek elemanları	Miktar
Püskürtme beton (mm)	50 mm
Çelik hasır (2.15x5)	1,0
Çelik iksa aralığı (m)	3,0
Kaya bulonu (m)	2-3
Süren (m)/Adet	-
Aynaya püs. bet. (mm)	-
Ayna iler. mesafesi (m)	3,00

**A2 Sınıfı:** Düzeltilmiş RMR puanına göre III sınıf "orta kaya" sınıfı olarak ifade edilen km 0,5-1,5 km arası için A2 olarak adlandırılan bu destek sistemi önerilmektedir. Orta sağlam-zayıf kaya ortamını karakterize eder. Bloklu kireçtaşı, kiltası, dolomitik kireçtaşı, şist, mikaşist, kalkşist ve mermer aralanması ile ezilme ve fay zonlarının desteklenmesi için A2 destek tipi önerilmiştir. Önerilen A2 kazı-destekleme sisteminde kullanılması önerilen elemanlar Çizelge 7'de verilmiştir.

Çizelge 7. A2 sınıfı destekleme elemanları.

Destek elemanları	Miktar
Püskürtme beton (mm)	50-100
Çelik hasır (2.15x5)	1,00
Çelik iksa aralığı (m)	Zemine göre
Kaya bulonu (m)	2-4
Süren (m)/Adet	4/12
Aynaya püs. bet. (mm)	30
Ayna iler. mesafesi (m)	Zemine göre

**A3 Sınıfı:** Düzeltilmiş RMR puanına göre V sınıf “ Çok zayıf kaya” sınıfı olarak ifade edilen 0,0-0,5 km arası için A3 olarak adlandırılan bu destek sistemi önerilmektedir. A3 sınıfı, duraylılığı düşük, zayıf kaya ortamını karakterize eder. Hoya formasyonu ve pötürge metamorfiteğine ait tamamen ayrılmış ve/veya suyun etkili olduğu çamurtaşı- kiltası- kireçtaşı, şist-mikaşist ve kalkşist aralanmasından oluşan birimlerde A3 sınıfı destek tipi önerilmiştir. Önerilen A3 kazı-destekleme sisteminde kullanılması önerilen elemanlar Çizelge 8’de verilmiştir.

Çizelge 8. A3 sınıfı destekleme elemanları.

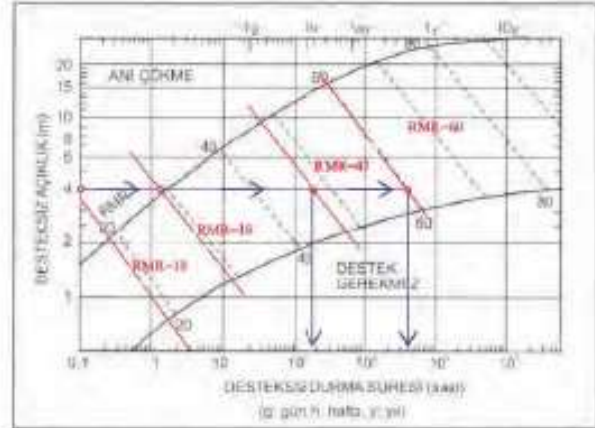
Destek elemanları	Miktar
Püskürtme beton (mm)	150-200
Çelik hasır (2.15x5) (Ad)	2,00
Çelik iksa aralığı (m)	0,80- 1,00
Kaya bulonu (m)	2,00-4,00
Süren (m)/Adet	5,00/20
Aynaya püs. bet. (mm)	50
Ayna iler. mesafesi (m)	0,50-1,00

Ayrıca, tamamen ayrılmış kaya kesimlerinde, tünel aynasından tünel içine doğru herhangi bir sebeple kayma olasılığının belirmesi durumunda çevresel kazı yapılarak destek göbeği bırakılması önerilmektedir. Kazının çok problemlili olması durumunda bırakılan destek göbeğinin püskürtme beton, çelik hasır ve bulon ile güçlendirilmesi de önerilmiştir.

### 3.3 Desteksiz Durma Süresinin Tahmini

Düzeltilmiş RMR puanı ve maksimum desteksiz açıklık olan 4,0 metre değeri Şekil 2’de verilen abak üzerine yerleştirilerek iletim tünelinin dört bölgeye ayrılan her kısmı için desteksiz ayakta kalma süresi tahmin edilmiştir (Şekil 4).

Yapılan bu değerlendirmeye göre, km 0,0-0,5 arası ve km 0,5-1,0 arası iletim tünelinin kazı sonrası hemen tahkimat yapılmaz ise çökebileceği görülmektedir. Km 1,0-1,5 arası iletim tünelinin yaklaşık 180 saat (7-8 gün), km 1,5-1,967 arası iletim tünelinin 4000 saat (5-6 ay) tahkimatsız olarak duyarlılığını koruyabileceği görülmektedir.



Şekil 4. Desteksiz ayakta kalma süreleri.

### 3.4 Destek Basıncının Bulunması

Destek basıncı, önceki bölümde verilen Eşitlik 1 kullanılarak tahmin edilmiştir. Hesaplamalarda km 0,0-1,0 arası yer alan kireçtaşı birimleri için kayaç birim hacim ağırlığı 25 kN/m<sup>3</sup> ve km 1-1,967 arası yer alan şist birimleri için 28 kN/m<sup>3</sup> alınmıştır. Her iki birim için poisson oranı  $\nu=0,33$  olarak alınmıştır. S değeri  $\nu/(1-\nu)$  oranından bulunmuştur. Bu hesaplamalardan, km 0,0-0,5 arası  $P=41$  kN/m<sup>2</sup>, km 0,5-1,0 arası  $P=38$  kN/m<sup>2</sup>, km 1,0-1,5 arası  $P=29,68$  kN/m<sup>2</sup> ve km 1,5-1,967 arası  $P=22,40$  kN/m<sup>2</sup> olarak tahmin edilmiştir.

## 4 TARTIŞMA VE SONUÇ

Çağlayan Regülatörü ve HES projesi iletim tüneli güzergahı boyunca yapılan gözlemler ve çalışmalar sonucu tünel güzergahını oluşturan farklı özelliklere sahip kaya birimleri RMR kaya sınıflama sistemine göre derecelendirilmiş ve kaya kütle tanımları yapılmıştır. Bulunan RMR değerlerine göre kaya kütlelerinin ortalama desteksiz kalma süreleri tahmin edilmiştir. Gerekli destek

basınçları tahmin edilmiş ve elde edilen sınıflama sonuçlarına bağlı olarak A1, A2 ve A3 olarak adlandırılan destek sınıflarının uygulanması öngörülmüştür.

## KAYNAKLAR

- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*, Pennsylvania, Assoc. pp.237
- Bieniawski, Z.T., 1988. Rock mass classification as a design aid in tunnelling. *Tunnels & Tunnelling*, July 1988.
- ÇRHFR, 2012. *Çağlayan Regülatörü ve HES Fizibilite Raporu*, ATE Enerji Elektrik Üretim San. Tic. Ltd. Şti, syf.276
- Sungurlu, O., 1974. VI. Bölge kuzeyinin jeolojisi ve petrol imkanları: *Türkiye İkinci Petrol Kongresi Tebliğlerinden*, pp. 85-107
- Ulusay, R., and Sönmez, H., 2007. *Kaya Kütlelerinin Mühendislik Özellikleri*, TMMOB Jeoloji Müh. Odası Yayınları, No: 60, Ankara, s.292
- Ünal, E., 1983. *Development of Design Guidelines and Roof-control Standards for Coal Mine Roofs*, Ph.D. Thesis, Penn. State University, USA, 355 s.
- Turan, S., 2013. *Çağlayan Regülatörü ve HES projesi iletim tüneline uygulanacak kazı ve destek sistemlerinin değerlendirilmesi*. İÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul.





# Tünel İnşaatlarında Yer Radarı (GPR) Uygulaması: Örnek Bir Çalışma

## *The Ground Penetrating Radar (GPR) Application in Tunnel Constructions: A Case Study*

K. Küçük, T. Onargan, C.O. Aksoy

*Dokuz Eylül Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir*

**ÖZET** Günümüzde, sanayileşme ve artan nüfusa bağlı olarak ülkemizin enerji ihtiyacı gittikçe artmaktadır. Ülkemizde, artan ihtiyaca bağlı olarak enerji üretim ve tüketim değerleri arasındaki açık hızla büyümekte olup, enerji kaynaklarımızın verimli biçimde kullanılması zorunlu hale gelmiştir. Hidroelektrik santraller, enerji ihtiyacımızın karşılanmasında önemli bir yere sahiptir. Akarsu Tipi (regülatör) hidroelektrik santrallerinde eğer santral uzakta kurulduysa; su regülatörden santrale isale kanalı veya iletim tünelleri ile taşınmaktadır.

Bu bildiride, Batı Karadeniz Bölgesi'nde devam eden bir HES iletim tüneline yaşanan deformasyonlarda tünel çevresindeki jeolojik birimin tünel tahkimatına etkisinin belirlenmesine yönelik yer radarı (GPR) ölçümleri, yapılan gözlem ve ölçümlere bağlı olarak tünel kesitinin ve uygulanan tahkimat sisteminin içinde açıldığı ortama göre uygunluğu hakkında değerlendirmeler ve öneriler verilmektedir.

**ABSTRACT** Nowadays, the need for energy in our country steadily rises depending on the increasing population. As for our country, the deficit between energy production and consumption values rapidly enlarges making the use of our energy sources more efficiently compulsory. Hydroelectric power plants have an important place in meeting the need for energy. With respect to the stream type (regulator); if hydroelectric power plants are installed away from the source, the water is transported from the regulator to the power plant by means of conveyance channel or transfer tunnels.

In this study, in regards to the deformations encountered at an ongoing hydroelectric power plant transfer tunnel located in Western Black Sea region, GPR measurements were made in order to determine the effect of surrounding geologic unit to the tunnel support and depending upon the observations, evaluations and recommendations were made regarding the eligibility of the applied support system for the mentioned tunnel cross-section.

### 1 GİRİŞ

Ülkemizin sahip olduğu su kaynakları ve topoğrafik yapısı göz önüne alındığında, yenilenebilir, temiz ve yerli enerji kaynaklarından biri olan hidroelektrik enerji, önemli bir enerji kaynağı olarak karşımıza çıkmaktadır. Sanayileşme ve artan nüfusa paralel olarak ülkemizin enerji gereksinimini belirli bir oranda karşılaması amacıyla son

zamanlarda HES projelerine olan ilgi hızla artmaktadır.

Hidroelektrik santraller, depolamalı (baraj tipi), doğal akışlı (akarsu tipi) ve pompajlı rezervuarlı olmak üzere üç ana başlıkta sınıflandırılmaktadır. Akarsu tipi santraller depolamasız bir sistem olup, diğer yöntemlere göre çevreye daha az zarar veren, baraj tipi santrallere göre taşkın açısından riski az olan

bir enerji üretim yöntemidir. Akarsu tipi hidroelektrik santrallerinde su, akarsu yatağından alınarak düşüş sağlanabilecek bir yere kadar isale kanalı veya iletim tüneli ile taşınmakta ve belirli bir yükseklikten düşürülüp su türbinlerini döndürerek elektrik üretimi gerçekleştirilmektedir.

Bu çalışmada, Karabük ilinde yapımı devam eden bir akarsu tipi HES projesinde açılan iletim tünellerinin açılması sırasında ve sonrasında tünel tahkimatında meydana gelen deformasyonların ve göçüğün sebepleri, yer radarı (GPR) kullanılarak tünel tahkimatında ve arkasındaki durumun tespiti ve çözüm önerileri anlatılmaktadır.

## 2 İNCELEME ALANI LOKASYONU VE JEOLojİK YAPI

### 2.1 Lokasyon

Çalışma alanı, Karabük İli sınırları içerisinde yer almaktadır. Karabük ili Batı Karadeniz bölümünde yer almakta olup, Araç ve Soğanlı Çaylarının birleşmesiyle meydana gelen Yenice (Filyos) Irmağı'nın oluşturduğu vadilerle bunların arasındaki platolardan meydana gelen bir coğrafi yapıya sahiptir. Coğrafi yapı, engebeli olup büyük düzlükler görülmektedir. (Şekil 1).



Şekil 1. Çalışma alanının uydu görüntüsü ve topoğrafik haritası

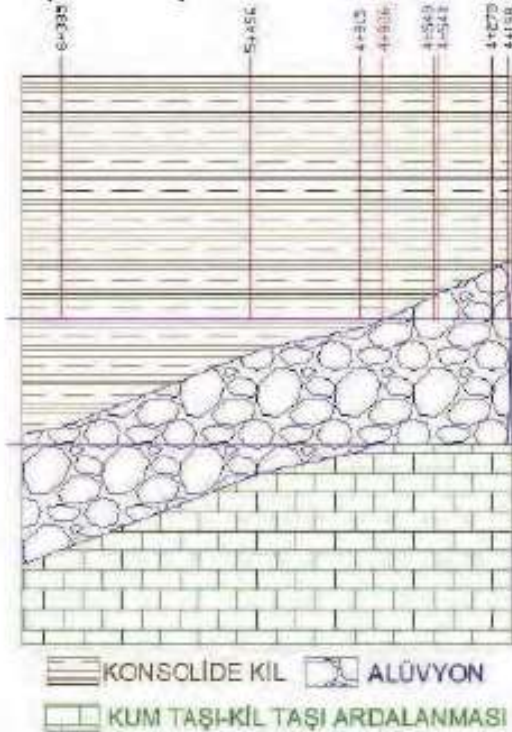


tamamen kumtaşı karakterindedir. Rengi alt kesimlerde gri, yeşil renklerde üst kesimlere doğru sarı, gri renklerde. Çimentolanma killi karbonattır. Tutturulma kötü gelişmiştir.

Taneler yarı yuvarlak, yuvarlaktır. Boylanma iyidir. Kumtaşı altta ince, üstte kaba tanelidir. Katmanlanma alt kesimlerde 5–20 cm'dir. Üst kesimlere doğru kırmızı renkli kumtaşlarının hâkim olduğu laminalı, çapraz katmanlı seviyeler bulunmaktadır. Bu seviyelerde katman kalınlığı 30 cm - 4 m kadardır (Yergök vd., 1987).

### 3 ÇALIŞMA ALANI JEOTEKNİK VERİLERİ

Çalışma alanında yapılmış olan sondajlara göre, önemli miktarda yer altı suyu taşıyan formasyonlar, kumtaşı formasyonu ve kıltaşı formasyonunun kırık, çatlak eklem ve fay zonları ile alüvyon formasyonu olduğu görülmektedir (Şekil 4). Yer altı su seviyesi ise tünel güzergâhı boyunca 7,5 – 20 metre arasında değişmekte olup ortalama su seviyesi 10-12 metre seviyesinde olduğu tespit edilmiştir.



Şekil 4. T3 tüneli genişletilmiş boyuna jeolojik kesit (Firma Arşivi)

Yapılan incelemelerde ve son yapılan mühendislik jeolojisi çalışmasında incelenen tünel bölümü aynasında, üzerinde ve altında kaya özelliği gösteren herhangi bir birim belirlenmemiş ayrıca Kumtaşı formasyonunun tünel hattı boyunca yer almadığı görülmüştür. (Çizelge 1).

Çizelge 1. Zemin formasyonları için mühendislik parametreleri

Formasyon	B.H.A kN/m <sup>3</sup>	B.H.A kN/m <sup>3</sup> (doygun)	E <sub>50</sub> kN/m <sup>2</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	φ (°)
Alüvyon	18,0	19,2	15400	1	50
Konsolide Kil	20,2	26,1	280000	10	13

Tünel güzergâhı üzerinde açılmış olan TSK-7 sondajında alüvyon altında kesilmiş olan konsolide kil formasyonu tünel hattında kesilen kil formasyonu ile benzerlik taşımaktadır (Şekil 5). 7 metre su seviyesi derinliğinin hâkim olduğu lokasyonda kilin suya doygun olduğu da görülmektedir.



Şekil 5. Tünel güzergâhı üzerinde açılmış bir sondaja ait karotlar (Firma Arşivi)

## 4 İLETİM TÜNELİNDE UYGULANAN TAHKİMAT SİSTEMİ

Mevcut tünel ön destek ve nihai destek projeleri incelendiğinde “Sağlam Kaya” “Çatlaklı Kaya” “Zayıf Kaya” ve “Çok Zayıf Kayada” olmak üzere dört sınıf tahkimat sistemi çizelge 2’de öngörülmüştür.

Çizelge 2. Mevcut projede kaya/zemin sınıfına göre tünel destek elemanları

KAYA/ZEMİN SINIFI	DESTEK ELEMANLARI
Sağlam Kaya	P. Beton= 5 + 5 cm (28 Günlük) Çelik Hasır= 1 Sıra (Q131/131) Bulonlar = $\Phi$ 26 L=4m. (Gerektiğinde) (SN Bulon) Nihai Beton Kaplama = 30 cm
Çatlaklı Kaya	P. Beton= 5 + 5 cm (28 Günlük) Çelik Hasır= 1 Sıra (Q131/131) Bulonlar= $\Phi$ 26 L = 4 m. (2 metre ara ile şaşırtmalı 6/7 adet) (SN Bulon) Nihai Beton Kaplama = 30 cm
Zayıf Kaya	Çelik İksa = NPI 160 Çelik Kuşak(İksa) (İksa aralığı = 1 m.) P. Beton= 5 + 5 cm (28 Günlük) Çelik Hasır= 1 Sıra (Q131/131) Bulonlar= $\Phi$ 26 L = 4 m. (2 metre ara ile şaşırtmalı 5/6 adet) (SN Bulon) Nihai Beton Kaplama = 40 cm
Çok Zayıf Kaya	Çelik İksa = NPI 160 Çelik Kuşak(İksa) (İksa aralığı = 0,5 m.) P. Beton= 5 + 5 cm (28 Günlük) Çelik Hasır= 1 Sıra (Q131/131) Bulonlar= $\Phi$ 26 L = 4 m. (1 metre ara ile şaşırtmalı 5/6 adet) (SN Bulon) Süren= $\Phi$ 26 L = 3 m. Nihai Beton Kaplama = 40 cm
Çok Zayıf Kaya ( Km: 4+198 – 4+801)	Çelik İksa = NPI 160 Çelik Kuşak(İksa) (İksa aralığı = 0,5 m.) P. Beton= 5 + 5 cm (28 Günlük) Çelik Hasır= 1 Sıra (Q131/131) Bulonlar= $\Phi$ 26 L = 6 m. (1 metre ara ile şaşırtmalı 8/9 adet) (SN Bulon) Süren= $\Phi$ 26 L = 3 m. (Gerektiğinde) Nihai Beton Kaplama = 40 cm

### 4.1 Mevcut Tahkimat Sisteminin ve Uygunluğunun Değerlendirilmesi

Yapılan teknik çalışmalar ve gözlemlerde tünel ön tahkimatında çatlaklar ve çelik iksalarda şekil değiştirmeye kadar varan

deformasyonlar olduğu gözlemlenmiştir. (Şekil 6). İncelenen tünelde alüvyon birimi kohezyonsuz olup, yer yer tabandaki kil ve alüvyon kontağından gelen su nedeniyle invert de şişme-kabarma olduğu görülmektedir.

Yapılan testlerde kazıda karşılaşılan kilin CH tipi konsolide kil niteliğinde olduğu ve % 7 civarında şişme potansiyeli olduğu belirlenmiştir (Firma Arşivi). Dolayısıyla söz konusu tünel açımı sonrası ikincil gerilmelerin yanı sıra tünel cidarında Tersiyer(Üçüncül) gerilme durumunun olduğu da görülmektedir.



Şekil 6. Püskürtme beton ve çelik iksada meydana gelen deformasyonlar

#### 4.1.1 Uygulanan tahkimat sistemi için kaya tahkimat etkileşim analizi

İncelenen yer altı açıklığında “Çelik tahkimat+Şatkrit+Tel Hasır+Kaya Bulonu” tahkimat sisteminin analiz sonuçları aşağıda verilmektedir. (Şekil 7 ve 8, Çizelge 3 ve 4). İletim tünelinin açıldığı ortamın genelde zemin özelliği göstermesi nedeniyle yapılan analizde gerekli zemin düzeltmeleri ve katsayıları bozunmuş kayaya göre dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir. Kazı ortamındaki gerilme koşulları incelendiğinde “Orta gerilme şartları”nın hâkim olduğu görülmüştür. (Maksimum gerilme 1-10 MPa arasında).



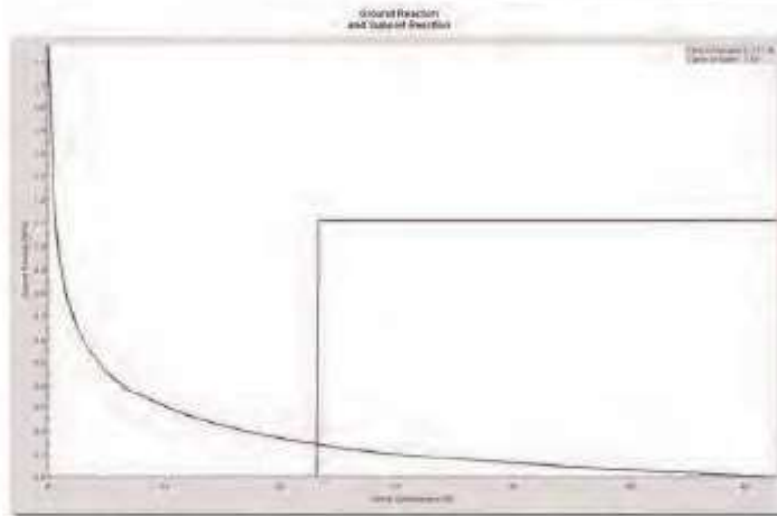
Şekil 7. Tünelde çok zayıf formasyonda uygulanan sürenli tahkimat sistemi

Çizelge 3. Uygulanan tahkimat sistemi için analiz sonuçları

Formasyon Cinsi	Konsolide Kil + Alüvyon
Tahkimat Sistemi	Çelik Tahkimat + Şatkrit
Tünel Derinliği	80-100 metre
Kazı çapı	6,10 metre
Plastik Zon Kalınlığı	74,8 m. (Tahkimatsız)
Plastik Zon Kalınlığı	45,4 m. (Tahkimatlı)
Çelik Tahkimat Cinsi	I Profil Çelik Tahk.32 kg/m (Projede NPI 160 I Profil kullanılmaktadır. 17,9 kg/m)
Tahkimat Aralığı	100 cm
Tahkimat Basıncı	0,21 MPa (Kombine)
Güvenlik Faktörü	Aşırı deformasyon, tünel güvende değil

Çizelge 4. Kaya tahkimat etkileşim analizi veri ve sonuçlar çizelgesi

Özellikler	Simgesi	Değer
Yenilme Olasılığı	$r_p$	100 %
Güvenlik Faktörü	$u_p$	---
Kombine Tahkimat		0.144 MPa
<i>Tahkimatlı Durumda:</i>		
Plastik Zon Yarıçapı (*)		45,4 m
Yan Duvar Yer Değiştirme		1411 mm
Tünel Konverjansı		% 23,1
<i>Tahkimatsız Durumda :</i>		
Plastik Zon Yarıçapı (*)	$r_p$	74,8 m
Yan Duvar Yer Değiştirme	$u_p$	3826 mm
Tünel Konverjansı		% 62,7
<i>Tünel Aynasında Meydana Gelecek Deformasyon :</i>		
Yer değiştirme miktarı		1178 mm
Tünel Konverjansı		% 19,3
<i>Tünel ve Kaya Parametreleri:</i>		
Tünel Yarıçapı	$r_0$	6,1 m.
Yerinde Birincil Gerilme	$p_0$	1.88 MPa (Galeri derinliği ve ort. kayaç yoğ. göre)
Tünel Derinliği	H	93,9 m
Kayaç Türü		Konsolide kil zemin ve alüvyon
Kaya Kütlesi Birim Hacim	$\gamma$	0.02 MN/m <sup>3</sup>
Young's Modülü	E	183 MPa
Kaya Kütlesinin Yerinde Basıncı Dayanımı	$\sigma_{cm}$	0,25 MPa
İçsel Sürtünme Açısı	$\phi$	12,64°
Poisson Oranı	$\mu$	0.50
Jeolojik Dayanım İndeksi	GSI	11
İntak Kaya Numunesi Tek Eksenli Basıncı Dayanımı	$\sigma_{ci}$	3 MPa
Kohezyon sabiti	$m_i$	0,1 MPa



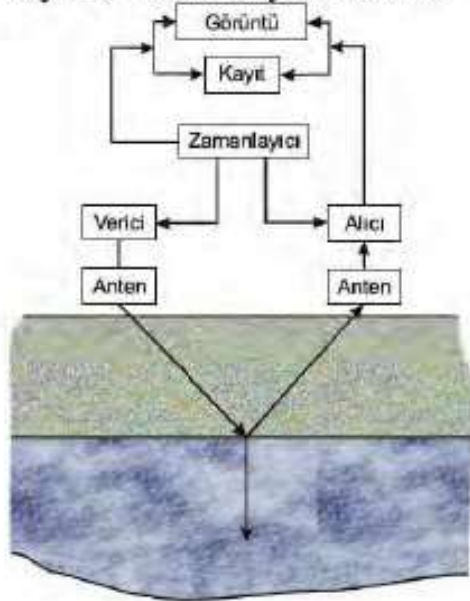
Şekil 8. Çelik Tahkimat+Kaya Bulonu+Şatkrit tahkimat sistemi kaya-tahkimat etkileşim grafiği

## 5 YER RADARI (GPR) ÇALIŞMALARI

Yer radarı (GPR – Ground Penetrating Radar) yöntemi, yüzeye yakın yapıların araştırmalarında yüksek frekanslı elektromanyetik dalgaları kullanan bir jeofizik yöntemdir.

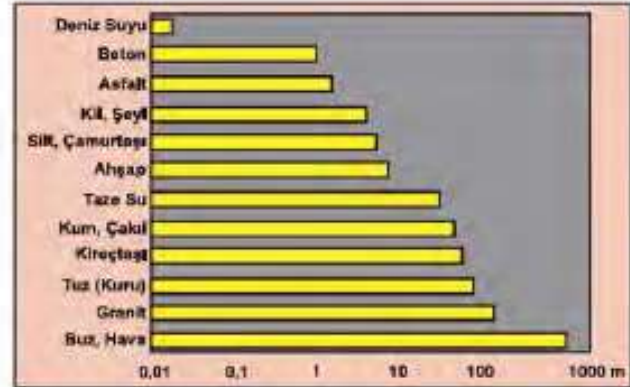
Yöntem özellikle sığ derinliklerde yüksek çözünürlük sağladığından yeraltı jeolojisi ve heterojenliği hakkında detaylı bilgi vermektedir. Yer Radarı yönteminde yer içerisine yüksek frekanslı (10 MHz - 3 GHz) elektromanyetik enerji bir anten yardımıyla kısa zaman dilimleriyle gönderilir. Bu radar sinyalinin yayılımı ortamın elektrik ve manyetik özelliklerine bağlıdır.

Yer radarı (GPR) yöntemi, yatay doğrultuda elektrik alan vektörü olan bir verici anten aracılığı ile yer içine gönderilen çok yüksek frekanslı elektromanyetik dalgaların ara yüzeylerden yansımaları ilkesine dayanmaktadır. Şekil 9'da yer radarı ölçüm sistemi şematisi olarak verilmektedir. Yer radarı sistemi, bir verici (transmitter), bir alıcı (receiver) antenler ve bir kontrol ünitesinden oluşmaktadır. Sistemin çalışması, yere verici tarafından gönderilen elektromanyetik sinyalin yer içindeki süreksizliklerden yansımaları alıcı tarafından algılandıktan sonra kontrol ünitesinde amplitüd titreşimi olarak kayıt edilmesine dayanmaktadır.



Şekil 9. Yer radarı ölçüm sistemi ve elemanları (Küçük, 2009)

Yer radarının çeşitli madde ve birimlere göre etki derinlikleri Şekil 10'da verilmektedir.



Şekil 10. Yer radarının çeşitli madde ve jeolojik birimlere göre etki derinliği (Küçük, 2009)

### 5.1 Yer Radarı (GPR) Görüntülerinin Değerlendirilmesi

Alınan yer radarı kayıtları üzerinde, bilgisayar ortamında belirgin aşamalardan geçirilerek çeşitli filtreleme ve proses programları kullanılarak son yığıma kesitlerine ulaşılır.

Öncelikle, ortamın uygun bir dielektrik sabiti için belirlenen elektromanyetik dalga hızı tayin edilmektedir. Sonrasında yapılacak yorumlamada seçilen bu elektromanyetik dalganın hızı önemlidir.

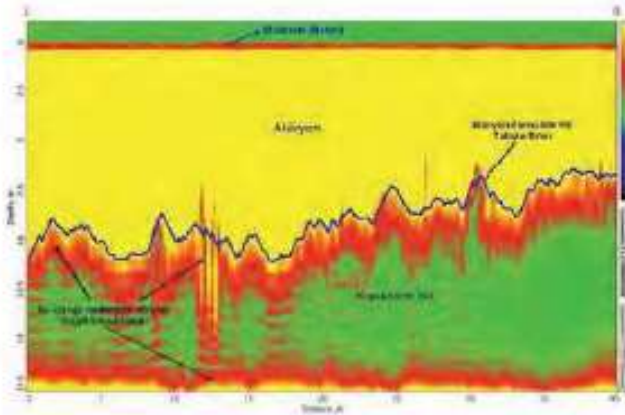
GPR görüntülerinden, yeraltına doğru yapısal değişim izlenerek, belirli bir tabakanın derinliğini elde etmek mümkün olup, çok tabakalı ortamlar faylar, yer altı suyu, boşluk ince tabakalar v.b çok sayıda yapısal unsurlar belirlenebilmektedir.

Yer radarı çalışmalarında, tünelin 4+434 ile 4+474 metreleri arasında 38 mHz anten kullanılarak GPR ile yaklaşık 30 metre (Şekil 11), tünelin 5+768 ile 5+917 metreleri arasında 750 mHz anten kullanılarak yaklaşık 3 metre derinliğe kadar Zond 12e marka yer radarı ile kontrol ünitesine monteli bilgisayarda eş zamanlı görüntüler elde edilmiştir.

- Alınan görüntüler, Prism 2D programında;
- Veri-başlangıç zamanının düzenlenmesi,
- Zaman-derinlik dönüşümü
- Arka plan kaldırma (Background removal)

- İstenmeyen düşük ve yüksek frekansları süzgeçlemek amacı ile band geçişli süzgeç uygulanması (Horizontal LP ve HP filter),
- Görüntüdeki sinyalleri seviyelendirme (Automatic gain control)
- Hız analizi uygulaması (Betondaki ve suya doymun kildeki hızı)
- Saçılmaların toplanması (diffraction stack)
- İşlenen veriye topografya bilgisinin eklenmesi.

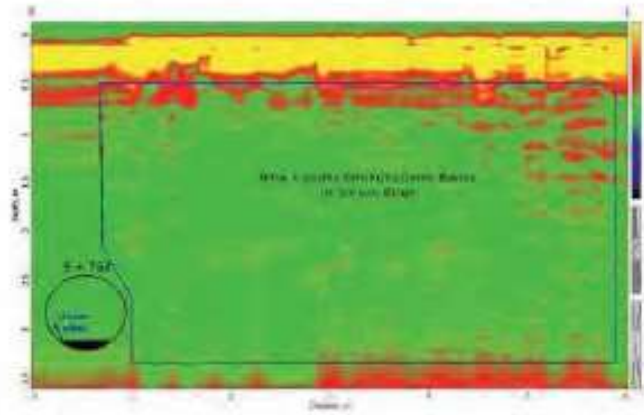
gibi işlemlerden geçirilerek püskürtme beton kalınlığı ve tünel üzerindeki jeolojik birimler belirlenmiştir.



Şekil 11. 4+434 ile 4+474 metreleri arası filtrelenmiş yer radarı görüntüsü (38 mHz anten)

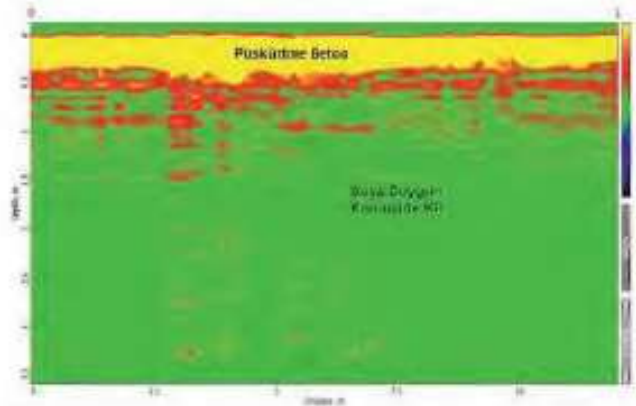
4+434 ile 4+474 metreler arasında tünelin tavanında yapılan yer radarı incelemesinde, kesit başlangıcından itibaren alüvyon kalınlığı 11 metrelerde olup kesit sonuna doğru kalınlık 7 metrelere kadar düşmektedir. Alüvyon biriminin üzerinde suya doymun konsolide kil biriminin varlığı tespit edilmiştir. Ortamın suya doymun olması sebebiyle yer radarı görüntülerinde dalga bozulma ve saçılmaları görülmektedir.

Göçük olayının yaşandığı tünelin 5+768. metresinde nihai betonun taban kısmından tavan kısmına kadar yer radarı görüntüsü alınmıştır (Şekil 12).



Şekil 12. Tünelin 5+768. metresinde tavan-taban arası filtrelenmiş yer radarı görüntüsü

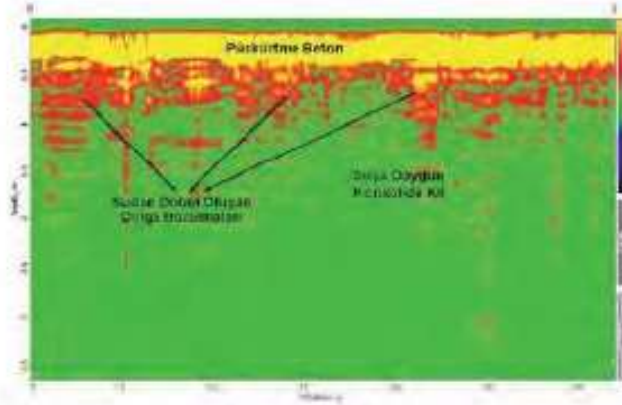
Tünelin 5+768. metresinde önceden yaşanan göçük kısmında tabandan itibaren tavana kadar alınan radar görüntüsünde, tünel kaplama betonuna gelen basınçlar, tünel tabanından yaklaşık 75 - 100 cm yukarda başlayıp tavana kadar etki etmektedir. Üstteki birimin tamamen konsolide kilden oluştuğu tespit edilmiştir.



Şekil 13. 5+766 ile 5+778 metreleri arası filtrelenmiş yer radarı görüntüsü

Tünelin tavan kısmında 5+766 ile 5+778. metreleri arasında 750 mHz antenle 3,5 metre derinliğe kadar yapılan yer radarı görüntüsüne göre, nihai betonun üst kısmından itibaren tünelin üzerinde konsolide kil biriminin bulunduğu ve su içeriği açısından doymun olduğu tespit edilmiştir (Şekil 13).





Şekil 14. 5+885 ile 5+917 metreleri arası filtrelenmiş yer radarı görüntüsü

Tünelin tavan kısmında 5+885 ile 5+917. metreleri arasında 750 mHz antenle 3,5 metre derinliğe kadar yapılan yer radarı ölçümlerinin değerlendirilmesi sonucunda, tünelin üzerinde suya doymuş konsolide kil biriminin devam ettiği tespit edilmiştir (Şekil 14).

## 6 SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapılan teknik ve bilimsel çalışmalar neticesinde, bu tip bir zeminde (kohezyonsuz alüvyon ve suya doymuş konsolide kil) uygulanan kesit ve tahkimat elemanları ile tünelin güvenli şekilde açılması mümkün gözükmemektedir. Bunun en önemli nedeni ise konsolide kilin varlığı nedeniyle oluşan tersiyer gerilmelerin yol açtığı deformasyonlar nedeniyle, tünel kemer ve invertinin birbirinden bağımsız davranmasıdır.

Tünel tahkimatının "KAYA ORTAM" için tasarlandığı ancak, ortamın şişebilen killerden oluşan (tersiyer gerilmeler meydana getiren) çok zayıf, kohezyonsuz bir zemin olduğu, %7'lik şişme kabiliyetine sahip olduğu, yapılan yer radarı ölçümleri ile jeolojik kesitin kaya ortam içermediğinin belirlenmesi ve tünel kesitinin bu tip bir zemin koşuluna uygun olmadığı, tünel kemer tahkimatının ve invert tahkimatının yetersiz ve birbirinden bağımsız hareket ettiği, tünel içerisinde olması gerekenden daha fazla deformasyonlar

ve tahkimatta hasarlanmalar ve hatta bazı bölümlerde göçükler olduğu görülmüştür.

Mevcut "Çok Zayıf Kaya" için öngörülmesi olan ön destek sistemi için yapılan "Kaya-Tahkimat Etkileşim Analizi" inde formasyon mühendislik özelliklerine göre yapılan analiz sonuçlarında % 100 olasılıkla aşırı yenilmelerin olduğu görülmüştür. Aynı analizde en ağır ön tahkimat elemanlarının kabulü ile yapılan analizlerde bile ortaya çıkan konverjansların kabul edilebilir sınırların oldukça üzerinde meydana geldiği görülmüştür.

Tünelin incelenen bölümü için, ön tahkimat sisteminde mutlaka şemsiye boru (umbrella arch) yönteminin uygulanması, gereken yerlerde ayna çivisi ve taban çivisi uygulamasının da sistemde öngörülmesi, bulon uygulaması olarak da bindirmelerde ve tünelin yan duvarlarının alt köşelerinde kendini delen IBO tipi ve PG bulonlarının kullanılmasının da göz önünde bulundurulmasında yarar görülmektedir.

## KAYNAKLAR

- Aksoy, Y., 2005. *Karabük İli Yerleşim Alanının Jeolojik İncelemesi ve Olası Yerleşim Alanlarının Belirlenmesi*. Zonguldak Karaelmas Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, Zonguldak.
- Firma Arşivi (Pirinçlik Reg. ve HES İnş.)
- Küçük, K., 2009. *Mermer Sahalarından Alınabilecek Blok Boyutlarının Belirlenmesinde Yeni Bir Kayaç Kütle Sınıflandırma Yönteminin Geliştirilmesi*, D.E.Ü. Fen Bil. Enst., Doktora Tezi, İzmir.
- Yergök, A. F., Akman, Ü., İplikçi, E., Karabalık, N.N., Armağan, F., Erdoğan, K., N.N., Armağan, F., Kaymakçı, H., Çetinkaya, A., Keskin, İ., Mengi, H., Umut, M., 1987. *Batı Karadeniz Bölgesi Jeolojisi*, MTA Jeolojik Etütler Dairesi, 207 s., Ankara.



# Efficient Drainage Solutions, Designed For the Gotthard Base Tunnel

Michael Mertens

*Dörken GmbH & Co KG, Herdecke, Germany*

**ABSTRACT** Herdecke based Dörken is a leading manufacturer of membranes of polymer plastics for the construction industry for many decades, marketing the products under the brand name DELTA®.

Efficient drainage is of paramount importance during the tunnel construction as well as after its completion. In the long run, both the durability and the usability of a tunnel largely depends on the extent to which its inner shell and floor have been reliably protected against the incursion of water and any subsequent frost damage. The drainage elements must be able to cope with the threat of sintering as well as clogging that result from the lime stemming from the underground water. This paper reflects on advantages of using Polyethylene based drainboards to design a system performing adequately throughout the entire lifetime of the structure through some project examples along with describing the stringent requirements for the Gotthard Alpine Railway Tunnel through the Swiss Alps.

## 1 DELTA® SOLUTIONS FOR TUNNELING

### 1.1 Dörken

Dörken, with the headquarter in Herdecke, Germany, is a key manufacturer of membranes of polymer plastics for the construction industry for many decades, family owned since 1892, marketing the products under the brand name DELTA®. (Fig. 1).

The EURO Tunnel, the TGV Tunnel Soumagne, Chathouchee Tunnel in Atlanta and the Gotthard Base Tunnel in the Alps are some of the international references of tunnels and deep ground engineering projects where Dörken products had been preferred.

Dörken is a specialist since 1980 in dimpled sheeting and since 1982 in drainage membranes to offer unique high quality drainage solutions (Fig. 2). Dörken did prove his expertise by having developed a special

high performance dimple sheeting with long life expectation of 100 years and durability under extreme thermal conditions for the Gotthard base tunnel.



Figure 1. Dörken Factory in Herdecke, Germany



Figure 2. Dimpled sheeting for tunnelling

### 1.2 Efficient Drainage

Efficient drainage is of paramount importance during the tunnel construction as well as after its completion. Depending on the ground and water configuration, the upper arch as well as the floor of the tunnel may be impacted by artesian, fissure, and – if the tunnel is covered by a thin layer of soil – seepage water. In the long run, both the durability and the usability of a tunnel largely depends on the extent to which its inner shell and floor have been reliably protected against the incursion of water and any subsequent frost damage.

This being so, it is advisable to catch any artesian and surface water between the inner and the outer shell of the tunnel both along the arch and the floor of the tunnel in suitable drainage and seepage layers, and to drain it away under controlled conditions. This holds particularly true for any tunnels made by rationalised methods using waterproof concrete, which may neither come into contact with seepage water nor be exposed to hydrostatic pressure while it is setting.

If a tunnel is situated above the underground water table and the fissure water is free from aggressive components, seepage or fissure water impinging on the crown and bench sections may be drained away laterally

to the base of the tunnel. In such a case, no waterproofing or drainage is needed in the tunnel floor, which is why this arrangement is called the 'umbrella principle' (Fig. 3).



Figure 3. The 'umbrella principle'

Wraparound waterproofing is normally executed in two layers. When waterproof concrete is used in the building of a tunnel, it is highly advisable as well as rational to install a drainage system for protection even in the building phase as this kind of concrete may not be exposed to seepage water or hydrostatic pressure during setting.

An effective drainage layer greatly improves and warrants the reliability of the waterproofing layer by relieving hydrostatic pressure caused by dammed-up seepage water. Furthermore, a drainboard can provide effective protection for a waterproofing liner against potential damage from mechanical impact and consequential moisture intrusion.

Polymer based drainage sheets, providing inherent advantages as low weight, ease of application and long expected service lifetimes, offer an efficient alternative for permanent water management in tunnel construction projects.

Dimpled and drainage sheets for tunnel construction are often developed for specific customers and occasionally subject to extensive quality-assurance processes.

## 2 EXAMPLES FROM THE FIELD

### 2.1 Supreme Discipline in the Mountain: The Gotthard Base Tunnel in Switzerland

The 'new railway link through the Alps' (NEAT) is one of the most spectacular tunnelling projects of the modern era, a 57 km tunnel that will be the longest in the world: the Gotthard base tunnel. Linking Erstfeld in the Swiss canton of Uri to Bodio in the Ticino, it consists of two tubes that run through the mountain at distance of about 40 meter. Two underground emergency stops (Sedrun and Faido) will permit passengers to leave the tunnel in the event of an accident. At what is currently the world's longest building site, four tunnel-boring machines, each measuring 440 meter in length (trailer included) and 9.58 meter in diameter, have been chewing their way into the mountain, advancing 20 to 25 meter each day. In some segments where boring machines could not be used, the tunnel was blasted into the rock, advancing six to ten meter a day.

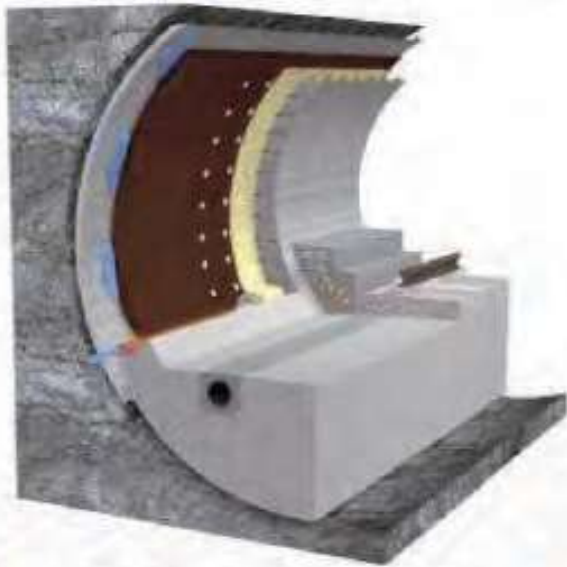


Figure 4. DELTA®-AT 800 and DELTA®-AT 1200 are specially developed heavy-duty dimpled drainage sheets that are used in the Gotthard base tunnel.

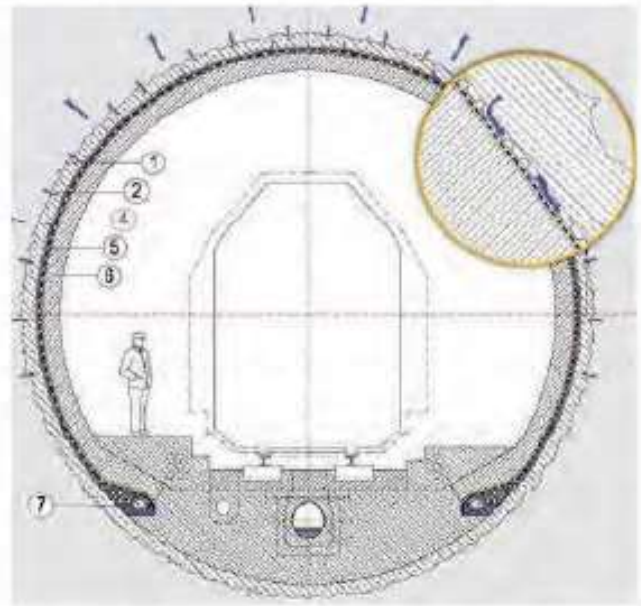


Figure 5. A cross-section from the Gotthard tunnel

The Gotthard base tunnel is built by the shotcrete method which produces a cavity-free bond between the tunnel structure and the rock. The concrete inner shell is at least 30 cm thick. The tunnel is scheduled to be completed in December 2017. The strictest standards applied to the project in matters of safety. This equally applied to the materials used, waterproofing and drainage sheets included. As only system solutions were accepted, Dörken entered a system partnership with a manufacturer of waterproofing layers.

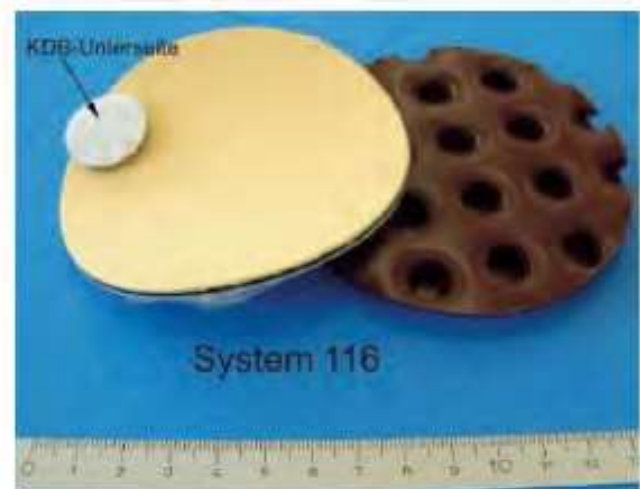


Figure 6. System 116

The resultant joint solution was certified and approved as a waterproofing system for the Gotthard tunnel by AlpTransit Gotthard AG.



Figure 7. DELTA®-AT 1200 and the yellow waterproofing membrane

Sheets used in the Gotthard tunnel must have a service life of no less than 100 years, and that under highly unfavourable environmental conditions, for the seepage and fissure water is highly alkaline in spots and may be as warm as 45°C due to geothermal effects. This is why a drainage sheet featuring a maximum of chemical resistance was specially developed for this project.

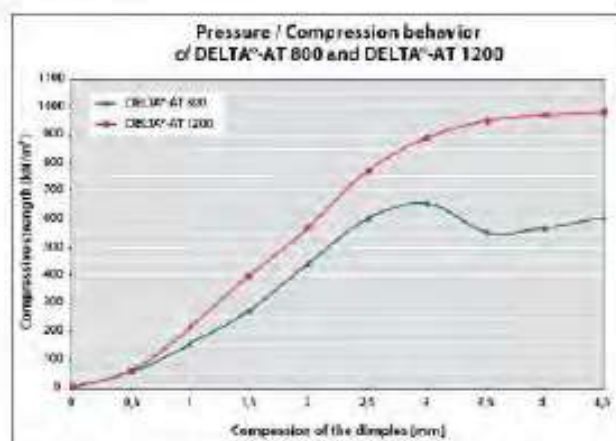


Figure 8. Pressure/Compression behaviour of DELTA®-AT 800 and DELTA®-AT 1200

DELTA®-AT 1200 is extremely robust and stable, having a square weight of 1.200 g/m<sup>2</sup> and a compressive strength of 950 kN/m<sup>2</sup>.



Figure 9. DELTA®-AT 1200 and shotcrete

During the entire process of development, harmonisation, modification, and authorisation, the new dimpled sheets had to undergo a very strict process of certification and examination. Thus, they were subjected to a 24-month ageing test in which they were exposed to water at up to 70°C, a 0.5 % solution of sulphuric acid at 50°C, and oxygen-enriched water at 70°C, after which they were tested again.

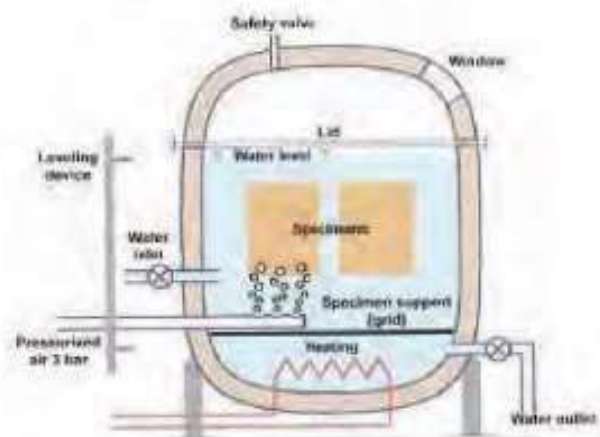


Figure 10. Schematic of the pressure vessel with specimens



Figure 11. Pressure vessel for ageing in oxygen-enriched water at elevated temperature and pressure.

#### Test Apparatus for Long-Term Durability Testing

##### The Ageing Conditions:

- Water at 23°C
- Water at 45°C
- Water at 70°C
- Alkaline water at 50°C
- Acidic water at 50°C
- Oxygen-enriched water at 70°C and 3 bar pressure
- Environment with aerobic and anaerobic microorganisms

The production of the sheets also has to meet extremely stringent standards. Samples are regularly taken from the production line and tested for compliance with formulation and quality requirements in an oxidation induction time (OIT) test. In addition, rolls are regularly taken from the current production and tested by accredited Swiss laboratories for technical data compliance on behalf of the Swiss building supervision. Only those lots of dimpled sheets whose quality has been certified may be delivered to the Gotthard tunnel building site.



Figure 12. The installation

Another heavy-duty drainage sheet has been employed in the Gotthard tunnel since 2009: DELTA<sup>®</sup>-AT 800, a somewhat lighter variant of DELTA<sup>®</sup>-AT 1200, has been developed for those areas where less stringent requirements apply to drainage sheets. Made from the same high-quality formulation, the service life of this sheet is just as long, but its square weight is 800 g/m<sup>2</sup> and its compressive strength 650 kN/m<sup>2</sup>.



Figure 13. Installed dimpled sheet

Even so, its performance is still markedly better than that of normal drainage products for civil engineering.

So far, more than 500.000 m<sup>2</sup> of DELTA<sup>®</sup>-AT 1200 and 350.000 m<sup>2</sup> of DELTA<sup>®</sup>-AT 800 have been integrated in the Gotthard tunnel.

## 2.2 Example of the Soumagne TGV Railway Tunnel in Belgium

Between May 2001 and August 2005, Belgium's longest railway tunnel with an overall length of 6.4 km was built east of Liege. There were three operations involved in excavating the tunnel: the crown came first, the bench next, and the floor last.



Figure 14. Soumagne TGV Tunnel

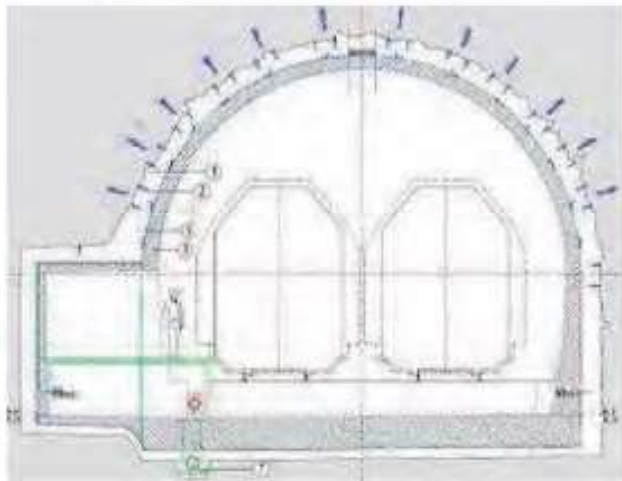


Figure 15. A cross-section from Soumagne Tunnel

The excavation was made by blasting. The finished tunnel structure consists of an outer shell of fibre shotcrete reinforced with light supporting arches, heavier arches fastened to the rock with anchors being used only in exceptional cases. Next comes the drainage and waterproofing system, followed by an inner shell of in-situ concrete.

The floor is made of reinforced concrete in 22 meter segments.



Figure 16. The installation

To catch water seeping from the rock and convey it to a drainage pipe at the base of the tunnel, DELTA<sup>®</sup>-MS was installed directly against the shotcrete layer. Its purpose is to keep headwater stress away from the tunnel waterproofing proper. In addition, it offers mechanical protection to the sensitive waterproofing that is laid out on partially extremely uneven ground, with depressions featuring a diameter-to-height ratio that occasionally reaches 5:1.



Figure 17. Inside of the tunnel

To save the expense of levelling these inequalities and reduce the quantity of shotcrete needed to equalise the surface, dimpled plastic sheets were used as a kind of liner in the depressions. The waterproofing could then be fastened directly onto the dimpled sheet. To protect the tunnel floor from water rising from below, DELTA<sup>®</sup>-MS 20 dimpled sheets were laid out at a slight gradient between the floor vault and the inner shell of reinforced concrete.





Figure 18. The installation

By catching an average of up to 36 000 litre of water per hour and draining it away to the base of the tunnel, they reduced hydrostatic pressure so much that a flatter floor slab could be installed. One detail was the seam between the horizontal seepage layer and the surface drainage of the tunnel vault. In this critical zone, the dimpled sheets were installed in a double layer. The horizontal seepage layer was run up vertically along the tunnel vault and overlapped by a wide strip of the vertical surface drainage. The overlaps between the drainage sheets along the floor were safely joined and sealed with 30 cm wide strips of DELTA<sup>®</sup>-THENE, a cold-setting, self-adhesive bitumen waterproofing membrane (Fig. 19).



Figure 19. DELTA<sup>®</sup>-THENE strips

180.000 m<sup>2</sup> of DELTA<sup>®</sup>-MS and 70 000 m<sup>2</sup> of the 20 mm special dimpled sheet DELTA<sup>®</sup>-MS 20 were integrated in the tunnel of Soumagne.

One of the most important prerequisites on which the operational safety and longevity of a tunnel depends is to keep harmful rock water away from the inner sheathing and the traffic zone. This is why the efficiency and longevity of drainage layers is of particular importance in this context. Under dimensioned drainage layers such as thick protection cloths may sinter up relatively quickly.

### 2.3 DELTA<sup>®</sup>-MS Installation as Drainage Liner in the Chatahouchee Tunnel in Atlanta, GA, Phase 1 - 3

Below pictures show the application of DELTA<sup>®</sup>-MS as a seepage layer in the CSO tunnel in Atlanta, GA (Figure 20).



Figure 20. DELTA<sup>®</sup>-MS

It acts as an effective relief layer for water seeping out of the bored tunnel surface. Without the application of DELTA<sup>®</sup>-MS the seepage water would interfere with placing and curing the concrete liner that is being placed as inner surface of the tunnel (Figure 21).

The membrane was equipped with flame retarding additives to meet the requirements of DIN 4102, Class B1, and to reduce the fire hazards inside of the tunnel.



Figure 21. DELTA®-MS

Figure 22. 120.000 m<sup>2</sup> of DELTA®-MS with a flame retardant quality were integrated in the tunnel of Chatahouchee.

#### 2.4 Example of the Railway Tunnel Rehabilitation in the Czech Republic

Many older tunnels leak because they are made of masonry, because their waterproofing is inadequate, or simply because of their age; long, dangerous icicles may form in them in winter. The vaults are not only wet; they also lose their structural stability as the mortar between the bricks leaches out.

Where railway tunnels are concerned, it frequently happens that the line cannot be closed for rehabilitation. In such cases, the tunnel must be partially dismantled section by section and rebuilt by the shotcrete method which, however, does not permit waterproofing the arch in its entirety.

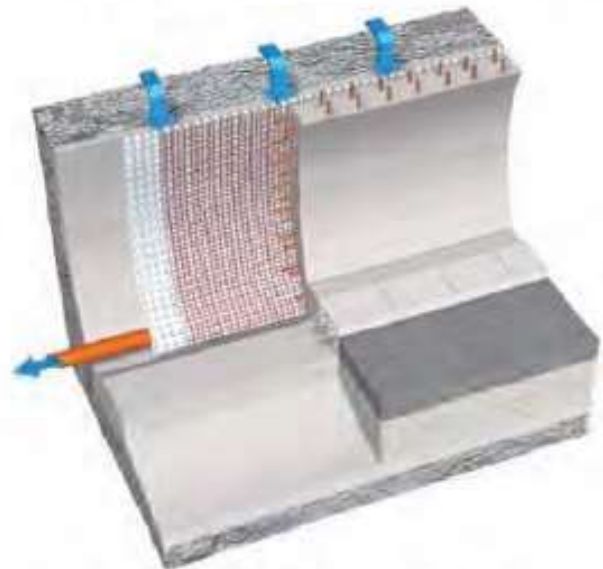


Figure 23. DELTA®-PT application

##### 2.4.1 The solution for rehabilitation

In many cases, water damage may be effectively prevented only by retrofitting a drainage system. By lining the arch with DELTA®-PT, a dimpled sheet with a fused on plaster mesh, a gap is created against the face of the rock through which fissure water can drain away safely.

The fused-on plastic mesh offers safe anchorage to shotcrete being applied.

##### 2.4.2 Nové Hamry railway tunnel in Czechia

The Nove Hamry tunnel is an old railway tunnel situated in Carlsbad County. It had several leaks which caused severe problems in winter due to the icicles formed below them. To rehabilitate the tunnel, a surface drainage layer was to be installed.

This was done by fastening DELTA®-PT with its fused on plaster mesh to the tunnel vault. Not only does the material provide efficient drainage, it also retains shotcrete safely. Sheets were welded together, and any penetrations were sealed.

In the next step, a new reinforced inner shell was made of shotcrete in two passes.



Figure 24. Nové Hamry railway tunnel



Figure 25. DELTA®-PT installed



Figure 26. DELTA®-PT covered

## 2.5 Example of Kemalpaşa, Cut-and-Cover Railway Tunnel near Izmir, Turkey

### 2.5.1 Cut and cover tunnelling

The cut-and-cover method is used whenever a tunnel is covered only by a thin layer of ground. The pit remains open throughout the building operation. In many cases, pit lining methods are used to secure the excavation. Tunnels featuring lines and mouths are always exposed to water. In many cases, backfill materials that are available locally do not permit much seepage, so that an efficient drainage system becomes indispensable.

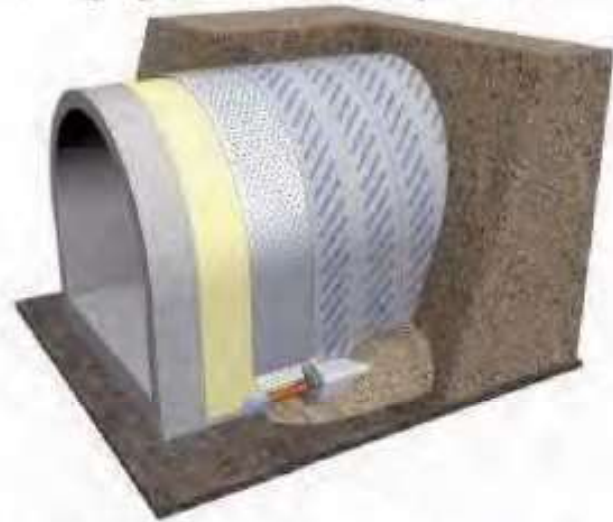


Figure 27. Cut-and-cover tunnel modelling

The high compressive strength of the DELTA®-TERRAXX drainage system ensures that there will be no exposure to water under hydrostatic pressure.



Figure 28. DELTA®-TERRAXX application in Kemalpaşa Tunnel project

For this reason, the system is ideal for tunnels built by the cut-and-cover method, even when soil pressures are as high as 90 kN/m<sup>2</sup>.

### 2.5.2 Kemalpaşa railway tunnel near İzmir, Turkey

A new 27 km long railway line is currently being built in the vicinity of İzmir, including a number of tunnels. The Kemalpaşa tunnel was built by the cut-and-cover method.



Figure 29. Kemalpaşa Tunnel

Made of reinforced concrete, the tunnel tube was waterproofed with plastic sheets. To protect this waterproofing, and to avoid exposure to headwater, DELTA®-TERRAXX was installed.



Figure 30. DELTA®-TERRAXX

Its unusual width of 2.40 m speeds up the laying process, and its high compressive strength ensures a high level of safety even under thick layers of ground.

### 3 PREVENT OF SINTERING

The drainage elements must be able to cope with the threat of sintering as well as clogging that result from the lime stemming from the underground water. Also in the case of drained tunnels, it must be ensured on a permanent basis that underground water is disposed of without the application of pressure so that the structure is not subjected to any unforeseen water pressure built-up.



Figure 31. An old water channel

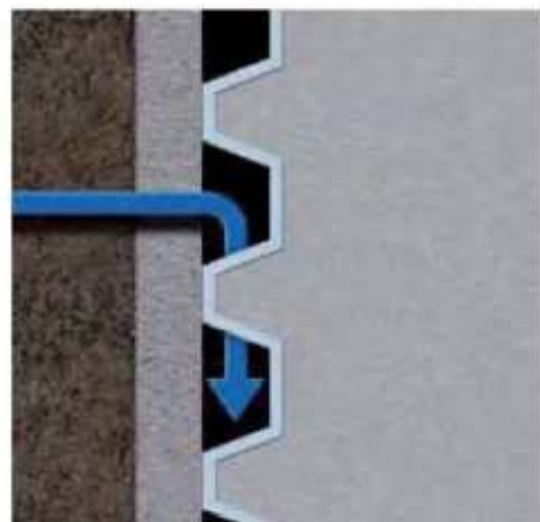


Figure 32. Drainage sheets

The term 'sintering' refers to a problem that tunnel builder knows: the formation of  $\text{CaCO}_3$  deposits that are crystalline and infused with metal oxides. Whenever this substance cannot remain in solution because of the evaporation of water, temperature or pressure differences, or the presence of nucleating agents, it will settle in the drainage layer and/or the drainage pipe.



Figure 33. Sintering

The classical methods designed to avoid sintering are periodic cleaning and maintaining large cross-sectional reserves in the drainage system.

DELTA®- AT 1200 &-AT 800 dimpled sheets offer an efficient alternative in this case:

Their high water flow capacity in the plane under a load from:

$$20 \text{ kPa (i=1)} = \text{ca. } 3,1 \text{ l / s } \cdot \text{m}$$

$$50 \text{ kPa (i=1)} = \text{ca. } 2,7 \text{ l / s } \cdot \text{m}$$

$$100 \text{ kPa (i=1)} = \text{ca. } 2,3 \text{ l / s } \cdot \text{m}$$

Makes them rational and reliable tools for permanent water management in tunnel construction projects of all kinds.



# İstanbul Metrosu, III. Aşama IV. Levent-Ayazağa Kesimi, Seyrantepe Yaya Tünelleri (Türk Telekom Arena Stadı) Kazı Yöntemi

## *Istanbul Subway, IIIrd Phase, IVth Levent-Ayazaga Segment, Seyrantepe Pedestrian Tunnels (Turk Telekom Arena Stadium) Excavation Method*

Öner Yılmaz

*Maden Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Ticaret A.Ş., İstanbul*

Turgay Özat, Ahmet Varol

*Jeoloji Mühendisi, Soner Temel Mühendislik İnşaat ve Ticaret A.Ş., İstanbul*

**ÖZET** İstanbul'da Metro Tünelleri; değişik kaya ve zemin özellikleri olan formasyonlarda açılmaktadır. Yapım aşamasında seçilecek yapım yöntemi şehirleşmenin içerisinde minimum deformasyonla çevreye zarar minimize etmeyi güvenceye alacak şekilde tünel açılmasını gerektirir.

Çalışma sahasındaki tünellerin % 83 ü dolgu içerisinde açıldığından ve Tem otoyolunun 8 metre altından geçmesi nedeniyle projedeki mühendislik parametreleri ayrı bir önem taşımaktadır.

**ABSTRACT** Subways tunnels in Istanbul; opened in different formations of rock and soil properties. For selection of excavation method in urbanization zone should consider minimum deformation and environmental hazards.

The 83% of tunnel in study area opened in stopping and due to crossing of 8 meter from Tem highway, the engineering parameters in this project has a difference significant.

## 1 GİRİŞ

Tünellerin amacı; Seyrantepe Metro istasyonu ile Aslantepe Stadı (Türk Telekom Arena) arasında yaya yolcu geçişi 3 ayrı tünel ile sağlanmaktadır.

Tüneller; Fatih Sultan Mehmet Köprüsü-Kınalı Otoyolu güzergâhında (FSM Köprüsünden 2 km kınalı yönünde) TEM altında açılmıştır. Yaya Tünelleri 54,40 m<sup>2</sup> kesit alanında B1 Özel tipi olarak açılmıştır, 1 No'lu tünel:101,9 m, 2 No'lu tünel: 102,9 m, 3 No'lu tünel: 103,9 m uzunluğunda açılmıştır. 3 Tünelin girişi 42,60 m'lik yatay mesafededir (Şek. 1 ve 2).

1 ve 2 No'lu tünel arası yanal topuk mesafesi 10,25 m, 2 ve 3 No 'lu tünel

arasındaki yanal topuk mesafesi ise 9,01 m'dir. Tünelin üzerindeki dolgu yüksekliği ortalama ( et kalınlığı ) 7 – 8,5 m'dir.



Şekil 1. Tünellerin giriş noktası



Şekil 2. Bir başka görünüm tünellerin giriş noktalarından

## 2 KAZI YÖNTEMİ

Seyranteppe Yaya (Geçiş) Tünelleri B1 özel Tipi olarak projelendirilmiştir. B1 Tünelleri 42 m<sup>2</sup> kesit alanında olmasına rağmen Seyranteppe'de açılan tüneller ; B1 Özel A5 tahkimat tipi sistemiyle açılmıştır. Bu tünellerde; çift sıra umbrella Arch (şemsiye boruları) sistemi uygulanmıştır (Şek. 3 ve 4).



Şekil 3. Umbrella Arch hazırlığı



Şekil 4. Umbrella hazırlığı

Umbrella Arch sisteminde; kesit alanı 1. iksada 45,1 m<sup>2</sup> 6. iksada 54,40 m<sup>2</sup>'dir. İki iksa arasındaki kot (yükseklik) farkı 12,6 cm olup 6 iksahlık ring boyunca 75,6 cm yükselerek tünel açmak zorunda kalmıştır.

Yeni bir periyotta kazıya başlamadan önce kazı yapılacak aynanın; Umbrella Arch boruları, Yüzey Zemin Çivileri ve yan zemin çivileri çakılmış enjeksiyonları yapılmış ve priz almıştır. Kazısı tamamlanan ringte ise; yan zemin çivileri torklanmış, son ringte aynadan 4,8 metresine kadar olan kısmın geçici alt yarısı, 9,6 m gerisine kadar olan kısmın kalıcı alt yarısı tamamlanmıştır.

1 Nolu iksanın kazısı aynadaki püskürtme betonun göbek kısmı kırılmadan yanlardan iksanın yerleşebileceği kadar 1,10-1,20 m'lik bir kısmın kazısı yapıлып, kazılan kısma 3 cm emniyet için püskürtme beton atılmıştır.

Sonraki 5 iksanın kazısında 1-2 metre orta destek göbeği bırakılarak sadece iksanın kurulabileceği kadar yan kısımlar kazılmak (iksa gabarisinden içe doğru 1-2 m'lik kısım) suretiyle devam edilmiştir. Aynada bırakılan destek göbeği, tünel aynası için bir başka emniyet parametresidir.

Tünel kazısına 2 nolu tünelden başlanılmış olup; 2 nolu tünelde 30 metre lik ilerleme yapıncaya kadar diğer tünellerde (stabilitenin olumsuz etkilenmemesi için) kazıya başlanmamıştır. 2 nolu tünel 30 metreye ulaştıktan sonra 1 nolu tünelde kazıya müsaade edilmiştir. Aynı şekilde 2 nolu tünel 60 metre, 1 nolu tünel 30 metre oluncaya kadarda 3 nolu tünel kazısı başlamamıştır (Şek. 6).



Şekil 5. Delgi sırasında uzaktan görünüm





Şekil 6. Tünellerin uzaktan görünümü

## 2.1 Ön Tahkimat Elemanları

### 2.1.1 Aynanın kapatılması

Aynada Umrella Arch ve Ayna zemin çivileri delgisi öncesinde aynanın düzeltilip Ø 221-221 çelik hasır aynaya montajı yapılarak püskürtme beton ( 10cm ) ile ayna kapatılmıştır.

Aynaya bağlanan çelik hasırlar önceden çakılmış olan zemin çivilerine bağlanmakta ayrıca önceki zemin çivileri uçları 30 cm kadar dışarıda bırakılarak ayna yüzeyinde dağılımın düzgün yapılması sağlanmaktadır. Burada ayna kapamadaki amaç; delgi esnasında makinenin darbesi ve hava basıncından aynadaki dolgu malzemesinin olumsuz etkilenmesini önlemek veya azaltmaktır.

### 2.1.2 Araştırma enjeksiyon kuyuları

Tünel aynasından yatayla 10–12 derecelik açı yapacak şekilde 120 mm çapında 9 metre boyunda delikler delinip, 3–4 bar basınçla, çimento/su =1/1 karışım oranlı enjeksiyon verilmiştir. Buradaki amaç ise ayna umbrella arch gabarisi dışında kalan dolguda konsolidasyon sağlamaktır.

2.Yaya tüneline Km: 0+026,40 ye kadar olan kısımda yüzey deformasyonlar 30-35 mm ye çıkınca uygulamaya 4 adet, 9 metre boyunda ön araştırma delikleri ilave edilmiştir.

### 2.1.3 Umbrella Arch uygulaması

Bu yöntemde ayna üzerine gelecek basınçları karşılayabilmek amacıyla, kazı tavanına 9 m uzunluğunda 23 Ad. +24 Adet, toplamda 57 adet çift sıra çelik borular yerleştirilmektedir. Bu boruların yerleştirilebilmesi için kazı kesiti projedekinden 50–75 cm daha geniş açılmaktadır.

Makinelerin çalışması ve boruların yerleştirilebilmesi için bu 50 cm boşluk kullanılmaktadır. Daha sonra delik çapı 130 mm (5''), delik açısı 6-8° ayna gabarisinden dışa doğru olacak şekilde foraj yapılarak içine et kalınlığı 6,3 mm ve boyu 9 m olan 114 mm (4'') çapında çelik borular yerleştirilmektedir (Şek. 7).

Bu boruların aralığı 30-40'cm dir. Enjeksiyon için boru içersine 2 adet (1. si 1-2 metre, 2. si 10 metre boyunda)20 mm lik pvc boru, delik ile boru arasına da 1-2 metre uzunluğunda 3. bir pvc boru bırakılır. Boru ağzı enjeksiyon manşonu ile kapatılarak, etrafı alçı ile sıvanmakta ve boruya düşük kottaki hortumdan basıncı 2–3 bar, çimento / su oranı 7/5 olan enjeksiyon verilmektedir.



Şekil 7. Çelik borular yerleştirilmesi



Şekil 8. Yerleştirilen boruların tamamlanması

Boruların delik içerisinde kolay ilerleyebilmesi ve içersine malzeme girmemesi için uçları konik hale getirilmektedir (Şek. 9).



Şekil 9. Konik hale getirilmiş borular

Enjeksiyonun, kayadaki çatlakları ve borunun etrafındaki zemini tam doldurabilmesi için boruların uçtaki 2 m'lik kısmına delikler açılmaktadır. Bu boruların 5 m'lik kısmı kazılan kesimin üzerinde, 4 m'lik kısmı ise bindirme olarak bırakılmaktadır.

Umbrella Arch borularının altında genişleyen ve yükselen kafes çelik iksalar monte edilmektedir. Böylece kemeri oluşturan çelik boruların bir kısmı iksaya basarak diğer ucu da ayna üzerindeki formasyon içinde kalmak suretiyle iki ucu mesnetli kiriş gibi çalışmakta ve üzerine gelen gerilmeleri emniyetle taşıyabilmektedir.

Çelik boruların montajı ve enjeksiyonu tamamlandıktan sonra priz aldıktan sonra tünel kazısına geçilmektedir.

#### 2.1.4 Zemin çivisi (sürtünme kolonu)

Umbrella arch uygulamasında tavanın olduğu kadar aynanın da kontrol altına alınması önemlidir. Gelen yüklerden dolayı aynada plastikleşerek dayanımını yitiren malzeme hacmi kadar yüzeyde oturmalar olacaktır. Bunu önlemek için tünel aynasındaki zeminin mühendislik parametrelerini olumlu yönde arttırmak gerekmektedir. Ayna zeminini konsolide etmenin en etkili yolu sürtünme kolonları (zemin çivisi) oluşturmaktır (Şek. 10 ve 11).



Şekil 10. Zemin çivilerinin kurulumu



Şekil 11. Çivilerin takılmış hali

Ayna önünden 10-12° aşağı eğimli 125 mm çapında delikler açılarak içine 9 m uzunluğunda, 14 mm çapında tor çelikten imal edilmiş nervürlü çubuklar yerleştirilmektedir. Zemin çivisi olarak adlandırılan bu çubukların sayısı ortam koşullarına göre ve tünel tipine göre değişmektedir. Bu deliklerin içine 2-3 bar basınç altında çimento / su oranı 7 / 5 olan karışım enjekte edilerek ayna sağlamlaştırılmaktadır.

## 2.2 Kalıcı Destekleme Elemanları

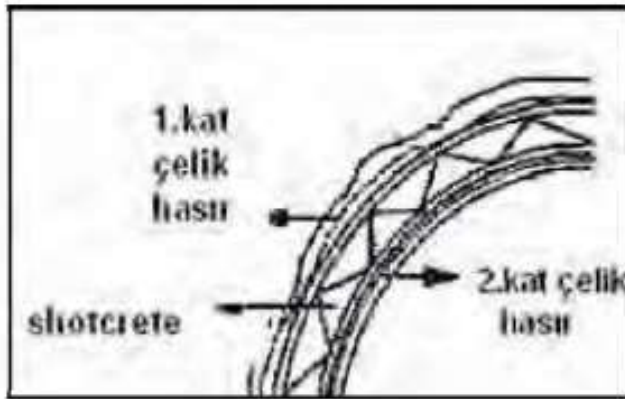
### 2.2.1 Kafes çelik iksa

Çelik iksa iki adet T20'lik ve 1 Adet T26'lık nervürlü çelik ile bunlar arasında bağlantıyı sağlayan T10'luk etriye elemanlardan oluşan üçgen kesitli bir destekleme elemanıdır. Bunların zemine batmasını önlemek için ayak kısımlarında papuçlar mevcuttur. İki parça

halindeki flanşlarından M24 cıvata ve M24 somunlarla bağlanmaktadır. A5 desteklemede üst yarı ile birlikte alt yarıda kafes iksa kullanılmaktadır.

Çelik iksanın görevleri (Şek. 12),

- Kazıdan sonra olabilecek küçük kaya düşmelerini önleyerek çalışma emniyetini kontrol eder.
- Püskürtme beton prizini alana kadar, kayanın gevşemesine engel olur.
- Tünel kesitini korur.
- Kısmi bir dengeleme basıncı gerçekleştirir.
- Kırılma ve genişleme tehlikesini önler.



Şekil 12. Çelik iksa görünümü

- İksa olarak donatıdan bükülmüş bir kafes kemer kullanılırsa hem püskürtme betonun tatbiki kolaylaşmakta, hem de püskürtme betona ek bir donatı elde edilmektedir.
- İksa ayaklarının her iki tarafta da sağlam zemine basmasını sağlamak önemlidir. Bunu sağlamak için gerekirse ahşap takoz veya prefabrik beton bloklar kullanılır.

### 2.2.2 Çelik hasır

İstanbul metrosu Seyrantepe Yaya tünelleri kazısında Q377/221 tipi çelik hasır kullanılmıştır. Bu çelik hasırların çubuk çapları bir yönde (boy) çift sıra 6,00 mm, diğer yönde ise tek sıra 6,50 mm olup, boyutları 5m x 2,15m ve 15 cm x 15 cm ebatlarında karelajlardan oluşmaktadır. Çelik hasırlar zemine mümkün olduğu kadar yaklaştırılmalı ayrıca, çelik hasırın montajında bindirmeler birbirinin üstüne düşeyde ve yatayda minimum 30 cm olacak şekilde monte edilmektedir.

### 2.2.3 Püskürtme beton (shotcrete)

İstanbul Metrosu çalışmalarında shotcrete kuru ve yaş karışım olarak kullanılmaktadır. Metro tünellerinde püskürtme beton genelde çelik hasır + iksa montajından sonra yapılmaktadır. Ancak Seyrantepe Yaya Tünellerinde dökülmeyi önlemek için kazıdan hemen sonra emniyet amacıyla 3–10 cm'lik bir shotcrete tabakası oluşturulmuştur. Püskürtme beton; ortaya çıkan zayıf tünel aynasının (sıkıştırılmış dolgu – Şek. 13) hava ile temasını keserek duraylılığı sağlar.



Şekil 13. Sıkıştırılmış dolgu

Bu nedenle kazı yapıldıktan hemen sonra uygulanmalıdır. Püskürtme beton uygulamalarında dikkat edilmesi gereken noktalar;

- a) Shotcrete uygulanacak yüzey serbest malzemelerden temizlenir ve yüzeyde su gelişi varsa uygun yöntemlerle drene edilir.
- b) Çelik hasırın yüzeye iyi sabitlenmesi sağlanır ve shotcrete esnasında esneme yapması engellenir,
- c) Malzeme; kum+çimento+katkıkarışımının mutlaka homojen olması sağlanır.

### 2.2.4 Yan zemin çivisi (bulon, pasif ankraj)

Kaya bulonları; kayayı etkileyen çekme gerilmelerini tolere edecek şekilde sağlamlaştırmak, çekme gerilmelerini ana kayaya iletmek, tünel kazısından dolayı oluşan örselenmiş kısımları tünel arkasındaki sağlam kayaya taşımak ve sürtünme direncini arttırmak amacıyla uygulanan demir çubuklardır.

Seyrantepe Yaya tünellerinde dolgu'da kaya bulonu görev yapmayacağı düşüncesiyle delik çapı büyütülerek Ø 140 mm ye çıkartılmıştır (Şek. 14).



Şekil 14. Büyütülmüş delik çapı

Buradaki amaç sürtünme yüzeyini, dolayısıyla toplam sürtünme kuvvetini artırmaktır.

Taşıyıcı plakaları shotcrete kabuğunun yüzeyine gelecek şekilde uygulanan zemin çivileri, shotcrete kabuğunun kaya kemeri ile birlikte çalışmasını sağlamaktadır.

Yan Zemin çivileri 6,00 m boyunda, T26'lık nervürlü çelikten özel olarak imal edilir. Bir ucu 12 cm. dişli ve taşıma plakaları 200/200/120 mm. boyutlarında olup, Metrik 24 lük somun ile sabitlenir.

Zemin çivileri, enjeksiyon priz süresi dolmadan torklanamadığı için anında çalışan bir destekleme elemanı değildir. Torklama işlemi özel amaçla üretilen ve üzerinde bir skala olan tork anahtarı vasıtasıyla yapılır. Torklama kuvveti 50 kN (5000 kg) olup, bu değere karşılık verdiğinde (pratik olarak bulon dönmüyorsa)sağlam kabul edilir.

Uygulanması kaya bulonuna göre küçük farklılık göstermektedir; Kaya bulonunda enjeksiyon basınçsız bir şekilde önce verilir bulon sonra yerleştirilir. Zemin çivisinde ; delinmiş deliğe 6mt boyundaki demir ile birlikte Ø 20 lik 6,5 mt boyunda 40-50 cm aralıklı delikler açılmış plastik boru deliğe yavaşça sürülür, deliğin ağzına 1 mt lik 2. bir plastik boru sürülerek delik alçı ile kapatılır.

Uzun enjeksiyon borusundan 2 /1 çimento - su oranındaki enjeksiyon şerbeti 1 atm basınç ile doldurulur, bırakılan kısa hortumdan enjeksiyon iyice tahliye olana kadar enjeksiyona devam edilir, kısa enjeksiyon hortumunun ucundan kıvrıp 2-3 saniye enjeksiyona devam edilir ve basınç hortumu da kapatılır, priz beklenmeye başlanır, 24 saat sonra torklanan zemin çivisi görev yapmaya başlamıştır.

### 3 DEĞERLENDİRMELER

#### 3.1 Kullanılan Malzeme

Tablo 1'de kullanılan malzemenin hesaplanması verilmektedir. Tablodan görüldüğü gibi bu tunnel için toplam 2322 adet bulon kullanılmıştır.

#### 3.2 Süre Analizleri

Tablo 2'de Seyrantepe yaya tünelleri çalışma sürelerinin açılımı verilmektedir.

#### 3.3 Jeoteknik Enstrümanlar

Seyrantepe tünelleri ve aç-kapa yapısı için yapılan jeoteknik enstrümanların listesi aşağıda çıkartılmıştır (Tab. 3). Tunnel içinde deformasyonlar, deformasyon bulonu ve optik lerle takip edilmiştir. Tunnel dışında ise; yüzey ve bina oturma bulonları (nivelmanlar), yük hücresi, inklinometre (eğim ölçer) ve refraktörlerle takip edilmiştir.

Tablo 1. Tünellerin malzeme muhasebesi

SEYRANTEPE YAYA TÜNELLERİNDE MALZEME MUHASEBESİ									
İbn Adı	Birim		1.YÖNÜ	PROJE DEĞERİ	2.YÖNÜ	PROJE DEĞERİ	3.YÖNÜ	PROJE DEĞERİ	%
PÖSKÖRTME BETON	m <sup>3</sup>	Bu YarıAlt Yarı Açık Kapama+Esneköte+0	1750	605,78	1651	411,74	1651	617,69	299,9
PÖSKÖRTME BETON KATKI MİKTARI (Mezra 500 AL)	kg	ÇİMENTO	194000						4,02
	kg	KATKI	78105						
BETON	m <sup>3</sup>	İNVERT	515	207,99	321	290,49	339	502,59	-2,08
		KEMER	950,5	102,4,4	937,5	1032,7	1043	1043,73	
		TOPLAM	1274,5	1321,5	1308,5	1332,2	1378	1346,4	
ENJEKSİYON	kg			kg/metre		kg/metre		kg/metre	
		KONTAK	BETON İÇİREBİ	37000	373,89	26000	457,72	30000	453,32
			BETON KONRESİ	11100	207,00			17100	
		KONSOLIDASYON		41500	407,20	76800	746,35	97500	941,28
		TOPLAM		70600	781,15	123900	1204,1	144000	1394,6
LİNEERLE ARK BİRİCİ 4"	Adet			10773		10773		10773	
		TOPLAM				32319			
KATES İKSR	Adet			129		129		129	
		TOPLAM				387			
YAN ZEMİN ÇİVİSİ (BİLEK) 100x100	Adet			743		774		738	
		TOPLAM				2322			

Tablo 2. Seyrantepe yaya tünelleri çalışma sürelerinin açılımı

	BİTİRİLEME TARİHİ	BİTİRİLEME TARİHİ	TÜNEL ÖLÇÜ SAYISI	Değ. Ölç. Kontrol(Saat)	Kazı (Saat)	1 TÜNEL TOPLAM SAAT	2 TÜNEL TOPLAM SAAT
1 NO LU TÜNEL 191,8 mt	23.05.2009	14.10.2009	141	00,00	55,00	3149	149,9
Toplam süre (h)					130		
2 NO LU TÜNEL 192,8 mt	19.03.2009	17.09.09	178	450,00	03,00	3329	158,52
Toplam süre (h)					156		
3 NO LU TÜNEL 192,8 mt	12.07.2009	19.12.2009	155	00,00	03,00	3312	157,71
Toplam süre (h)					180		

Tablo 3. Jeoteknik enstrümanlar

JEOTEKNİK ENSTRÜMAN ADI	MONTAJ SAYISI
TÜNEL İÇİ DEFORMASYON BULONU	235
TÜNEL İÇİ DEFORMASYON BULONU (OPTİK)	139
YÜZEY VE BİNA OTURMA BULONU	34
AÇ-KAPA DUVARLARI YÜZEY OTURMA BULONU (OPTİK)	108
ANKRAJ DİSKLİ YÜK HÜCRESİ	15
EĞİLME ÖLÇERLER İÇİN DELİK DELİNMESİ	44
EĞİLME ÖLÇERLER (20-25 m)	2
BİNA YATAY DEPLASMAN REFLEKTÖRLERİ	5

#### 4 SONUÇ VE ÖNERİLER

- Yüzeyde oluşan deformasyonlar, 100-120 mm olduğu halde, tünel içindeki deformasyonlar 20 mm civarında ölçülmüştür. Bunu tünel projesinin tahkimat problemi olmadığı tünelin açıldığı dolgu içersinde oturmaların dolgu sıkışma parametrelerine göre gözlemlendiğini göstermiştir

- Tünel içinde deformasyonlar düşük, yüzeyde ise daha yüksek çıktığından projeye ek olarak ön araştırma ve enjeksiyon delikleri ilave edilmiştir.

- Beton da proje değerinin altında (%2,98) fiili beton dökümünün açıklaması; fazla püskürtme betonu ve deformasyon'dan kaynaklanmaktadır.

- Tünel kazılarına ortamdaki stabilitenin en az zarar görmesi düşüncesiyle 2 No'lu tünelden başlanıldığından (30 metrelik aralıklarla) 2. tünelin daha uzun sürede açılmış olması, aynı tarih aralığında 3 ayrı tünelde çalışma olmasının sonucudur.

- 1.No lu Tünelde kazı tamamen dolguda değil yaklaşık % 52 si Trakya

Formasyonu (çamurtaşı-silt taşı) içersinde açıldığından bu tüneldeki kontak enjeksiyonu miktarı diğerlerine göre % 18 daha azdır.

- Tünel kazıları sonrası; tünel güzergahındaki deformasyonlar sonucu TEM otoyolunda lokal asfalt tamirati yapılmış, bunun dışında trafiği olumsuz etkileyecek bir durum sözkonusu olmamıştır.

Seyrantepe tünelleri ve aç-kapa yapısı için yapılan jeoteknik enstrümanların listesi aşağıda çıkartılmıştır.Tablo:3 Tünel içinde deformasyonlar Deformasyon Bulonu ve Optik lerle takip edilmiştir.Tünel dışında ise;Yüzey ve bina oturma bulonları (nivelmanlar) yük hücresi, inklinometre (eğim ölçer) ve refraktörlerle takip edilmiştir.

**TÜNEL TAHKİMATI, PÜSKÜRTME BETON, TEMEL  
ÇALIŞMALAR**  
*TUNNEL SUPPORT, SHOTCRETE, BASIC STUDIES*





# Dolaylı Yöntemlerle Belirlenen Kaya Malzemesine Ait Tek Eksenli Basınç Dayanımı Parametresinin RMR<sub>89</sub> Puanı Hesaplamalarında Kullanılabilirliği

## *Usability of Uniaxial Compressive Strength of Intact Rock Determined by Indirect Methods in Prediction of RMR<sub>89</sub> Rating*

K. Karaman, A. Kesimal

*Karadeniz Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Trabzon*

A. Kaya

*Recep Tayyip Erdoğan Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, Rize*

S. Demirel

*NVS İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti., Trabzon*

**ÖZET** Bu çalışmada, Çambaşı (Çaykara–Trabzon) HES projesi kapsamında açılan 7.000 m uzunluğundaki enerji tünelinin 37 farklı noktasından kaya numuneleri alınarak tek eksenli basınç, nokta yükleme ve Schmidt çekici deneyleri yardımıyla tek eksenli basınç değerleri belirlenmiştir. Doğrudan ve dolaylı yöntemlere göre belirlenen tek eksenli basınç değerleri ile süreksizliklerin özellikleri kullanılarak 3 farklı RMR<sub>89</sub> puanı hesap edilmiştir. Gerçek tek eksenli basınç değerleri ile hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanına ait değişim aralığının 43.2-74.7, nokta yükleme değerine göre 44.1-74.7, Schmidt çekici değerine göre ise 40.1-72.3 olduğu tespit edilmiştir. Gerçek tek eksenli basınç ile nokta yükleme ve Schmidt çekici yardımıyla belirlenen tek eksenli basınç değerleri kullanılarak hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanları karşılaştırıldığında hata oranlarının sırasıyla % 0-4.66 ve % 0.54-7.18 arasında değiştiği, korelasyon katsayılarının da  $r=0.9933$  ve  $r=0.9885$  olduğu saptanmıştır. Elde edilen bu sonuçlar, yeraltı kazıları için RMR<sub>89</sub> puanı hesaplamalarında bir girdi parametresi olan tek eksenli basınç değerinin tahmininde nokta yükleme değerini kullanmanın daha güvenilir olduğunu göstermektedir.

**ABSTRACT** In this study,  $\sigma_{ci}$  of the rock samples collected from the 37 different points of the energy tunnel has a length of 7.000 m of Çambaşı (Çaykara–Trabzon) Hydropower Plant project, determined by uniaxial compressive strength ( $\sigma_{ci}$ ), point load ( $I_{s(50)}$ ) and Schmidt rebound hammer (R) tests. For the 37 points of the tunnel, three different RMR<sub>89</sub> values were calculated by using the properties of discontinuities and  $\sigma_{ci}$  determined according to the direct and indirect methods. It was concluded that the range of RMR<sub>89</sub> ratings determined by using the actual  $\sigma_{ci}$ ,  $I_{s(50)}$  and R varies between 43.2-74.7, 44.1-74.7 and 40.1-72.3, respectively. It was determined that when the RMR<sub>89</sub> ratings determined by actual  $\sigma_{ci}$  are compared with  $\sigma_{ci}$  calculated by the  $I_{s(50)}$  and R, the error rates varies between 0-4.66 % and 0.54-7.18 %, respectively. Also, correlation coefficients are  $r=0.9933$  and  $r=0.9885$ . These results showed that using the  $I_{s(50)}$  in prediction of  $\sigma_{ci}$  is an input parameter in calculation of RMR<sub>89</sub> rating for underground excavations, is more reliable.

## 1 GİRİŞ

Tüneller, geometrilerinin ve üstlerine gelen yüklerin karmaşıklığı, kaya ve kaplama malzemelerinin özellikleri ve karşılıklı

etkileşimleri nedeniyle projelendirmesi oldukça güç yapılardır. Bu nedenle tünel kazılarının, emniyeti sağlayacak en uygun tahkimat tasarımına ve en az maliyetli kazı

dizaynına göre projelendirilmesi gerekmektedir. Ülkemizde tünellerin uygulamasının sayısının giderek artacağı ve gelişeceği düşüncesinden hareketle bir yeraltı açıklığında kazılacak kaya kütlelerinin mühendislik özelliklerini belirlemek, bu alanda yapılan çalışmalara katkı sağlayacaktır.

Literatürde RMR<sub>89</sub> (Bieniawski, 1989) kaya kütle sınıflama sisteminin yanı sıra araştırmacılar tarafından geliştirilmiş RSR (Wickham vd., 1974), Q (Barton vd., 1974), RMI (Palmström, 1995), NATM (Rabcewicz, 1964) gibi birçok görgül sistem mevcuttur. Tünellerin daha ekonomik, daha az riskle ve daha kısa sürede açılmasına büyük ölçüde katkıda bulunan bu sistemler, Terzaghi (1946)'dan başlayarak günümüze kadar geliştirilmiş ve bir çok yeraltı kazısı projesinde güvenle uygulanmıştır. RMR<sub>89</sub> sistemi de araştırmacılar tarafından yüzlerce tünelde başarı ile uygulanmış ve evrensel düzeyde kabul görmüştür.

Yeraltı kazılarının tasarımında araştırmacılar tarafından yaygın olarak kullanılan RMR<sub>89</sub> kaya kütle sınıflama sistemi, kaya malzemesine ait tek eksenli basınç dayanımını ( $\sigma_{ci}$ ) önemli bir girdi parametresi olarak kullanmaktadır. Uygulamada çoğu zaman, hızlı veri elde etme gereksinimlerinden dolayı  $\sigma_{ci}$  değerini belirlemede güçlükler yaşanmaktadır. Bu problemin üstesinden gelmek amacıyla tek eksenli basınç deneyine alternatif olarak birçok yöntem geliştirilmiştir.

RMR<sub>89</sub> sisteminde;  $\sigma_{ci}$ , RQD (kaya kalite göstergesi), süreksizliklerin özellikleri ve yeraltı suyu durumu ana girdi parametreleridir. Ancak, kaya malzemesine ait  $\sigma_{ci}$  değerini doğrudan belirlemek için kullanılan ekipmanlar oldukça pahalıdır ve de deneylerde yüksek kaliteli karot örneklerine ihtiyaç duyulmakta ve örneklerin hazırlanması zaman almaktadır. Ayrıca, çok zayıf, ince tabakalı ve çok sık eklemli kaya kütlelerinden istenilen geometride karot örneklerinin elde edilmesi de oldukça zor olmaktadır (Gökçeoğlu ve Zorlu, 2004; Singh vd., 2012). Bu nedenle, uygulamada  $\sigma_{ci}$ 'yi tahmin etmek için genellikle nokta yük dayanım indeksi ( $I_{s(50)}$ ), birim hacim ağırlık ( $\gamma$ ) ve Schmidt

çekici geri tepme sayısı (R) gibi parametrelerin kullanıldığı dolaylı yöntemlerden yararlanılmaktadır.

Bu çalışmada, Çambaşı HES projesi kapsamında açılan enerji tüneli pilot çalışma alanı olarak seçilmiş ve güzergâh boyunca derlenen kaya malzemelerine ait  $\sigma_{ci}$  değerleri doğrudan ve dolaylı yöntemlerle belirlenmiştir. Doğrudan ve dolaylı yöntemlerle belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerleri ile ISRM (1981) ölçütlerine göre tanımlanan süreksizliklerin özellikleri kullanılarak tünelin 37 bölümüne ait 3 farklı RMR<sub>89</sub> puanı hesap edilmiştir. Elde edilen sonuçlar karşılaştırılarak, RMR<sub>89</sub> puanı hesaplamalarında bir girdi parametresi olan  $\sigma_{ci}$  değerinin tahmininde hangi yöntemi kullanmanın daha güvenilir olduğu saptanmıştır.

## 2 ÇALIŞMA ALANI VE ÇEVRESİNİN JEOLJİSİ

Çalışma alanı, Ketin (1966) tarafından tanımlanan Doğu Pontid Tektonik Birliği'nin kuzey zonunda yer almaktadır. Yörede, Mesozoyik ve Senozoyik dönemine ait toleyitik ve kalk-alkalen kayalar yüzeylenmektedir. Mesozoyik dönemi, Liyas yaşlı volkanik kayalar ile başlar ve Geç Jura-Erken Kretase yaşlı karbonat kayaları ile devam eder. Geç Kretase döneminde yoğun bir volkanik aktivite görülür. Liyas'ta başlayıp Geç Kretase sonlarına kadar devam eden volkanik faaliyetler, denizaltı volkanizması şeklinde olup, tortul ara katkılarla birlikte istiflenme gösterirler. Paleosen sonlarında orojenezle birlikte granodiyorit yerleşimi gelişmiştir. Senozoyik döneminde ise alüvyon ve yamaç molozları oluşmuştur.

Yapılan arazi ve sondaj çalışmaları ile proje güzergâhında Liyas yaşlı metabazalt, bazalt ve bunların piroklastikleri ile Geç Kretase yaşlı dasit, riyodasit ve kireçtaşlarının yüzeylendiği saptanmıştır.

### 3 ARAZİ VE LABORATUVAR ÇALIŞMALARI

Arazi çalışmaları kapsamında, enerji tüneli güzergâhının 37 farklı noktadan 24 adet volkanik, 8 adet metamorfik ve 5 adet sedimanter kayaç bloğu derlenmiştir (Şek.1). Ayrıca, örneklemelerin yapıldığı zonların RMR<sub>89</sub> puanını belirlemek için uygun lokasyonlarda hat etüdü yapılarak ISRM (1981) ölçütlerine göre süreksizliklerin özellikleri tanımlanmıştır. Hat etüdü çalışmaları ile süreksizliklere ait yönelim, ara uzaklık, açıklık, devamlılık, yüzey pürüzlülüğü ve dalgalılığı, bozunma derecesi, dolgu malzemesinin özelliği ve yüzeylerindeki su durumu gibi özellikler tespit edilmiştir. Elde edilen bu veriler yardımıyla her bir litolojik birime ait Süreksizlik sıklığı ( $\lambda$ ) ve RQD değerleri belirlenmiştir.

Kaya malzemelerinin fiziko-mekanik özelliklerini belirlemek amacıyla laboratuvara getirilen blok numunelerinden ISRM (1981) ölçütlerine uygun karotlar alınmıştır.

Tek eksenli basınç deneylerinde boy/çap (L/D) oranı en az 2.5 olan NX (54.7 mm) çaplı karot örnekleri kullanılmıştır. Deneyler,

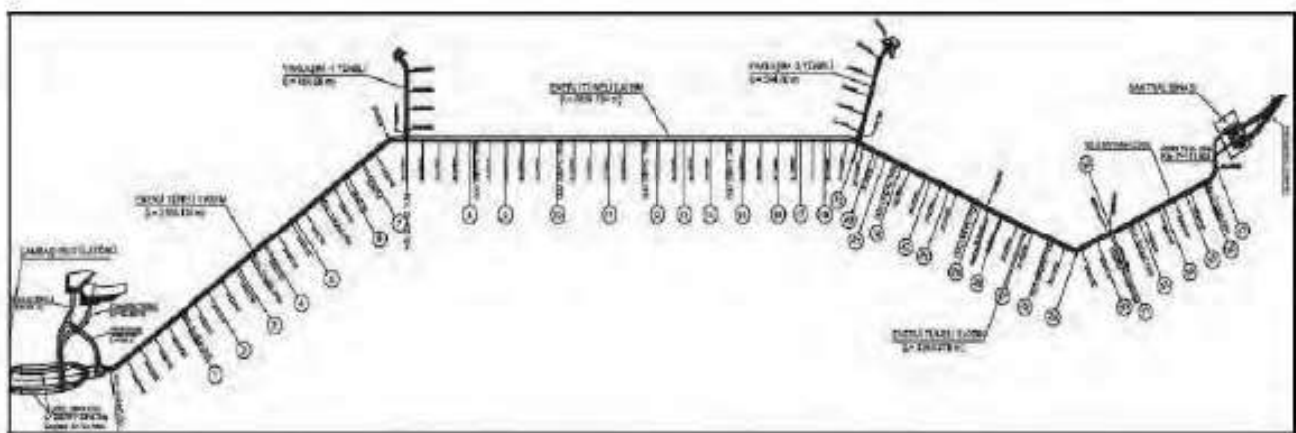
yüklenme hızı 0.5–1.0 MPa/sn arasında olacak şekilde 300 ton kapasiteli bilgisayar kontrollü deney aleti kullanılarak gerçekleştirilmiştir.

Nokta yüklenme deneylerinde ise L/D oranı 0.5-0.55 arasında olan eksenel karot örnekleri kullanılmıştır. Deneylerde, dijital nokta yüklenme deney aleti kullanılmış olup, belirlenen  $I_s$  değerleri referans çapa (D= 50 mm) göre düzeltilerek  $I_{s(50)}$  elde edilmiştir.

ISRM (1981) ölçütlerinde belirtildiği gibi yaklaşık ağırlığı 20–23 kg olan V şekilli çelik karot beşiklerine sağlam karot numuneleri yerleştirilerek L tipi Schmidt çekici yardımıyla düşey konuma ait geri tepme sayıları (R) belirlenmiştir.

Birim hacim ağırlığı deneyleri yapılırken düzgün şekilli örneklerin hacim ve ağırlıkları dikkate alınmıştır. Deneyler doğal numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir.

Yapılan fiziko-mekanik deneyler sonucunda kaya malzemelerine ait  $\sigma_{ci}$  değerinin 34-197 MPa,  $I_{s(50)}$  değerinin 2.13-9.95 MPa,  $\gamma$  değerinin 24.62-30.51 kN/m<sup>3</sup>, R değerinin ise 29-62 arasında değiştiği saptanmıştır. Enerji tüneli güzergâhındaki örnekleme noktalarından derlenen kaya malzemelerine ait fiziko-mekanik özellikler özet olarak Tablo 1’de sunulmuştur



Şekil 1. Örnekleme noktalarının enerji tüneli güzergâhındaki görünümü

Tablo 1. Enerji tüneli güzergâhındaki kaya malzemelerinin fiziksel ve mekanik özellikleri

Örnekleme Noktası	Tünel km'si	Litoloji	$\sigma_{ci}$ (MPa)	$I_{s(50)}$ (MPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	R
1	0+495.10	Bazalt	197	9.95	27.66	62.1
2	0+702.00	Metabazalt	158	8.61	30.02	53.6
3	0+919.00	Metabazalt	66	3.79	26.39	46.4
4	1+110.00	Metabazalt	146	7.80	30.51	53.1
5	1+325.00	Metabazalt	133	7.10	28.06	48.9
6	1+675.00	Bazalt	95	5.32	27.27	40.6
7	1+813.80	Bazalt	115.3	6.47	27.47	54.1
8	2+473.00	Bazalt	152.4	8.09	27.47	55.9
9	2+677.00	Metabazalt	96	6.14	26.88	39.9
10	3+005.00	Metabazalt	111	8.76	27.08	43.7
11	3+310.00	Metabazalt	71	4.9	26.68	43.6
12	3+580.00	Metabazalt	81	4.97	26.68	46.9
13	3+743.00	Bazalt	75	5.35	26.98	41.5
14	3+901.00	Bazalt	34	2.76	25.51	33.7
15	4+090.00	Dasit	61	3.77	26.00	33
16	4+300.00	Bazalt	87	4.14	26.88	36.9
17	4+427.00	Dasit	61	3.42	24.92	33.5
18	4+572.00	Dasit	72	3.87	26.19	43.2
19	4+772.00	Dasit	65.5	3.61	25.80	31.5
20	4+874.00	Dasit	56	3.44	25.70	30.5
21	4+950.00	Kireçtaşı	117	5.56	26.78	39.5
22	5+052.00	Kireçtaşı	92	5.20	26.68	37.4
23	5+235.00	Bazalt	100	6.67	25.02	46.6
24	5+350.00	Kireçtaşı	91	5.60	26.39	35.3
25	5+545.30	Kireçtaşı	75	5.19	26.29	37.6
26	5+690.00	Bazalt	77	4.91	25.51	42.6
27	5+857.50	Volkanik breş	41	2.13	24.62	28.7
28	6+005.00	Kireçtaşı	120	5.69	26.49	49.5
29	6+171.00	Bazalt+dasit	94	6.11	26.98	49.5
30	6+300.00	Bazalt	125	6.58	27.76	48.1
31	6+400.00	Dasit	68	3.31	26.78	36.9
32	6+403.00	Dasit	66	3.3	26.59	38.7
33	6+560.00	Bazalt	107	6.42	27.27	40.6
34	6+725.00	Dasit	132	6.76	27.17	53.5
35	6+873.00	Dasit	87	4.24	26.39	46.1
36	6+994.00	Dasit	110	5.02	26.88	49.7
37	7+119.80	Dasit	90	4.27	26.68	44.0

#### 4 KAYA MALZEMESİNE AİT TEK EKSENLI BASINÇ DAYANIMININ DOLAYLI YÖNTEMLERLE BELİRLENMESİ

Değerlendirme aşamasında ilk önce, ISRM (1985) tarafından önerilen katsayılar ( $k=20-25$ ) kadar nokta yük dayanım indeksi ( $I_{s(50)}$ ) artırılarak  $\sigma_{ci}$  değeri belirlenmiştir. Hesaplamalarda aşağıdaki formül kullanılmıştır;

$$\sigma_{ci} = k * I_{s(50)} \quad (1)$$

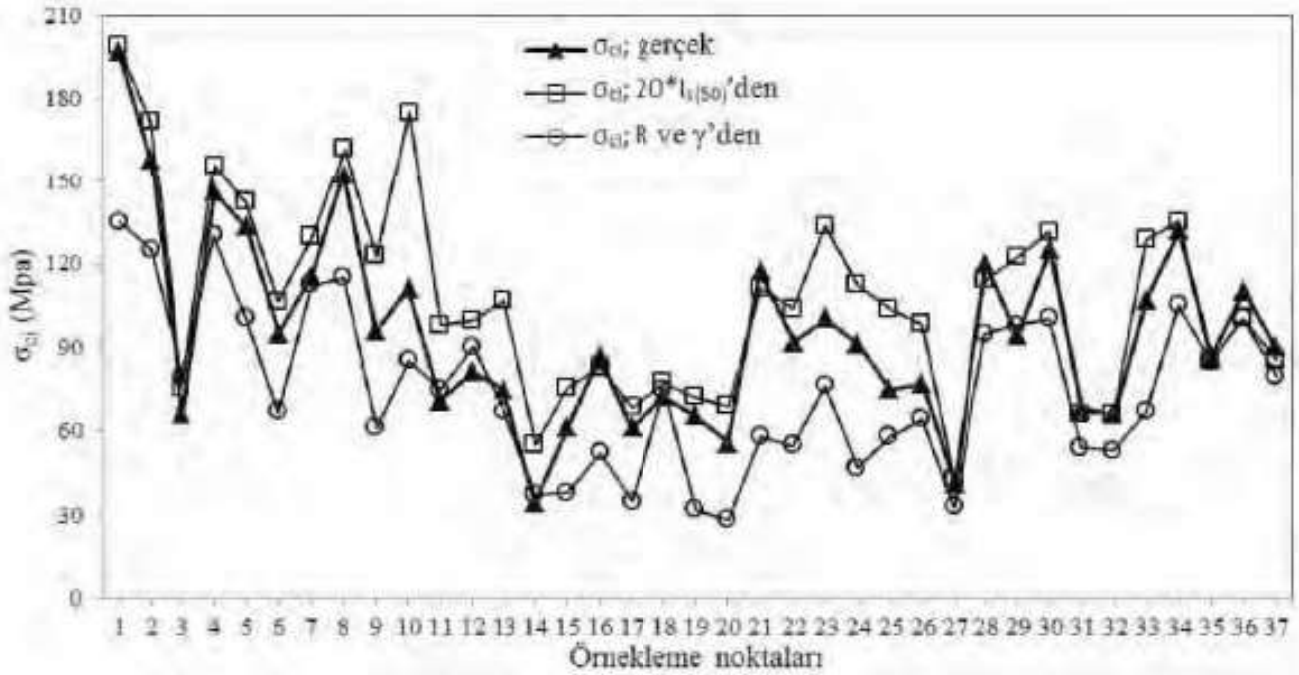
Burada;  $\sigma_{ci}$ : MPa cinsinden kaya malzemesinin tek eksenli basınç dayanımı,  $I_{s(50)}$ : referans çapa göre düzeltilmiş MPa cinsinden nokta yük dayanım indeksi ve  $k$ : katsayıdır.

Daha sonra, taze kaya yüzeyine ait Schmidt çekici geri tepme sayısı (R) ile kaya malzemesine ait birim hacim ağırlık ( $\gamma$ ) değeri Deere ve Miller (1966) tarafından önerilen abakta çakıştırılarak  $\sigma_{ci}$  değeri tahmin edilmiştir.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda ISRM (1985) ölçütlerinde belirtilen minimum

katsayı ( $k=20$ ) değeri kadar  $I_{s(50)}$  arttırılıp, Deere ve Miller (1966) abağından belirlenen negatif sapma kadar da tahmini  $\sigma_{ci}$  azaltıldığında gerçek  $\sigma_{ci}$  değerleriyle benzer

sonuçlar elde edilmiştir. Doğrudan ve dolaylı yöntemlere göre belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerlerinin karşılaştırmaları Şekil 2'de verilmiştir.



Şekil 2. Doğrudan ve dolaylı yöntemlerle belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerlerinin karşılaştırılması

## 5 RMR<sub>89</sub> PUANININ BELİRLENMESİ

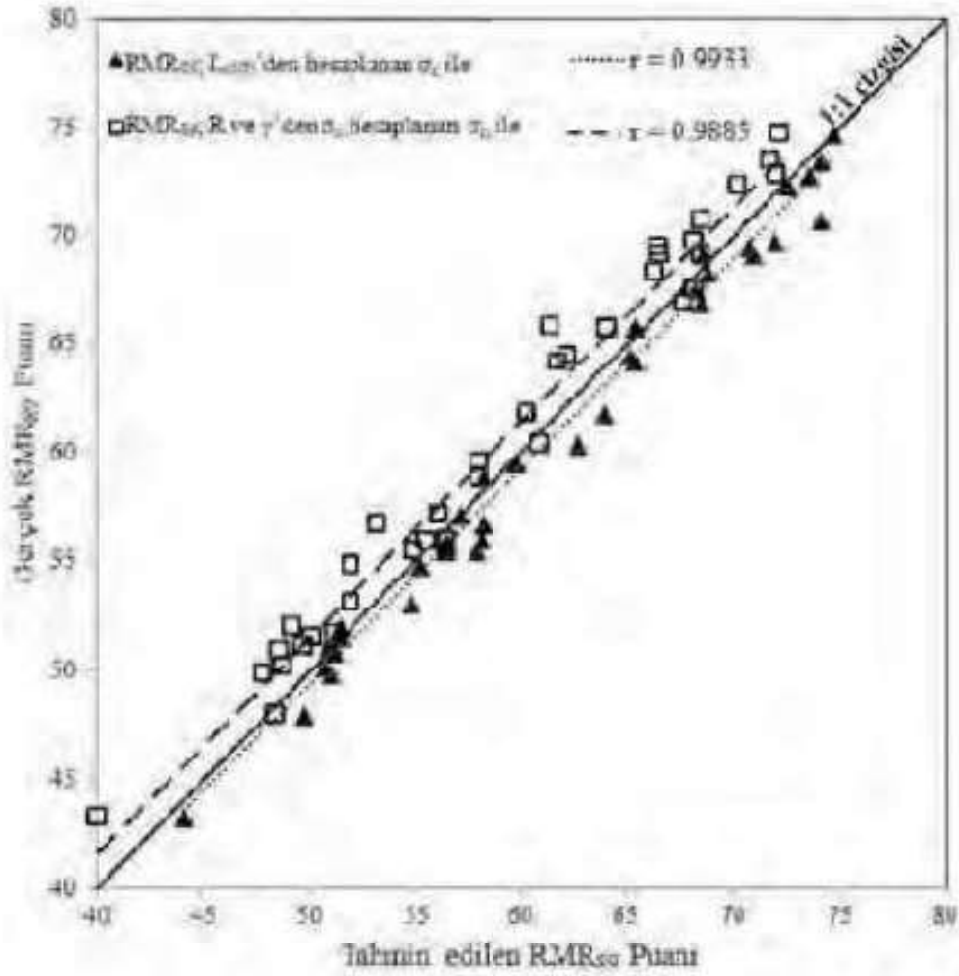
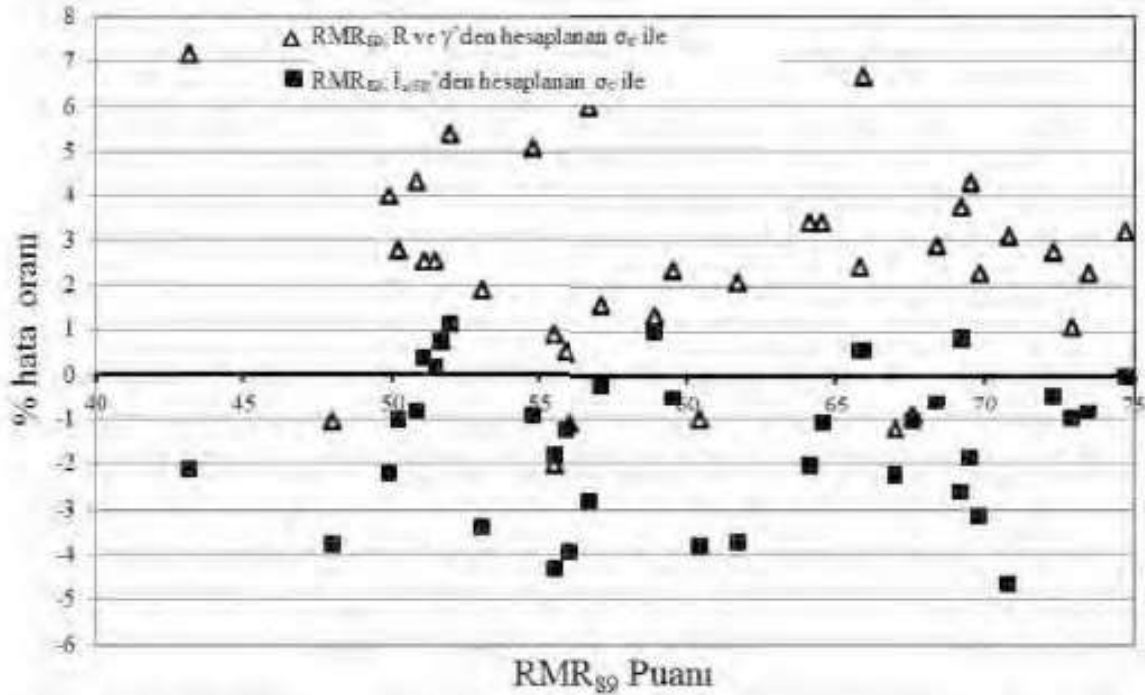
Bu bölümde, doğrudan ve dolaylı yöntemlere göre belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerleri ile ISRM (1981) ölçütlerine göre tanımlanan süreksizliklerin özellikleri kullanılarak tünelin 37 bölümüne ait 3 farklı RMR<sub>89</sub> puanı hesap edilmiştir.

İlk aşamada, doğrudan belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerleri kullanılarak 37 adet RMR<sub>89</sub> puanı hesaplanmıştır. Sonraki aşamada ise, dolaylı yöntemlerden  $I_{s(50)}$  kullanılarak belirlenen  $\sigma_{ci}$  yardımıyla ikinci grup RMR<sub>89</sub> puanları, R ve  $\gamma$  değerlerini kullanarak da üçüncü grup RMR<sub>89</sub> puanları hesaplanmıştır. RMR<sub>89</sub> puanlarının sırasıyla 43.2-74.7, 44.1-74.7 ve 40.1-72.3 arasında değiştiği saptanmıştır. Dolaylı yöntemlerle belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerlerine göre hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanları ile doğrudan belirlenen  $\sigma_{ci}$  kullanılarak hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanı, Şekil 3'te verilen grafikte korele edilmiştir. Yapılan değerlendirme sonucunda,  $I_{s(50)}$  yardımıyla hesaplanan RMR<sub>89</sub>'ye ait

korelasyon katsayısının ( $r=0.9933$ ), R ve  $\gamma$  yardımıyla hesaplanan RMR<sub>89</sub>'ye ait korelasyon katsayısından ( $r=0.9885$ ) daha yüksek ve korelasyon doğrusunun da 1:1 çizgisine daha yakın olduğu tespit edilmiştir.

Ayrıca, dolaylı yöntemlerle belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerlerinin kullanıldığı RMR<sub>89</sub> puanları ile doğrudan yöntemle belirlenen RMR<sub>89</sub> puanları arasındaki farkı sayısal olarak ifade etmek için % cinsinden hata oranları belirlenmiştir. Gerçek  $\sigma_{ci}$  ile  $I_{s(50)}$  ve R yardımıyla belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerleri kullanılarak hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanları karşılaştırıldığında hata oranlarının sırasıyla % 0-4.66 ve % 0.54-7.18 arasında değiştiği saptanmıştır (Şek. 4, Tablo 2).

Elde edilen bu sonuçlar, yeraltı kazıları için RMR<sub>89</sub> puanı hesaplamalarında bir girdi parametresi olan  $\sigma_{ci}$  değerinin tahmininde  $I_{s(50)}$  değerini kullanmanın daha güvenilir olduğunu göstermektedir.

Şekil 3. Gerçek ve tahmin edilen RMR<sub>89</sub> puanları arasındaki ilişkiŞekil 4. Gerçek ve tahmin edilen RMR<sub>89</sub> puanlarına ait % hata oranı dağılımları

Tablo 2. Farklı yöntemlere göre hesaplanan RMR puanları ve % hata oranları

Örnekleme Noktası	(A) RMR <sub>89</sub> Puanı ( $\sigma_{ci}$ 'den)	(B) RMR <sub>89</sub> Puanı ( $I_{s(50)}$ 'den)	(C) RMR <sub>89</sub> Puanı (R ve $\gamma$ 'den)	A ve B % Hata Oranı	A ve C % Hata Oranı
1	74.7	74.7	72.3	0.00	3.21
2	73.5	74.1	71.8	-0.82	2.31
3	55.5	56.5	56.6	-1.80	-1.98
4	72.9	73.6	72.1	-0.96	1.10
5	72.3	72.6	70.3	-0.41	2.77
6	64.5	65.2	62.3	-1.09	3.41
7	55.9	56.6	55.6	-1.25	0.54
8	68.4	68.8	66.4	-0.58	2.92
9	69.2	71	66.6	-2.60	3.76
10	70.8	74.1	68.6	-4.66	3.11
11	60.4	62.7	61	-3.81	-0.99
12	67	68.5	67.8	-2.24	-1.19
13	55.5	57.9	55	-4.32	0.90
14	48	49.8	48.5	-3.75	-1.04
15	49.9	51	47.9	-2.20	4.01
16	52	51.4	49.2	1.15	5.38
17	50.8	51.2	48.6	-0.79	4.33
18	67.6	68.3	68.2	-1.04	-0.89
19	54.8	55.3	52	-0.91	5.11
20	64.1	65.4	61.9	-2.03	3.43
21	65.9	65.5	61.5	0.61	6.68
22	43.2	44.1	40.1	-2.08	7.18
23	69.8	72	68.2	-3.15	2.29
24	56.7	58.3	53.3	-2.82	6.00
25	61.7	64	60.4	-3.73	2.11
26	53.1	54.9	52.1	-3.39	1.88
27	57.1	57.2	56.2	-0.18	1.58
28	65.8	65.4	64.2	0.61	2.43
29	56	58.2	56.6	-3.93	-1.07
30	50.2	50.7	48.8	-1.00	2.79
31	51.1	50.9	49.8	0.39	2.54
32	51.5	51.4	50.2	0.19	2.52
33	69.5	70.8	66.5	-1.87	4.32
34	59.5	59.8	58.1	-0.50	2.35
35	51.7	51.3	51.3	0.77	0.77
36	69.2	68.6	68.6	0.87	0.87
37	58.9	58.3	58.1	1.02	1.36

## 6 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, Çambaşı (Çaykara Trabzon) HES projesi kapsamında açılan enerji tüneli güzergâhı boyunca 37 noktadan 3 farklı RMR<sub>89</sub> puanı belirlenmiş ve puanlamada doğrudan bir girdi parametresi olan  $\sigma_{ci}$ 'nin dolaylı yöntemlerle belirlenmesinin güvenilirliği araştırılmıştır. Yapılan çalışmalardan elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

1)  $\sigma_{ci}$  değeri; doğrudan yöntem olarak tek eksenli basınç deneyinden, dolaylı yöntem

olarak ise nokta yükleme ve Schmidt çekici deneylerinden yararlanılarak belirlenmiştir.

2) Çalışmanın amacına uygun olarak yapılan fiziko-mekanik deneylerinde kaya malzemelerine ait  $\sigma_{ci}$  değerinin 34-197 MPa,  $I_{s(50)}$  değerinin 2.13-9.95 MPa,  $\gamma$  değerinin 24.62-30.51 kN/m<sup>3</sup>, R değerinin ise 29-62 arasında değiştiği saptanmıştır.

3) ISRM (1985) ölçütlerinde belirtilen minimum katsayı ( $k=20$ ) değeri kadar  $I_{s(50)}$  artırılıp, Deere ve Miller (1966) abağından

belirlenen negatif sapma kadar da tahmini  $\sigma_{ci}$  azaltıldığında gerçek  $\sigma_{ci}$  değerleriyle benzer sonuçlar elde edilmiştir.

4) Gerçek  $\sigma_{ci}$  ile  $I_{s(50)}$  R ve  $\gamma$  değerleriyle belirlenen  $\sigma_{ci}$  kullanılarak 37 bölge için 3 farklı RMR<sub>89</sub> puanı hesaplanmıştır. RMR<sub>89</sub> puanlarının sırasıyla 43.2-74.7, 44.1-74.7 ve 40.1-72.3 arasında değiştiği saptanmıştır.

5) Dolaylı yöntemlerle belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerlerine göre hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanları ile gerçek  $\sigma_{ci}$  kullanılarak hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanları korele edilmiştir. Yapılan değerlendirme sonucunda,  $I_{s(50)}$  yardımıyla hesaplanan RMR<sub>89</sub>'ye ait korelasyon katsayısının ( $r=0.9933$ ), R ve  $\gamma$  yardımıyla hesaplanan RMR<sub>89</sub>'ye ait korelasyon katsayısından ( $r=0.9885$ ) daha yüksek ve korelasyon doğrusunun da 1:1 çizgisine daha yakın olduğu tespit edilmiştir.

6) Gerçek  $\sigma_{ci}$  ile  $I_{s(50)}$  ve R yardımıyla belirlenen  $\sigma_{ci}$  değerleri kullanılarak hesaplanan RMR<sub>89</sub> puanları karşılaştırıldığında hata oranlarının sırasıyla % 0-4.66 ve % 0.54-7.18 arasında değiştiği saptanmıştır.

7) Yapılan değerlendirmeler sonucunda, RMR<sub>89</sub> puanı hesaplamalarında  $\sigma_{ci}$  değerinin tahmini için  $I_{s(50)}$  değerini kullanmanın daha güvenilir olduğu belirlenmiştir.

8) Elde edilen bu bulguların orta sert ve sert dayanım sınıfına sahip kayalarda güvenilir olabileceği ve ön analizlerde kullanılabilmesi önerilmektedir.

## KAYNAKLAR

- Barton, N., Lien, R. ve Lunde, J., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support, *Rock mechanics*, 6, p.189-239.
- Bieniawski, Z., T., 1989. *Engineering rock mass classifications*, Wiley, New York, 251 p.
- Deere, D.U. ve Miller, R.P., 1966. *Classification and Index Properties of Intact Rock*, AF Special Weapons Centre, Kirtland Air Force Base, New Mexico, Technical Report: AFWL-TR-65-116s.
- Gökçeoğlu, C. ve Zorlu, K., 2004. A fuzzy model to predict the uniaxial compressive strength and the modulus of elasticity of a problematic rock,

*Engineering Applications of Artificial Intelligence* 17, s.61-72.

- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1981. *ISRM suggested methods: Rock characterization, testing and monitoring*, Pergamon Press, London, 211 p.
- ISRM (International Society for Rock Mechanics), 1985. Suggested method for determining point load strength, *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics*, Abstracts, 2, 22, p.53-60.
- Ketin, I., 1966. Anadolu'nun tektonik birlikleri, *MTA Dergisi*, Ankara, No: 66, s.20-34.
- Palmström, A., 1995. *RMI-A Rock Mass Characterization System for Rock Engineering Purposes*, PhD. Thesis, University of Oslo, Norway, 400 s.
- Rabcewicz, L., 1964. The New Austrian Tunnelling Method, *Water Power*, 16, s.453-457.
- Singh T.N., Kainthola, A. ve Venkatesh, A., 2012. Correlation between point load index and uniaxial compressive strength for different rock types, *Rock Mech. Rock Eng.*, 45, 2, p.259-264.
- Terzaghi, K., (eds. Proctor, R.V. and White, T.) 1946. Rock defects and loads on tunnel support, *Rock Tunnelling with Steel Support*, 1. Commercial Shearing Co., Youngstown, OH, s.15-99.
- Wickham, G.E., Tiedemann, H.R., Skinner, E.H., 1972. Ground support prediction model RSR concept, *Rapid Excavation and Tunnelling Conference*, AIME, New York, p.691-707.



# Compensation Grouting at Florence HSR Tunnel

P. Cucino, G. Eccher

*SWS Engineering S.p.A., Trento, Italy*

A. Bertero

*Trevi S.p.A., Cesena, Italy*

**ABSTRACT** Florence HSR tunnel underpasses the densely urbanized area of Florence in Italy. TBM/EPB excavation is executed in soft soil and, in particular next to the southern portal, under a shallow cover: 6m to 8m of sand and clay separate the tunnel from the foundations of 2 masonry buildings and a steel bridge. Compensation grouting resulted as the best approach to preserve structures serviceability.

The paper describes compensation grouting activities performed, from design to execution. The monitoring and data processing system is also detailed. Together with appropriate real-time post-processing strategies, it allowed a punctual control and guidance of the grouting activities.

## 1 FLORENCE HSR PROJECT

The tunnel to be executed is part of the European high speed train network towards Rome. The underground works consist of: 6.5 km double tunnel excavated with an EPB TBM; a northern portal in Riffredi area; a southern portal at Campo di Marte (which is also the TBM launching pit); and a new underground central station in Belfiore area (Figure 1). Excavations techniques employed comprise mechanized and conventional tunnel excavation, cut and cover and deep excavation (Italferr 2012). Florence soil is characterized by soft clays and sands. The water table lays above the tunnel crown for most of the track. The tunnel under passes more than 150 buildings, many of which can be regarded as historical buildings, with a cover between 6 m to 20 m.

Passive and active protection measures have been designed to guard existing buildings, bridges and rails. In particular, compensation grouting has been foreseen in the southern part of the tunnel, area Ponte al Pino, where two buildings are going to be under passed with a cover between 6 m to 8

m (Figure 1), and also at about 3 km in the north of the southern portal to protect the ancient Fortezza Da Basso.

Compensation grouting consists in grouting a controlled amount of mixture at a controlled pressure. The technique allows consistently reducing or completely avoiding settlements induced by excavation on superstructures. Grouting is performed by means of Tube A Manchettes (TAMs) also named Sleeved Port Grout Pipes (SPGP) located at a suitable distance from superstructure and tunnel face. Compensation grouting activities are subdivided in two principal phases: a "pre-treatment" performed prior to tunneling to permeate the area and avoid loss of time and energy during the next phase; "concurrent grouting" performed during excavation advance when relevant settlements are measured. To perform compensation grouting, a suitable monitoring system has to be installed on the superstructure to read structure's settlements (Henn Raymond 1996).



Figure 1. Florence project highlights: a) plan view; b) building 165; c) building 166

### 1.1 Compensation grouting activities at Ponte al Pino area

The area is located at the southern end of the tunnel and is the scenario of the compensation grouting activities described in the paper. The area is named after the bridge ("Ponte") crossing the existing railway in proximity of an ancient pine tree (Pino). Two buildings in this area require special mitigation activities, i.e. compensation grouting, hereafter named building 165 and building 166. The buildings are particularly sensitive for two main reasons: excavation cover is particularly small; and excavation volume control is particularly difficult to optimize at such a short distance from the TBM/EPB launching pit. Buildings 165 and 166 are 2 stories masonry buildings with strips and pads footings at -1m and -3 m from ground level, respectively. Building risk assessment assigned risk class 3 and 4 (according to Boscarding and Cording 1989, Table 1) to building 165 and 166, respectively, given an excavation volume loss of 1%.

Compensation grouting is performed from two shafts, shaft 5 and shaft 6 within an active area having less than 50m radius. Grouting is executed in a fluvial clay deposit composed by a lower layer (thickness variable from 3 to 5 m) of clay with silt, sand and gravel with a permeability of 10-4 m/s, and an upper level (about 4 m thick) of clay silt with a limited permeability of about 10-8 m/s.

Table 1. Relevant building risk classes according to Boscarding and Cording 1989

Class	Description	Cracks Width
3 - Moderate	Cutting out and patching might be required, doors and windows sticking, possible damage to utility services, water tightness possibly impaired	5 to 15 mm
4 - Severe	Removal and replacement of sections of wall might be required, doors and windows frames distorted, floor slopes, walls lean or bulge noticeably, utility service disrupted	15 to 25 mm

Grouting mixes, monitoring system and the overall operability have been tested on a test field located southern of shaft 5 and composed by two concrete plates (plate 1 6m x 6m x 0.5 m and plate 2 8m x 8m x 0.5m) realized at ground level.

An overall layout of the entire area is shown in Figure 2.

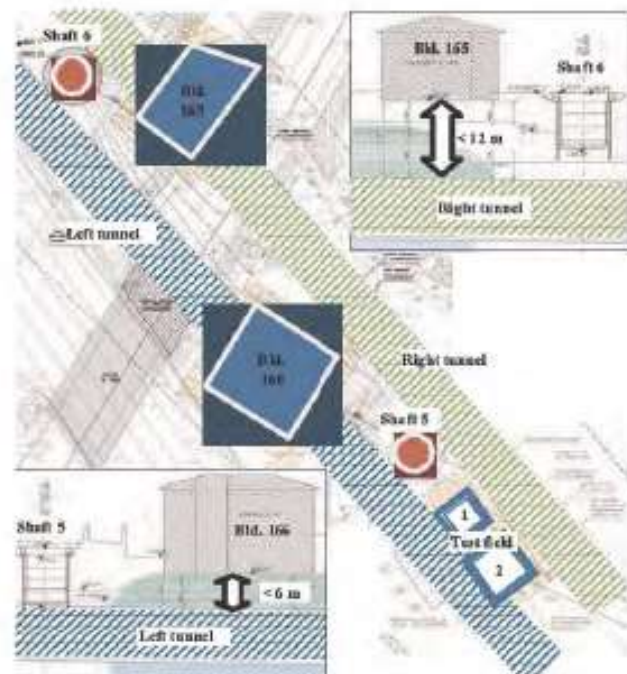


Figure 2. Buildings and compensation grouting shafts in Ponte al Pino area

The monitoring system installed on the buildings and on the test field comprises: 3D

targets installed on the facades of the buildings automatically read by a robotic total station; hydrostatic level circuits installed at ground level and in the basement of the buildings. Hydrostatic cells layout is shown in Figure 3.

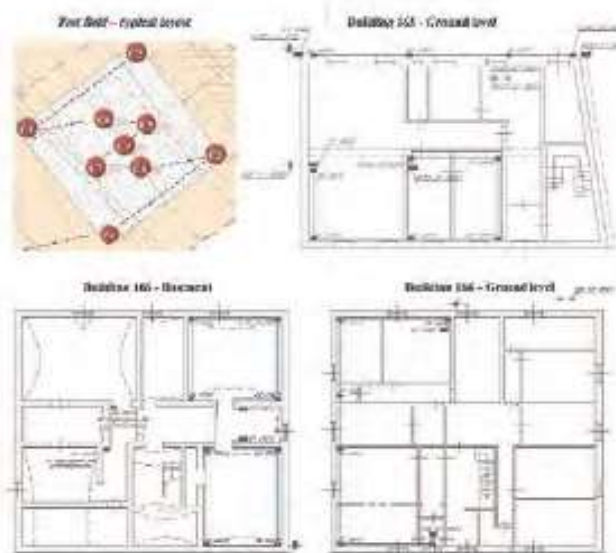


Figure 3. Monitoring system: hydrostatic levels on building 165 and 166 and typical test field layout

## 2 DESIGN

The local settlements induced by excavation and the effects of compensation grouting have been in-depth studied by means of 3D FEM software (MIDAS GTS 2008). The numerical study aimed at showing the effects which some key features have on compensation procedures. The study reproduced excavation advance simulating the EPB shield, surface settlement and ground reaction to compensation grouting.

The results obtained from the numeric model represented a valid reference to esteem, for the simulated boundary condition, the influence of grouting on superficial subsidence field. Furthermore, the study defined an analytic procedure to design compensation grouting with regard to mixture quantity and quality, procedures and sequences to be applied for execution and defined a meaningful performance parameter to be used for design.

The analyses investigated the behavior with and without compensation grouting and considering different grouting strategies.

In the analyses without compensation grouting, settlement domain has been studied analytically using Peck formula (Peck 1969). 2D and 3D fem models have been tuned on those results varying soil constitutive models to assess numerical models reliability. Furthermore, 3D analyses modeled in detail excavation advance, simulating each advance step (1.5m) and the overpressure on the cutter-head to be able to capture the dynamicity of the process. An example of 2D and 3D models and settlements comparison is shown in Figure 4.

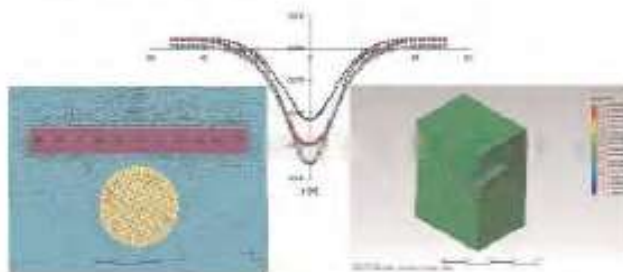


Figure 4. Numerical models geometries and 2D settlement curves comparison

Compensation grouting effect has been afterwards analyzed considering the case with pre-treatment of the area and the case without pre-treatment. In case of pre-treatment, the analysis has been performed assuming different Young modulus of the pre-treated area in order to verify the effect on the final settlement of the quality of the pre-treatment material (expressed in terms of stiffness of the pre-treated area). The simulation also considered several cases with a different grouting strategy, varying the number and the order of grouting ports simultaneously activated. A comparison of deformed shape with and without compensation grouting is shown in Figure 5.

Numerical simulations pointed out that pre-treatment material shall not require relevant stiffness characteristics. Grouting execution strategy effect proved that the larger the number of simultaneous injections, the higher the compensation grouting performance.



Figure 5. Comparison of settlements with and without compensation grouting

Figure 6 compares the results obtained for building 166 injecting all grouting ports at a time, 1 injection at a time from central grouting port outwards and 2 simultaneous injections from central grouting ports outwards. Finally, 3D modeling allowed to verify the influence of the compensation strategy in the longitudinal direction, taking into consideration the effect of the non-injection area located at the rear of the TBM shield (not to damage concrete lining). Compensation grouting efficiency resulted slightly higher in the 3D model (Figure 6).

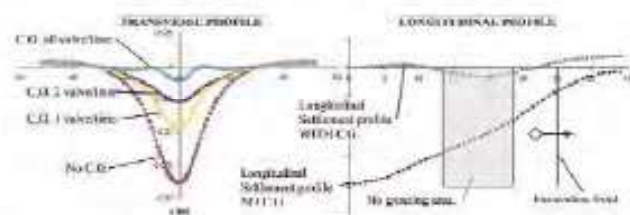


Figure 6. Influence of grouting strategy and 3D effects in compensation grouting

### 3 SOFTWARE TOOLS

Compensation grouting activities have been performed taking advantage of dedicated software based on the latest web technologies. In Florence the software architecture is composed by a monitoring platform dealing with monitoring instruments, a software controlling grouting equipment and a compensation grouting suite mastering the data flow and assessing the grouting volume and location.

#### 3.1 Monitoring Platform

Monitoring platform principal tasks are:

- Gather data from monitoring equipment

- Provide a convenient representation of structure settlements/heave and distortions
- Store monitoring data

A peculiarity of the monitoring platform developed by the authors for Florence project is its ability to calculate in real time important parameters derived from monitoring readings. Parameters like distortions and maximum deflection ratio are of vital importance for buildings' structural health (Burland et al., 2001). They provide a direct measure of the potential shear and bending effects acting on relevant portions of the structure. These parameters are not point-wise information but derive from a set of settlements read along a building structural alignment and, therefore, cannot directly be read with a monitoring instrument.

The monitoring platform gathers settlements data along structural alignments as soon as they are forwarded by the instruments and calculates distortions and maximum deflection ratio making them available in real time to the compensation grouting suite allowing for a direct supervision of both settlements and distortions (Fig. 7).

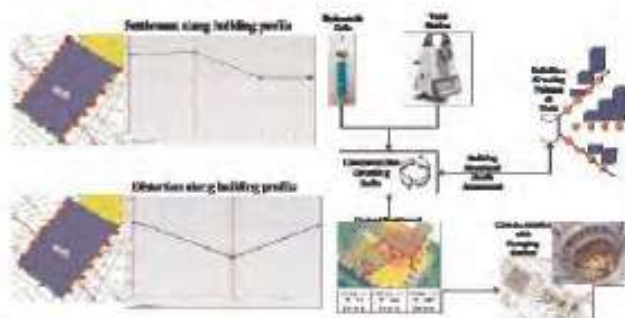


Figure 8. Monitoring platform: example of maximum deflection on building 166

#### 3.2 Compensation Grouting Suite

Compensation grouting suite is the hearth of compensation grouting activities. The writers developed the suite to provide the required support for the activities on site (Fig. 8). Its principal tasks are:

- Real time data retrieval from the monitoring platform

- Real time evaluation of structural health (check on settlements and distortions)
- Definition of which grouting port has to be activated and grouting volumes for each port (Grouting strategy)
- Automatic communication of the grouting strategy to grouting control system
- Retrieval of actual grouting volumes, pressures and grouting ports as executed on site
- Compensation grouting efficiency update
- Relevant parameters storage

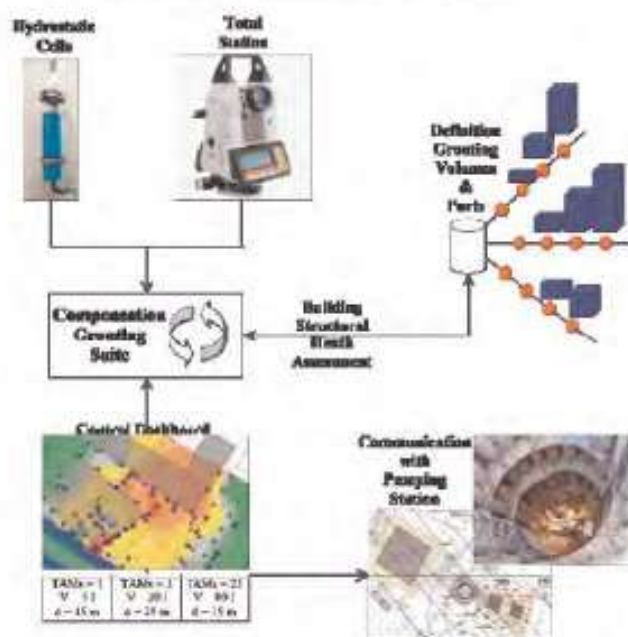


Figure 9. Compensation grouting suite workflow

The peculiarity of the compensation grouting suite developed by the authors lays in its ability to provide a real time support for defining the compensation grouting strategy when the team requires it. When threshold values are exceeded, a series of non-uniform grouting injections have to be performed on a precise number of grouting ports to restore building's structural health (in principle restoring building original layout). Which grouting ports have to be activated and the amount of grout for each port has to be defined very quickly for an effective compensation grouting. The compensation grouting suite does it automatically,

communicating the strategy directly to the grouting station (the strategy is checked and approved by engineers supervising the activities).

The suite localizes the settlements retrieved from the monitoring system and activates the grouting ports belonging to that particular area. Monitoring points and grouting ports layout do not coincide on a one-to-one basis as monitoring points are significantly fewer than grouting ports. Therefore, the suite extrapolates the reference settlement value for each grouting port determining the grouting volume required to heave its effective area back to its original level. The grout volume is then calculated considering the Ground Efficiency Factor (GEF) applicable in that area. The GEF is the ratio between the grouted volume and the soil volume increased measured by the monitoring system in a particular area. GEF values for the entire area are continuously updated by the suite at each loop to provide the engineering supervising and confirming the suggested GEF values with the latest information available.

## 4 APPLICATIONS

Compensation grouting activities performed so far in Florence HSR project comprise test field pre-treatment and concurrent grouting simulation, and buildings 165 and 166 pre-treatment.

### 4.1 Test Field

Pre-treatment goal was to uniformly heave the test field plates within a range of 3 to 5 mm. Furthermore, a concurrent grouting step has been simulated to check the capacity of the system to actuate a non-uniform displacement field within the largest plate. The non-uniform displacement field was calculated on the basis of the Peck curve for a 1.5 m excavation advance (Figure 12 left).

Pre-treatment strategy was to firstly grout external grouting ports in order to create a confinement perimeter, and then to grout inner grouting ports. Pre-treatment was executed injecting one port at a time. Pre-

treatment successful execution is shown in Figure 10 where practically all monitored points present a heave within the target (The hatched area represent the goal-heave). Only control point 3, in the eastern corner of the plate (Figure 3) presents a heave slightly less than 3 mm.

The results of concurrent grouting simulation is shown in Figure 11 and Figure 12. Goal-heave is given for each control point in the legend and represented in the graph with the hatched area. Grouting strategy was

to inject outer TAMs first, proceeding inwards and injecting 4 ports at a time. The resulting deformed shape obtained is flatter than the goal-shape. In particular northern corners present a higher heave than desired, while peak heave at control point 6 has been practically reached. This is due to the high relative stiffness of the plate (50 cm thick, 8m x 8m), which resulted in a flatter deformed shape. Nevertheless, the results obtained can be regarded as successful in reproducing a Peck curve for the simulated advance.

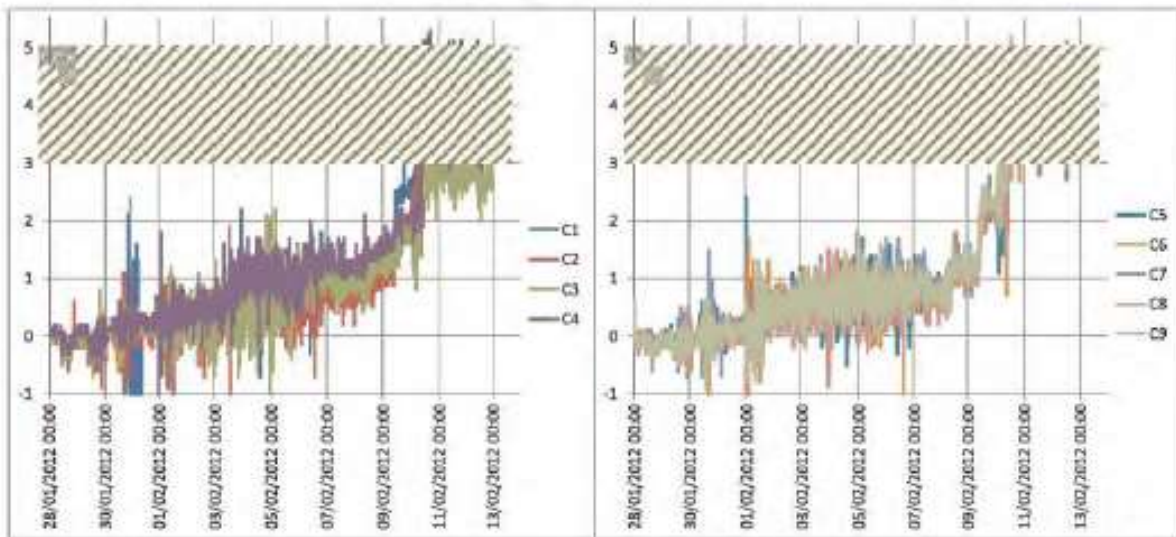


Figure 10. Pre-treatment results for plate 2 on test field

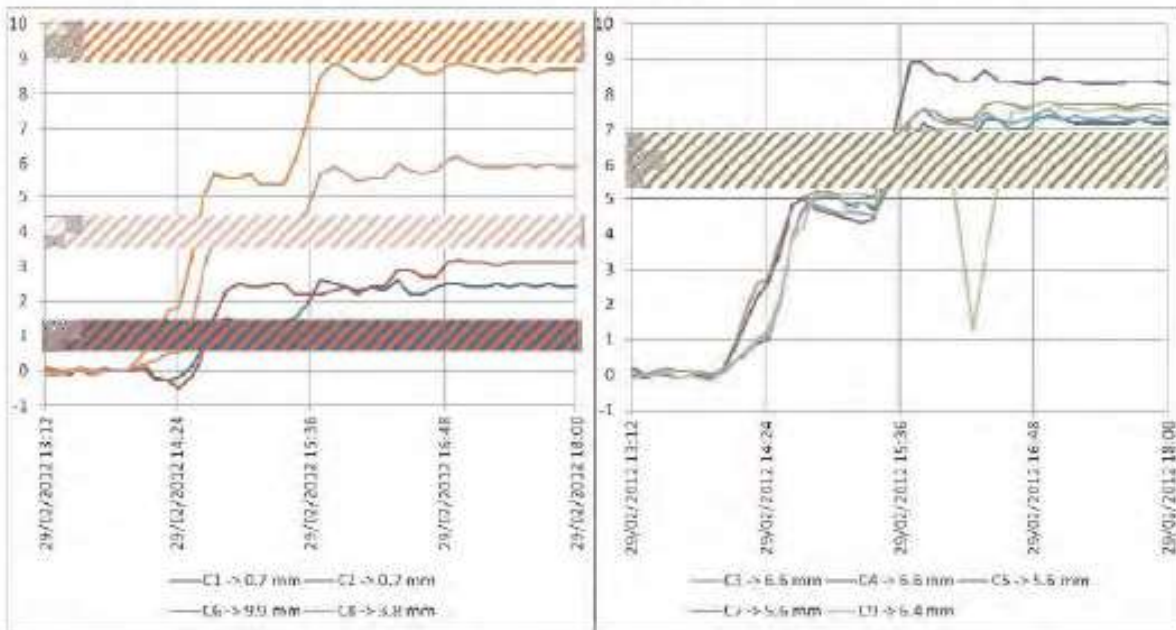


Figure 11. Concurrent grouting simulation: heave measured at control points



Figure 12. Concurrent grouting simulation: 3D view of the heave measured on plate 2

#### 4.2 Building 165

Considering the position of building 165 with regard to the tunnel axis, pre-treatment target was a non-uniform heave varying from 7 mm to less than 1 mm. Excavation effects are expected to be larger on the western areas of the building and the pre-treatment strategy has therefore been adjusted to recreate on a smaller, positive scale excavation settlement domain. Pre-treatment strategy employed 4 grouting ports at a time, injecting first the outer area to create a confinement perimeter and proceeding inwards. Control point layout on building 165 are shown in Figure 13. Measured heave is shown in Figure 14 where desired values are hatched in green. A larger heave has been achieved on control point 1,

nevertheless pre-treatment activities has been considered successful.

#### 4.3 Building 166

As per the test field, pre-treatment target was to achieve a uniform heave within 3 to 5mm. Pre-treatment strategy employed 4 grouting ports at a time, injecting first the outer area to create a confinement perimeter and proceeding inwards. Control points layout is shown in Figure 15. Measurements are shown in Figure 16. Slightly smaller heave (2.5 mm) is measured on control point 4 and 13. Nevertheless, the results have been considered sufficient to prove the good efficiency of compensation grouting system in that area.

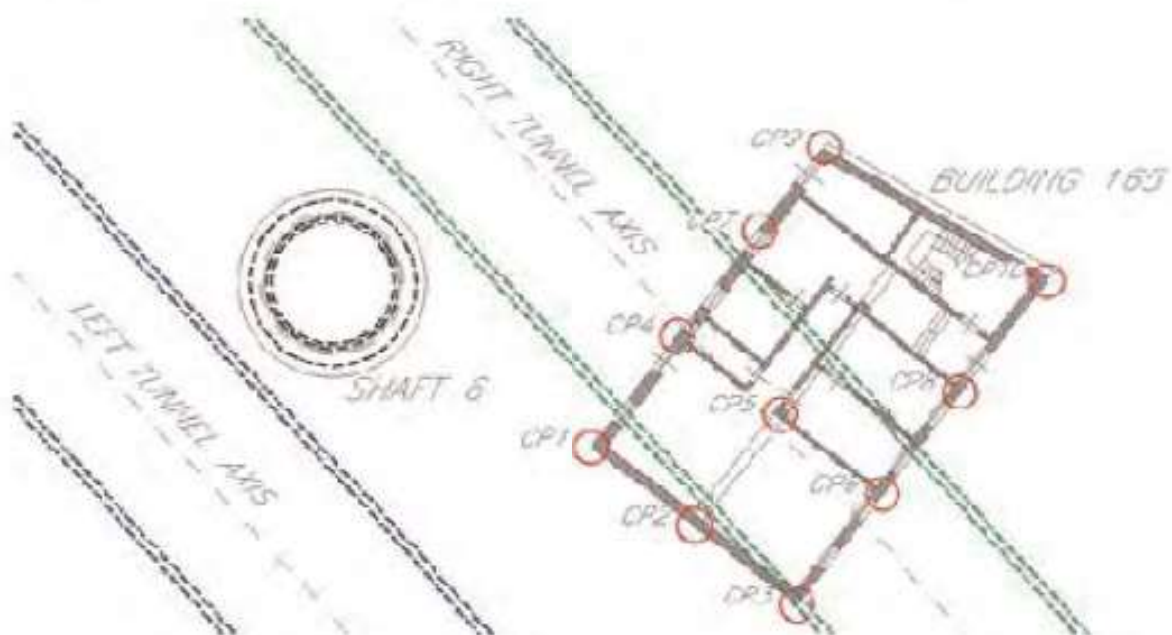


Figure 13. Building 165: control points layout

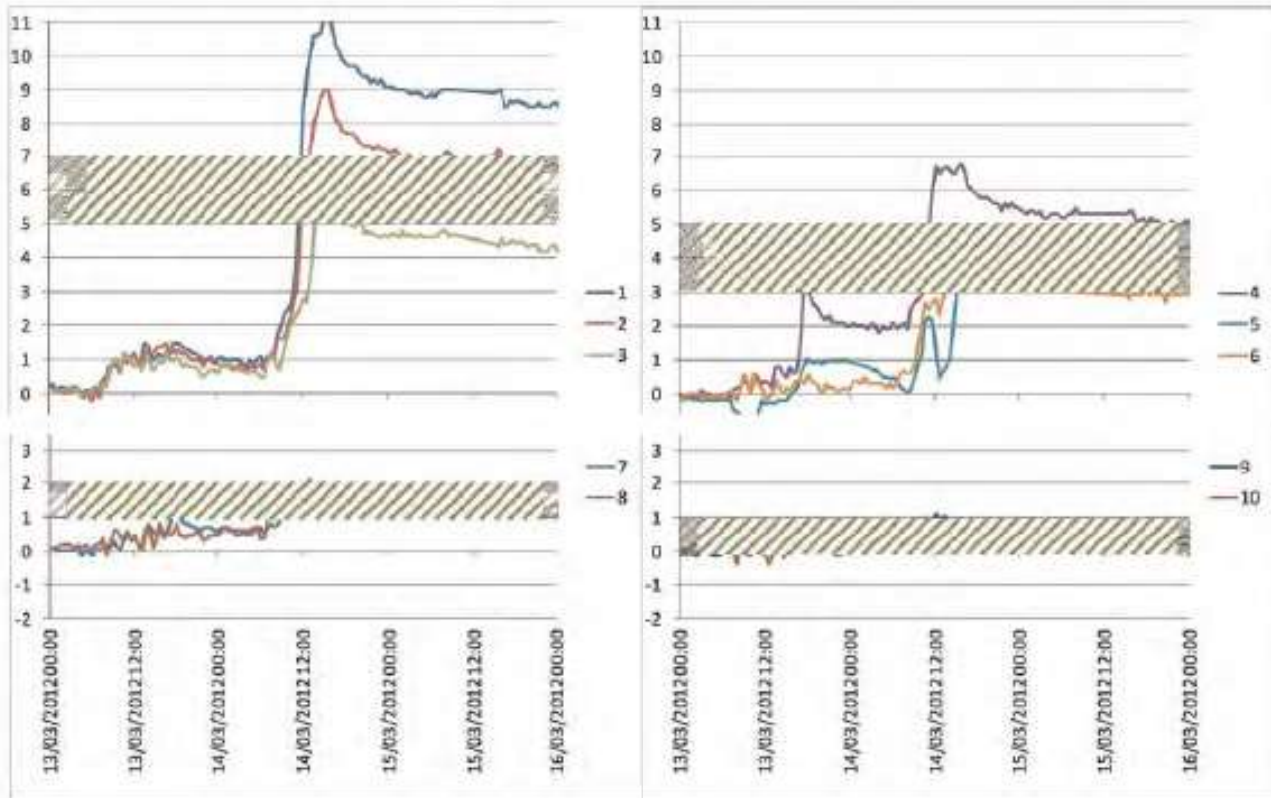


Figure 14. Building 165: pre-treatment results at control points

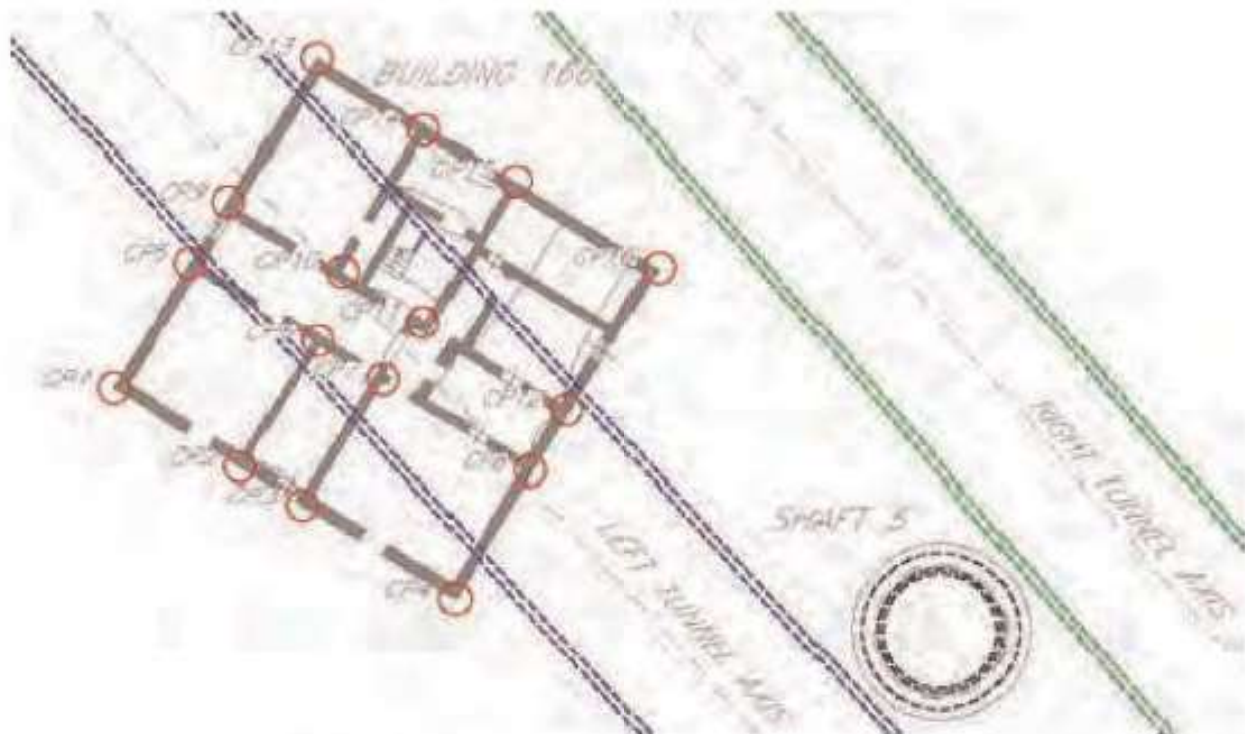


Figure 15. Building 166: control points layout



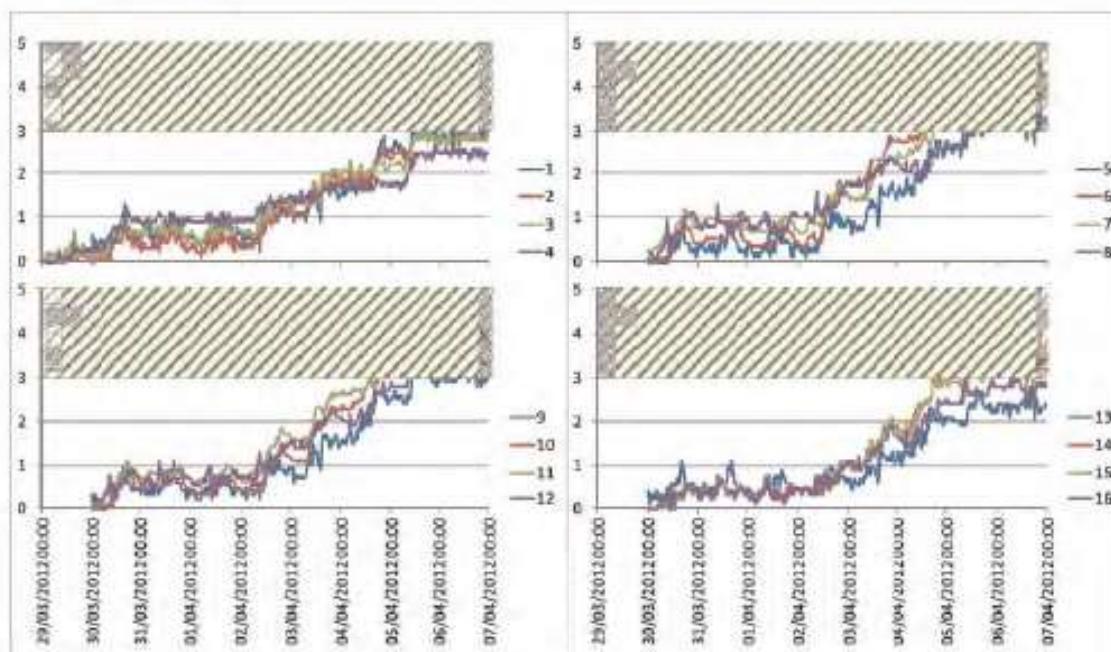


Figure 16. Building 166: pre-treatment results at control points

## 5 CONCLUSIONS

The paper described compensation grouting activities performed so far in Florence HSR project. Compensation grouting resulted as the best solution to ensure structural health of two masonry building laying at short distance from TBM launching pit and having a net cover varying from 6 to 12 m. The paper described the in-depth numerical simulations performed to assess compensation grouting efficiency and to define the influence of compensation grouting key factors. The paper described the results of compensation grouting activities performed in a test field area where the monitoring system, the compensation grouting suite, the grouting mixtures and the overall efficiency of the system have been intensively proven. After pre-treatment, a settlement field was reproduced, corresponding to the Peck formula displacement field obtained for a 1.5 m excavation advance. Results obtained were successful and the paper described the results of the following pre-treatment activities performed for the two masonry buildings.

The success of the compensation grouting activities performed could not be obtained without the support of particular software tools developed by the authors which enabled

a real time access to monitoring data, simultaneous building risk assessment and direct calculations of grouting volumes and locations which were directly transferred to the grouting control system and injection team.

## REFERENCES

- Boscardin, M. D., Cording E. G., 1989. Building response to excavation-induced settlement, *ASCE*.
- Burland, J.B., Standing, J.R., Jardine, F.M., 2001. Building response to tunneling, *Case studies from construction of the Jubilee Line Extension. London. Volume 1: Projects and methods*. Ed. Thomas Telford.
- Burland, J.B., Standing, J.R., Jardine, F.M., 2001. Building response to tunneling, *Case studies from construction of the Jubilee Line Extension. London. Volume 2: Case studies*. Ed. Thomas Telford.
- Henn Raymond, W., 1996. *Practical Guide to Grouting of Underground Structures*, ASCE Press and Thomas Telford.
- ITALFERR - Gruppo Ferrovie dello Stato Italiano. 2012. Information on the construction projects. [www.italferr.it](http://www.italferr.it), [www.rfi.it](http://www.rfi.it). Accessed December 2012.
- Midas/GTS. 2008. *Analysis Reference Manual*. Midas/GTS vers. 2.5.1.
- Peck, R. B., 1969. Deep excavation and tunneling in soft ground. *Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering - State of Art Volume*. Mexico City.



# Tam Cepheli Tünel Açma Yöntemi ile İnşa Edilen Tünellerin Segmentlerinde Çelik Lif Kullanımının Donatı Kullanımına Kıyasla Tasarımda ve Üretimde Sağlayabileceği Yararlar

## *Possible Benefits of Using Steel Fibers in Comparison with the Use of Reinforcements in the Design and Production of Concrete Segments for TBM Tunneling Method*

N. Özgür Bezgin

*İstanbul Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Avcılar, İstanbul*

**ÖZET** Tam cepheli tünel açma yöntemi ile inşa edilen tünelleri oluşturan beton segmentler bir dizi üretim adımı içeren uzun bir üretim süreci sonunda üretilirler. Her bir üretim adımı, kapsamlı ve kısıtlayıcı şartnamelere göre gerçekleştirilip birer maliyet unsuru oluşturmaktadır. Segment için donatı kafeslerinin üretimi ve yerleşimi de bu uzun üretim sürecinin önemli bir parçasını oluşturur.

Beton içerisinde çelik lif kullanımı, segment üretimi ve segment kalite kontrol uygulaması sürecinde donatı hazırlığı ve yerleşimi ile ilgili adımları ve segment maliyetinin önemli bir yüzdesini oluşturan donatı maliyetini ortadan kaldırmaktadır. Bu sayede üretime ve finansmana ayrılabilen sınırlı zaman ve bütçe, segment kalitesinin esas unsurlarını oluşturan beton karışımı, boyut hassasiyeti ve conta yerleşimi konularına daha çok ayrılabilir.

Bu çalışma içerisinde, segmentlerde çelik lif kullanımının, donatı kullanımına kıyasla muhtemel yararları bazı projelerden örnekler ile vurgulanacaktır.

**ABSTRACT** The concrete segments used with tunnel boring machines are produced through a series of production steps. Each production step constitutes a cost item that is achieved according to comprehensive and restrictive specifications. The production and installation of the reinforcement cages for the segments constitute an important part of the long segment production process.

The use of steel fibers in the production of reinforced concrete segments alleviates many steps that are related to reinforcement preparation and installation that take place during the segment production and quality control. The limited time and resources that is allocated to production and finance can thus be conveyed to subjects that are fundamental to segment quality such as concrete mix, segment dimensional precision and gasket installation.

Within this study, the financial and mechanical benefits of using steel fibers compared to the use of steel reinforcements will be emphasized with examples from some projects.

## 1 GİRİŞ

Tam Cepheli Tünel Açma Yöntemi ile inşa edilen tünelleri oluşturan segmentlerin tasarımları, segmentlerin üretimlerinin tamamlanması sonrasında tünel içerisindeki yerlerine yerleşinceye kadar farklı konum ve mesnet koşulları içeren evrelerde maruz kalacakları yükleme durumlarına göre

gerçekleştirilir. Bu evreler: 1. Kalıptan alınma, 2. Stok düzeni için çevrilme, 3. Nakliye öncesi sahada bekletilme, 4. Nakliye için yükleme, 5. Nakil, 6. Nakliye sonrası sonrasında sahaya indirilme, 7. TBM'ye yükleme, 8. Yerine yerleştirilme ve 9. Hizmet durumu, olarak dokuz ana tanım içerisinde incelenebilir (Bezgin, 2009). Son

evre içerisinde segmentler, diğer segmentler ile birlikte tüneli oluşturmuş bir halde maruz kalacakları yük koşulları altında tasarlanmaktadır. Bu evrelerin haricinde segmentlerin çevrim ve taşıma anlarında kaldırıldıkları noktalarda ve tünel içerisine yerleşimleri sonrasında TBM pistonlarının yaslandığı bölgelerde yerel gerilme değerleri oluşturan tasarım koşulları da bulunmaktadır.

Her evrede, segment betonun dayanıklılık özellikleri ve segmentin maruz kaldığı etkiler ve bu etkilerin süreleri farklıdır. Bu nedenle bir segmentin tasarımı, farklı beton yaşlarında ve farklı yük koşulları altında gerçekleştirilmektedir.

Bir betonarme segmentin bileşenleri ve üretim süreci kapsamlıdır. Segment beton bileşenleri, donatılar, contalar, kalıp yağ ve kür bileşenleri ve segment irtibat vidaları gibi temel bileşenlerin seçimi, stoklanması ve üretimi için gereken zaman, mekân ve işgücü, segment üretimi için ayrılan sınırlı kaynakların bir iş programı kapsamında bu bileşenlere tahsis edilmeleri ile gerçekleştirilir.

Segment tasarımında betonarme unsurların sağlanması için gerekli olabilen donatı kafeslerinin üretimi ve yerleşimi, sınırlı kaynağı yüksek oranda tüketebilen kapsamlı bir süreçtir. Bu süreç içerisinde: 1. Uygun süneklik, mukavemet ve kimyasal yapıda çeliğin temini, 2. Uygun kaynak veya tel malzeme ile irtibatlandırılarak hassas ölçülerde ve aralıklarda kafes üretimi, 3. Korozyon oluşumunun sınırlandırılması için gereken önlemlerin alınması, 4. Donatı kafesinin tam zamanında ve üretimden önce kalıp içerisine yerleştirilmesi, 5. Kafes yerleşimi için uygun nitelikte beton paspayı üretimi ve 6. Bu paspaylarının yerleşimi, gibi denetim altında gerçekleştirilmesi gereken birçok aşama bulunmaktadır.

Segmentler, nihai hizmet koşulları altında çoğunlukla basınç, kesme ve dolayısı ile eğilme etkileri altında bulunan yapısal birimlerdir. Segmentlerin, ilgili hizmet noktalarında yerlerine yerleşimlerine kadar maruz kaldıkları zati ağırlıkları ile taşıma manevralarının yarattığı etkilerin oluşturduğu kesme ve eğme etkilerine karşı dirençlerini sağlamak, segmentlerin kesit

özellikleri ve boyut özellikleri de dikkate alındığında, çelik donatı kafes kullanımı haricinde çelik lif kullanımı ile de sağlanabilmektedir.

Beton ile yapısal imalatlarda çelik lif kullanımı 1960'lerden bu yana çalışılmakta olan ve günümüzde tasarım yapılabilecek bilimsel olgunluğa erişmiş bir yeniliktir. Betonun çekme gerilmelerine karşı direncini artırmak üzere beton karışımı içerisine katılan çelik lifler, uygun oran ve karışım bileşenleri içerisinde homojen bir dağılım gösterebilmekte ve çekme gerilmeleri altında oluşması muhtemel makro çatlak düzlemleri arasında mikro düzeyde birer donatı gibi davranarak çatlak oluşturabilecek gerilme değerini artırmakta ve çatlakın ilerleyişini geciktirmektedir. Çelik lif kullanımı, segment üretimi ve kalite kontrol uygulaması sürecinde donatı hazırlığı ve yerleşimi ile ilgili birçok üretim adımını ve işçilik maliyetini ortadan kaldırmaktadır. Bu sayede, üretime ve finansmana ayrılabilen sınırlı zaman ve bütçenin, segment kalitesinin esas unsurlarını oluşturan beton karışımı, boyut hassasiyeti ve conta yerleşimi konularına ayrılabilmesini mümkün kılmaktadır.

## 2 SEGMENT ÜRETİM SONRASINDA YÜK DURUMLARI

Segmentler, üretimleri esnasında farklı konumlarda zati ağırlıklarının etkisi altında kalırlar. Bu etkiler, segment üretiminden, segment nakline kadar geçen sürede oluşan dinamik etkiler nedeniyle statik segment ağırlığının üzerine çıkabilmektedirler.

Şekil 1' de görülen, 6,3 metre çapında 30 cm kalınlığındaki segmentin kalıptan alım işlemi eksi basınç altında çalışan kaldırma cihazları ile gerçekleştirilmektedir. Sahaya taşınacak olan segmentin uygun konuma getirilmesi ise Şekil 2' deki halde çevrim cihazına yerleştirilen segmentin, Şekil 3 ve Şekil 4' de görüldüğü gibi iç bükey yüzeyinin dışa dönük hale getirilmesini ile gerçekleştirilmektedir. (Şekil 1-8 (Bezgin, 2009)).



Şekil 1. Kalıptan alınan segment.



Şekil 4. Çevrim ikinci aşama.



Şekil 2. Çevrim cihazına yerleşim.

Çevrim cihazından, Şekil 5 veya Şekil 6' da görüldüğü gibi toplanan segmentler Şekil 7' de görüldüğü halde stoklanabilmektedirler. Şekil 8' deki halde toplanan segmentler nakliye aracına yüklenerek sahaya aktarılırlar.



Şekil 3. Çevrim ilk aşama.



Şekil 5. Çevrim cihazından alım.



Şekil 6. Çevrim cihazından alım.



Şekil 7. Segment stok durumu.



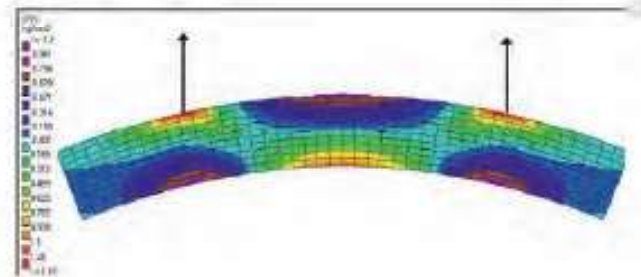
Şekil 8. Stoktan alım.

### 3 ÜRETİM SONRASINDA SEGMENT ÜZERİNDE OLUŞAN YÜK ETKİLERİ

Üretimini takip eden süreçte segment içerisinde, segmentin kalıptan alınmadan nakledilmek üzere araç üzerine yerleşimine kadar maruz kaldığı hareketlilik, taşıma ve mesnet koşulları nedeniyle oluşan gerilmeler dikkatli bir şekilde değerlendirilmelidir. Segment betonunun tasarım mukavemetine henüz ulaşmadığı bu süreç içerisinde segment üzerine etki eden yükler sadece segment zati yükü ile hareket esnasında oluşan dinamik etkiler olsa da, betonun genç yaşta olması nedeniyle, bu hareketlilik sonucunda oluşabilen gerilme düzeyleri betonda kılcal düzeyde çatlak oluşturabilecek değerlerde olabilir. Şekil 9' da ve Şekil 10'

da (Bezgin, 2010) , sırasıyla Şekil 1 ve Şekil 6' da görülen taşıma durumları altında segment boyunca oluşan gerilme değerleri görülmektedir. Yaklaşık 4 ton ağırlığında ve 3,4 metre uzunlukta olan segment içerisinde Şekil 9'da görülen yükleme durumunda, statik halde mesnet noktalarında 0,1 MPa, Şekil 10' da görülen yükleme durumunda açıklık ortasında 0,45 MPa değerinde çekme gerilmeleri oluşmaktadır. Kaldırma ve manevra esnasında oluşması muhtemel dinamik şok etkisi için tasarımlarda sıklıkla kullanılan 1,5 katsayısı uygulandığında oluşması beklenen eğilme altında çekme gerilmeleri 0,15 MPa ve 0,68 MPa değerlerine ulaşacaktır.

Üretim programı kapsamında, kalıptan alım için en az C15 sınıfında olması istenen segmentin eğilmede çekme gerilme mukavemet değerini  $0,6 * 15^{0,5} = 1,9$  MPa ve izin verilen değerini de  $1,9 \text{ MPa} * 0,5 = 0,95$  MPa olarak değerlendirebiliriz. Bu durumda oluşan gerilmeler, izin verilen değerlerin sırasıyla %16 ve %71' i mertebesinde oluşmaktadır.



Şekil 9. Statik halde kalıptan alım esnasında oluşan gerilmeler (Bezgin, 2010).



Şekil 10. Statik halde çevirme cihazından alım esnasında oluşan gerilmeler (Bezgin, 2010).

Benzer rakamsal tetkikler ile segmentlerin, Şekil 7' de sunulan stok durumu tetkiki

yapıldığında oluşan eğilme gerilmelerinin izin verilen değerlerin %85' i mertebesinde olduğu görülmektedir.

Özetle, segmentlerin üretimleri sonrasında maruz kaldıkları hareketlilik nedeniyle üzerlerine etki eden kuvvetlere karşı gösterdikleri eğilme direnciyle oluşan gerilmeler, sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan ve bir kısmı sunulan doğrusal tetkik (analiz) sonuçlarından da görüleceği gibi izin verilen eğilme gerilme değerlerinden düşük olmak durumundadırlar. Zira bu aşamada esas olarak istenen, segmentleri çatlaksız olarak hizmete alabilmek üzere sahaya nakletmektir. Üretim sonrası hareketliliklerde, kesit içerisindeki donatının eğilme direncine katkısı çok düşük olup, kesit, esas olarak sadece beton kesitinin ataleti ve beton içerisinde oluşan gerilme değerleri ile direnç oluşturmaktadır.

#### 4 SEGMENT ÜZERİNDE HİZMET KOŞULLARINDA OLUŞAN YÜK ETKİLERİ VE DONATI GEREKSİNİMİ

Segment üzerinde, tünelin hizmet koşulları altında etki etmesi beklenen yüklerin bir arada etkileri dikkate alınmaktadır. Ülkemizde taşıma gücü olarak ifade edilen ancak esasen bir yapının yük taşıma haddi veya yük taşıma sınırı olan kuvvetler ise hizmet durumunda tespit edilen kuvvet değerlerinin 1' den büyük istatistiki katsayılar ile artırılmaları ile bulunur. Bu yükler altında malzemenin direnç değerleri ise 1'den küçük katsayılar ile azaltılarak kesitler, üzerlerine etki eden taşıma sınırı değerleri için tasarlanırlar.

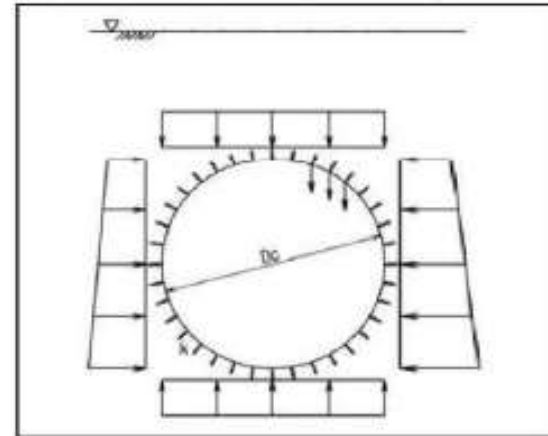
Tünelin inşa aşaması ve sonrasında etki eden temel kuvvetler:1. Segmentler tarafından kurulan halkanın etrafına basınçla yerleştirilen harcın oluşturduğu basınç, 2. Halka etrafında muhtemel, yerel zemin gevşemesi nedeniyle oluşabilecek yükler, 3. Tünel etrafında hidrostatik yeraltı suyu basıncı, 4. Zati ağırlık, 5. Tünel içi tabliye vd. eklemelerin yük etkileri, 6. Deprem etkisi altında etki edecek toprak basıncı veya deprem nedeniyle zeminde meydana gelen hareketliliğin, hareketi kısıtlanmış tünel üzerinde oluşturabileceği kuvvet etkileri.

Depremin oluşturması muhtemel sıvılaşma etkilerinin veya bir tünelin sert zeminden yumuşak zemine geçiş yaptığı bölgelerde oluşan sınır koşullar, depreme yönelik tasarımlarda dikkate alınması gereken durumlardan bazılarıdır.

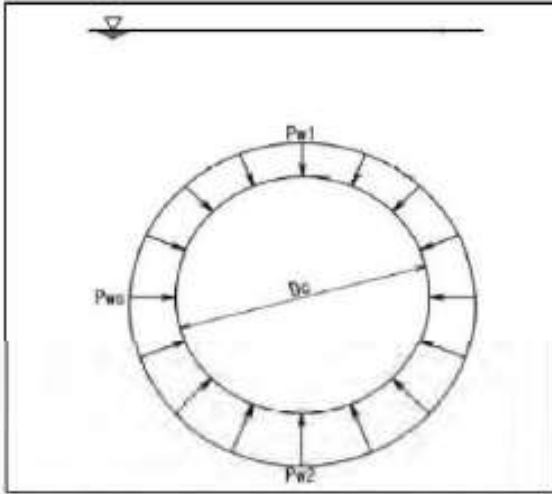
Bahsedilen kuvvet etkilerine ek olarak, inşa safhasında, TBM pistonlarının segmentler üzerinde yerel olarak yaslanma ve itme etkileri de olacaktır. Ayrıca, tünel içerisinde oluşması muhtemel yangınların yapısal olarak zayıflatıcı etkileri ile patlama kuvvet etkileri de segment tasarımında yer alabilir. İfade edilen yükleme durumları içerisinde, segment halkasının ovalleşmesine neden olan birleşik kuvvet etkilerinin üzerinde özellikle durulması gerekmektedir.

EN 10992-1-1, 4.4.2.2' ye göre betonarme segmentlerde en düşük donatı gereksinimi donatı çeliğinin akma mukavemetine göre değişmekte ve S420 için hacimsel olarak %0,65 donatı oranı ile 50 kg/m<sup>3</sup> olmaktadır. Tünel etrafında meydana gelen yük etkilerine bağlı olarak donatı miktarı hacimsel olarak %1 - %2,5 ile 80 - 200 kg/m<sup>3</sup> arasında değişebilmektedir. Donatılar, yapısal gerekliliklerinin yanında, çatlak genişliklerini de sınırlayıcı olarak yer altı suyu içerisinde bulunabilecek olan tünellerin dayanımlarını artırmada da rol oynamaktadır.

Şekil 11 ve şekil 12' de görülen, tünel üzerine etki eden ve tasarıma esas hizmet yükleri altında yapılan rakamsal tetkik sonucu 4. Bölümde sunulan segment üzerinde 119 kN-m hizmet ve 165 kN-m taşıma sınırı eğme değerleri tespit edilmiştir.



Şekil 11. Zemin yükleri.



Şekil 12. Tünel üzerine etki eden su basıncı.

150 cm genişlikte ve 30 cm kalınlıkta segmentin tespit edilen bu eğme değeri için tasarımında segmentin her iki yüzüne 16,7 cm<sup>2</sup> donatı ile % 0,74 hacimsel oranda 59 kg/m<sup>3</sup> boyuna donatı yerleştirilmiştir. Şekil 13' de, hazırlanmakta olan donatı kafesi görülmektedir.



Şekil 13. Hazırlanan donatı kafesi (Bezgin, 2009).

## 5 ÇELİK LİF KATKISI İLE DONATI İHTİYACININ KARŞILANABİLMESİ

Beton içerisinde lif kullanımı ile betonun çekme gerilme dayanımı ve şekil değiştirebilirlik derecesi (düktilite) artırılabilir ve betonda çatlak oluşumları sınırlandırılabilir. 1960 senesinden bu yana, cam lifi, çelik lif ve polimer liflerin kullanımı ile 1. Kırılgan olan betonun yapısının şekil değiştirebilir (düktil) hale

getirilmesine, 2. Betonun eğilmede veya doğrudan çekme altında kopma gerilme değerinin artırılmasına ve 3. Betonun büzülme etkileri altında çatlamasının sınırlandırılması yönünde çalışmalar sürmektedir (De Wall, 2000). Üniversiteler, kurumlar (ACI, FIB, RILEM), ticari kuruluşlar ve uygulayıcılar tarafından, betonun farklı özelliklerinde ihtiyaç duyulan iyileşmeyi sağlamak üzere birçok deney ve deneme yapılmış olup konuyla ilgili birçok bilimsel araştırma ve tasarım yönetmeliği yayınlanmıştır.

Lif üretiminin az sayıda üretici tarafından gerçekleştiriliyor olması, ticari yaygınlığının çelik donatılara göre daha düşük olması ve gerek uygulamada ihtiyaç duyulan hassasiyet ve gerekse denetimsiz uygulama sonuçlarında ortaya çıkabilen farklılıkların yarattığı güvensizlik nedeniyle betonarme tasarımında lif kullanımı bugün için ikincil konumdadır.

Betonarme tasarımına sağladığı yararlar kapsamında incelendiğinde lif katkısı, donatıların makro ölçekte kalarak oluşumunu engelleyemediği mikro çatlakları, çatlak genişliği ve çatlak sayısı bakımında sınırlayabilmektedir. Betonarme dayanımının ve hizmet ömrünün bağlı olduğu önemli unsurlardan bir tanesi olan çatlak oluşumunun sınırlandırılması, su ile temas halinde olabilen tünel gibi yapıların lif katkılı beton ile üretimini gündemde tutmaktadır.

Lif kullanımının betonun kırılma mekaniği üzerindeki olumlu etkileri, beton mukavemet değerinin artması ile artmaktadır. Günümüzde, C50' den C100 sınıfına kadar beton sınıflarını kapsayan ve yüksek mukavemetli beton olarak anılan betonlar, düşük su çimento oranları ile beton maliyetini sadece %10 - %15 mertebesinde artıran süper akışkanlaştırıcılar ile kolaylıkla üretilebilmektedirler.

Betonun çekme gerilme değerini artırmaya yönelik çelik liflerin, farklı narinlik oranlarında (lif boyu/lif çapı) ve liflerin beton içerisinde tutunarak muhtemel çatlakların oluşumunu ve açılmasını engellemek için farklı fiziksel yapıda (tırnaklı, bükümlü, burgulu) türleri vardır (Şekil 14). Çelik liflerin kullanıldığı betonun



boşluk oranının ve agrega boyutlarının azaltılması ile liflerin performansı ve betonun mukavemet parametreleri üzerindeki etkisi artırılabilir (De Wall, 2000). Hem boşluk oranının hem de agrega boyutlarının azaltılması, uygun beton karışım tasarımı ve uygun beton karıştırma süreci ile sağlanabilir.



Şekil 14. Çelik lif türleri (Ross,2007).

Çelik lif hariç, beton karışım maliyetinde %10'luk bir artış ile sağlanabilen C60 sınıfı betonda, 45 kg/m<sup>3</sup> oranda, 19 mm boyunda ve 0,3 mm çapında çelik liflerin kullanımı ile yapılan deneyler sonucunda betonun eğilmede çekme dayanım değerinin 8 MPa=81 kg/cm<sup>2</sup> değerine çıkarılabileceği görülmüştür (Bezgin, 2009).

Önceki bölümde yer alan segmentin tasarımı, lif katkılı beton ile yinelenen olsaydı, 30 cm derinliğinde ve 150 cm eninde segment kesiti ile sağlanabilen 22.500 cm<sup>3</sup> değerindeki kesit modülü ile segment, herhangi bir eğme donatısına ihtiyaç duymadan taşıma sınırı değerini karşılayabilecek düzeyde olduğu görülmektedir.

$(M = S \cdot f = 22.500 \cdot 81,2 = 1,83 \cdot 10^6 \text{ kg-cm} = 179 \text{ kN-m} > 166,4 \text{ kN-m})$  (Bezgin, 2010).

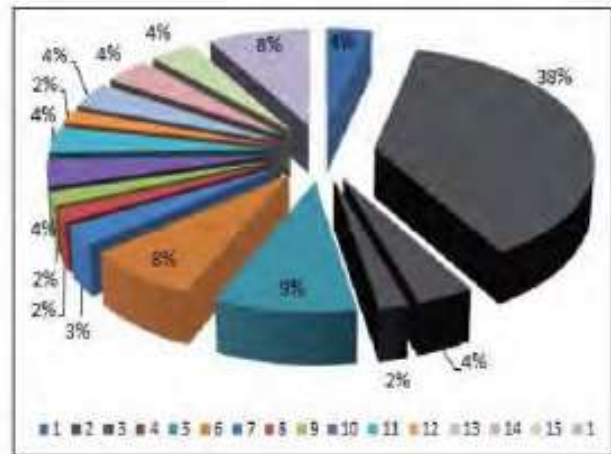
## 6 SEGMENT ÜRETİMİNDE İŞÇİLİK ORANLARI VE DEMİR İŞÇİLİK GEREKSİNİMİ

Donatılı segment üretimi, birçok üretim evresi içeren kapsamlı bir süreçtir. Genel hatları ile irdelenecek olursak statik kalıp

yöntemi ile üretilen bir segmentin üretimini 15 genel adımda ifade edebiliriz (Bezgin, 2009, 2011).

1. Segment kalıbının temizlenmesi ve yağlanması,
2. Çelik donatı kafeslerinin hazırlanması için büküm, kesim ve birleştirme işlemleri,
3. Çelik donatı kafesinin paspaylarının bağlanması ve kafesin üretim holüne getirilmesi,
4. Donatı kafesinin kalıp içerisine yerleştirilmesi,
5. Kalıp kurulumunun sonuçlandırılması, civataların sıkılması,
6. Betonun dökülmesi,
7. Mala ve perdah yapılması,
8. Kalıp üst kapaklarının açılması, kapak altlarının temizlenmesi, belirli civataların gevşetilmesi,
9. Kalıpta kür için kür örtüsünün örtülmesi ve kür süreci,
10. Kalıp kür örtülerinin kaldırılması,
11. Kalıp sökümü ve civataların açılması,
12. Ürünün kalıptan alınması ve sıcaklık ve nem kontrollü kür alanına yerleştirilmesi,
13. Kürün sonlandırılması, segmentlerin dinlendirilmesi,
14. Muhtemel tamiratların yapılması ve conta yerleşimi,
15. Kür sahasının boşaltılması,
16. Sevkiyat için yükleme yapılması.

Muhtelif tünel projeleri için üretilen veya üretimi planlanan betonarme segmentler için derlenen üretim adımları ve tespit edilen ortalama işgücü gerekliliklerinden, ilgili üretim işlemleri için gereken işçilik değerlerinin, gerekli tüm işgücüne göre mertebe olarak oranları Şekil 15' de belirtilmiştir.

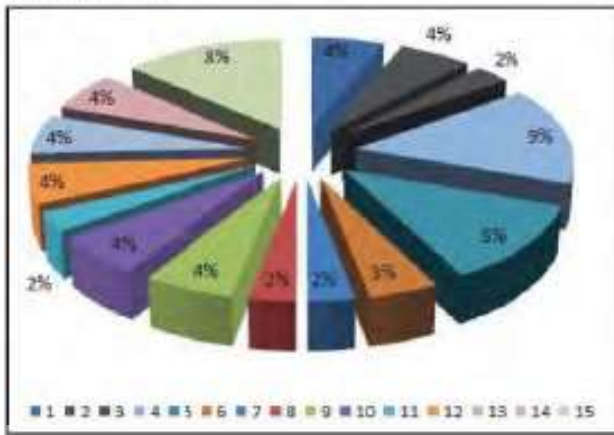


Şekil 15. Üretim işgücü dağılımı (Bezgin, 2011).

Bu tablodan elde edilen önemli bir tespit, betonarme segmentlerin üretiminde gereken toplam iş gücünün %44' ü, donatı üretimi ile ilgili işlere ayrılmaktadır.

Diğer taraftan donatılı segment üretimi içerisinde yer alan demir işçiliğinin bir taşeron firma tarafından üstlenildiği durumda, betonarme segment üreticisi için çelik donatıların taşınması ve yerleştirilmesi için gereken işgücü, şekil 16' da görüldüğü gibi toplamın %9' unu oluşturmaktadır.

Ancak burada donatı işçiliği, taşeron maliyeti olarak proje bütçesinde bir yer tutmaktadır.



Şekil 16. Segment betonarme üretiminde işgücü dağılımı (Bezgin, 2011).

## 7 SONUÇLAR

Betonarme tasarımında çelik lif kullanımı, lif üretiminin gerçekleştirilmediği ülkelerde maliyetli bir tasarım oluşturabilmektedir. Bugün, 1,5 TL/kg mertebesinde olan S420 sınıfı donatılara kıyasla, 7. Bölümde ifade edilen yüksek mukavemetli beton için çelik lifin maliyeti 6 TL/kg mertebindedir. Aynı tünel tasarım koşulları için çelik lif ile tasarlanan bir segment için birim hacim 'de çelik lif ağırlığı, donatılı betonarme bir kesitin gerektirdiği donatı ağırlığının yarısı kadar olabilse de, yüksek mukavemetli ve çelik lif katkılı betonarme malzeme, normal mukavemetli ve donatılı betonarmeden en az 1,5 kat daha pahalı olmaktadır.

Diğer taraftan çelik lif işçiliği, donatı kafes işçiliği ile kıyaslandığında neredeyse etkisizdir zira beton üretim adımı, beton karışımları ile birlikte katılması gereken bir malzeme olarak en fazla beton santralinde

ilgili bir personel ve ilgili bir ünite gerektirmektedir. Bu açıdan bakıldığında, çelik lifin kullanımı, hem donatı kafes üreticisinin hem de betonarme üreticisinin çelik ile ilgili işçilik maliyetlerinin azaltılması veya giderilmesi bakımından çok yararlıdır. Bu çalışma içerisinde aktarılan projenin tüm işçilik gereksinimi içerisinde yer alan çelik işleri, tüm projenin işçilik gereksiniminin %44' ünü oluşturarak ciddi bir maliyet ve kalite kontrol yükü yaratmaktadır.

Üretim teknolojilerine bakıldığında, yerel imkânlar ile de üretilebileceği düşünülen çelik liflerin maliyetinin düşürülmesi için: 1. Üniversite ve araştırma kurumlarımızda yapısal betonarme tasarıma yönelik araştırılmasının, 2. Üretimlerinin yerelleştirilmesinin ve 3. İnşaat sektöründe yaygınlaştırılmasının yararlı olacağı düşünülmektedir.

## KAYNAKLAR

- Bezgin, 2009. Anadoluray Segment Üretim Gözlemleri ve Üretim Sonrası Resimler. Rapor.
- Bezgin, 2009. Steel Fibre Reinforced High Performance Concrete, Yapı Merkezi, Research and Development Report. Rapor.
- Bezgin, 2010. Anadoluray Segmentlerinin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Modellenmesi. Rapor.
- Bezgin, 2011. Muhtelif TBM Tünel Projeleri için Üretilen Betonarme Segmentleri için Derlenen Üretim Adımları ve Tespit Edilen Ortalama İşçilik Giderleri (Anadoluray, Tunnel Jenbach). Rapor.
- De Wall, 2000. Steel-fibre-reinforced Segmental Linings: State-of-the-Art and Completed Projects, TU Delft.
- Ross, 2007 Steel Fibre Reinforced Concrete - Quality, Performance and Specification, BOSFA.

# An Application of RMQR Classification System to Rock-Support Design for Underground Caverns and Tunnels

## *Yeraltı Boşlukları ve Tüneller İçin RQMR Sınıflama Sisteminin Kaya Destek Tasarımına Uygulanması*

Ö. Aydan

*Tokai University, Ocean Research Institute, Shizuoka, Japan*

R. Ulusay

*Hacettepe University, Dept. of Geological Engineering, Beytepe, Ankara, Turkey*

**ABSTRACT** The authors have recently proposed a new rock classification named as Rock Mass Quality Rating (RMQR). This rock classification quantifies the state of rock mass and possible geo-mechanical properties of rock masses can be estimated using this classification system together with intrinsic geo-mechanical properties of intact rock. In this study, an application of the RMQR to the design of support systems for underground openings is presented. Some proposals for the design of support system of underground openings are made by considering the type of instability modes in relation to the RMQR value of rock masses. Some empirical relations are established between RMQR and dimensions of the elements of support systems, and support systems for some typical rock mass conditions are proposed in relation to the type of underground openings.

**ÖZET** Yazarlar, Kaya Kütle Kalitesi Puanlaması (RMQR) adı verilen yeni bir kaya kütle sınıflama sistemini önermişlerdir. Bu sınıflama sistemi, kaya kütlelerini nicel olarak tanımlamakta ve kaya malzemesinin jeomekanik özellikleriyle birlikte kullanılarak kaya kütlelerinin jeomekanik özellikleri tahmin edilebilmektedir. Bu çalışmada, yer altı açıklıkları için destek sistemlerinin tasarımına yönelik amaçlarla RMQR'in uygulanması sunulmuştur. Kaya kütlelerindeki yer altı açıklıklarında karşılaşılan duraysızlık türleri dikkate alınarak, RMQR değeri ile ilişkili olarak yer altı açıklıklarında destek sistemlerinin tasarımı için bazı öneriler yapılmıştır. Ayrıca destek sistemi elemanlarının boyutları ve RMQR arasında çeşitli görgül ilişkiler geliştirilmiş ve bazı tipik kaya kütleleri koşulları için yer altı açıklıklarının türleriyle ilgili destek sistemleri önerilmiştir.

## 1 INTRODUCTION

Over the last seven decades, a large number of engineering rock mass classifications has been proposed. The common purpose of these systems was to quantify rock mass characteristics previously based on qualitative geological descriptions. These systems (i.e. RSR (Wickham et al. 1974); RMR (Bieniawski, 1973, 1989); Q (Barton et al. 1974; Barton and Grimstad, 1994) were originally developed for assisting with the

rock engineering design of tunnels. In 1995, based on the descriptive rock classification of Terzaghi (1946), an index called the Geological Strength Index (GSI) was developed (Hoek et al. 1995) and then modified (Hoek and Brown 1997; Hoek 1999) over the years. The originators of the GSI pointed out that it is an index of rock mass characterization to be used by the Hoek-Brown criterion. However, many available rock classification systems have some repetitions of some rock fracture

parameters, such as RQD and discontinuity spacing, resulting in the doubling of the influence of the spacing of discontinuities on the final rating. In addition, although the effect of water, particularly on clay-bearing rocks, plays an important role in decreasing their strength (Aydan 2003), this effect is not adequately considered in the existing rock mass classification systems.

The determination of geomechanical (i.e., strength and deformability) properties of rock masses is one of the integral parts of rock engineering design. By considering the scale effect for rock masses, which include both intact rock and discontinuities, laboratory testing on rock masses is not always easy and is very cumbersome. For this reason, field tests are preferred. But in-situ tests to determine these parameters are directly time consuming, expensive, and difficult to conduct. Therefore, some recent attempts to relate the quantitative rock mass parameters such as RMR, Q, and GSI with some engineering properties of rock masses have been made. However, these parameters are used to estimate directly or indirectly rock mass strength and elastic modulus, except those by Aydan et al. (2012), who also considered other geomechanical properties, through some empirical relationships. As discussed by Aydan et al. (1997, 2012), the direct relations often fail to estimate rock mass properties if a great variety of rock masses are considered.

The authors have recently proposed a new rock classification named as Rock Mass Quality Rating (RMQR) (Aydan et al. 2013). This new rock classification quantifies the state of rock mass and possible geomechanical properties of rock masses can be estimated using this classification system together with intrinsic geo-mechanical properties of intact rock. In this study, the authors present an application of the RMQR to the design of support systems for underground openings. Some proposals for the design of support system of underground openings are made by considering the type of instability modes in relation to the RMQR value of rock masses. Several empirical relations are established between RMQR and

dimensions of the elements of support systems, and support systems for some typical rock mass conditions are proposed in relation to the type of underground openings.

## 2 ROCK MASS QUALITY RATING

The most commonly used factors in engineering descriptions of rock masses are the condition and geometrical characteristics of discontinuities. Therefore, the parameters associated with discontinuities could be the discontinuity set number (DSN), discontinuity spacing (DS), and discontinuity condition (DC). The intact rock bounded by discontinuities may be subjected to weathering or alteration when they are exposed to atmospheric conditions or hydrothermal fluids through rock mass, respectively. The weathering of rocks results from the physical and/or chemical actions of atmospheric conditions and causes the weakening of bonds and decomposition of constituting minerals into clayey materials. The alteration process is due to percolating hydrothermal fluids in rock mass and it may act on rock mass in a positive or negative way. The positive action of the alteration may heal existing rock discontinuities by rewelding through the deposition of ferrous oxides, calcite, or siliceous filling material. On the other hand, the negative action of the alteration would cause the weakening of bonding of particles of rocks and producing clayey materials. As the intact rock is one of the most important parameters influencing the mechanical response of rock masses, weathering and/or the negative action of hydrothermal alteration may be accounted as the degradation degree (DD) of intact rock.

Groundwater is also an important parameter affecting the mechanical response of rock masses. There are also cases where some rocks may absorb groundwater electrically or chemically, resulting in the drastic reduction of material properties and/or swelling. The rock mass quality rating system proposed herein incorporates important parameters of the available quantitative modern rock classifications. In the following subsections, first, the basic concepts

involving each parameter and their ratings on the basis of knowledge gained in rock mechanics and rock engineering are briefly explained.

### 2.1. Degradation Degree

The degradation process generally causes weakening of the bonds between particles or grains constituting rocks and, physically, they cause the reduction of the strength and deformation modulus of intact rock. The degradation process also influences the joint spacing and discontinuity filling material in the form of clay. Therefore, in RMQR, degradation degree, which is considered as one of the elements of the joint condition parameter in some previously developed classifications, is taken as one of the input parameters. Table 1 gives degradation (weathering) degrees and their ratings used in RMQR system. In addition, rock mass classes in RMQR and relations between RMQR and RMR and Q are also given.

### 2.2 Discontinuity Set Number

Rock masses may contain discontinuities in different forms. Although it is very rare to find any rock mass without discontinuities in nature near the earth's surface, there are some good examples of rock masses without any visible discontinuities. Such rock masses are observed as batholiths, for example, the granite of Yosemite Park in the United States. When unloading occurs in such batholiths due to erosion, sheeting joints, which are fairly persistent and are products of residual tensile stresses remaining from the cooling process of igneous intrusion, may develop in the rock mass. As a result, the rock mass structurally would have at least one discontinuity set associated with the surface shape of erosion. There may be some cases where rock mass is completely shattered and crushed. Therefore, the discontinuous nature of rock masses may be described through some adjectives, such as none, one set plus random, two sets plus random, three sets plus random, four sets or more, and crushed/shattered. It should be noted that, if the discontinuity set number is

four or more, it would definitely imply that it was subjected to tectonic events in the past. Besides the visual observations on the outcrops of rock masses and/or borehole logs, the processing of stereographic projections or other techniques of measured orientation data of discontinuities may be used to determine the number of discontinuity sets as a more accurate interpretation of the discontinuous nature of rock masses. Table 1 gives the ratings of discontinuous states of rock masses.

### 2.3 Discontinuity Spacing

This is one of the most commonly used rock mass characterization parameters in rock mechanics and rock engineering. If RQD is considered as an important characterization parameter, there are several attempts to correlate it with discontinuity set number and block size. The modern rock mass classifications (i.e. RMR) consider that the rock mass is massive when the discontinuity spacing is more than 2–3 m. This definition may not be so important when the underground openings have a smaller size, say, less than 8–6 m in diameter or span. However, when one considers the present common size of major underground powerhouses and storage caverns for crude oil and gas, the rock mass around the underground opening would look very blocky. Therefore, the present discontinuity spacing definitions are not compatible with actual circumstances and it needs some improvements, with consideration of the actual size of underground structures. To describe the representative discontinuity spacing, RMQR includes six categories of discontinuity spacing, as given in Table 1 with their ratings. As discontinuity spacing (S) with a unit given in meters is related to it in a stepwise manner, the continuous functions given at the top of Fig. 1a are recommended to be used. However, the other equation in Fig. 1a can be used provided that the discontinuity spacing is between 0.04 and 50 m.

Table 1. Classification parameters and their ratings for RMQR\*

Degradation degree (DD)	Fresh	Stained	Slight degradation	Moderate degradation	Heavy degradation	Decomposed					
Rating (R <sub>DD</sub> )	15	12	9	6	3	1-0					
Discontinuity set number (DSN)	None (solid or massive)	One set plus random	Two sets plus random	Three sets plus random	Four sets plus random	Crushed or shattered					
Rating (R <sub>DSN</sub> )	20	16	12	8	4	1-0					
Discontinuity spacing (DS)	None or DS ≥ 24 m	24 > DS ≥ 6 m	6 m > DS ≥ 1.2 m	1.2 m > DS ≥ 0.3 m	0.3 > DS ≥ 0.07 m	0.07 m > DS					
or RQD	RQD=100			100 > RQD ≥ 75	75 > RQD ≥ 35	35 > RQD					
Rating (R <sub>DS</sub> )	20	16	12	8	4	1-0					
Discontinuity condition (DC)	None	Healed or intermittent	Rough	Relatively smooth and tight	Slickensided with thin infill or separation (t < 5 mm)	Thick fill or separation (t > 10 mm)					
Rating (R <sub>DC</sub> )	30	26	22	15	7	1					
or, alternatively, excluding "None" and "Healed or intermittent" classes											
Discontinuity condition (DC) R <sub>DC</sub> = R <sub>DCa</sub> + R <sub>DCb</sub> + R <sub>DCc</sub>	Aperture or separation		None or Very tight, < 0.1 mm	0.1-0.25 mm	0.25-6.5 mm	0.5-2.5 mm	2.5-10 mm	> 10 mm			
	Rating (R <sub>DCa</sub> )		6	5	4	3	2	1			
	Infilling		None	Surface staining only	Thin coating < 1 mm	Thin filling 1 < t < 10 mm	Thick filling 6 > t > 10 mm	Very thick filling or shear zone t > 60 mm			
	Rating (R <sub>DCb</sub> )		6	5	4	3	2	1-0			
	Roughness	Descriptive	Very rough	Rough	Smooth undulating	Smooth planar	Slickensided	Shear band/zone			
		Profile No. in ISRM (2007)	10	9	8	7	6	5	4	3	2
Rating (R <sub>DCc</sub> )		10	9	8	7	6	5	4	3	2	1-0
Groundwater seepage condition (GWSC)	Dry	Damp	Wet	Dripping	Flowing	Gushing					
Rating (R <sub>GWSC</sub> )	9	7	5	3	1	0					
Groundwater absorption condition (GWAC)	Non-absorptive	Capillarity or electrically absorptive	Slightly absorptive	Moderately absorptive	Highly absorptive	Extremely absorptive					
Rating (R <sub>GWAC</sub> )	6	5	4	3	2	1-0					

\* RMQR = R<sub>DD</sub> + R<sub>DSN</sub> + R<sub>DS</sub> + R<sub>DC</sub> + R<sub>GWSC</sub> + R<sub>GWAC</sub>

Table 2. Descriptions for seepage condition (GWSC) observed on rock mass outcrops (arranged from ISRM, 2007)

Water condition	Description
Dry (none)	The rock mass is solid having low porosity and excavation is dry.
Damp	The rock mass surface is damp, but no free water is present
Wet	The rock mass surface is wet, but no free water is present
Dripping	Occasional drops of water occur from the rock mass surface mainly through discontinuities, but no continuous flow is present
Flowing	The continuous flow of water through discontinuities of rock mass occurs and/or fillings materials are washed out and considerable water flow along wash-out channels
Gushing	Groundwater gushes into the excavation space with extreme amount of groundwater and it may not be easily handled by grouting techniques

Table 3. Descriptions for absorption characteristics

Water condition	Description
Non-absorptive	The rock itself is not attracted to groundwater and groundwater remains in pores and fracture spaces as free-water.
Capillarity absorptive	The free water is attracted to rock due to capillarity effects or electrical
Slightly absorptive	Some decomposed clayey particles in rock may absorb water and its percentage is not more than 1% of the total volume
Moderately absorptive	Rock itself contains considerable amount of water absorbing minerals, whose volume could be around 1-5 % of the total volume.
Highly absorptive	Rock easily absorbs water when it is saturated and it may undergo volumetric changes upon wetting and drying. However, volume changes do not result in fracturing of rock although its geomechanical properties may drastically decrease.
Extremely absorptive	Rock rapidly absorbs water when it is exposed to saturation and disintegrates during the absorption process

Table 4. Rock mass quality classes according to RMQR values

Rock Class	I	II	III	IV	V	VI
Description of rock mass	Solid or Rock material	Very good	Good	Fair or Medium	Poor or Weak	Very poor or Very weak
RMQR	100>RMQR>95	95>RMQR>80	80>RMQR>60	60>RMQR>40	40>RMQR>20	20>RMQR

Over the years, it became apparent that RQD was difficult to determine at the tunnel face, being directed to borehole characterization, and it was subsequently combined with the parameter "discontinuity spacing" and named "spacing density", since the two are interrelated. If this approach is used, it may be related to the approach proposed here, as shown in Table 1 and illustrated in Figure 1b.

As understood from Table 1, RQD is not sensitive to the variation of discontinuity spacing greater than 1 m. However, by considering that RQD is a commonly used parameter, particularly in borehole cores, it is also included in Table 1 as an alternative parameter to discontinuity spacing, depending on the choice of the users.

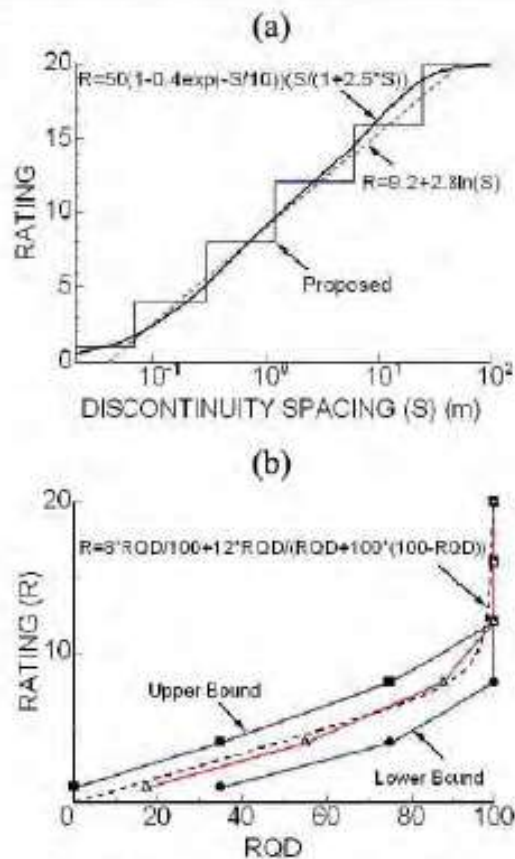


Figure 1. The relations between rating and, (a) discontinuity spacing and (b) RQD.

## 2.4 Discontinuity Condition

The causes of the formation of discontinuities in rock masses are various, and the condition of discontinuities would be closely related to their genesis. The condition of discontinuities not involving tectonic events would be generally favorable unless they are filled with clayey material or discontinuity walls are subjected to weathering due to atmospheric agents or hydrothermal chemicals dissolved in groundwater. However, the tectonically induced fractures may be associated with relative shear displacement and they may produce slickensided discontinuities with a certain thickness of clayey gouge. If the amount of relative movement is large, a thick gouge may occur. Such conditions would considerably reduce the shear strength of discontinuities and they may be squeezed out under redistributed in situ stress or washed away under high groundwater pressure. Table 1 describes the possible discontinuity

conditions and the ratings suggested for visual observations.

If detailed surveys on the conditions of discontinuities, which are very important in the design of large-scale projects are carried out, a more detailed rating is necessary for rock discontinuities besides "none" and "healed or intermittent" classes. In such cases, aperture, infilling and roughness properties should be described. The ISRM (2007) suggests ten profiles for evaluating the surface roughness of discontinuities. The authors designate profile 1 with a value of 1 to profile 10 with a value of 10 in ascending order for evaluating the roughness of discontinuities. Based on the geological descriptions of discontinuities, the rating of roughness may be done as suggested in Table 1.

## 2.5 Groundwater Condition

The effects of groundwater on rock mass are described through adjectives such as dry, damp, wet, dripping, flowing, and gushing. In addition to the effects of groundwater associated with seepage conditions, some rocks are quite vulnerable to the absorption of groundwater or desorption of natural water content. It is known that the strength and deformation modulus of weak rocks such as clay-bearing rocks decrease drastically with water content (i.e., Aydan 2003; Aydan and Ulusay 2003, 2013). It is also reported that even such properties of hard rocks may decrease with saturation (i.e. Karakul and Ulusay 2013). Rocks containing water-absorbing minerals would have this feature and the geomechanical properties of the surrounding rock mass may be drastically reduced. Furthermore, it may also show large swelling problems during excavation and cyclic groundwater changes. Therefore, in addition to the seepage condition of groundwater (GWSC), the water absorption characteristics of rocks (GWAC) would be taken into account. The descriptions given in Tables 2 and 3 for these two characteristics are recommended to users. Their ratings are determined from Table 1.



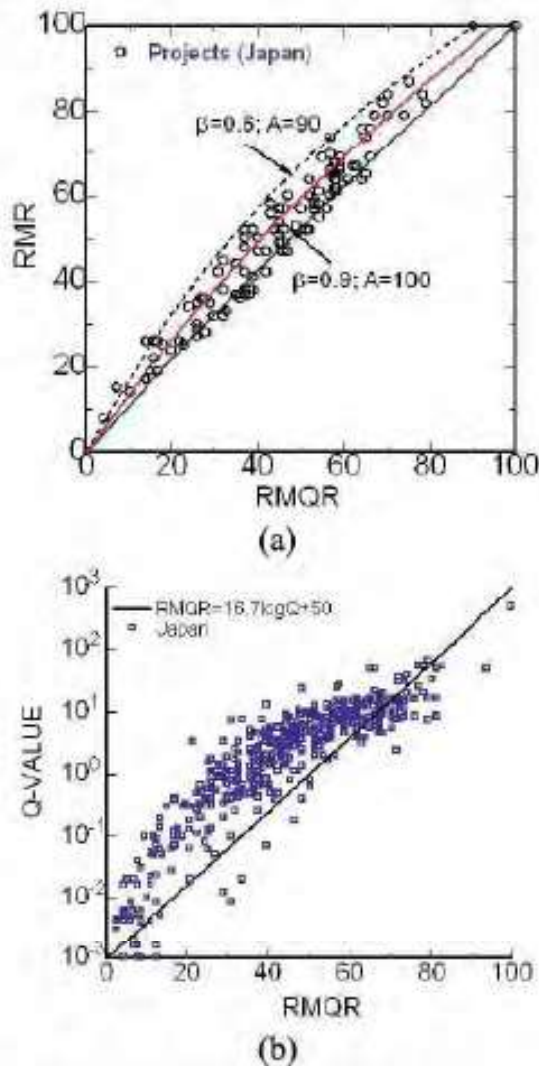


Figure 2. The relations between (a) RMQR and RMR, and (b) RMQR and Q-value based on data from Japan.

## 2.6 Rock Mass Classes in RMQR and Comparisons with RMR and Q

The value of RMQR ranges between 0 and 100. Rock mass is divided into six classes and their rating ranges are given in Table 4. It is noted that the RMQR is intended to serve as an index to characterize the state of rock mass in relation to the intact rock. Furthermore, it is also related to the selection of the support system. Based on the database obtained from big projects performed in Japan, the authors proposed the following relations as also shown in Figure 2 between the most commonly used rock mass

classification systems, RMR and Q, and the RMQR.

$$RMR = 100 \frac{RMQR}{RMQR + \beta(A - RMQR)}$$

OR

$$RMQR = 100 \frac{RMR}{RMR + 1.1(100 - RMR)} \quad (1)$$

$$RMQR = 16.7 \log(Q) + 50 \quad Q = 10^{0.06 RMQR - 3} \quad (2)$$

The value of the parameter  $\beta$  is 0.8 and the value of parameter  $A$  ranges between 90 and 100. It should be noted that the value of RMR is generally less than the value of RMQR.

## 3 RELATIONS BETWEEN ROCK MASS PROPERTIES AND RMQR

The design of many geotechnical structures is based on the equivalent properties of rock masses. For this purpose, in-situ tests on the strength properties of rock masses are carried out. Since in-situ tests are expensive and time consuming, using the available experimental data, some empirical direct relations among different mechanical properties and some rock mass classification parameters have been proposed by various researchers. Most of these relations are only concerned with the elastic modulus and rock mass strength, except those by the authors. As discussed by Aydan et al. (1997), the scattering of experimental data and rock classification indexes is very large, and such approaches generally fail when intact rock itself is a soft rock (Aydan and Ulusay, 2013). Therefore, the properties of intact rock and rock mass classification indexes must be involved in such evaluations. The recent tendency is to obtain mass properties from the utilization of properties of intact rock and rock mass classification indexes (i.e., Hoek and Brown 1997; Hoek 1999; Aydan and Kawamoto 2000).

Aydan and Dalgıç (1998) proposed an empirical relation between RMR and rock mass strength in terms of the strength of intact rock. This relation was extended to other geomechanical properties of rock mass by Aydan and Kawamoto (2000). Recently, Aydan et al. (2012) and Aydan and Ulusay (2013) provided relations for six different

mechanical properties of rock mass using the relation proposed by Aydan and Kawamoto (2000). Aydan et al. (2013) replaced RMR by RMQR, and it is given in the following form for any mechanical properties of rock mass in terms of those of intact rock:

$$\alpha = \alpha_0 - (\alpha_0 - \alpha_{100}) \frac{RMQR}{RMQR + \beta(100 - RMQR)} \quad (3)$$

Where  $\alpha_0$  and  $\alpha_{100}$  are the values of the function at  $RMQR = 0$  and  $RMQR = 100$  of property  $\alpha$  and  $\beta$  is a constant to be determined by using a minimization procedure for experimental values of given physical or mechanical properties. The authors proposed some values for these empirical constants with the consideration of in situ experiments carried out in Japan as given in Table 5. When a representative value of RMQR is determined for a given site, the geomechanical properties of rock mass can be obtained using Eq. (3), together with the values of constants given in Table 5 and the values of intact rock for a desired property. The details of the application of RMQR to in-situ experimental result for the estimation of geo-mechanical properties of rock masses can be found in Aydan et al. (2013).

Table 5. Values of  $\alpha_0$ ,  $\alpha_{100}$  and  $\beta$  for various properties of rock mass

Property ( $\alpha$ )	$\alpha_0$	$\alpha_{100}$	$\beta$
Deformation modulus	0.0	1.0	6
Poisson's ratio	2.5	1.0	1.0
Uniaxial compressive strength	0.0	1.0	6
Tensile strength	0.0	1.0	6
Cohesion	0.0	1.0	6
Friction angle	0.3	1.0	1.0

#### 4 APPLICATION OF RMQR TO ROCK SUPPORT DESIGN FOR UNDERGROUND OPENINGS

The design of support systems of large underground openings and tunnels in rock engineering is of great importance, as these structures are required to be stable during their service lifetime. Provided that the elements of support systems are resistant

against chemical actions due to environmental conditions and their long-term behavior is satisfactory, the support systems must be designed against anticipated load conditions. As rock masses have many geological discontinuities and weakness zones, the load acting on support systems may be due to dead weight of potential unstable blocks formed by rock discontinuities, which may be designated as structurally controlled or local instability modes and independent of in-situ stress state or inward displacement of rock mass due to elasto-plastic or elasto-visco plastic behavior induced by in-situ stresses (Figs. 3 and 4). Therefore, the main purpose of the design of support systems must be well established with due considerations of these situations.

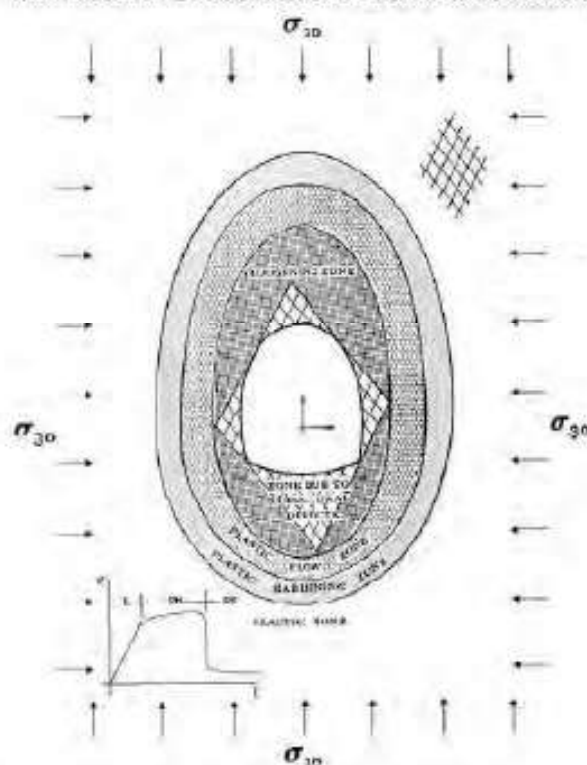
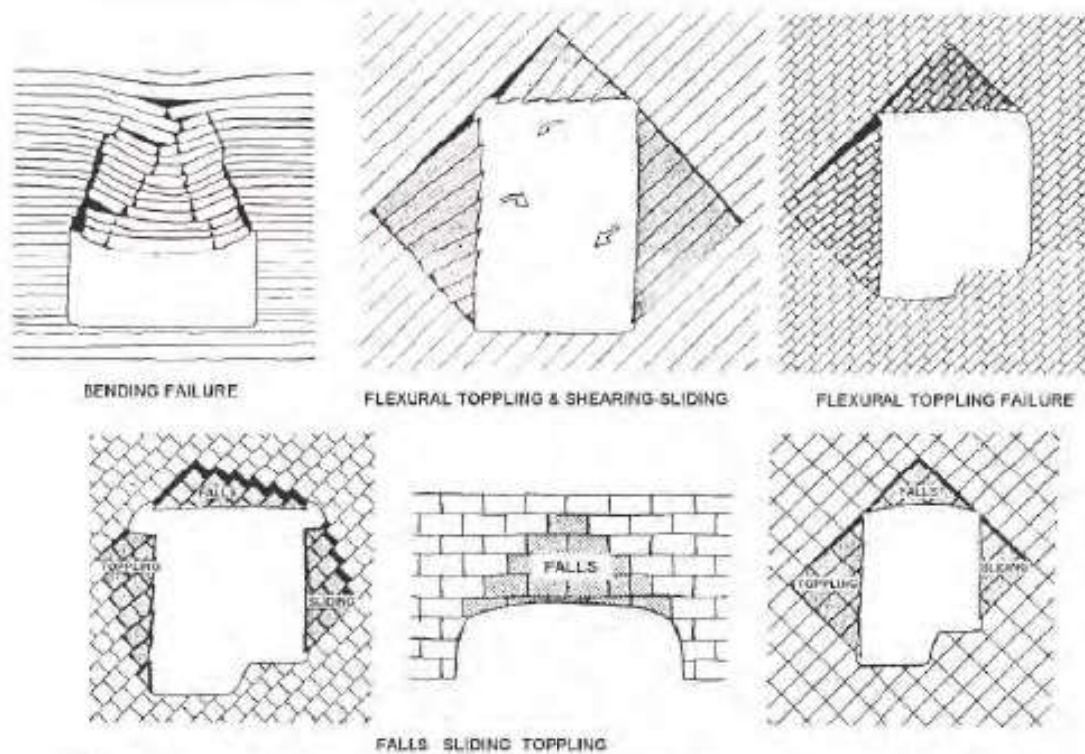
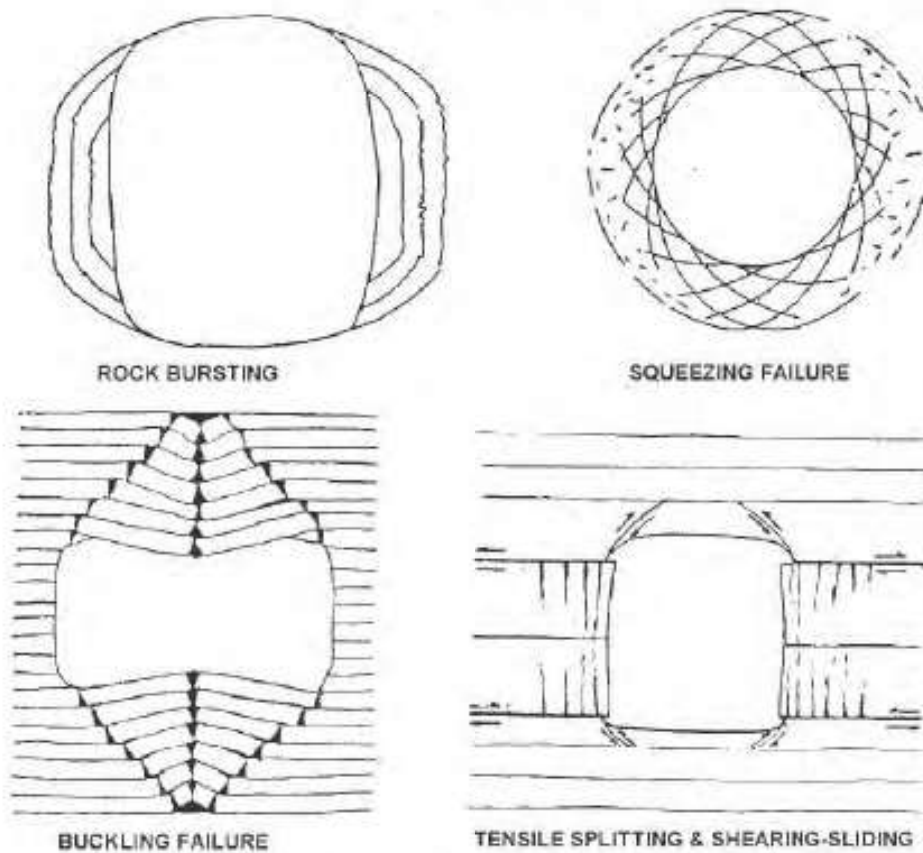


Figure 3. Load conditions in a tunnel

Aydan and Kawamoto (1999) developed a database system for large underground openings and it was named as CAVERN. This database system was modified recently to include the RMQR classification system. It was renamed as UGCAVERN database system and converted to MS-ACCESS



(a) Structurally controlled instability modes due to rock discontinuities



(b) In-situ stress induced instability modes

Figure 4. Instability modes of underground openings (arranged from Aydan 1989)

environment from the previous development environment dBasePLUS III. The system includes parameters related to the geometry, support system, rock classifications, in-situ stress, geomechanical properties of intact rock and rock mass and measured displacements of the large underground openings. It has about 110 entries of worldwide large underground openings. The first author (Aydan et al. 1993, 1996) also developed two databases for tunnels through squeezing rocks as well as for their geomechanical properties named as SQTUN (103 entries) and SQUZROCK (771 entries), respectively and they were developed originally on dBasePLUS III environment. The both databases have been converted to their equivalents on MS-ACCESS environment. Recently, Aydan and Geniş (2010) expanded SQTUN to case histories of rockbursting and renamed as SQROCKBURST (146 entries). These databases originally include RMR and Q-system as two rock classification systems namely, Japan Railway Classification (JRAC) and Japan Roadway Classification (JROC). The interrelations among several parameters can be explored using a programme developed in TrueBASIC programming language.

Large underground caverns are generally built in competent rock masses, which may be disrupted by discontinuities. The competency implies that the intrinsic rock material does not yield under induced stress state and the ratio of the UCS of the intact rock over the major in-situ stress is generally more than 4. The data for support systems for large underground caverns would provide the essential data and experiences for support design data against potential structurally controlled stability. The support systems for large underground openings include rock anchors as essential support member and rockbolts as auxiliary reinforcement member, shotcrete and arch concrete. It should be noted that the width, height and length of

large underground openings are more than 20 m, 40 m and 100 m, respectively.

Tunnels, which are also becoming large in recent years (width is up to 14 m), are relatively smaller in size (10-11 m wide, 7-9 m high) and long linear structures. There is rich worldwide experience in tunneling under diverse rock conditions. Tunnels may be excavated in various rock masses, which may be subjected to squeezing, rockbursting as well as structural failure. Even all these failure modes may be experienced in a single tunnel. Except new large tunnels, the support system of tunnels generally consists of rockbolts, shotcrete, steel ribs as primary support members and concrete lining to smoothen the airflow, to prevent direct seepage of ground water into tunnel and auxiliary extra safety measure against rock loads after the introduction of New Austrian Tunnelling Method. When rock mass is not competent against stress-induced yielding, they may be lined with invert concrete liner. When tunnels are excavated by TBMs, rockbolts and shotcrete may be totally disappeared.

Using the databases mentioned above and adopting the approach of Aydan and Kawamoto (1999), several interrelations have been established for the dimensions of support members and related size parameters of the underground openings with the consideration of structurally controlled and stress induced instability modes using the databases mentioned before. However, the interrelations could not be presented in this article due to lack of space. The design of support systems is relatively simple once the modes of structural instability, which may be also categorized as local instability modes by Aydan (1989), is defined. The procedures described by Aydan (1989, 1994) and Kawamoto et al. (1991) can be easily adopted for such a purpose.

As for the design of support members against stress-induced instability modes, the use of past experiences, analytical and numerical methods (i.e. Bieniawski, 1989, Barton et al. 1974; Barton and Grimstad, 1994; Wickham et al. 1974; Aydan 1989, 1994, Aydan et al. 1992, 1993, 1996) using

the geomechanical properties of rock mass, which may be obtained with the use of RMQR and intrinsic properties of intact rock would be necessary together with in-situ stress state and geometry of underground openings. The authors suggest Tables 6 and 7 for the empirical design of support systems for large underground openings in competent rock, and tunnels, which may be subjected to even stress-induced failure modes such as squeezing and rockbursting, respectively. Although details of that approach could not

be described herein due to lack of space, the numbers in Tables 6 and 7 are based on the databases mentioned above together with the considerations of past experiences as well as some empirical, analytical and numerical methods (i.e. Aydan and Kawamoto, 1999; Aydan and Ulusay 2013; Aydan et al. 1993, 1996, 2000; Aydan 2011; Kawamoto et al. 1991). Nevertheless, Tables 6 and 7 should actually be sufficient for the design of support system of many underground openings.

Table 6. Support system for roof in competent discontinuous rock mass (S: 20-25 m; H: 40-50 m)

RMQR range	Bolts				Anchors				Shotcrete		
	Roof		Sidewall		Roof		Sidewall		Roof	Sidewall	
	L (m)	e (m)	L (m)	e (m)	L (m)	e (m)	L (m)	e (m)	t (mm)	t (mm)	
100≥RMQR>95	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
95≥RMQR>80	3	2.5	5	3.0	8	4.0	10	5.0	100	80	
80≥RMQR>60	4	2.2	6	2.7	10	3.7	12	4.3	150	120	
60≥RMQR>40	5	1.9	7	2.3	12	3.3	15	3.6	200	150	

L: length; e: spacing; t: thickness; Bolt: 200 kN; Anchor; 400 kN; UCS of shotcrete: 10 MPa; S: Span (width); H: Height)

Table 7. Support systems for tunnels (D and B; 10 m span)

RMQR range	Rockbolts		Shotcrete	Steel ribs	Wire mesh	Lining (mm)	Concrete invert	
	$L_b$ (m)	$e_b$ (m)	$t_s$ (mm)				$t_i$ (mm)	Bolt
	100≥RMQR>95	None	None	None	None	None	None	None
95≥RMQR>80	2-3	2.5	50	None	None	None	None	-
80≥RMQR>60	3-4	2.0	100	Light	Yes	200	None	-
60≥RMQR>40	4-5	1.5	150	Medium	Yes	300	300	-
40≥RMQR>20	5-6	1.0	200	Heavy	Yes	500	500	5-6
20≥RMQR	6-7	0.5	250	Very heavy	Yes	800	800	6-7

## 5 CONCLUSIONS

The authors briefly described important elements of a new rock classification called Rock Mass Quality Rating (RMQR). Then, conceptual models for the design of support system for underground openings are explained and two empirical applications of the RMQR to the design of underground openings based on the databases of the

authors and Aydan and Kawamoto (1999) are given in Tables 6 and 7, which should be sufficient for many engineering applications and should act as guidelines. Nevertheless, the method is itself is universal and the basic methodology can be easily adopted for various conditions with the consideration of principles of rock mechanics and analytical and numerical tools.

## REFERENCES

- Aydan, Ö., 1989. *The Stabilisation of Rock Engineering Structures by Rockbolts*, Ph.D. Thesis, Nagoya University, 240 p.
- Aydan, Ö., 1994. Rock reinforcement and Support, Chapter 7, In: *Introduction to Rock Mechanics*, V.S. Vutukuri, K. Katsuyama (eds.), Industrial Publishing and Consulting Inc., Tokyo, 193-248.
- Aydan, Ö., 2003. The moisture migration characteristics of clay-bearing geo-materials and the variations of their physical and mechanical properties with water content. *2<sup>nd</sup> Asian Conference on Saturated Soils, UNSAT-ASIA 2003*, pp. 383-388.
- Aydan, Ö., 2011. Some issues in tunnelling through rock mass and their possible solutions. *Proc. First Asian Tunnelling Conf., ATS-15*, pp. 33-44.
- Aydan, Ö., Dalgıç, S., 1998. Prediction of deformation of 3-lanes Bolu tunnels through squeezing rocks of North Anatolian Fault Zone (NAFZ). *Proc. of Regional Symp. on Sedimentary Rock Eng., Taipei*, pp. 228-233.
- Aydan, Ö., Kawamoto, T., 1999. A proposal for the design of support system of large underground openings according to RMR rock classification system. *Mühendislik Jeol. Bülteni*, 17, 103-110.
- Aydan, Ö., Kawamoto, T., 2000. Assessing mechanical properties of rock masses by RMR rock classification method. *Proceedings of GeoEng 2000 Symposium*, Sydney, Paper No. OA0926.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., 2003. Geotechnical and geoenvironmental characteristics of man-made underground structures in Cappadocia, Turkey. *Engineering Geology*, 69, 245-272.
- Aydan, Ö., Geniş, M., 2010. Rockburst phenomena in underground openings and evaluation of its counter measures. *Journal of Rock Mechanics, TNGRM, Special Issue*, 17, 1-62.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., 2013. Geomechanical evaluation of Derinkuyu Antique Underground City and its implications in geoenvironment. *Rock Mech. and Rock Eng.*, 46, 731-754.
- Aydan, Ö., Sezaki, M., Kawamoto, T., 1992. Mechanical and numerical modelling of shotcrete, *NUMOG IV - Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, pp. 757-764.
- Aydan, Ö., Akagi, T., Kawamoto, T., 1993. Squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction. *Rock Mech. and Rock Eng.*, 26 (2), 137-163.
- Aydan, Ö., Akagi, T., Kawamoto, T., 1996. The squeezing potential of rock around tunnels: theory and prediction with examples taken from Japan. *Rock Mech. and Rock Eng.*, 29 (3), 125-143.
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Kawamoto, T., 1997. Assessment of rock mass strength for underground excavations. *Proc. of the 36th US Rock Mechanics Symp.*, New York, pp. 777-786.
- Aydan, Ö., Dalgıç, S., Kawamoto, T., 2000. Prediction of squeezing potential of rocks in tunnelling through a combination of an analytical method and rock mass classifications. *Italian Geotechnical Journal*, 34 (1), 41-45.
- Aydan, Ö., Tokashiki, N., Geniş, M., 2012. Some Considerations on yield (failure) criteria in rock mechanics. Paper No. 12-640, *Proc. of 46th US Rock Mechanics Symp.*, Chicago (on CD).
- Aydan, Ö., Ulusay, R., Tokashiki, N., 2013. A new Rock Mass Quality Rating System: Rock Mass Quality Rating (RMQR) and its application to the estimation of geomechanical characteristics of rock masses. *Rock Mech. and Rock Eng.*, DOI 10.1007/s00603-013-0462-z.
- Barton, N., Grimstad, E., 1994. The Q-system following twenty years of application in NATM support selection. *Felsbau*, 12 (6), 428-436.
- Barton, N., Lien, R., Lunde, I., 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel supports. *Rock Mech.*, 6 (4), 189-239.
- Bieniawski, Z.T., 1973. Engineering Classification of Jointed Rock Masses. *Trans. of the South African Inst. of Civil Engineers*, 15, 335-344.
- Bieniawski, Z.T., 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. John Wiley & Sons, New York.
- Hoek, E., 1999. Putting the numbers to geology-an engineer's viewpoint. *Quarterly Journal of Engineering Geology*, 32, 1-19.
- Hoek, E., Brown, E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. *International J. of Rock Mechs. & Min. Sci.*, 34 (8), 1165-1186.
- Hoek, E., Kaiser, P.K., Bawden, W.F., 1995. *Support of Underground Excavations in Hard Rock*. Balkema, Rotterdam.
- ISRM, 2007. *The Complete ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 1974-2006*. R. Ulusay and J.A. Hudson (eds.), Suggested Methods prepared by the ISRM Commission on Testing Methods, Compilation arranged by the ISRM Turkish National Group, Ankara.
- Karakul, H., Ulusay, R., 2013. Empirical correlations for predicting strength properties of rocks from P-wave velocity under different degrees of saturation. *Rock Mech. and Rock Eng.*, 46 (5), 981-999.
- Kawamoto, T., Aydan, Ö., Tsuchiyama, S., 1991. A consideration on the local instability of large underground openings. *Int. Conf., Geomechanics '91*, Hradec, 33-41.
- Terzaghi, K. 1946. *Rock Tunnelling with Steel Supports*. Youngstown, Commercial Shearing and Stamping Co.
- Wickham, G.E., Tiedeman, H.K., Skinner, E.H., 1974. Ground support prediction model-RSR concept. *Proc. of 2nd Rapid Excavation Tunneling Conf.*, AIME, New York, pp. 691-707.

# Deformations of Corrugated Steel Tunnel during Construction

C. Machelski

Wrocław University of Technology, Wrocław, Poland

L. Janusz

ViaCon, Rydzyna, Poland

**ABSTRACT** The paper is about deformations of corrugated steel tunnel during construction. The issue is presented based on a 100 m long tunnel built in Poland in 2012. As deformations during construction are very typical and desired authors present an algorithm allowing calculation of bending stresses related to change of curvature of the structure derived from deformations. Results of the algorithm are confronted with real measurements taken during realization of the tunnel. A special feature of the tunnel is a fire-resistant layer that was applied during construction of it.

## 1 INTRODUCTION

The paper deals with construction road tunnel under ski-slope built in Karpacz, Poland in 2012.

The tunnel was built as cut and cover operation. The main shell of the tunnel is a corrugated steel structure VBH19 shaped as a high profile arch MP 200×55×7 [mm] ( $a \times f \times t$  – corrugation length, pitch, gage). Top radius of the steel arch is  $R = 7,07$  m. Basic geometrical dimensions are given on Figure 1 (span  $L = 11,20$  m, rise  $h = 6,50$  m). The length of the tunnel is 100 m. The corrugated steel arch is placed on concrete foundations. The span between the support points is  $L_0 = 10,23$  m. The inside of the tunnel is protected with fire-resistant layer of cement mix with micro-fibers. The thickness of this layer is 120 mm on top of the corrugation.

The tunnel consists of two parts: a straight part length of 60 m and a horizontal bend with 80 m radius. In the straight section the tunnel is shaped as concave arch with 1000 m radius and in the curved section with a slope of 0,5%. The cover of crown of the arch is from 1,0 to 2,25 m. The corrugated steel arch

is made of steel S235JRG2 in accordance to European Standard PN-EN 10025-2:2007 with the minimum yield stress of 235 MPa. Bolting connection is 10 bolts  $\phi 20$  mm /m quality 8.8. The corrugated steel structure was backfilled with sand-gravel mix with SPD 98%. Above the structure and umbrella made of HDPE geo-membrane protected by geotextile layers was performed. After completion of backfilling of the corrugated steel structure the fire-resistant cement shotcrete layer was performed. Figure 2 shows the plan view of the corrugated structure prior to backfilling.

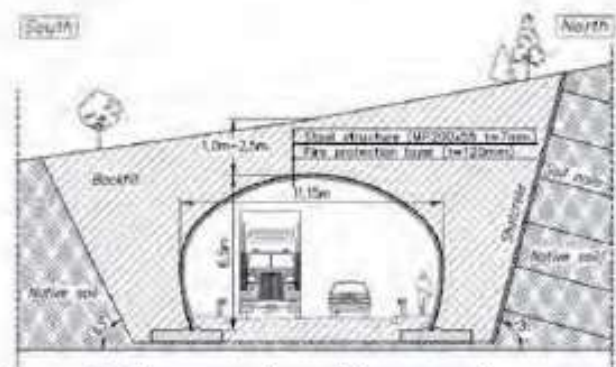


Figure 1. Cross section of the tunnel



Figure 2. Plan view of the corrugated steel structure and inside view prior to shotcrete

Corrugated steel structures are flexible structures and they would undergo deformations during backfilling. This is a natural behavior and promotes soil-structure interaction in carrying the loads. However one need control the magnitude of deformation in order to remain on the safe side as far as structural integrity of the corrugated steel structure is concerned. In order to monitor the behavior of the structure during backfilling as well as a long-term behavior number of deformation control sensors were installed around the periphery of the structure on the in-side.

## 2 DEFORMATION OF FLEXIBLE SHELL DURING BACKFILLING

Theoretical deformations of a flexible shell backfilled in the soil are considered below. The case based on an arch with single-radius  $R$ . For the sake of simplicity even value of radius was assumed however it can be recalculated to address the multi-radii situation. Figure 3 provides details of the geometry. Backfill is placed symmetrically and generates symmetric interaction with corrugated still presented through normal  $p(\varphi)$  tangent  $t(\varphi)$  forces. Practically this is not really the reality as there's always some unsymmetry during backfilling process. The deformation of the flexible shell is described through two characteristic values: peaking  $w$  and narrowing (shortening)  $2u$ . Proportions between these two vary during backfilling

process [1, 2, 3]. The resultant deformation of the structure is expected to happen and has a positive impact on load carrying capacity of the backfill structure during service stage.

Figure 4 provides details of deformations measured in three cross-sections during backfilling of the corrugated steel structure described in the introduction chapter.

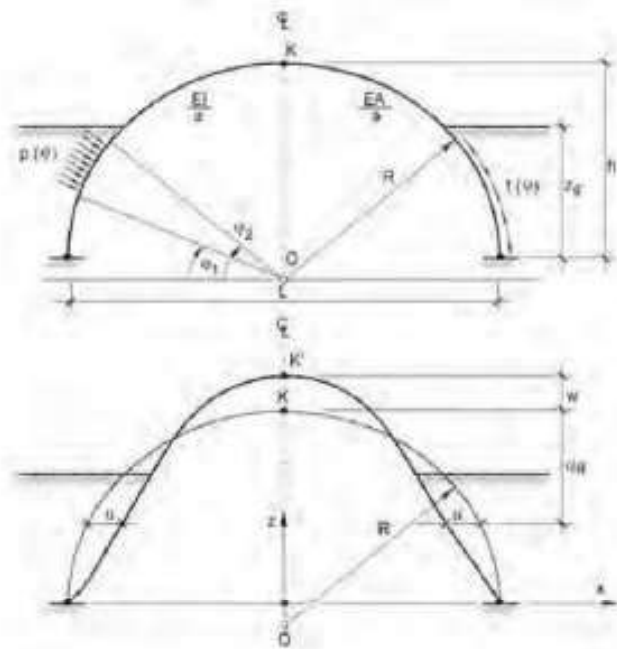


Figure 3. Backfilling behavior of a flexible structure

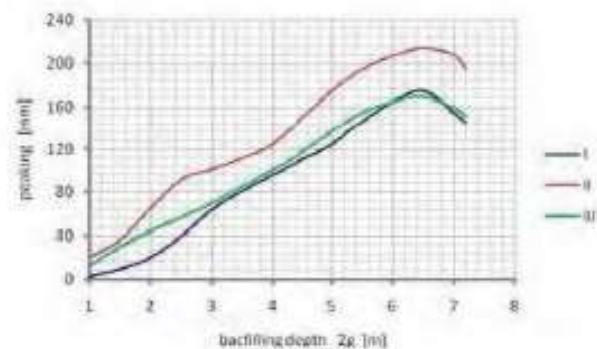


Figure 4. Peaking of the structure measured in the crown during backfilling

Maximum values were as follows  $w_I = 172$  mm,  $w_{II} = 214$  mm,  $w_{III} = 167$  mm. In the end cross-section located in the vicinity of the entrance portals values were respectively lower :  $w_{IV} = 130$  mm,  $w_{V} = 143$  mm. For the sake of an anlysis the middle (II) cross-



section values were taken into consideration as they were the highest. The peaking factor of based on that value is:

$$\omega = \frac{w}{L} 100\% = \frac{214}{11200} 100\% = 1,91\%$$

Measurements of  $u$  were conducted at following levels related to support level (as per Fig. 3)

(A-B)  $h - \alpha R = 4,85$  thus  
 $\alpha R = 0,2065 \cdot 7,07 = 1,46;$   
 (C-D)  $h - \alpha R = 2,50$  thus  
 $\alpha R = 0,5629 \cdot 7,07 = 3,98.$

Figure 5 shows the horizontal deformations measured at these levels. They are related to peaking  $w(K)$  in the crown. In order to simplify the further analysis data from (A-B) level was considered.

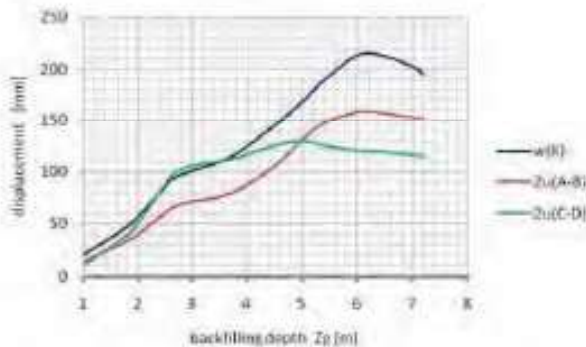


Figure 5. Characteristic deformations during backfilling

Based on the results one can conclude that narrowing is smaller than peaking. As expected the narrowing measured with lower level when backfill is at initial stage are higher. The maximum value of  $2u$  is for (A-B) level which is  $\alpha = 0,2065$  when backfill reaches the crown. The narrowing curves at different measurement levels determined by  $\alpha$  are variable functions. During construction the peaking increases until backfill reaches the crown. Once an overburden soil starts to load the steel shell i.e.  $z_g > h$ , a reduction of formerly developed deformations  $w$  and  $u$  occurs.

### 3 BENDING MOMENTS IN THE CROWN OF THE STEEL ARCH

Based on deformations measured during backfilling one can calculate the change of radius of the curvature which constitutes the basis of estimation bending moments in the crown. Bending moments are the main component of normal stresses in the steel. The analysis of the upper part of the arch is sufficient for the estimation of the bending moments. Unit measurements can be verified [2].

Important for the safety of structure performance is a construction stage presented on Figure 3. Based on that one can prognose the maximum bending moments. Useful parameter for that is a change of the radius of the curvature as follows:

$$dR_{uw} = R - R_{uw} \quad (1)$$

This change is set based on below presented algorithm and deformations  $w$  and  $u$ , as per Figure 6. The circumferential strip is bended during the roll-forming process of the steel in production to a constant value  $R$ . Based on drawing at Figure 6 relative peaking in comparison to level  $\alpha R$ , is calculated as follows

$$w = w_k - \frac{1}{2}(w_A + w_B) \quad (2)$$

Narrowing  $2u$  at the same level is set as

$$2u = u_A + u_B \quad (3)$$

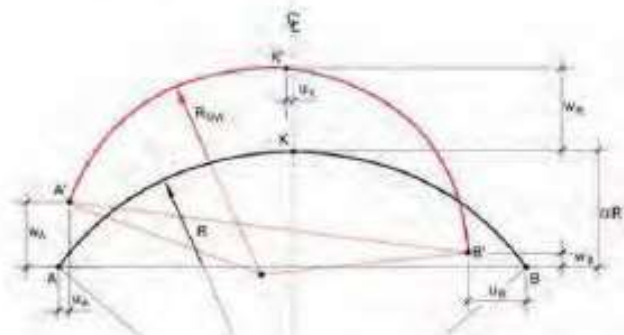


Figure 6. Change of shape of the top part of the arch

Deformations given at Figure 5 are not the same in general. Figure 6 presents defromations  $u_A$  and  $u_B$  constituing  $2u$  in accordance to equation (3). Vertical inclination of the shell is specified by  $u_K$ .

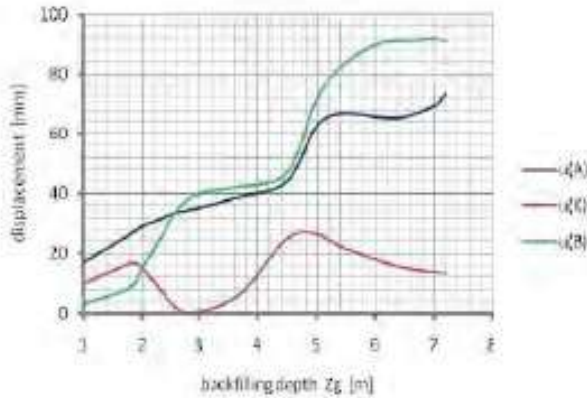


Figure 7. Horizontal deformaions in the upper part of the steel shell

The initail radius of the shell  $R$ , is specified as for circle drawn on an equilateral triangle, as per figure. 5, with basis AB and length  $C$  and height of  $F = \alpha R$ . Then:

$$R = \frac{4F^2 + C^2}{8F} \tag{4}$$

The change of such a radius related to the deformation of the shell, given by characteristic deformations  $w$  and  $u$  is given by an equation:

$$R_{uw} = \frac{4(F+w)^2 + (C-2u)^2}{8(F+w)} \tag{5}$$

To determine  $R_{uw}$  one can also use the formula of the circle drawn over equilateral triangle with radius  $R$ . Change of  $R$  from (4) is specified based on (5) and (4) as per equation:

$$dR = R - R_{uw} = \frac{w \cdot C^2 + 4Fu(C-u)}{8F(F+w)} - \frac{w}{2} \tag{6}$$

By using a parametric approach with  $\alpha$  we can modify it to following equation:

$$R_{uw} = R_{\alpha} = \frac{R[\alpha(R+w) - u\sqrt{\alpha(2-\alpha)}]}{\alpha R + w} \tag{7}$$

And, the Equation (6) will be transferred to:

$$dR = R - R_{\alpha} = \frac{R[w(1-\alpha) + u\sqrt{\alpha(2-\alpha)}]}{\alpha R + w} \tag{8}$$

as

$$C = 2R\sqrt{\alpha(2-\alpha)} \tag{9}$$

Dimensionless idnicator specifying the change of the curvature of the shell in the crown is given as:

$$\frac{dR}{R} = \frac{w(1-\alpha) + u\sqrt{\alpha(2-\alpha)}}{\alpha R + w} \tag{10}$$

The change of the radius of the curvature in the crown of the circle arch during backfilling is specified based on deformations  $w$  and  $u$ , which were specified at the level (A-B), as per Figure. 7 ( $\alpha = 0,2065$ ). Results of the calculations are given on Figure 8.

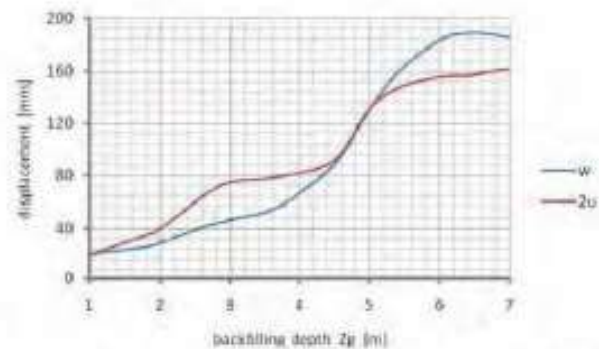


Figure 8. Deformations of upper part of the arch

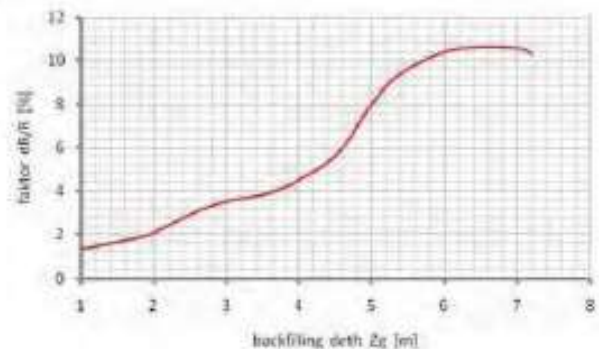


Figure 9. Change of the curvature

Assuming various levels of measurement points used for determination of narrowing  $u$ , one obtain various functions of  $dR(z_g)$  as per (10). An important element of difference of  $dR/R$  is location of measurement level  $u$  which is a function of parameter  $\alpha$ . For estimation of the maximum value of bedding moment in the crown when the backfill reaches the top of the crown one can use the following equation:

$$M_{\max} = \frac{EI}{R} \frac{dR_{\max}}{R - dR_{\max}} \quad (11)$$

where  $EI$  bending stiffness of the corrugated steel.

Maximum change of the curvature  $dR_{\max}/R$  can be determined by specifying allowed normal stress  $\sigma$ , as a derivate of the bending moment  $M$ , based on flexure index for the corrugated steel plate

$$W = I/(f+t), \quad (12)$$

The value of bending moment can be specified as

$$M_{\max} = \sigma \cdot W = \frac{2\sigma \cdot I}{f+t} \quad (13)$$

Using the relations of bending moment and change of the curvature in the formulae

$$\frac{dR}{R} = \frac{RM}{EI + RM} \quad (14)$$

And by substituting  $M_{\max}$  from (13) we obtain the maximum value

$$\frac{dR_{\max}}{R} = \frac{\sigma}{E \frac{f+t}{2R} + \sigma} \quad (15)$$

The fixed element in the equation (15) is a characteristic parameter for a given type of corrugation. In this case with corrugation MP 200×55×7 we get:

$$E \frac{f+t}{2R} = 205000 \frac{55+7}{2 \cdot 7070} = 898,9 \approx 900 \text{ MPa}$$

By assuming maximum allowed stress e.g.  $\sigma = 180$  MPa we will obtain from equation (15)

$$\frac{dR_{\max}}{R} = \frac{180}{900 + 180} = \frac{1}{6} = 0,1667$$

Thus values of change of curvature given on Figure 9 are 16,7% smaller then calculated as above.

#### 4 SUMMARY

The corrugated steel structure arch embedded in the soil which is described in the paper behaves like a flexible structure during construction. It undergoes deformations related to soil-structure interaction. These deformations can be measured and based on them one can estimate bending moments and stresses in the steel. The paper proposes an algorithm to calculate these stresses and bending moments based on change of the curvature of upper part of the steel arch. Observations from various installations confirm that once structure is backfilled the deformations practically stops and therefore the construction stage is the most critical part for the stability of the soil-steel structures. This phenomenon allowed to apply fire-resistant payer of cement based spray with fibers which meets the requirements of class F4 for tunnels.

#### REFERENCES

- Bakht, B., 2007. *Evolution of the design for soil-metal structures in Canada*. Archives of Institute of Civil Engineering. Poznań 1, pp. 7-22.
- Duncan, J.M., 1997. *Behaviour and Design of Long-Span Metal Culvert Structure*. ASCE Convention, San Francisco.
- Machelski, C., Janusz, L., 2011. *Estimation of bending moments in the crown of a soil-steel bridge structure during backfilling*. 6<sup>th</sup> European Conference on Steel and Composite Structures. Eurosteel, Budapest, pp. 1365-1370.

- Machelski, C., Michalski, J.B., Janusz, L., 2009. *Deformation Factors of Buried Corrugated Structures*. Journal of the Transportation Research Board. Solid Mechanics. Transportation Research Board of Nationalals Academies, Washington D.C., pp. 70-75.
- Pettersson, L., 2007. *Full Scale Tests and Structural Evaluation of Soil Steel Flexible Culverts with low Height of Cover*. Doctoral Thesis, KTH, Sweden.
- Vaslestad, J.,1990. *Soil structure interaction of buried culverts*. Institutt for Geoteknikk, Norges Tekniske Hogskole, Universitetet I Trondheim.

# İzmir Metro İnşaatı Poligon İstasyonunda Meydana Gelen Göçüğün Geçilmesine Yönelik Tünel Kazı-Destekleme Tasarımı

## *Design of Tunnel Excavation-Support to Cross Failure, Occurred in Izmir Subway Construction Poligon Station*

C.O. Aksoy, K. Küçük, T. Onargan, V. Özacar

*Dokuz Eylül Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, İzmir*

**ÖZET** İzmir metrosu geliştirme çalışmaları içerisinde bulunan Üçyol-Üçkuyular hattındaki Poligon istasyonu ana yapısı diyafram duvardan oluşmaktadır. Diyafram duvarın altında istasyona, trenin yanaşması için bir tünel planlanmıştır. İstasyon yapısının çok yakınında oldukça eski binalar mevcuttur. Bu binalar 8-10 katlıdır ve önemli bir bölümü yeni deprem yönetmeliğine göre yapılmamıştır. Tünelin geçeceği zemin şartları ise oldukça zayıf ve oldukça sağlam birimlerden oluşan kiltası-kumtaşı ardalanması şeklindedir. İnşaat aşamaları gerçekleştirilirken, istasyona giden T2 tüneline 21.03.2012 tarihinde bir göçük oluşmuş ve bir iş makinesi bu göçük içerisinde kalmıştır. Oldukça karmaşık bir yapı arzeden (diyafram duvar, tünel, göçük, eski binalar) çalışma ortamında hem iş makinesini kurtarmak hem de istasyon yapısı ve çevre binalar ile alt yapıya zarar vermeden T2 tüneline açılmasına yönelik bir ön destekleme tasarımı gerçekleştirilmiştir. Bu tasarım, klasik tahkimat elemanları, kimyasal enjeksiyon ve mikroçimento enjeksiyonu uygulamalarını içermektedir.

Bu makalede, İzmir Metrosu, Poligon istasyonunda meydana gelen göçüğün geçilmesi için yapılan saha çalışmaları, ölçümler, değerlendirmeler ve en hassas şekilde T2 tüneline açılması için önerilen kazı-destekleme tasarımı verilmektedir.

**ABSTRACT** The main structure of the Poligon station on the Ucyol-Uckuyular line, is situated in Izmir subway development studies, consists the diaphragm wall. Under the diaphragm wall a tunnel is planned for docking the train to station. Quite old buildings are very close to the station structure. These buildings have 8-10 floors and many of them isn't accordance to new earthquake regulations. Condition of bed of tunnel is an alternation of claystone and sandstone, which consists very weak and very strong units. A front support design realized at highly complex work environment for saving construction equipment and excavating T2 tunnel without damaging the structure of the station, substructure and the environmental buildings. This design include classic support systems, chemical injection and microcement injection.

Field studies for crossing failure at Izmir Subway Poligon Station, measurements, assessments and excavation and support design, which recommended for opening T2 tunnel are given in this article.

## 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.

İzmir metrosu geliştirme çalışmaları içerisinde bulunan Üçyol-Üçkuyular hattındaki Poligon istasyonu lokasyonunda istasyona giden T2 tüneline 21.03.2012 tarihinde bir göçük oluşmuş ve bir iş makinesi bu göçük içerisinde kalmıştır. Oldukça karmaşık bir yapı arzeden (diyafram duvar, tünel, göçük, eski binalar) çalışma ortamında hem iş makinesini kurtarmak hem de istasyon yapısı ve çevre binalar ile alt yapıya zarar vermeden T2 tüneline açılmasına yönelik bir ön destekleme tasarımı gerçekleştirilmiştir.

Göçüğün tünel üzerindeki binalara ve istasyon yapısına zarar vermeden geçilmesi ve iş makinesinin kurtarılması için kazı-ön destek aşamalarının tasarımı bu tebliğin konusudur.

## 2 GÜZERGÂHIN JEOLJİSİ

İzmir Hafif Raylı Sistemi (İZRAY) güzergâhının 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 güzergâhının 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

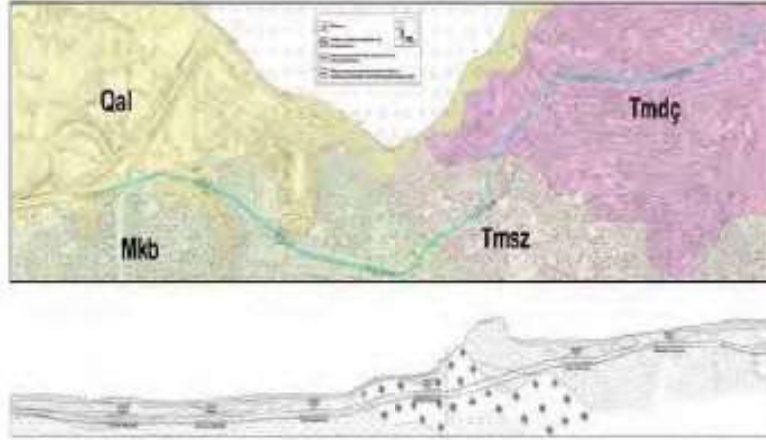
gözlenen çakıl birimi kahverengi, killi, kumlu, sıkı-çok sıkıdır. Güzergâhın jeolojisi ve boyuna kesiti Şekil 1'de verilmektedir.

## 3 POLİGON İSTASYON TÜNEL KAZISINDA MEYDANA GELEN GÖÇÜKTEKİ İMALATLARIN, GÖÇÜĞÜN VE İŞ MAKİNASININ DURUMU

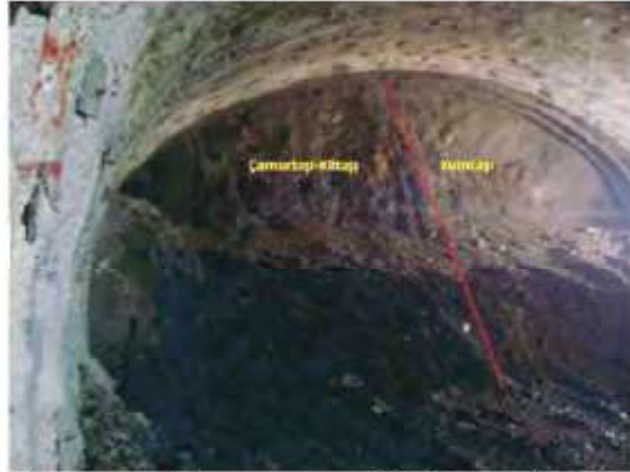
Poligon İstasyonu Km: 3 + 402,530'de, 21.03.2012 tarihinde meydana gelen göçük ve bu göçük altında kalan iş makinesinin mevcut imalatlara göre konumu incelenmiştir. Şekil 2'de, 21.03.2012 tarihinde meydana gelen göçük olayından hemen önce en son çekilmiş ayna fotoğrafı firma arşivinden verilmiştir. Bu fotoğrafta görüleceği üzere aynanın hemen hemen ortasından ayrılacak şekilde kara tarafında nispeten daha dayanımı yüksek kumtaşı birimine karşı, deniz tarafında daha az dayanımlı çamurtaşı-kiltaşı birimi yer almaktadır. Tünelin hemen üzerinde yer alan alüvyal çökeller ise tünel projesinde öngörülen mevcut ön-destek elemanlarından kaya bulonlarının çakılması ile daha da örselelenmiş ve meydana gelen göçük olayı özellikle deniz tarafı omuz bölgesinden ve aynadan akma şeklinde yenilme gerçekleştiği anlaşılmaktadır. Tünelde göçük sırasında uygulanan ön destek sistemi göçükte kalan iş makinesinin üzerinde sağlam olarak kaldığı, sadece bomunun aynada tahkimatsız bölüme doğru uzandığı görülmektedir (Şek. 3). Göçük sonrası iş makinesinin uygun şekilde izole edilerek, aynanın şatkrit uygulaması ile kapatıldığı görülmüştür. Yapılacak tünel kazısında aynada ve üzerinde kohezyonsuz göçük malzemesinin yanı sıra uygulanan ön destek sisteminde kullanılan tavan bulonları ve sürenlerinde aşağıya doğru hareket ve eğilerek göçük içerisine sürüklendiği de yapılan inceleme sonucunda belirlenmiştir. Bu nedenle yapılacak tünel kazısı sırasında gerek aynadaki kütlelerin güçlendirilmesine yönelik çalışmalarda gerekse uygulanacak tünel üstü yüklere karşı şemsiye kemer borusu çakma aşamalarında bu doğal zemin dışı malzemelerin sorun çıkarmayacağı düşünülmüştür.

Yapılacak imalatta, bu nedenle bazı teknik zorluklar yaşanması da muhtemel görülmüştür. Şekil 4'de Poligon İstasyonu Top-Down yöntemi ile imalatı genel

görünümü ve Poligon İstasyon tünel kazısında meydana gelen göçük bölgesinde Şubat-2013 itibariyle mevcut imalat durumu verilmiştir.



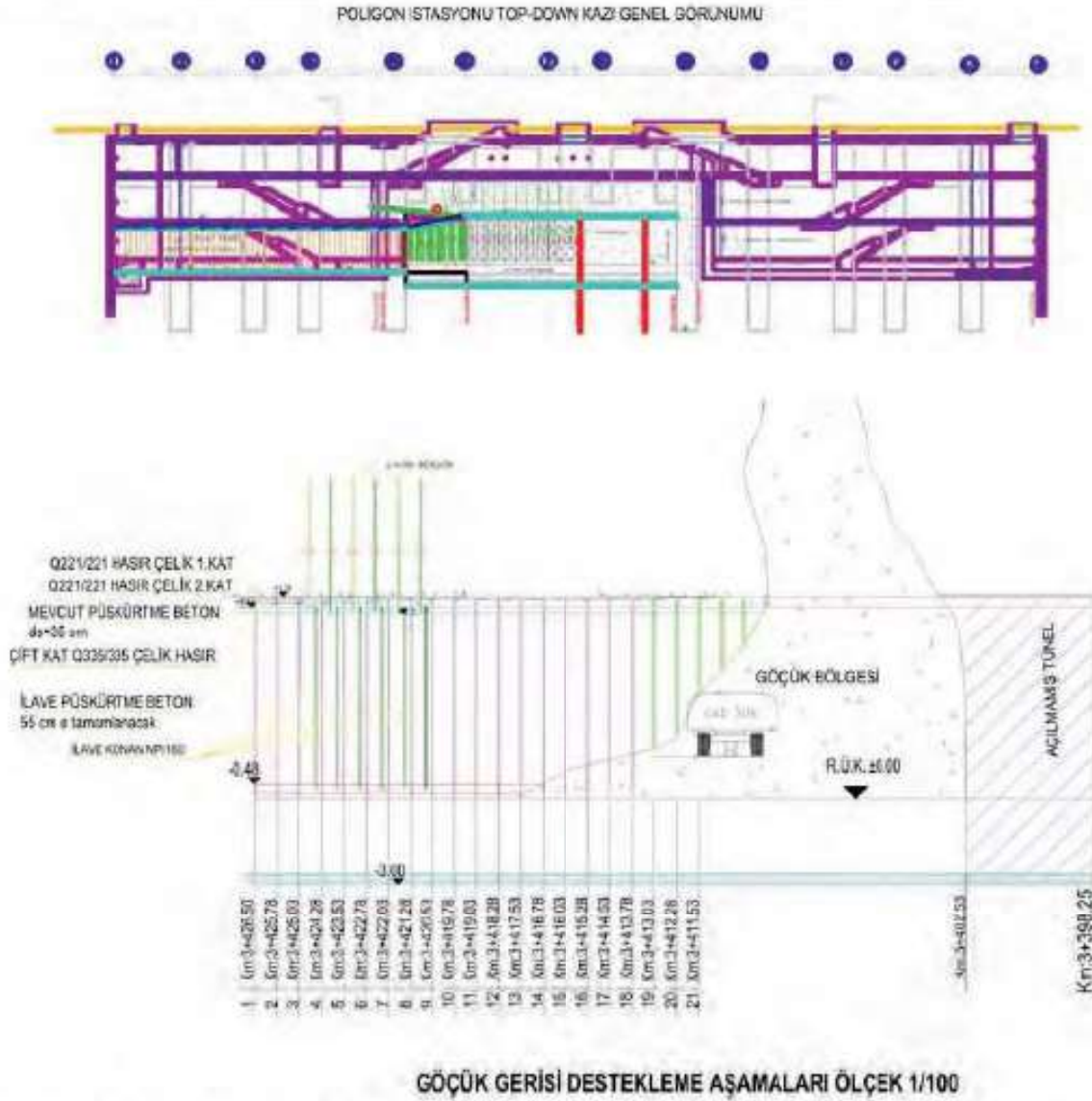
Şekil 1. Metro güzergâhı jeolojisi ve boyuna kesiti (Aksoy ve Onargan, 2010)



Şekil 2. Göçük olayından hemen önce en son çekilmiş ayna fotoğrafı (Onargan vd., 2013)



Şekil 3. Göçükten hemen sonra çekilmiş fotoğraf (Onargan vd., 2013)



Şekil 4. Poligon istasyon tünel kazısında meydana gelen göçük bölgesinde Şubat-2013 itibariyle mevcut imalat durumu (Onargan vd., 2013)

#### 4 GÖÇÜKTE TUNEL İMALATI İÇİN ÖNERİLEN ÖN DESTEKLEME SİSTEMİ

Göçük malzemesinin kohezyonsuz olması ve içerisinde süren ve bulon gibi destek elemanlarını içermesi, açılması sırasında ön görülen destek sisteminin belirlenmesinde tasarım parametreleri açısından bazı zorluklar içermektedir. Bu nedenle aynada karşılaşılan ve uzunluğu yaklaşık 13,38 metre devam eden kazılacak kütle ve üzerindeki kütle mutlaka ön destekleme çalışmaları ile güçlendirilmesi zorunludur. Bu nedenle açılacak tünelin her iki tarafından olmak üzere 9 metrelik 1,5 inç lik ayna güçlendirme borularından yapılacak

kimyasal bazlı mikro çimento enjeksiyonu ile tabaka konsolidasyon enjeksiyonu mutlaka yapılmalıdır. Ayrıca kazıya başlamadan önce yine boyu 1,5-2 metre arasında değişen 1,5 inçlik deliklerden yüksek reaktiviteye sahip, 2-komponentli hidrofobik poliüretan enjeksiyon reçinesi de ayna içerisine enjekte edilmesi gerekmektedir. Yapılabilmesi durumunda ayna üzerindeki tabakaya da şemsiye boru uygulaması öncesi mikro çimento enjeksiyonu yapılmasında da fayda görülmüştür.

Göçük tünelinin açılması sırasında 30 cm'lik püskürtme beton ve Q 335-335 tel hasır uygulaması yapılması ve çelik iksa



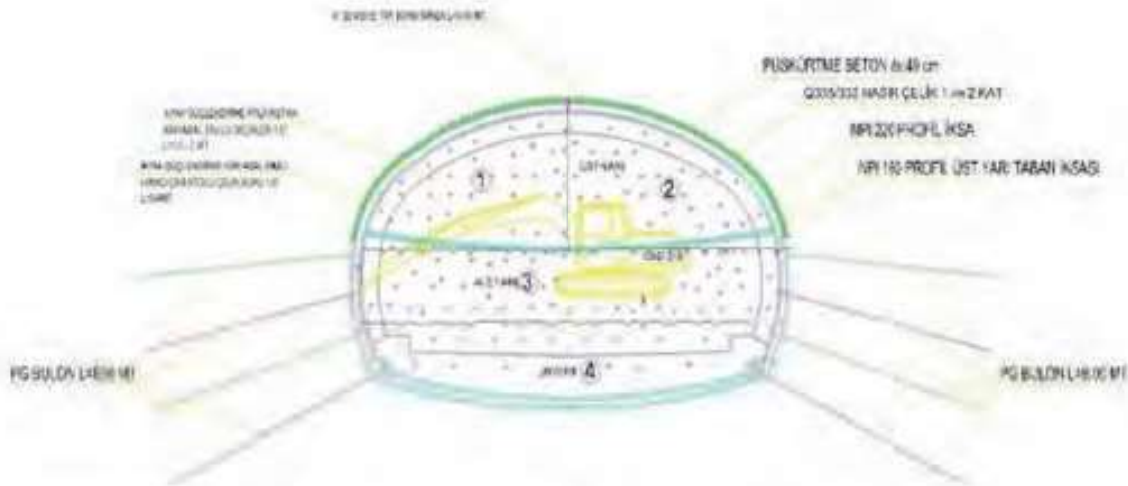
olarak da 0,5 m aralıklı NPI 220 çelik tahkimat uygulaması tarafımızca öngörülmüştür. Şemsiye boru uygulamasında ise omuzlara kadar (yerden 2 metre yüksekliğe kadar) olmak üzere 10 cm aralıklı 2 inç çapında 9 metrelik uzunluğunda 4,5 metresi bindirmeli enjeksiyonlu çelik boru uygulaması da tarafımızca öngörülmüştür.

Tasarımda yine tünel omuz altında tabana kadar 8 metre uzunluğunda PG bulonlar, tünelin sol ve sağ alt köşelerinde yine 8-12 metre uzunluğunda zemin çivileri (PG) öngörülmüştür. Tünel kazısı esnasında her türlü makine-ekipman ve malzeme yerinde hazır bekletilmeli ve jeoteknik ölçümler çık sık aralıklarla yapılmalıdır.

Açılacak tünelin üzerinde istasyon imalatlarının mevcut olması ve tünel aynası ve üzerindeki formasyonların aşırı örşelenmiş olması nedeniyle burada yapılacak kazı ve tahkimat çalışmalarının çok dikkatli olarak yapılmasında fayda görülmektedir. Kazı adımları ve tahkimat adımlarının projede önerilen şekilde harfiyen yerine getirilmesi, imalatın sağlıklı olması açısından büyük önem arz etmektedir. Bu konuda detaylı olarak bir sonraki bölümde işlem adımları ve metodolojisi tarafımızdan açıklamalı olarak verilmiştir. Çizelge 1'de göçük tünel inşası için öngörülen ön destek sistemi elemanları verilmektedir. Şekil 5'de ise en kesit üzerinde ayna imalatı ve iş makinesinin konum ilişkisi verilmiştir.

Çizelge 1. Göçük tünel inşası için öngörülen ön destek sistemi elemanları

KAYA SINIFI	C4
PRENSİP ŞEKLİ	
ÖN DESTEK ELEMANLARI	<p>P. Beton= 40 cm (28 Günlük 21 MPa) (10+15+15 cm)  Çelik Hasır= 2 Sıra (Q335/335)  Çelik Boru Kemer = Yan ayaklara kadar (5- 9 metre)  Taban Betonu= Donatılı 40 cm P. beton  Bulonlar= Çelik boru kemer bitiminde PG(8 metre)+yan ayaklarda PG Tipi (8 metre)  Zemin Çivisi(PG) = Sol ve sağ alt köşelerde (8 metre)  Ayna Sağlamaştırma=  Her iki tarafta olmak üzere;  1 - Kimyasal bazlı mikro çimento enjeksiyonu için 5-9 metrelik ayna güçlendirme boruları(4,5 ve 3 metresi perfore)  2 - Kimyasal enjeksiyon için 1,5 - 2 metrelik ayna güçlendirme delikleri</p>



Şekil 5. Göçükteki makinenin kurtarılması ve ön tahkimat için önerilen tahkimat sistemi (Ölçeksiz) (Onargan vd., 2013)

## 5 POLİGON İSTASYONU GÖÇÜK BÖLGESİ ÖNERİLEN ÖN DESTEK SİSTEMİ İÇİN TÜNEL AÇMA İŞLERİ İNŞAAT METODOLOJİSİ

Poligon istasyonu inşaatı sırasında 21.03.2012 tarihinde meydana gelen göçük sonrası tünel açma işlemleri uzun bir süre durmuştur. Bu süreç içerisinde göçük bölgesinin ne tip bir imalatla geçileceği üzerine yaptığımız yerinde incelemeler ve daha önce yapılmış olan çalışmalar kapsamında göçük bölgesinin geçilmesine yönelik oluşturulan inşaat metodolojisi aşağıda adım adım verilmektedir.

### 5.1 I. Adım Şaft-3 Tarafı Güçlendirme Planı

1. C yapısı peron katı aynasından üst yarı 3,5 mt tünel kazısı yapılarak, Q335/335 çelik hasır ve 20 cm püskürtme beton atılacaktır.
2. C yapısı peron katı aynasından 2 m<sup>2</sup> ye 1 adet 2 inch çapında, L=1,5-2 mt uzunluğunda delik delinerek, poliüretan bazlı kimyasal enjeksiyon yapılacaktır.
3. Zemin güçlendirme enjeksiyonu prizini aldıktan sonra; aynada 3 m<sup>2</sup> ye 1 adet 2 inch çapında deliklere 1,5 inch çapında 5-9 metre boylarında ayna güçlendirme çelik boruları yerleştirilerek, kimyasal bazlı mikro çimento ile enjeksiyon yapılacaktır. Çelik boruların son 4,5 m'si (9 m'lik borularda) ve

son 3 m (5 m'lik borularda) delikli imal edilmelidir.

4. Zemin güçlendirmesi sonrası aynada 2 lokasyonda 4 inch çapında kılavuz delgileri yapılacaktır.(Göçük kontrolü için).

5. Üst yarıdan aşağıya doğru 2,5 mt derinliğinde kazı yapılarak, 1.2.3.ve 4. maddelerdeki adımlar tekrarlanacaktır.

6. Kalan alt yarı kazısı içinde 1.2.3.ve 4. maddelerdeki adımlar tekrarlanacaktır.

### 5.2 II.Adım Göçük Aynası Gerisi Tahkimatların Kontrolü

1. Göçük aynası tarafından kazı imalatına başlamak için, redüksiyon önüne inşaa edilen 50 cm lik perde kırılacaktır. Daha sonra tek tek çelik strutlar sökülecek, her adımda yüzeyde deformasyonlar ölçülecektir. Herhangi bir deplasman tespitinde hemen o bölgede güçlendirme imalatları yapılacaktır. (Böyle bir durumda tarafımızdan mevcut durum değerlendirilerek, gerekli tahkimatlandırma ile destekleme işlemleri önerilecektir). Herhangi bir deplasman gözlenmez ise bütün çelik strutlar tek tek kaldırılmalıdır. Her adımda mevcut tahkimatlarda bir deplasman olup olmadığı da kontrol edilecektir.

2. Göçük gerisi tünel boyunca röleve alınarak, herhangi bir deformasyon veya deplasman olup, olmadığı tespit edilecektir.

### 5.3 III. Adım Göçük Aynasına Doğru Tahkimatlandırma

1. Daha önce araya bandaj iksa konularak çift sıra çelik iksa ile destekleme yapılan bölgenin sonrasındaki tekli iksa olan kısımdan göçük aynasına kadar NPI 160 çelik tahkimat ile bandaj yapılıp, tünel alt yarılarının her iki tarafından L=8 mt uzunluğunda PG bulonlarla zemin çivisi ve çelik hasır ve püskürtme beton ile tahkimatlandırma yapılacaktır.( Bu işlemler aynanın müsaade ettiği son noktaya kadar gidilmelidir).

### 5.4 IV. Adım Göçük Aynasının Güçlendirilmesi

1. Göçük aynasından, göçük içerisinde bulunan iş makinesinin konumu dikkate alınarak, çalışma ortamının izin verdiği uzunlukta 2 m<sup>2</sup> ye 1 adet olacak şekilde, 1,5 inch çapında delikler delinerek, bu deliklere Poliüretan bazlı kimyasal enjeksiyon uygulaması yapılacaktır.(Sistemik olmayacak şekilde). Tünel uzunluğu boyunca her bir metrelik kazı adımında kimyasal güçlendirme işlemi tekrarlanacaktır.

2. Göçükte bulunan aynada ve üzerindeki kütle kimyasal enjeksiyonla güçlendirildikten sonra, aynada 3 m<sup>2</sup> ye 1 adet 2 inch lik deliklere 1,5 inch çapında 5-9 mt uzunluklarında ayna güçlendirme çelik boruları yerleştirilerek, kimyasal bazlı mikro çimento enjeksiyonu yapılacaktır. Çelik boruların son 4,5 m'si (9 m'lik borularda) ve son 3 m (5 m'lik borularda) delikli imal edilmelidir.

### 5.5 V. Adım Göçükte Kazı Ve Ön Destekleme

1. Göçük aynası ve üzerinde üst örtü kütlenin dayanım kontrolü için 2 adet biri aynadan diğeri ise omuzdan yukarı doğru açılı şekilde kılavuz delgi yapılacaktır.

2. Tünel üzerinde imalat sırasına göre üst yarı ve alt yarının en az 2 m üstüne kadar, 9 m uzunluğunda 4 inch'lik çelik boruların 4,5

m bindirme esasına göre yerleştirilmesi (borular arası mesafe dıştan dışa en fazla 10 cm olacak).

3. Üst yarı kazısında ilk önce, kara tarafı 1. aşama kazısı yapılıp, 1.kat Q335/335 çelik hasır ve püskürtme beton ( 10 cm ) uygulaması yapıldıktan sonra, 2. aşama kazısı olan deniz tarafı kazısı yapılıp, 1.kat Q335/335 çelik hasır ve püskürtme beton ( 10 cm ) uygulaması yapılacaktır.

4. Üst yarı yay boyunca NPI 220 çelik tahkimat profilinin yerleştirilmesi. 2 kat Q335/335 çelik hasır ve 30 cm püskürtme betonun ile uygulanması (Püskürtme beton 15+15 cm).

5. Üst yarı tabanında 50 cm ara ile NPI 160 ile geçici invertin kapatılması.

6. 50 cm üst yarı ilerlemesi ve NPI 220 çelik iksa montajı ve NPI 160 çelik profil ile geçici invert yapılmasından sonra, 2 kat Q335/335 çelik hasır ve 30 cm püskürtme betonun ile uygulanması (Püskürtme beton 15+15 cm).

7. Üst yarının 4,5 m ilerlemesinden sonra geriden, 50 cm lik alt yarı ilerlemesi. 10 cm püskürtme betonun 1 kat Q335/335 çelik hasır ile uygulanması (Püskürtme beton 10 cm). (Üst yarı-alt yarı ayna mesafesi maksimum 4,5 metredir.)

8. 50 cm alt yarı ilerlemesi ve NPI 220 çelik iksa montajı ve 2. kat Q335/335 çelik hasır ve 30 cm püskürtme betonun ile uygulanması (Püskürtme beton 15+15 cm).

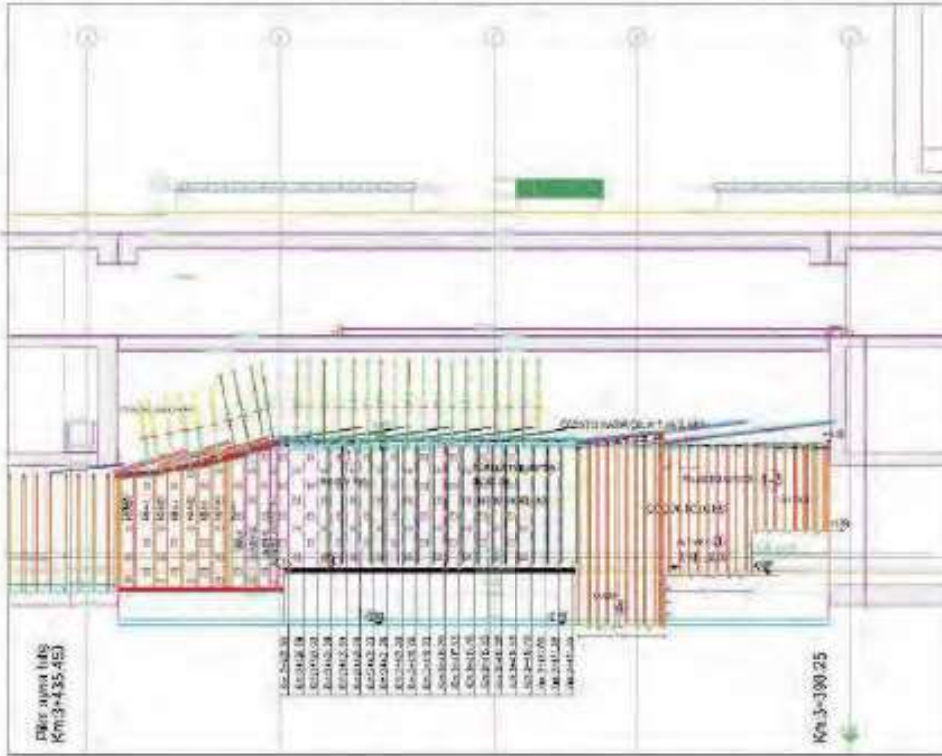
9. Alt yarının 4,5 m gerisinden 50 cm invert ilerlemesi. 10 cm püskürtme betonun 1. kat Q335/335 çelik hasır ile uygulanması (Püskürtme beton 10 cm).

10. 50 cm invert ilerlemesi ve NPI 220 çelik iksa montajı ve 2. kat Q335/335 çelik hasır ve 30 cm püskürtme betonun ile uygulanması (Püskürtme beton 15+15 cm).

11. 3-10. Maddelerdeki uygulama aşamalarının tekrarlanması. Üst yarı+alt yarı ve invert kazısı silsilesi içerisinde alt yarı geçici invertin sökülmesi.

Yukarıda bahsedilen 5 adım sonrasında izlenecek çalışmaların prensip şekli Şekil 6'da verilmektedir.

## 5.ADIM GÖÇÜKTE KAZI VE ÖN DESTEKLEME



Şekil 6. Göçük tünel kazısı destek sistemi şematik gösterimi (Ölçeksiz) (Onargan vd. 2013)

## 6 SONUÇLAR

Yukarıda detayları verilen ve hem göçüğü geçmeye hem de göçükte kalan iş makinesinin kurtarılmasına yönelik olarak tasarlanan Göçük Tünel Kazısı Destek sistemi yüklenici firma tarafından idare onayı alındıktan sonra uygulamaya konulmuştur. Öncelikle, kimyasal enjeksiyon deliklerinden maksimum 20 kg olacak şekilde enjeksiyon malzemesi verilmiştir. Sonrasında ise mikroçimento enjeksiyonu yapılarak göçüğün iki tarafında da hem aynanın hem de göçük içi malzemenin içsel parametreleri yükseltmek kaydıyla dayanımı artırılmıştır. Son gelinen durumda iş makinesi tarafında makinenin çevre kazısı yapılarak kurtarılması, önerilen tahkimat yöntemi uygulanmak kaydıyla göçük tünelinin kazılması işlemi başarı ile yapılmaktadır.

## KAYNAKLAR

- Aksoy, C.O., Onargan, T., 2010. The Role of Umbrella Arch and Face Bolt as Deformation Preventing Support System in Preventing Building Damages, *Tunneling and Underground Space Technology*, 25, pp. 553-559.
- Aksoy, C.O., Özacar, V., Kantarcı, O., 2010. An Example for Estimation of Rock Mass Deformations Around an Underground Opening by Numerical Modeling, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 47, pp. 272-278.
- Onargan, T., Aksoy, C.O., ve Küçük, K., 2013. *Poligon İstasyonu Km: 3 + 402,530 De 21.03.2012 Tarihinde Meydana Gelen Göçüğün Geçilmesine Yönelik Tünel Kazısı Ön Destek Sistemi Hakkında Değerlendirme Raporu*, DEÜ. Müh. Fak. Döner Sermaye İşletmesi.

# Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy (İstanbul) Metro Hattı Peron Tünellerinde Boru Kemer Uygulaması

## *Pipes Arch Application in Platform Tunnels at Uskudar-Umraniye-Cekmekoy Metro Line*

A. Kılıç, Z. Sertabipoğlu

*İstanbul Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Avcılar/İstanbul.*

**ÖZET** Bu çalışmada, Üsküdar-Çekmeköy (İstanbul) Metro hattında yer alan İhlamurkuyu İstasyonundaki peron tünellerinde uygulanan ön-sağlamlaştırma teknikleri anlatılmaktadır. Yaklaşık 74 m<sup>2</sup> kesit alanına sahip olan tünellerin her biri 180 m uzunluğunda olup yüzeyden 20 m derinlikte yer almaktadır. Peron tünelleri tamamen ayrılmış ve akıcı kumtaşları içerisinde açılmaktadır. Zeminin bu özelliği, kazı aşamasında duraylılık açısından sorunlar oluşturmaktadır. Bu nedenle, ayna çivileri, boru kemer yerleştirme ve parçalı kazı gibi ön-sağlamlaştırma teknikleri bir arada uygulanmıştır. Bu yöntemle yapılan tünel kazısı başarılı bir şekilde devam etmektedir.

**ABSTRACT** In this study, pre-reinforcement techniques in platform tunnels of İhlamurkuyu Station at Uskudar-Cekmekoy (Istanbul) Metro Line are presented. Each one of the station tunnels has a 74 m<sup>2</sup> sectional area and a 180 m length and is located at a depth of 20 meters below ground surface. Platform tunnels have completely been opened in highly weathered and running sandstone. This property of ground causes stability problems during excavation. Therefore, a combination of pre-reinforcement techniques such as face nails, pipe arch and partial excavation were applied. By the use of these techniques, the tunnel excavation has been successfully carried out.

## 1 GİRİŞ

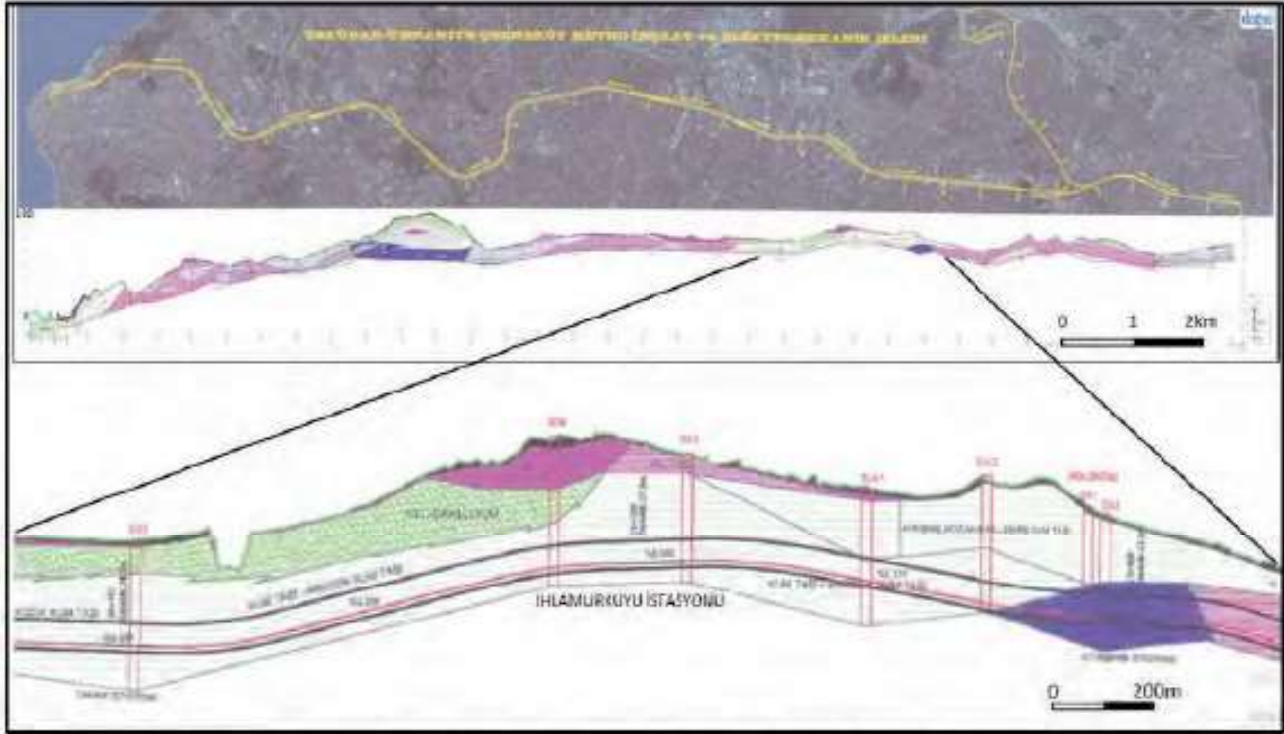
On dört milyonu aşkın nüfusu ile Dünya'nın en büyük on beşinci şehri olan İstanbul'da yedi milyondan fazla kayıtlı araç vardır. Yerleşim alanlarının yoğun ve plansız olması, şehrin konum itibarı ile doğu-batı yönünde gelişmiş olması ciddi bir trafik sorunu oluşturmaktadır. Bu sorun hem araçların hem de insanların uzun süre trafikte kalması nedeni ile maddi kayıplara neden olmaktadır. Ayrıca trafik yoğunluğu, şehir içerisinde gürültü kirliliğine sebep olmakta sera gazları salınımını da arttırmaktadır. Bu durumlar toplu taşımayı gerekli ve kaçınılmaz hale getirmektedir. Ulaşımdaki bu sorunların

çözümü amacı ile mevcut karayollarının genişletilmesi veya ilave kara yollarının yapılması oldukça külfetli, hatta yoğunluk nedeni ile bazı yerleşim alanlarında imkânsızdır. Şehirdeki ulaşım problemlerinin çözülmesi ve maliyeti daha düşük olan toplu taşımanın yaygınlaştırılması amacı ile İstanbul Büyükşehir Belediyesi (İBB) şehir içinde büyük bir metro ağı planlamıştır. Bu ağı oluşturan hatlardan bazıları inşa edilmiş ve hizmete sunulmuştur. Bazıları ise henüz planlama veya inşa aşamasındadır. İnşa aşamasında olan hatlardan birisi de Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy Metro hattıdır. Bu hat İstanbul'un Anadolu yakasında yer almaktadır (Şek. 1). On yedi km uzunluğunda ve çift



bileşenlerinden bazıları sıfıra veya kaya dayanımına yakın bir değerde olabilir. İlksel gerilmenin yüksek olduğu durumlarda, gerilme alanının dengesinin, bir kazı faaliyeti ile bozulması, depolanmış enerjinin boşalmasına yol açar. Eğer gerilmeler çok büyük ise yeraltı açıklığının şekli gerilme yığılmalarını en aza indirecek şekilde olmalıdır. Bir açıklıkta başlayan çatlaklar diğerine kadar uzanmamalıdır. Uygulanan

yüklere veya kazı sırasındaki yük boşalmasına tepki olarak kaya kütlesi şekil değiştirir. Kayanın şekil değiştirebilirliği yalnızca elastik sabitlerle ifade edilemez. Çünkü bazı tür kaya kütleleri elastik olmayan davranış sergiler. Özellikle kayanın, fisür, çatlak, tabakalanma düzlemleri, dokanak veya ayrılmış kaya zonu içermesi durumunda davranışı muntazam elastik olamaz (Goodman, 1989).



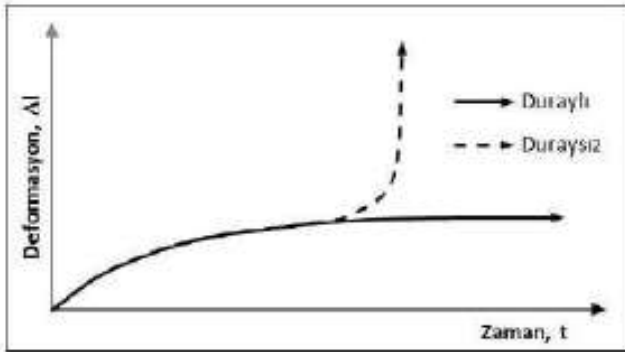
Şekil 2. Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy Metro hattı

Bazı durumlarda ilksel gerilmeler o denli büyük yada, göreceli olarak kaya dayanımı o kadar küçük olur ki; mühendislik çalışması kaya kütlelerinde yenilmelere yol açabilir. Bir kazı bölgesinde baskın (majör) gerilmenin, kayanın tek eksenli basınç dayanımının %25'inden büyük olması durumunda, kazı işlemi ne kadar dikkatli yapılsa yapılsın kayada yeni çatlakların oluşmaya başlaması kaçınılmaz olur (Brekke ve Selmer-Olsen, 1966). Bir açıklık etrafındaki teğetsel gerilme kayanın tek eksenli basınç dayanımının yarısından büyük ise, gerilme bölgesinde çatlaklar oluşmaya başlar. Yeraltı kazısı sırasında tünel cidarının yakın çevresinde genellikle kayanın kırılması sonucu bir rahatlama zonu oluşur; çatlaklar belirgin hale

gelir. Çok derinlerde bu tür kaya yenilmeleri şiddetli patlamalara dönüşebilir. Kaya çatlaması, zayıf kayalarda daha düşük derinliklerde gelişir. Bu tür kaya ortamlarında su ve hava etkisiyle bozuşmanın hızlanmasından dolayı, yeni çatlak oluşumları kaya kütlelerinde daha ileri derecede bir gevşemeyi başlatabilir. Kaya kütlesi dayanımının tedrici olarak kötüleşmesiyle, kırılmış kaya zonu tünel duvarlarında daha da derinleşir; bunun sonucu olarak tünelin destek sistemi üzerine gelen fazla yük tünelin tamamen kapanmasına kadar gidebilir. Destek sistemleri yaygın bir şekilde, basıncın tedrici olarak artmasından dolayı bir "sıkışma" ya maruz kalır. Sıkışmanın derecesi, kayanın dayanımına ve ilksel

gerilmenin kayanın tek eksenli basınç dayanımına oranına bağlıdır (Goodman, 1989).

Kazıdan kaynaklanan deformasyonlar, kaya kütlelerinde ilksel gerilmelerin yer değiştirmesine ve ikincil gerilmelerin oluşmasına yol açar. Ortaya çıkan yeni gerilme büyüklüğü zeminin dayanımını aşarsa, aşırı yer değiştirmeler sonucu tünelde göçükler oluşur. Potansiyel risk değerlendirmelerine göre, en kritik nokta tünel kazı aynasıdır (Shin vd., 2008).



Şekil 3. Kazı boşluğu çevresinde oluşan zamana bağlı yer değiştirme davranışları

Şekil 3'den de görüleceği üzere gerilmelere maruz bir kazı boşluğu duvarında iki tür davranış biçimi gözlenir: Kemerlenmeye uygun ve tünelin, giderek daralması durumlarında destek sisteminin yeterli direnci sağlayabildiği kaya ortamlarında, tünel duvarlarının tünel içine doğru yer değiştirme hızı ve miktarı zamanla azalır ve nihayet sıfıra yaklaşır. Destek sağlamada geç kalınır veya ortaya çıkan gerilmeler destek sisteminin dayanımını aşarsa, yer değiştirmeler bir süre sonra daha da hızlanır ve hissedilir bir belirti göstermeksizin tünelin göçmesine sebep olur (Goodman, 1989).

## 2.2 Boru Kemer Tekniği Uygulamanın Amacı

Yoğun yerleşim bölgeleri, tabii olarak altyapı inşaatlarının da yapılmasını gerektirir. Yerleşim alanlarının sığ derinliklerinde yapılan kazı ve inşaat faaliyetleri genel olarak zayıf zeminlerde yapılmak durumundadır. Bu nedenle, zayıf kaya ortamlarında geleneksel yöntemlerle tünel kazıları gerçekleştirilirken

ilave sağlamlaştırma tekniklerinin uygulanması zorunlu hale gelir. Bu tekniklerden yaygın olarak kullanılanları; önsürenlerle tavanın tutulması, saplamalarla kazı aynasının desteklenmesi, boru şemsiye kemerleri, boru kemerler ve yüksek basınçlı enjeksiyonla kolonlar oluşturulması sayılabilir. Bu tekniklerin uygulanması kazıdan kaynaklanan deformasyonları azaltır ve duraylılığı artırır (Volkman ve Schubert, 2008).

Boru kemer uygulaması, tünel kazı hattının dışına bitişik olarak, özellikle omuz çevresinde delinen deliklere, ilerleme yönünde ve yataya yakın bir açı ile yerleştirilen borulardan oluşur. Boru çapları 70-200 mm arasında ve boyları da 9-15 m arasında değişiklik gösterir. Şekil 4'de bir boru kemer uygulamasının perspektif (a), enine ve boyuna kesit görüntüleri (b) verilmektedir.

Boru kemer uygulaması çalışma alanındaki duraylılığı arttırmak ve kazıdan kaynaklı deformasyonları sınırlandırmak amacı ile etkin bir şekilde kullanılabilir. Özellikle kazı eksenini yönündeki yüklerin taşıyıcı sistemlere aktarılması amaçlanır. Her bir boru, kendi üzerindeki yükleri taşıyıcı sistemlere aktarmada etkili olur (Volkman ve Schubert, 2008).

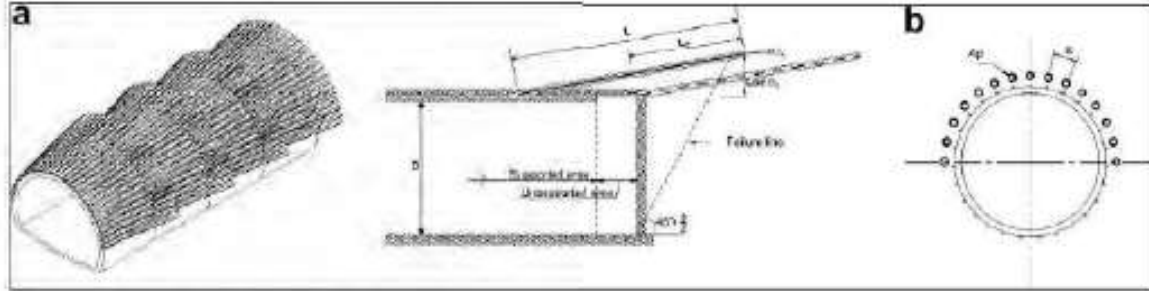
Kazı sırasında tünel aynasının duraylılığının sağlanması da önemli bir mühendislik tasarımı problemidir. Kazı aynasında ortaya çıkabilecek kayma ve yenilmeler kazı boşluğu çevresinde ve özellikle tavanda bulunan zeminin zayıflamasına, duraylılığın azalarak tünelin göçmesine kadar devam eden bir sürecin başlamasına yol açabilir. Bu durumun önlenmesi için ilave tedbirlerin alınması gerekir. Boru şemsiye kemeri ve enjeksiyon kemeri gibi tünel sağlamlaştırma teknikleri, çevresel yönde ortaya çıkabilecek duraysızlık sorunlarını azaltabilir. Fakat ilerleme yönündeki hareketlerin kontrolü, özellikle de geniş kesitli ve/veya zayıf kaya ortamlarında oldukça zordur ve ayna çivisi gibi farklı tekniklerin birlikte uygulanmasını gerektirir. Ayna sağlamlaştırma uygulamaları, kazı aynasındaki deformasyonları azaltır. Kazı aynasında oluşan gerilmelerin karakterini çekme gerilmesinden basınç gerilmesine



dönüştürerek duraylılığın sağlanmasına katkıda bulunur. Kazı aynasında güçlendirilmiş bir çekirdek bırakma veya parçalı kesitle kazı tekniği de diğer çözüm tekniklerinden sayılabilir (Peila, 1994).

NATM ilkelerine bağlı destekleme sistemi ile karşılaştırıldığında, boru kemerlerin, yüzey

deformasyonlarını önlemede daha etkin oldukları belirlenmiştir. Ancak boru kemer yöntemi ile tünel tahkimatı NATM'a kıyasla daha yüksek maliyetlidir. Yalnız muhtemel sonuçları açısından bakıldığında bu maliyetin yüksek olmadığı, kolaylıkla anlaşılabilir (Ocak, 2008).



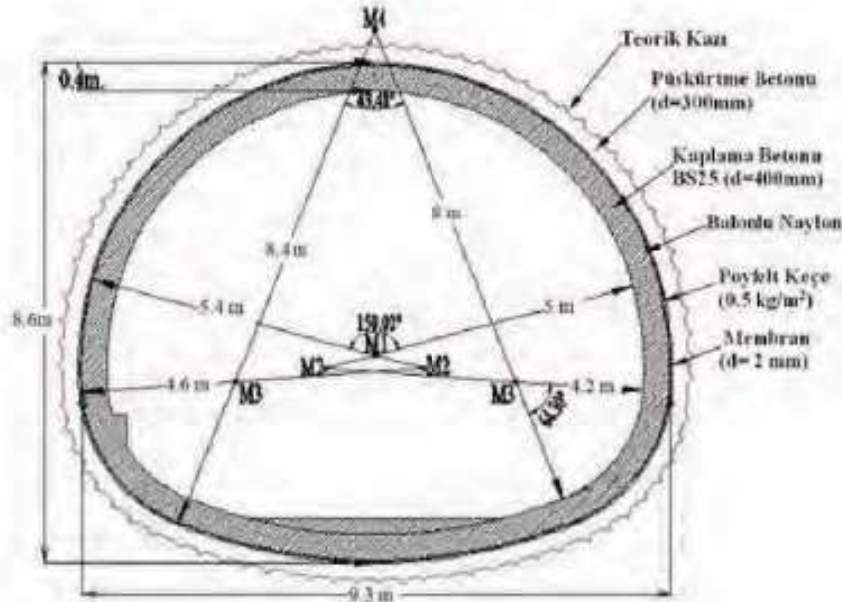
Şekil 4. Boru kemer uygulamasının enine ve boyuna görünüşü (Shin vd., 2008)

### 3MALZEME VE YÖNTEM

#### 3.1 Malzeme

Üsküdar-Ümraniye-Çekmeköy (İstanbul) Metro hattı İstanbul'un Anadolu yakasında, yaklaşık Doğu-Batı istikametinde yer almaktadır. Hat tamamlandığında, Çekmeköy'den başlayarak, Devlet

demiryolları hattının (TCDDY), Kadıköy-Kartal Metro hattının ve Marmaray'ın düğüm noktası olan Üsküdar İstasyonuna bağlanacaktır. Ana ulaşım tünellerinin büyük bir kısmı TBM ile kazılacaktır. Peron tünelleri, NATM esaslarına bağlı kalınarak hidrolik kazıcılarla yapılmaktadır. Peron tünellerinin kesiti Şekil 5'de verilmektedir.



Şekil 5. Peron tünel kesiti

Sağlamaştırma ve tahkimat elemanları olarak; çelik hasır, püskürtme beton (300 mm kalınlığında), çelik kafes bağ ve nervürlü kaya

saplamaları ( $\phi 28$  mm, 4 m uzunluk) kullanılmaktadır. Ön sağlamaştırma elemanı olarak; kazı aynasında çelik hasır, püskürtme

beton, ayna çivileri kullanılmakta, boru kemer oluşturmak amacı ile ayna çevresine, kazı ilerleme yönünde çelik borular yerleştirilmektedir.

### 3.2 Yöntem

Kısmen sağlam ve kazıdan sonra kendi kendini tutabilen zeminlerde, ön-sağlamlaştırma tekniği olarak boru kemer uygulaması, üst yarı tam kesiti için yeterli sayılabilir. Ancak çok zayıf, akıcı veya üzerlerinde, deformasyondan kaynaklı olarak zarar görme ihtimali bulunan yapıların yer aldığı zeminlerde tünel kazısı sırasında oluşacak deformasyonların en az seviyede tutulması gerekir. Bu nedenle, kazı aynası veya tünel tavanından, akma ihtimali bulunan malzeme akışının tam olarak önlenmesi ve deformasyona yol açabilecek ani gerilme boşalmalarının da en az seviyede tutulması gerekir. Bu önlemler, kazıya başlamadan önce tünel aynası ve tavanında ek ön-sağlamlaştırma tedbirlerinin alınmasını gerektirir.

*Birinci aşama:* Kazı aynasının çelik hasır ve püskürtme betonla kaplanması; Zayıf zeminlerde, kazı yüksekliğinin fazla olması halinde, tünel aynası zayıf bir şev gibi davranarak kayabilir. Her hangi bir kayma (akma) durumunda tünel tavanı da bu kaymayı takip ederek göçer. Bu riskin azaltılması için, Şekil 6'da görüldüğü gibi tünel aynası, yukarıdan aşağıya doğru olacak şekilde 2-4 aşamada kazılır ve her bir kazı aşamasından sonra taze yüzey çelik hasır ve püskürtme betonla kaplanır; püskürtme beton kalınlığı, aynanın üst kısımlarında 150 mm, alt kısımlarında 100 mm kadar yeterlidir. Bu işlem genellikle, zeminin durumuna ve aynanın yüksekliğine de bağlı olarak üç aşamada tamamlanır. Püskürtme betonun piriz almasını müteakip bir alt bölümün kazısına geçilir. Bu şekilde tamamen kaplanan aynada yeterli dayanım sağlandıktan sonra ikinci aşamaya geçilir.



Şekil 6. Kazı aynasının kapatılması

*İkinci aşama:* Ayna çivilerinin yerleştirilmesi: Kazı aynasının, özellikle üst kısımlarına, kazı ilerleme yönündeki deformasyonları engellemek amacı ile kazı ilerleme yönüne paralel şekilde ayna çivileri (zemin ankrajları) yerleştirilir (Şek. 7).



Şekil 7. Ayna çivilerinin yerleştirilmesi

Ayna çivisi, 12 mm çapında, bir adet nervürlü çelik çubuktan ibarettir. Uzunluğu 12 m kadardır. Sayıları ise zeminin durumuna bağlı olarak değişiklik gösterebilir.

Üst yarının, üstte kalan üçte ikilik alanında ve her 2 m<sup>2</sup> ye 1 adet olacak şekilde toplamda 16 civarındadır. Ayna çivilerinin yerleştirileceği deliklerin çapı, kemer borularının delik çapları ile aynı olup 70-200 mm arasında değişir. Çivilerin yerleştirileceği delikler, zeminin, su etkisi ile daha da kötüleşip zayıflamaması için kuru-havalı sistemle delinir. Çelik çubuk, üzerine telle

bağlı, biri kısa ve diğeri uzun olan iki adet enjeksiyon borusu ile beraber delik içerisine yerleştirilir ve delikler, su çimento karışımından ibaret olan çimento enjeksiyonu ile doldurulur. Böylece aynaya dik yönde, içerisinde çelik çubuk bulunan 130 mm çapında, çok sayıda enjeksiyon kolunu yatay yöndeki hareketleri engellemeye çalışır.

**Üçüncü aşama:** Kemer borularının yerleştirilmesi; Ayna ve çevresindeki bütün açık yüzeyler kapatılıp, zemin çivileri yerleştirilerek yatay hareketlerin (deformasyonların) kontrol edilmesinin ardından esas olarak düşey hareketlerin kontrolünü sağlayacak olan kemer borularının yerleştirilmesi aşamasına geçilir. Borular, tünel çevresindeki kazı hattının dışına yerleştirilmek durumunda olduğu için tünel kesiti, boruların yerleştirileceği delik çapı kadar genişletilir. Genişletme işi, yalnızca borularla kemer oluşturulacak olan omuz kısımlarında yapılır. Belli aralıklarla delinen deliklere içi boş borular yerleştirilir ve daha sonra bu boruların içi çimento enjeksiyonu ile doldurulur. Delik çapı 130 mm ve boru çapı 114 mm olup, borular hidrolik makinelerin bom kısmına takılan özel bir alet yardımı ile deliğe rahatlıkla sürülebilir. Deliğe yerleştirilmelerinin ardından, boruların içi çimento enjeksiyonu ile doldurulur (Şek. 8). Enjeksiyon, boruların içlerini doldurarak eğilmeye karşı dirençlerini artırdığı gibi, boruların yamulmasını ve tavandaki zeminin deformasyonunu da engellemeye katkı sağlar. Ayrıca korozyona karşı da etkili olur. Delikler, tünelin omuz kısmında, belli aralıklarla ve çevreden dışa doğru belli bir eğimle delinir. Bu eğimin 1/10 kadar olması en uygun olmakla birlikte, delik makinesinin teknik özellikleri ile operatörün yetenek ve tecrübesine bağlı olarak bir miktar sapma gösterebilmektedir. Boru uzunlukları 9 m ve ano uzunluğu 4-5 m civarındadır. Böylece bir sonraki ano için kemer boruları yerleştirilirken, nihai kazı hattı dışında ve önceden yerleştirilmiş boru kemeri arasında kalan eliptik yay bölgesine, kesit daraltılmaksızın delikler delinebilir.



Şekil 8. Kemer borularının yerleştirilmesi

**Dördüncü aşama:** Parçalı kazı yapılması, kalıcı ve geçici çelik bağların yerleştirilmesi; Bu aşamada tünel aynasının üst yarısı, Şekil 9'da görülebileceği gibi, kısımlara ayrılarak, kısa ilerleme boyları ile kazı yapılır. Kısımların sayısı, kaya kütesinin zayıflık derecesine ve tünel kesitin büyüklüğüne bağlıdır. Üst yarı tek seferde kazılabileceği gibi, ortada büyük bir destek çekirdeği bırakılmak sureti ile dört bölgeye ayrılarak da kazı devam ettirilebilir. Her have ilerlemesinin ardından çift kat çelik hasır, püskürtme beton ve nihai kazı duvarında kalıcı; geçici kazı duvarında ise geçici çelik bağlar yerleştirilir. Geçici duvarda tek kat çelik hasır yeterlidir. Kalıcı tarafa 4 m uzunluğunda 2-3 adet; geçici tarafa ise 3 m uzunluğunda 1-2 adet saplama yerleştirilir.



Şekil 9. Tünel aynasının parçalara bölünerek kazılması

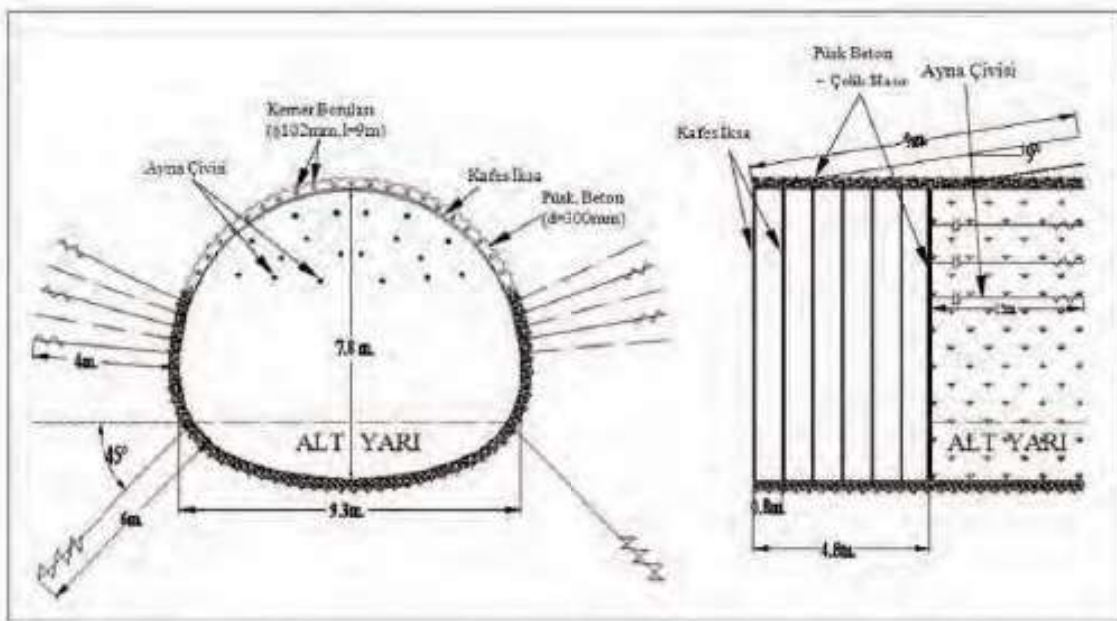
**Beşinci aşama:** Tam ayna kazısının yapılması ve nihai sağlamlaştırma elemanlarının yerleştirilmesi; Alt parçalara bölünmüş üst yarı aynasının birinci parçası, iki ano boyu (8-10 m) kadar ilerletildikten ve kalıcı yüzeylere nihai sağlamlaştırma elemanları yerleştirildikten sonra, ikinci parçanın kazısına geçilir. İkinci parçanın kazısı da bir ano boyu (4-5 m) kadar ilerletildikten sonra tekrar birinci parçanın kazısına geçilir. Böylece parçalı kısımların kazısı bir diğeri en az bir ano boyu kadar geriden takip etmiş olur. İkinci kısmın kazılması ile tünel kesiti her ne kadar genişlese bile, önceden yerleştirilmiş olan; birinci kısmın bir yan duvarında kalıcı, ikinci kısım tarafında geçici olarak yerleştirilmiş olan sağlamlaştırma elemanları gerilmeleri karşılayabilecek mukavemete ulaşmış olur. İkinci kısmın kazı işleminin tamamlanmasının ardından açık duvara yerleştirilen sağlamlaştırma elemanları, tünelin taç kısmında, birinci kısım için daha önceden yerleştirilmiş olan sağlamlaştırma elemanları ile birleştirilir ve ortada kalan geçici tahkimat elemanları (çelik bağ) sökülerek kazı ve sağlamlaştırma işlemi tamamlanmış olur (Şek. 10).

**Altıncı aşama:** Kaya saplamalarının yerleştirilmesi; Bu aşamada önce, tünel üst yarısının sağlamlaştırılması amacı ile

yerleştirilmiş olan çelik bağ ayakları, her iki yanda tabana yaklaşık  $45^\circ$  açı ile yerleştirilen 6 m uzunluğundaki kaya saplamalarına bağlanır. Bu saplamalar, alt yarı kazısı sırasında yatay gerilmelerin etkisi ile çelik bağ ayaklarının tünel içerisine doğru eğilmesini önler. Yan duvarlara nihai taşıyıcı sistem olan kaya saplamaları yerleştirilir; Saplamalar tünelin sağ ve sol yanlarına, düzenli aralıklarla yerleştirilir; Tavan kısmına saplama gerekmez. Bu şekilde bir ano'nun sağlamlaştırma işlemi tamamlanmış olur (Şek. 11).



Şekil 10. Parçalı kesitte ano kazısının tamamlanması



Şekil 11. Boru kemer uygulamasında kullanılan sağlamlaştırma elemanları

#### 4 ARAŞTIRMA BULGULARI

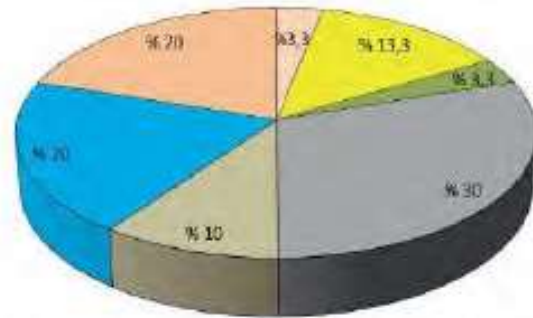
Tamamen ayrılmış kumtaşları içerisinde açılan, Üsküdar-Çekmeköy Metro Hattı, İhlamurkuyu istasyonu-Peron tünellerinin inşası sırasında boru kemer uygulama tekniği kullanılmıştır. Kazı ilerlemesinin gerçekleştirilebilmesi için, ilerleme yönünde ano oluşturulmuştur. Bir ano 4 m uzunluğunda olup, her biri 0,8 m olan beş döngü (raund) ile tamamlanmıştır. Ayna kazısına başlanmadan önce, kazı aynası dâhil bütün açık yüzeyler çelik hasır ve püskürtme betonla kapatılmış, kazı aynasına kadar olan kısımda çelik-kafes bağ ve kaya saplamalarından oluşan nihai tahkimat ve sağlamlaştırma elemanları yerleştirilmiştir. Bu aşamadan sonra kazı aynası ve tünel tavanının sağlamlaştırılma aşamalarına geçilmiştir. Bu aşamalar da kendi içerisinde Altı alt aşamaya ayrılmıştır: 1-Kazı aynasının çelik hasır ve püskürtme betonla kaplanması, 2-Ayna çivilerinin yerleştirilmesi, 3-Kemer borularının yerleştirilmesi, 4-Tünel aynasındaki birinci kısmın kazısı, 5-Aynanın ikinci kısmının kazısı ve 6-Nihai tahkimat elemanlarının yerleştirilmesi.

Bir ano kazısı, net olarak beş günde tamamlanabilmiş olup, günlük net 0,8 m ilerleme sağlanabilmiştir. Kazı sırasında uygulanan her bir aşama için gerekli süreler Çizelge 2' de ve bir ano kazısının tamamlanması sırasında her bir faaliyetin toplam inşaat süresine oranı Şekil 12'de verilmektedir.

Şekil 12'de de görüldüğü gibi, boru kemer uygulamasında ano inşası sırasında en büyük zaman dilimini (% 30) kemer borularının yerleştirileceği deliklerin delinme süresi kapsar. İkinci önemli zaman alıcı (% 20) faaliyet ise ayna parçalarının ayrı ayrı kazısıdır. Aynanın sağlamlaştırılması için yerleştirecek çivi deliklerinin hazırlanması için gereken süre (% 13,3) de toplam süre içerisinde önemli bir oranı kapsamaktadır. Boru deliklerinin doldurulması (% 10) da önemli bir zaman alıcı faaliyettir. Duraylılığı sağlamak amacıyla aynanın kaplanması (% 3,3) ve çivi deliklerinin doldurulması (% 3,3) diğer önemli zaman alıcı faaliyetlerdendir.

Çizelge 2. Boru kemer uygulamasında gerekli faaliyet ve süreleri

Faaliyet adı	Net süre (saat)
• Aynanın kaplanması	: 4
• Çivi deliklerinin delinmesi	: 16
• Çivi deliklerinin doldurulması	: 4
• Boru deliklerinin delinmesi	: 36
• Boru deliklerinin doldurulması	: 12
• Birinci kısmın kazısı	: 24
• İkinci kısmın kazısı	: 24
Toplam Süre	:120



- Aynanın kaplanması
- Çivi deliklerinin delinmesi
- Çivi deliklerinin doldurulması
- Boru deliklerinin delinmesi
- Boru deliklerinin doldurulması
- Birinci kısmın kazısı
- İkinci kısmın kazısı

Şekil 12. Boru kemer uygulamasındaki faaliyetler ve kapsadıkları süreler

Boru kemer uygulama tekniği ile tünel kazısı sırasında, bir ano'nun kazısı için gerekli aşamalardan her birinin kapsadığı sürenin, ano'nun kazı süresine oranı, kaya kütesinin kalitesine göre önemli değişiklikler gösterebilir. Oldukça zayıf (kohezyonsuz) zeminlerde ilave ön sağlamlaştırma tekniklerinin (enjeksiyon, dondurma, susuzlandırma vb.) de uygulanması gerekebilir. Buna karşılık nispeten sağlam kaya kütlelerinde kazı aynasının püskürtme betonla kapatılması gerekmeyebilir, ayna çivilerinin sayısı azaltılabilir veya hiç kullanılmayabilir. Ayrıca kazı aynası tek parça halinde kazılabilir ve böylece geçici tahkimat yerleştirme ve sökme için zaman kaybedilmez. Buna karşılık boru deliklerinin delinmesi zorlaşır ve delme süresi artar.

## 5 SONUÇLAR

Kazıdan sonra, tahkimat yapılmıca kadar kendi kendini ayakta tutabilecek kadar sağlam olmayan, zayıf zeminlerde tünel açılırken şu hususlara dikkat edilmelidir.

- Gerilme dağılımının düzenlenmesi ve tünel çevresinde oluşacak ikincil gerilmelerin en az seviyede tutulabilmesi için kazı aynasının, daha küçük kesitlere ayrılarak parçalı kesit yöntemi ile kazılması,

- İlerleme yönündeki hareketlerin önlenmesi amacı ile kazı aynasının ayna çivileri kullanılarak desteklenmesi,

- Tavan kısmındaki yüklerin karşılanması ve gerçekleşmesi muhtemel göçüklerin önlenmesi için tavanda bir 'boru kemeri' oluşturulması gerekir.

## TEŞEKKÜR

Çalışmalarımız sırasında, değerli yardım ve katkılarından dolayı İBB; Raylı Sistemler Daire Başkanlığı; Anadolu Yakası Raylı Sistemler Müdürü Sn. Turgay GÖKDEMİR, Md. Yrd. Sn. Mücahit NAMLI ve Doğu İnşaat Proje Md. Sn. İsmail GÜNDOĞDU'ya ve araştırmalarımız sırasında yardımlarını esirgemeyen tüm idari ve teknik personele teşekkürü bir borç biliriz.

## KAYNAKLAR

- Brekke, T.L ve Selmer-Olsen, R., 1966. A survey of the main factors influencing the stability of underground construction in Norway, *Proc. 1st Cong. ISRM* (Lisbon), Vol. II, pp. 257-260.
- Goodman, R.E., 1989. *Introduction to Rock Mechanics*. Çev. Kamil KAYABALI. Gazi Kitabevi, Ankara, 586 s.
- Ocak, İ., 2008. Control of surface settlement with umbrella arch method in second stage excavations of Istanbul Metro. *Tunnelling and Underground Space Technology* (23) 674-681.
- Peila, D., 1994. A theoretical study of reinforcement influence on the stability of a tunnel face. *Geotechnical and Geological Engineering*, (12) 145-168.
- Shin, JH, Choi, YK., Kwon, OY and Lee, SD., 2008. Model testing for pipe-reinforced tunnel heading in granular soil. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 241-250.
- Volkman, G.M., Schubert, W., 2008. World Tunnel Congress - Underground facilities for Better Environment and Safety -India. pp. 285-293.

# Süren ve Şemsiye Uygulamaları için Yeni Tahkimat Malzemeleri *New Support Materials for Forepoling and Umbrella Applications*

E. Kömürlü, A. Kesimal

*Karadeniz Teknik Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Trabzon*

**ÖZET** Çalışmada gelen olarak geleneksel çelik ve çimentolu enjeksiyon malzemelerin yerine yeni nesil mühendislik malzemeleri kullanımının süren ve şemsiye uygulamalarında sağlayacağı avantajlara değinilmiştir. Süren, şemsiye borusu ve enjeksiyon malzemelerinin kendi mekanik özellikleri gibi birbirleri ve zemin ile etkileşimleri tahkimat tasarımında önem arz etmektedir. Geleneksel çimentolu harçlar günümüzde halen süren ve şemsiye uygulamalarında en yaygın kullanılmakta olan enjeksiyon dolgu malzemeleri olsa da önemli eksikleri vardır. Bu çalışmada, geleneksel çimento harçlarına göre zemine daha iyi nüfuz etme özelliğine sahip koloidal nanometrik silis süspansiyon, mikro çimento, akrilik, poliüretan, poliüre bazlı yeni bazı enjeksiyon malzemelerinin sağladığı avantajlara değinilmiştir. Süren ve şemsiye tahkimat mekanizmalarından kısaca bahsedilerek, süren ve şemsiye borusu malzemeleri olarak kullanılmakta ve kullanılabilir çeşitli mühendislik polimerlerine değinilmiştir. Çelik korozyonunun önlenmesi ve tahkimat veriminin artırılmasına yönelik uygulamalı olarak elde edilen veriler ışığında süren ve şemsiye borularının poliüre türü polimer malzeme ile kaplanmasının ekonomik ve önemli avantajlar sağlayacağı sonucuna varılmıştır.

**ABSTRACT** Advantages of new engineering material usage instead of conventional steel and cement injection for forepoling and umbrella applicatons are dealt in general. In addition to mechanical parameters of forepoling, umbrella pipe and injection materials, interactions of these material between each other and ground are important parameters for support design. Conventional cement and water mix is still the most widely applied material as umbrella or forepoling injection, although it has important lackings. In this study, advantages of some new injection materials that have better diffusivity than conventional cement injection like suspension of nanometric colloidal silicates, micro cement, acrylic, polyurea and polyurethane based injection materials are told. Support mechanisms of the forepoling and umbrella systems are shortly described, and some alternative support materials as forepoling ribars or umbrella pipes are exemplified. According to results of studies on preventing corrosion problem and improving the support efficiency of steel material, it is assessed that polyurea coating economically provide advantages.

## 1 GİRİŞ

Zayıf zemin koşullarında kazı yapılan alanlar için ön tahkimat olarak kullanılmakta olan süren ve şemsiye uygulamaları için iki temel

zemin güçlendirme mekanizmasından bahsedilebilmektedir (Hoek, 2001). Bunların ilki, enjeksiyon malzemesinin çatlaklara nüfuz etmesi ve kaya süreksizliklerinde bağlayıcı görevi görmesi yolu ile zemin iyileştirme

mekanizmasıdır. İkinci mekanizma ise zemin basıncının süren veya şemsiye borusu üzerine etkimesi neticesinde tahkimat basıncı oluşması ve zemin gerilmelerine karşılık verilmesidir. Bu konuda, süren veya şemsiye borusu malzemelerinin mekanik parametreleri gibi dolgu malzemesinin yapışma özelliği de tahkimat performansını önemli ölçüde etkiler (Song vd., 2013). Enjeksiyon dolgunun zemini bağlaması ile yük taşıyan bir yapı iskeleti oluşturulur. Enjeksiyon malzemesinin çatlaklara nüfuz etme, bağlayıcı performansı ve yer altı suyuyla karşı olan direnci malzeme seçimindeki önemli unsurlardandır (Kömürlü ve Kesimal, 2012).

Şemsiye uygulamalarında zeminin enjeksiyon ile bağlanması neticesinde bir kabuk oluşturulması amaçlandığı için enjeksiyon malzemesininin zemine iyi nüfuz etmesi adına düşük viskoziteli malzemeler avantaj sağlamakta ve uygulamayı kolaylaştırmaktadır. Kolay uygulanabilir olmasının yanı sıra, hızlı reaksiyon göstererek erken tahkimat basıncı sağlanması da enjeksiyon malzemesi için önemli bir tercih nedenidir. Islak zeminlere yapışabilme ve sulu ortamda katılaşma tepkimelerinin etkilenme durumu malzeme seçiminde önemli olan ayrı bir konudur (Peila, 2010).

Geleneksel çimento su harcının yetersiz kalacağı pek çok uygulama için günümüzde yeni alternatif enjeksiyon malzemeleri mevcuttur. Çalışma kapsamında yeni enjeksiyon malzemeleri alt başlığında akrilat bazlı, poliüre ve poliüretan bazlı kimyasal enjeksiyonlar ile koloidal nanometrik silis süspansiyon ve mikro çimento enjeksiyonlarına değinilmiştir.

Enjeksiyon malzemelerinin çatlaklı zeminlerdeki iyileştirme etkisi kaya yüzeyi ile yapışma özelliklerine bağlı olarak şekillenmektedir. Enjeksiyon uygulanmış sık çatlaklı zeminlerde çoğunlukla kohesif (bağlayıcı malzeme) veya adesif (kaya ve bağlayıcı malzeme yüzeyinde) yenilme riski mevcuttur.

Tahkimat malzemesi seçiminde bir diğer önemli husus enjeksiyonun süren ve şemsiye borusuna yapışma özelliğidir. Çünkü, zemin ve süren arasındaki etkileşimleri önemli ölçüde enjeksiyon malzemeleri belirler. Süren

ve şemsiye boruları tahkimat basıncı, maruz kalınan eğilme etkisi ve yüzeydeki sürtünmeler neticesinde oluşmaktadır (Song vd., 2013).

Çelik, en yaygın kullanılmakta olan süren ve şemsiye borusu malzemesidir. Mekanik değerleri, kimyasal içeriği, paslanmaya karşı olan dirençleri gibi konulara bağlı olarak farklı maliyetlerde çelik malzemeler kullanılmaktadır. Çeliğin paslanma problemi nedeniyle uzun yıllardır alternatif malzeme arayışlarına gidilmiş ve yeni malzemeler incelenmiştir. İlk kez 1940'lı yıllarda mikroskopik ölçekte farklı birleşenler karıştırılarak kompozit yapı malzemesi üretilmiştir (Alkhrdaji vd., 2001). Önceleri beton donatısı olarak yapı sektöründe uygulanan lif katkılı mühendislik polimer kompozitler 1970'li yıllarda kaya saptaması malzemesi olarak yeraltı kazılarında yerini almıştır (Firep, 2013). Çeliğe nazaran daha doğrusal elastik malzeme özelliği gösteren, daha hafif, paslanma problemi olmayan, çimento harcı ile çok iyi yapışma özelliği gösterebilen ve çeliğe nazaran yüksek çekme ve sıkışma dayanımlarına sahip olan çeşitli fiber katkılı polimer (FRP) malzemelerin son yıllarda üretimi artmıştır. Halen çeliğin en yaygın olarak kullanılan kaya saptaması, süren ve şemsiye malzemesi olmasında FRP malzemelerinin fiyatları önemli role sahiptir. Bunun yanı sıra, gevşemeye müsaade edilmemesi gereken sık süreksizliklere sahip zayıf zeminler gibi rijit tahkimat gereksinimi olan uygulama alanlarında istenilen tahkimat katılığı çoğu FRP malzeme ile ekonomik olarak sağlanamamaktadır (Barris vd., 2009). Yaygın kullanılan kalitedeki çoğu çeliğin henüz stok sahası sürecinde paslanabildiği düşünülürse, çeliğin korozyon problemini çözmek oldukça önemlidir. Bu durum karşısında, FRP malzemelerin ekonomik özellikleri de düşünüldüğünde çelik kaplama uygulamalarına yönelik çalışmalar önem arz etmektedir.

Bu çalışmada, yazarlar tarafından çeliğin poliüre türü polimer ile kaplanarak ekonomik olarak paslanma probleminin çözülmesi ve tahkimat performansının artırılmasına yönelik uygulamaların detaylarına ve bulgulara yer verilecektir.



## 2 SÜREN VE ŞEMSIYE BORULARINDAKİ GERİLMELER

Zeminden etkiyen yükler nedeni ile süren ve şemsiye boruları içerisinde eğilme momentleri oluşur (Song vd., 2013). Eğilme momentleri nedeni ile malzeme normal ve makaslama gerilmelerine maruz kalmaktadır (Aköz vd., 2005). Ayrıca, süren ve şemsiye boruları belirli bir açı ile uygulandıkları için yüzeylerine paralel kuvvetler nedeni ile de makaslama gerilmeleri oluşur. Bu yüzden, malzemenin çekme ve makaslama dayanımları birlikte önem arz eder.

Süren ve şemsiye borularının tünel içi tahkimatsız kısımda tavan yükünü taşıyan bir kiriş görevi üstlendiği, bu sınır dışında uygulandıkları delik içinde çift taraflı sabitlenmiş kiriş şartları altında oldukları ve zemin basıncının uniform olarak etkideği varsayıldığında eğilen malzeme içerisindeki maksimum çekme gerilmesi Eşitlik 1'e göre hesaplanmaktadır (Kömürlü, 2012):

$$\sigma_t = \frac{WL^2}{12Z} \quad (1)$$

Süren veya şemsiye borusu uygulanan ve kazı yapılan alana tünel içi tahkimat uygulanmamış veya taze püskürtme beton gibi henüz tahkimat reaksiyonlarının zemin deformasyonları üzerinde anlamlı etkiye sahip olmadığı durum gibi senaryoları düşünmek gerekirse, tek taraflı sabitlenmiş kiriş şartları dikkate alınmalıdır. Genelde uygulamalarda süren ve şemsiyelerin çelik bağ gibi rijit bir sisteme yük aktarması sağlansa da, yalnız kazılmamış zemin içinde sabitlenme etkisinin görüleceği bahsedilen durumda, malzeme içerisinde oluşacak olan maksimum çekme gerilmesi Eşitlik 2'ye göre tayin edilebilir (Kömürlü, 2012):

$$\sigma_t = \frac{WL^2}{2Z} \quad (2)$$

Eşitliklerde yer alan  $W$  yayılı yük (N/m),  $L$  tünel içi tahkimatsız bölge uzunluğu (m) ve  $Z$  kesit modülü ( $m^3$ ) olup süren demirleri için Eşitlik 3'e ve şemsiye boruları için Eşitlik 4'e gör hesaplanabilir:

$$Z = 0,78r^3 \quad (3)$$

$$Z = \frac{0,78(r_0^4 - r_1^4)}{r_0} \quad (4)$$

Eşitliklerde yer alan  $r$ ,  $r_0$  ve  $r_1$  sırası ile süren yarıçapı, şemsiye borusu dış ve iç çaplarını ifade etmektedir.

Sürenler sık çatlaklı hızla gevşeme gösterebilecek zeminlere uygulandıkları için rijit tahkimat özelliği göstermelilerdir. Deformasyona aşırı müsaade edilmesi ile kaya kütlesi gevşeyecek ve tahkimat sistemi üzerine binecek olan ölü yük miktarı artış gösterecektir. Süren ve şemsiye boruları için yayılı yük altında çift taraflı ve tek taraflı sabitlenme şartlarına göre sehim ( $\Delta$ ) tayini sırasıyla Eşitlik 5 ve Eşitlik 6'da gösterildiği gibi yapılır (Kömürlü, 2012):

$$\Delta = \frac{WL^4}{384E_f I} \quad (5)$$

$$\Delta = \frac{WL^3}{8E_f I} \quad (6)$$

$E_f$  eğilme elastisite modülü (GPa),  $I$  ise eylemsizlik momenti ( $m^4$ ) olup süren demirleri için Eşitlik 7'ye ve şemsiye boruları için Eşitlik 8'e göre hesaplanabilir:

$$I = 0,78r^4 \quad (7)$$

$$I = 0,78(r_0^4 - r_1^4) \quad (8)$$

Yaklaşımlardan görüldüğü üzere, süren veya şemsiye borularının zeminde müsaade edeceği deformasyon miktarları çift taraflı sabitlenme koşullarına bağlı olarak büyük oranda değişmektedir. Bu yüzden, süren uygulanmış olan ve kazı yapılan alanda tünel içi tahkimatları uygulamadan ilerlemek, süren veya şemsiye sistemlerinin tahkimat katılıklarını (rijitliklerini) düşürür. Tahkimata gelen zemin yükünü tayin ederken Eşitlik 10'da verilen Terzaghi'nin zemin gevşeme basıncı ( $P_g$ ) yaklaşımı kullanılabilir (Song vd., 2013). Bu değer, süren veya şemsiye boruları arasındaki yatay mesafe ( $Y$ ) ile çarpılarak ilerleme yönünde bir süren veya şemsiye



$$\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \tan^2(45 - \phi/2)H}{U + 2N \tan(45 - \phi/2)} \quad (17)$$

$H \geq 5(U + 2N \tan(45 - \phi/2))$  ise:

$$\alpha = \tan^4(45 - \phi/2) \quad (18)$$

Başka bir araştırmacı Ünal, RMR değerine bağlı olarak tavan yükü hesaplamaları için Eşitlik 19'u önermiştir (Ünal, 1982):

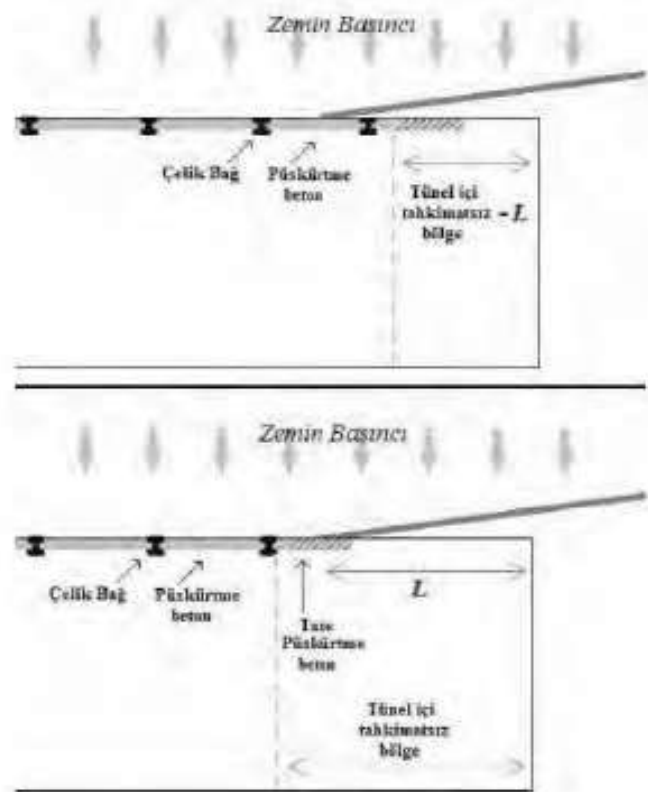
$$P_g = \gamma H \left( \frac{100 - RMR}{100} \right) \quad (19)$$

Bu yaklaşıma göre, RMR değeri düşük değerlerdeki zayıf kaya kütlelerinde kazı sonrası tünel derinliği boyunca zemin ağırlığının önemli bir kısmı gevşeme nedeni ile tahkimat üzerine etkiyecektir.

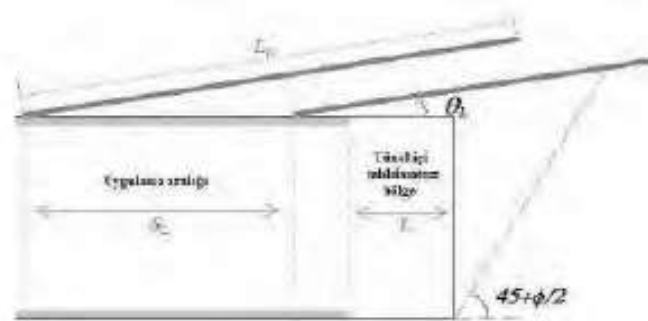
L değerini çelik bağ kullanılıyorsa son kurulan çelik bağ ve ayna arasındaki mesafe olarak almak mümkündür. Yeni püskürtülmüş taze beton ile ayna arasındaki mesafeyi tünel içi tahkimatsız mesafe olarak değerlendirmek doğru değildir. Çünkü taze beton henüz sabitleme etkisi oluşturamaz. Tek taraflı sabitleme koşulu için L değeri süren veya şemsiye borusu altında kalan tahkimatsız alan olarak dikkate alınmalıdır. Çift ve tek taraflı olarak sabitleme koşulları için L değişkeni şematik olarak Şekil 2'de gösterilmektedir.

Sürenler arası uygulama mesafeleri ( $S_L$ ), sürenlerin boyları ( $L_p$ ), montaj açıları ( $\theta_L$ ), tünel kesiti yüksekliği ( $N$ ) tahkimat dizaynında önemli parametrelerdir, Şekil 3'te görüldüğü gibi zeminde potansiyel yenilme düzleminin süren veya şemsiye sisteminin altında kalması hedeflenmelidir. Bu durumda, sürenler arası uygulama mesafesi için izin verilebilir maksimum değer Eşitlik 20'ye göre hesaplanabilir:

$$S_L < L_p \cos \theta_L - (N + L_p \sin \theta_L) \tan(45 - \phi/2) \quad (20)$$



Şekil 2. Çift taraflı ve tek taraflı sabitlenmiş süren veya şemsiye boruları



Şekil 3. Süren veya şemsiye boruları için uygulama aralığı

Eğilen malzeme içerisinde oluşan normal gerilmeler eğilme momenti ile bağlantılı olarak değişmektedir. Eğilme momenti ve maksimum gerilme arasındaki ilişki Eşitlik 21'de verilmektedir.

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{Z} \quad (21)$$

Eğilme momenti malzeme içerisinde makaslama gerilmelerinin oluşmasına neden olur. Bu durum için, maksimum makasla

kuvvetleri eğilme momentlerinin sıfırlandığı konumlarda gerçekleşir, ve eğilme momentinin maksimum değerler aldığı konumda kesme kuvveti sıfıra eşit olur. Maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti sırası ile Eşitlik 22 ve 23'te görüldüğü gibi oluşmaktadır. Maksimum kesme kuvveti sürenler gibi dairesel katı kesite sahip kirişler için Eşitlik 24'e göre, süren boruları gibi içi boş dairesel kesitli kirişler için Eşitlik 25'e göre hesaplanır (Wallace, 2013)

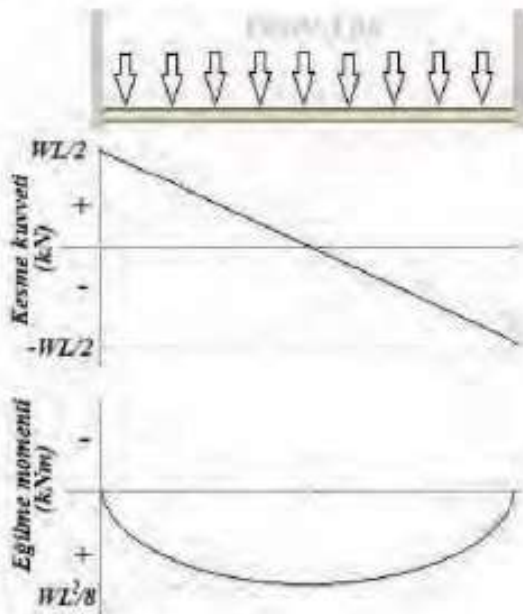
$$M_{\max} = WL^2 / 8 \quad (22)$$

$$V_{\max} = WL / 2 \quad (23)$$

$$\tau_{\max} = 1,33V_{\max} / (\pi r^2) \quad (24)$$

$$\tau_{\max} = 2V_{\max} / (\pi(r_0^2 - r_1^2)) \quad (25)$$

Maksimum makaslama gerilmeleri ve çekme gerilmelerinin farklı konumlarda yaşanmış olsa da malzemenin mekanik parametrelerine bağlı olarak yenilme her iki gerilmenin de etkidiği konumda başlayabilir. Basit kiriş teoremine göre iki tarafından sabitlenmiş olan bir kiriş boyunca kesme kuvvetleri ve eğilme momenti değişimi Şekil 4'te verilmektedir.



Şekil 4. Yayılı yük altında sabitlenmiş basit kiriş yaklaşımına göre kesme kuvveti ve eğilme momenti dağılımları

Delik ve enjeksiyon özellikleri, farklı sabitlenme koşulları, tünel içi tahkimatsız bölge dışındaki süren veya şemsiye borularının eğilme etkileri ve zeminden süren veya şemsiye boruları yüzeylerine paralel aktarılan kuvvetler basit sabitlenmiş kiriş yaklaşımlarının kullanılabilirliğini etkiler.

Yukarıda zeminden gelen tüm yükü süren veya şemsiye borularının taşıma durumuna yönelik pratik yaklaşımlara değinilmiştir. Çoğu basit süren uygulamalarında zeminin enjeksiyon ile bağlanması beklenmez, enjeksiyon süren ve zemini bağlamak için kullanılır. Ancak, ideal bir şemsiye sistemi için enjeksiyon malzemesinin zemine nüfuz etmesi ve şemsiye boruları ile birlikte yük taşınması istenir. Geleneksel çimentolu enjeksiyonların kullanıldığı çoğu şemsiye uygulamasında enjeksiyon uygulama şekline ve zemin özelliklerine bağlı olarak verimli bir kabuk oluşturulamama riskine karşılık yükün tamamen borular tarafından taşınacağı yönünde tahkimat dizaynı yapılabilir.

### 3 YENİ ENJEKSİYON MALZEMELER

Enjeksiyon malzemesinin çatlağa iyi nüfuz etmesi için düşük viskozite değerlerine sahip olması, kolay uygulanabilir olması, hızlı reaksiyon göstermesi ve erken tahkimat basıncı sağlaması, ıslak zeminlere yapışabilmesi ve sulu ortamda katılaşma tepkimelerinin etkilenmemesi malzeme seçiminde özetlenebilecek önem arz eden avantajlardır (BASF, 2009).

Günümüzde üretilen akrilat enjeksiyon malzemeleri tüm bu sayılan özellikler açısından düşünüldüğünde tercih edilebilir malzemelerdir. Kimyasal katkılarla dolgu malzemesinin sıvı fazda kalma süresi etkilenmekte olup, bu süre akrilatlar için tipik olarak bir ile kırk dakika arasında değişebilmektedir. Sulu ortamlarda polimerleşme reaksiyonları gerçekleşebildiği için ıslak zeminleri iyi bağlama özelliğine sahiptir. Ayrıca, sıvı fazda kalma süresi (jel zamanı) en kısa enjeksiyon türü olmasa da polimerleşme tepkimelerinin başlaması ile dayanım değerleri hızlı artış göstermekte olan akrilatlar bu çalışmada ismi geçmekte olan tüm enjeksiyon malzemeleri arasında en kısa

sürede en yüksek dayanım değerlerine ulaşan türdür.

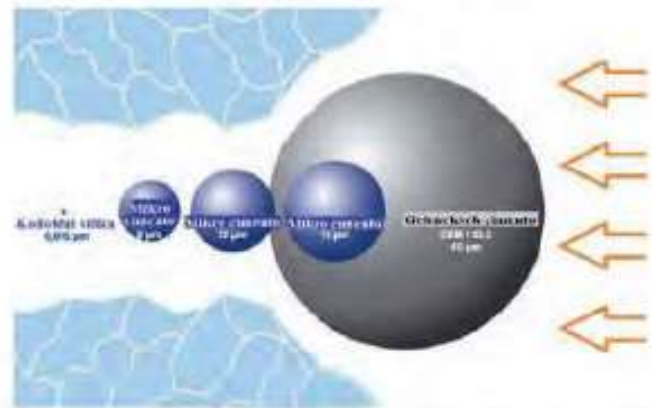
Poliüre ve poliüretan bazlı dolguların birkaç saniyeye kadar düşebilen sıvı fazda kalma süreleri vardır. Çelik yüzeyi ile arasında çok yüksek adezyon değerlerine sahiptirler. Suya karşı kimyasal dirence sahip olan poliüre, başka bir amaçla tünelticilikte püskürtme yöntemi ile geleneksel membran uygulamalarının yerine su yalıtım malzemesi olarak kullanılmaktadır. Kimyasal tepkimeler devam ederken ortamdaki su özellikle poliüretan bazlı bazı ürünlerin dayanım değerlerini olumsuz yönde etkileyebilmektedir (Kömürlü ve Kesimal, 2012-b). Ancak, ortamda su bulursa da polimerleşme tepkimeleri verimli gerçekleşebilen, su gelimini kesmek için kullanılmakta olan poliüretan ürünler de mevcuttur. Özellikle poliüretan türü enjeksiyon malzemeleri kendi içerisinde önemli farklılıklar göstermektedir, bu yüzden poliüretan bazlı enjeksiyon malzemeleri temin edilirken ürün özellikleri detaylı sorgulanmalıdır. Jel zamanı geçtikten sonra yüksek oranlarda şişme özelliği gösterebilen poliüretan köpük malzemelerin zeminde yaşanan düşmeler nedeni ile oluşabilecek boşlukları doldurmak için madencilik uygulamalarında kullanımı artmaktadır (DEEDI, 2010).

Kazı yapılacak zemini güçlendirmek amacı ile uygulanmakta olan enjeksiyonlar bazı termoset polimer malzemeler gibi sıvı fazda uygulanabileceği gibi koloidal silica, mikro çimento veya geleneksel çimento gibi katı içerikli sulu süspansiyon enjeksiyon malzemeleri şeklinde de uygulanabilir.

Termoset polimerler polimerleşme tepkimesi öncesi genelde sıvı fazda olarak uygulanır ve sıvı fazda buldukları hacim içerisinde katılaşırlar. Katı partikül içermedikleri için difüzyon verimini jel süresi ve viskoziteleri belirler (Kömürlü ve Kesimal, 2012-c). Bu anlamda, bahsedilen akrilat türü yeni nesil enjeksiyon malzemeleri kimyasal katkılar ile çok düşük viskozite değerlerine sahip olabilmekte ve avantaj sağlamaktadır. Katı içerikli enjeksiyonlarda ise partikül boyutları çatlaklara nüfuz etme açısından belirleyici etkiye sahiptir.

Mikro çimento kullanımı yukarıda bahsedilen polimer malzemelere nazaran daha düşük maliyetlere sahip ve günümüz tünellerinde kullanımı yaygınlaşan bir enjeksiyon malzemesidir. Ancak, yeraltı sularından hidrasyon tepkimeleri olumsuz yönde etkilenmektedir. Tipik olarak %90-95 dolaylarında tane boyutu 15 mikronun altında olan bu tür çimentolar zemine nüfuz etme anlamında geleneksel çimentolara nazaran önemli avantaja sahiptir.

Silikon dioksit bazlı koloidal nanometrik silica jeller ise düşük viskozite değerleri nedeni ile uygulama kolaylığı sağlamakta olan ekonomik malzemelerdir. Hızlandırıcı katkı ile jel zamanı 10 dakika gibi süreler kadar düşürülebilir. (BASF, 2009). Yeraltı suları koloidal silikalar için verimi düşürür. Sulu olarak enjekte edilmektedir ve beton oluşumunda olduğu gibi ortamda aşırı su bulunmamalıdır. Ortamdaki su, katalizör katkı ve silikon dioksit yüzeyi arasındaki kimyasal etkileşim ile taneler birbirlerine yapışırlar (Holter ve Hognestad, 2012). Koloidal silikon dioksit enjeksiyonlar ince tane boyutları nedeni ile mikro çimentoya nazaran çok daha dar çatlaklara nüfuz edebilir. Şekil 5'te geleneksel, mikro çimento ve koloidal silikaların boyutları ve çatlaklara nüfuz etme etkileri şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 5. Geleneksel, mikro çimentolar ve koloidal silikaların çatlaklara girmesi (BASF, 2009 kaynağından düzenlenmiştir)

Mikro çimento ve koloidal silica kimyasal enjeksiyonlara nazaran daha ucuz olsa da dayanım değerleri ve sulu ortamlardaki performansları düşünüldüğünde uygulamaya

bağlı olarak daha pahalı kimyasal enjeksiyon malzemeleri tercih edilebilir. Bu anlamda, akrilat polimer enjeksiyon malzemeleri yüksek fiyatlarına rağmen günümüz uygulamalarında yerini almış durumdadır. Bahsedilen kimyasal malzemeler şemsiye uygulamaları dışında da zemininin mekanik özelliklerini iyileştirmek ve su gelirini kesmek için enjeksiyon uygulamalarında kullanılmaktadırlar.

#### 4 SÜREN VE ŞEMSIYE BORULARI

Değindiği üzere, süren ve şemsiye borularının eğilme etkisi nedeni ile çekme dayanımları malzeme seçiminde önem arz etmektedir. Bunun yanı sıra deformasyona aşırı müsaade edebilen bir malzeme uygun değildir. Çünkü, rijit bir tahkimat sistemi kazı sonrası zeminin gevşemesini engelleyecektir. Özellikle sık çatlaklı ve deformasyona minimum seviyede müsaade edilmesi gereken zeminlerde bu durum önemlidir. Yüksek çekme dayanımına sahip olsa da aşırı deformasyona müsaade eden malzemeler kullanılmamalıdır. Örneğin, günümüz koşullarında 200 GPa değerlerine kadar çekme dayanımı değerleri gösteren poliamit-imit türü mühendislik polimerleri, yeterli dayanım değerine sahip olabilseler de tipik olarak 4 – 5 GPa aralığındaki eğilme elastisite modülü düşünüldüğünde süren veya şemsiye borusu malzemesi olarak kullanılmamalıdır. Çelik için eğilme elastisite modülü tipik olarak 180 – 200 GPa aralığında olduğu göz önünde bulundurulduğunda, bahsedilen polimer çeliğe göre elli kata kadar daha fazla sehim gösterebilecektir (Kömürlü ve Kesimal, 2012-a). Rijit malzeme gereksinimi olan alanlarda lif katkılı kompozit polimer malzeme kullanımı düşünülebilir. Polimer malzemelerin düşük özgül ağırlıkları, çeliğe nazaran hafif olmaları uygulama için önemli bir avantajdır. 1970'li yıllardan itibaren çeliğin alternatifi olarak paslanma problemi olmayan polimer kompozitler tünelticilik sektöründe kullanılmaktadırlar. Önceleri kaya saptaması olarak kullanılan kompozit polimerler, daha sonra hasır gibi beton içi donatı malzemesi olarak ta tünelticilik

uygulamalarında yerini almışlardır. İlk kez mimari amaçlarla 1956 yılında ve yük taşımak amaçlı yapı malzemesi olarak 1967 yılında cam lifli olarak uygulaması gerçekleştirilmiştir (Stromberg, 2013). Laboratuvar ve uygulama ölçekli çalışmalarla hızla geliştirilen kompozit polimer malzemeler, cam liflerin yanı sıra, karbon, bazalt ve aramit katkıları olarak üretilmekte ve çoğunlukla matris malzemesi olarak poliester, epoksi, vinilester, fenol formaldehit reçineler, poliimit ve ABS gibi polimer türleri görülmektedir (Saikia vd., 2007; Xsiao-dong vd., 2013; Barris vd., 2009, Kömürlü ve Kesimal, 2012c).

Günümüzde çekme dayanımı 2 GPa değerlerine kadar ulaşan, çimento harcı ile yüksek adezyon değerlerine sahip, çeliğe göre daha rijit (katı) tahkimat özelliği gösteren karbon lifli polimer kompozit malzemeler (CFRP) üretilmektedir. Ancak, bu malzemelerin fiyatları nedeni ile çelik kadar yaygın kullanılmamaktadırlar. Nispeten daha uygun fiyatlara sahip olan cam fiber katkılı polimer (GFRP) malzemeler günümüzde 1 GPa değerlerine kadar artabilen çekme dayanımı ve çeliğe nazaran daha düşük elastisite modülü değerleri göstermektedirler. Kullanılan malzemeler, birleşim oranları, ekstra kimyasal katkıları, üretim yöntemleri gibi parametrelere bağlı olarak bu tür kompozit malzemelerin fiyatları ve mekanik özellikleri oldukça değişkendir. Ancak, çeliğe nazaran pahalı malzemeler oldukları söylenebilir. Bu nedenle halen çelik kadar yaygın kullanılmamaktadırlar. Ancak, kaya saptaması malzemesi olarak kullanımı artış göstermektedir. Süren ve ayna stabilizasyonları için zemin çivisi olarak üretilen lifli polimer kompozit ürünler de mevcuttur. Ancak, kazı yapılacak aynadaki zemin çivisi gibi geçici tahkimatlar için uygulamada genellikle paslanma konusuna dikkat edilmemektedir. Bunun yanı sıra GFRP, şişen killi zeminlerde deformasyona kontrollü müsaade edebilecek süren malzemeleri olarak uygulanabilir (Hoek, 2006)

Şemsiye sistemlerinin uzun süreli dayanımı özellikle bozuk ve gevşeme riski olan zeminler için önemlidir. Şehirsel bölgelerde olduğu gibi bozuk zeminlerin yüzey yüklerine

maruz kalması neticesinde şemsiye borularının korozyon problemi nedeni ile tahkimat performansında zaman içerisinde önemli değişimler görülmesi önemli olumsuz etkilere yol açabilecektir.

Paslanma problemi olmayan ve gerekli mekanik özellikleri sağlayacak malzemelerin fiyatları düşünüldüğünde, çeliğin ekonomik olarak su yalıtımının sağlanması uygulamalar açısından önemli bir gelişme sağlayacaktır. Bu konuda, yazarlar tarafından kaya saplamaları uygulamalarında ilk kez kaplama malzemesi olarak poliüre türü polimer uygulanmıştır.

Poliüre malzemesinin seçim nedeni pratik uygulanışı, çelik ve çimento harcı yüzeylerine çok iyi yapışma özelliğidir (Jain ve Gupta, 2012). Poliüre, poliüretan, lateks gibi içeriklerde püskürtülen ince kaplama malzemeler Kanada, Avustralya, Güney Afrika gibi ülkelerde madencilik uygulamalarında kaya ve beton yüzeylerine iyi yapışma özellikleri dolayısı ile tahkimat malzemesi olarak kullanılmaktadırlar (Tannant, 2001 ;Öztürk, 2011).

Poliüre izosiyenat bazlı bir kopolimerlerdir. İlk kez 1959 yılında geliştirilmiş ve 1960'lı yıllar boyunca sadece spandeks malzemesi olarak kullanılmışlardır. Mekanik özellikleri zamanla anlaşılan ve iyileştirilen poliüreler, 1990'lı yıllardan itibaren yalıtım amaçlı yüzey kaplama malzemesi olarak püskürtme yöntemi ile uygulanmaktadırlar. Poliüre termoset bir malzeme olup, sıvı halde izosiyenat ve polyol karışımı olarak püskürtülmektedir. Ürün türüne bağlı olarak değişen jel süreleri vardır. Bu çalışmada uygulanan malzeme nozul ucundan çıktığı andan itibaren beş saniye içerisinde katılaşmaya başlamaktadır.

Poliüre tünellerde su yalıtım malzemesi olarak ta kullanılmaya başlamıştır. Membran örtülerinin montajı sırasında ufak bir hata ile su yalıtım sisteminin kesintiye uğraması riskine karşılık, poliüre püskürtme yöntemi ekonomik ve pratik olarak kesintisiz su yalıtım sistemlerinin oluşturulmasına olanak sağlamaktadır. Şekil 6'da su yalıtımı amaçlı poliüre püskürtme uygulamasına yönelik bir resim paylaşılmıştır.



Şekil 6. Püskürtme poliüre su yalıtım kaplaması

Çeliğin poliüre ile kaplanarak ekonomik olarak paslanma probleminin çözümünün incelenmesine yönelik ribar ve split-set tipi kaya saplamaları üzerlerine poliüre püskürtülerek kaplama uygulamaları gerçekleştirilmiştir. Malzemenin su yalıtım özelliklerini gözlemlemek için sülfirik bir bakır madeni olan Çayeli Bakır İşletmelerinde ıslak bir zonda kaplamalı ve kaplamasız kaya saplamalarının montajı gerçekleştirilmiştir. Yer altında kısa ve uzun vadeli (1 hafta, 5 hafta, 6 ay) çekme testleri uygulanmış ve sonuçlar kıyaslanmıştır. Kaya saplamalarının poliüre kaplanması ve kaplanmış kaya saplaması yüzeyine ait resimler Şekil 7'de verilmektedir. Kaplama yüzeyi örtecek kadar, ince bir şekilde uygulanmıştır.

Çekme testlerinde kaplamasız saplamalar için elde edilen verilere nazaran çok yüksek olan, çeliğin yenileceği değerlerdeki yüklerde dahi kaplamalı saplamalar yerlerinden sıyrılmamışlardır.

Kullanılan split setler 39 mm nominal dış tıp çapına sahip olup, 35 mm çapında deliğe monte edilmekte olan galvaniz kaplı çeliklerdir. Galvaniz kaplanmış olsa da sürtünmeler nedeni ile galvaniz tabakası zarar görebilmekte ve sülfirik madende ki yer altı suyu karşısında hızla korozyona uğramaktadır.

Kaplamasız olarak 6 ay önce uygulanmış bir split setin çekme testi ile delikten sıyrılmış ve dışarı çıkarılmış hali Şekil 8'de mevcuttur. Bu saplama için sıyrılmaya yükü 25 kN dur.

Tüm süreler için (1 hafta, 5 hafta, 6 ay) polimer kaplı split setler yerlerinden sıyrılmamışlardır, ve ölçülen maksimum yük değerlerinde çelik kırılması yaşanmıştır. Şekil 9'da çekme testi neticesinde kırılmış split set çeliği görülmektedir. Testlerde toplam, on beş adet split set ve on beş adet ribar saplamaları kaplamalı olarak kullanılmıştır. Kullanılan ribarlar 2 santimetre çapında 4 metre uzunluğunda nervürlü çeliklerdir. Şekil 10'da görüldüğü gibi ince kaplama ile ribar yüzeylerindeki nervür izleri kaybedilmeden poliüre uygulanabilmektedir. Şekil 11'de yeraltında uygulananan çekme testi görülmektedir.



Şekil 7. Poliüre püskürtülerek kaya saplamalarının kaplanması ve kaplanmış saplama yüzeyleri



Şekil 8. Paslanmış split set



Şekil 9. Çekme testinde kırılmış olan split set



Şekil 10. Kaplanmış ribar yüzeyleri





Şekil 11. Yeraltında saplama çekme testi

Onbeş adet kaplamalı ribar, onbeş adet kaplamalı split set numuneleri üç farklı test süresi için beşer numune halinde ayrılmıştır. Dolayısı ile, kaplamalı kaya saptamaları için verilen değerler 30 adet numune üzerinden elde edilmiştir. Kaplamasız kaya saptamaları için ise madende yapılan rutin test verileri özetlenmiştir:

İncelenen zemin türü için madende kaplamasız normal ribarlar, bir hafta ile bir ay arası süreler için 80 ila 120 kN aralığında değişebilen sıyrılmaya yükleri vermektedir. Ribarların enjeksiyon uygulama kaliteleri değerler arasında farklılıklar görülmesi açısından önemli bir nedendir.

Split setler için ise 35 - 40 kN madende elde edilen ve istenilen taşıma kapasitesidir. Split setler direk yer altı suları ile temas halinde olduğu için, zaman içerisinde dayanımları paslanma nedeni ile önemli ölçüde azalmakta ve 6 ay gibi sürelerde 20 kN gibi değerlere kadar taşıma kapasitesi düşmektedir.

Kaplamalı split setler tüm test sürelerinde yerlerinden sıyrılmamış ve 55 kN-60 kN gibi yükler altında çelik ringi kırılarak testlere son verilmiştir. Dolayısı ile 6 aya kadar olan süre içinde kaplamalı split setlerin yüzey sürtünmeleri 60 kN üzerinde taşıma kapasitesine sahip olmaktadır. Bu sonuca göre, split set üzerindeki poliüre kaplama uzun vadeli taşıma kapasitesinde %200'ün üzerinde artış sağlamıştır.

Ribarların toplam 9 adeti uzunlukları boyunca tam kaplı ve 6 adeti yarım kaplı olarak uygulanmıştır. Tüm test süreleri için ribar sıyrılmaması yaşanmamıştır. Yarım kaplı

ribarlar dahil olmak üzere 200 kN olan çekme testi aletinin üst yükleme sınırına ulaşılmış ve testler bitirilmiştir. Bu verilere göre ribarların taşıma kapasiteleri en az %200 artırılmış olmaktadır. Elde edilen sonuçlara dayanarak, kısa ve uzun dönem için poliürenin çimento enjeksiyon harcına ve çelik yüzeyine çok iyi yapışma özelliği gösterdiği görülmüştür.

Split set yüzeyindeki poliürenin kaya yüzeyi ile çok iyi aderans sağladığı sonucuna varılmıştır. Diğer taraftan, split setin kaplanması sonucu milimetre mertebesinde de olsa çapı artmakta olduğu ve bu yüzden delik içinde daha çok sıkışarak, yüzeyindeki sürtünmelerin artması da taşıma kapasitesini artırıcı yönde bir etkidir. Split setlerin, kaplanamamış iç yüzeylerine rağmen ilk altı aylık süreçte çelikte korozyon nedeni ile taşıma kapasitesi düşmemiştir. Split setlerin iç yüzeylerindeki galvanizlerin uygulama esnasında çizilmiyor olması bu sonucun yorumlanması için önemli bir bilgi olabilir.

## 5 SONUÇLAR

Yatay ile açılı olarak montaj yapılan tahkimatın taşıma kapasitesinde çelik yüzeyi ile enjeksiyon arasındaki aderans önemli role sahip olduğu için yapışma verimini artırarak su yalıtımı sağlayacak bir ara yüzey oluşturulması önemli bir avantaj kazandıracaktır. Poliüre kaplama ile, süren ribarları için kesin bir sudan koruma sağlanabileceği, şemsiye boruları için ise önemli ölçüde koruma sağlanabileceği öngörülmektedir. Süren boruları içerisinden uygulanan enjeksiyon malzemesi nedeni ile kaplanmamış yüzeye su kolaylıkla giremeyecektir. Süren boruları için riskli paslanma yüzeyi dış yüzeydir. Çünkü, bekletme, taşıma ve montaj gibi uygulamalarda dış yüzey galvaniz kaplamaları çizilmektedir. Paslanmış yüzey yerine kimyasal direnci yüksek bir malzeme tercih edilirdir, paslanmanın önlenmesi ile tahkimat maruz kaldığı gerilmeler karşısında daha dirençli olacaktır. Aynı zamanda, tahkimat yüzeyindeki yapışmaların iyileşmesi neticesinde adesif yük taşıma kapasitesi artacaktır.

Geleneksel çimentolu enjeksiyonlar ile şemsiye uygulamaları için istenilen kabuk oluşturulamayabilir. Sıvı fazda düşük viskoziteli, pratik uygulanabilen, yüksek dayanım ve yapışma özelliğine sahip, suya karşı kimyasal direnç gösteren ve sulu ortamda kürlenebilen yeni mühendislik polimerleri ve yanı sıra, daha ekonomik olan koloidal silika, mikro çimento gibi geleneksel çimentoya nazaran çatlaklara iyi nüfuz edebilen enjeksiyon malzemeleri süren ve şemsiye uygulamalarında tercih edilir malzemelerdir.

Günümüzde hızla yeni malzemeler türetilmekte ve geliştirilmektedir. Tünelcilik tarihi boyunca gelişmelerin önemli bir kısmı yeni tahkimat malzemeleri neticesinde gerçekleşmiş olup, önümüzdeki süreç için de yeni malzemeler değerlendirilmelidir. 1970'li yıllardan itibaren tünel tahkimat malzemesi olarak kullanımı yaygınlaşan mühendislik polimerlerinin gelişmelerinin takip edilmesi, tünelciliğin yeni yönelimlerine daha iyi cevap verilmesine olanak sağlayabilecektir.

## KAYNAKLAR

- Aköz, AY., Eratlı, N., Kadioğlu, F., 2005. Çözümlü Statik-Mukavemet problemleri, Birsen kitabevi, İstanbul, 514 s.
- Alkhrdaji, T., Wideman, M., Belarbi, A & Nanni A., 2001. Shear strength of GFRP RC beams and slabs. Proc. of Composites in Construction, 409-414, Porto
- Barris, C., Torres L.I, Turon, A., Baena, M & Catalan A., 2009. An experimental study of the flexural behaviour of GFRP RC beams and comparison with prediction models. Composite Structures 91, 286-295
- BASF, 2009. Solutions for tunnelling and mining injections (Brochure of injection products), Zurich, 12 p.
- DEEDI (Department of employment, economic development and innovation, Queensland Government), 2010. "The Use of Polymeric Chemicals in Queensland Coal Mines", Technical Report, 22 p.
- Firep, 2013, <http://en.firepworld.com/company/profile>
- Hoek, E., 2001. Big tunnels in bad rock. ASCE J Of Geotechnical and Geonvironmental Eng, 127, 9, 726-740.
- Hoek, E., 2006. Kaya Mühendisliği (tercüme: Karakuş ve Başarır). Türkiye Maden Mühendisleri Odası, Ankara
- Holter, KG., Hognestad, HO., 2012. Geomechanics and Tunnelling, 5, 1, 49-55
- Jain, A., Gupta, V., 2012. Construction and characterization of stainless steel/polyurea/E-glass composite joints. Mechanics of Materials 46, 16-22
- Kömürlü, E., 2012. Kaya ve Taneli Malzemelerde Yanal Gerilmelerin Tahkimat Tasarımı Üzerindeki Etkileri, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi FBE, Trabzon, Türkiye, 180 s.
- Kömürlü, E., Kesimal, A., 2012 (a). Using Sprayed polymer as tunnel support. Proc. 7th Asian Rock Mechanics Symp, 1486-1499, Seoul
- Kömürlü, E., Kesimal, A., 2012 (b). Poliüretan malzeme ile güçlendirilmiş zemin dayanımının incelenmesi, 14. ulusal zemin mekaniği ve temel mühendisliği kongresi bildiriler kitabı, 631-642, Isparta.
- Kömürlü, E., Kesimal, A., 2012 (c). New engineering materials for underground constructions, 16. Uluslar arası Metalurji ve Malzeme Kongresi (IMMC 2012) bildiriler kitabı, s.307-319, İstanbul, Türkiye
- Öztürk, H., 2011. Püskürtülen ince kaplamaların elastik malzeme özellikleri, Madencilik, 50, 41-45
- Öztürk, H., Tannant, DD., 2010. Thin spray-on liner adhesive strength test method and effect of liner thickness on adhesion. International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 47, 808-815.
- Peila, D., 2010. Principles of Conventional Tunnelling. Notes of Training Session on Construction Methods for Tunnelling (ITACET Foundation), Buenos Aires, Argentina
- Rose, D., 1982. Revising Terzaghi's Tunnel Rock Load Coefficient, Proc. 23rd U.S. Symposium on Rock Mechanics, AIME, pp. 953-960, New York
- Song, KI., Cho, GC., Chang, SB., Lee, IM., 2013. Beam-spring structural analysis for the design of a tunnel pre-reinforcement support system, International Journal of Rock Mechanics and Mining Science, 59, 139-144
- Saikia, B., Kumar, P., Thomas, J., Rao, KSN., Ramaswamy, A., 2007. Strength and serviceability performance of beams reinforced with GFRP bars in flexure, Construction and Building Materials, 21, 1709-1719
- Stromberg, 2013. <http://strombergarchitectural.com/materials>
- Tannant, DD., 2001. Thin Spray-on Liners for Underground Rock Support, 17th International Mining Congress and Exhibition of Turkey (IMCET 2001), pp. 57-73, Ankara, Turkey
- Xiao-dong, D., Xiao-hui, W., Xin-jian, K., 2013. Bond behavior of corroded reinforcement in concrete wrapped with carbon fiber reinforced polymer under cyclic loading. Journal of Shanghai Jiaotong University (Science), 18, 3, 271-277

- Ünal, E., 1983. Design Guideline and Roof Control Standards for Coal Mine Roofs, Ph.D. Thesis, The Pennsylvania State University, 355p.
- Wallace, 2013. Basic Stress Equations. Online notes, University of Alabama in Huntsville  
[http://www.eng.uah.edu/~wallace/mae466/DOC/basic\\_str.pdf](http://www.eng.uah.edu/~wallace/mae466/DOC/basic_str.pdf)
- You, K., Sagong, M., Lee, JS., 2006. Estimation of rock load for the design of 2-arch tunnel lining. *Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises* – Barták, Hrdina, Romancov & Zlámal (eds), s. 786-789, Taylor & Francis Group, London

