

## Zayıf Zeminlerde Açılan Büyük Çaplı Bir Tünelin Destek Sistemi Tasarımı (Çukurçayır-2 Tüneli, Trabzon)

*Design of a Wide Tunnel Excavated In Weak Grounds (Çukurçayır-2 Tunnel, Trabzon)*

Ebu Bekir Aygar<sup>1</sup>, Candan Gokceoglu<sup>2\*</sup>

<sup>1</sup> Fugro Sial Yerbilimleri Danışmanlık ve Mühendislik., 06680 Cankaya, Ankara, Türkiye

<sup>2</sup>Hacettepe Üniversitesi, Jeoloji Mühendisliği Bölümü, 06800 Beytepe, Ankara, Türkiye

\*Sorumlu yazar: e-mail: cgokce@hacettepe.edu.tr

### Özet

Bu çalışmada, Trabzon Şehir Geçişi Kanuni Bulvarı projesi kapsamında planlanan ve toplam uzunluğu 292 m olan Çukurçayır-2 Tüneli destek sisteminin tasarımı amaçlanmıştır. Çukurçayır 2 tüneli 3 şeritli ve çift tüp olup, proje kapsamında sağ tüp Km:12+726 - 12+934 arasında, sol tüp ise Km:12+748 - 13+000 arasında yer almaktadır. Tünel güzergahı tamamen kil, siltli kumlu kil, kil/çakıl ve killi çakıllı kum birimleri içerisinde kalmaktadır. Tünel örtü kalınlığı en fazla 25 m olup, sığ tünel özelliğindedir. Ayrıca tünel güzergahı boyunca yüzeyde konutlar bulunmaktadır. Tünelin sıkışabilen ve şişen killer içinde açılması sebebi ile destek sistemi tasarımı açısından ciddi öneme sahiptir. Bu tür killi ve kumlu birimlerde en önemli stabilite sorunlarının ayna ve tavan stabilitesi olacağı bilinmektedir. Buna ek olarak tünelin uzun dönemde, zeminin sıkışabilme özelliklerine bağlı olarak destek sisteminin göstereceği davranış da ayrı bir öneme sahiptir. Bununla birlikte, tünelin zemin içinden geçmesi ve örtü yüksekliğinin sığ olması sebebi ile uzun dönem stabilitesi de bu çalışma kapsamında değerlendirilmektedir. Sonuç olarak, tünelcilik açısından özel problemlere sahip olan Çukurçayır – 2 Tünelinin tasarımı sırasında karşılaşılan güçlükler ve bunlara ilişkin çözüm önerileri bu çalışma kapsamında sunulmaktadır.

**Anahtar Kelimeler:** Sığ örtü, büyük açıklıklı tünel, NATM, zayıf zemin

### Abstract

*In this study, it was aimed to design Çukurçayır-2 Tunnel support system, which is planned within the scope of Trabzon City Crossing Kanuni Boulevard project and whose total length is 292 m. Çukurçayır 2 tunnel has 3 lanes and double tubes, the right tube is between Km: 12 + 726 - 12 + 934, and the left tube is between Km: 12 + 748 - 13 + 000. The tunnel route is completely in clay, silty sandy clay, clay / gravel and clay pebbly sand units. The tunnel overburden thickness is at maximum 25 m and it is a shallow tunnel. There are also residences on the surface along the tunnel route. It is of great importance in terms of support system design, as the tunnel opens in squeezing and swelling ground conditions. It is known that the most important stability problems in such clay and sandy units will be face and ceiling stability. In addition, the behavior of the support system, depending on the squeezing characteristics of the ground in the long term of the tunnel, has a special importance. However, since the tunnel passes through the soil ground and the cover thickness is shallow, long-term stability is also evaluated within the scope of this study. In conclusion, the difficulties encountered during the design of the Çukurçayır - 2 Tunnel, which has specific problems in terms of tunneling, and solutions for them are presented within the scope of this study.*

**Keywords:** Shallow overburden, wide tunnel, NATM, weak ground

## 1. Giriş

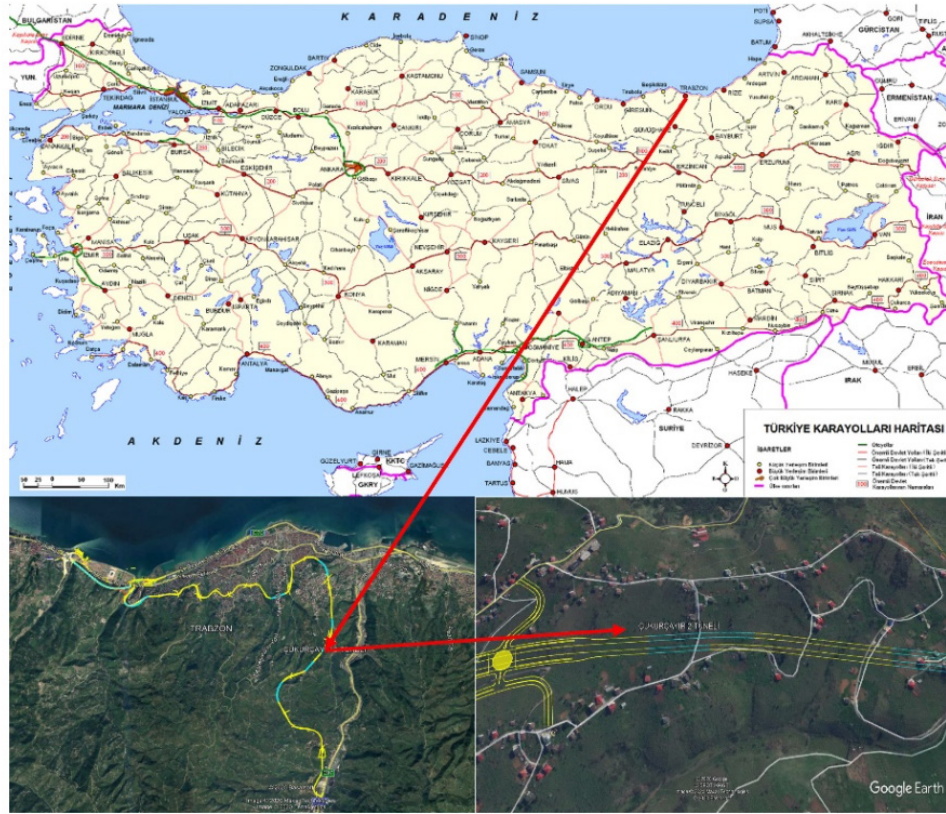
Potansiyel olarak en ciddi sorunların yaşanması muhtemel olan tüneller, yoğun yerleşimin bulunduğu ortamlarda ve zayıf zeminlerdeki sığ tünellerdir. Bu tünellerde yaşanan en büyük sorunların başında yüzeydeki yapılarda tasmanlardan kaynaklanabilecek hasarlar gelmektedir. Ayrıca, tünel tavanında ve tünel aynasında oluşabilecek yenilmeler tünel stabilitesi açısından çok önemli hale gelmektedir. Zira tünel aynasında ve tünel tavanında meydana gelebilecek aşırı deformasyonların veya aynada oluşabilecek yenilmelerin etkisi doğrudan yüzeye yansiyacaktır. Bu durum ayrıca tahkimatlarda yenilmelere sebebiyet verebilecektir. Böyle bir durum hem beklenmeyen zaman kayıplarına hem de aşırı maliyet artışlarına sebep olmaktadır. Bununla birlikte, şişebilen ve sıkışabilen zemin ortamlarında tüneliciliğin güçlüklerini tanımlayan Aksoy vd. (2012), bu tür ortamlar için destek türü, desteğin performansı, destek elemanı, kaya parametreleri, kaya yapısının durumu ve uygun bir destek stratejisi oluşturma gibi dikkate alınması gereken birçok faktörün varlığından söz etmişlerdir. Aygar ve Gokceoglu (2020) tarafından yapılan çalışmada sığ tünellerde ayna stabilitesinin ve tavan stabilitesinin önemi ortaya konulmuştur. Bu tür olumsuzlukların bertaraf edilmesi için tünel içinde çok ciddi bir deformasyon ölçüm ve takip sistemine ihtiyaç duyulmaktadır. Sanayileşmeye bağlı olarak günümüzde kentler oldukça hızlı ve bu hıza bağlı olarak kontrolsüz büyümektedir. Devamında bir zorunluluk haline gelen ulaşım ağının kent ortamında yapılması gibi önemli bir sorunu ortaya çıkarmaktadır. Kent ortamında inşaa edilen metro tünelleri çoğunlukla tünel delme makineleri (TBM) ile gerçekleştirilmektedir. Ancak göreceli olarak çok geniş ve kısa tünellerin TBM tekniği ile inşa edilmesi oldukça zor ve yüksek maliyetlidir. Bu nedenle kısa ve çok geniş tüneller, kent içinde inşaa edilse dahi, Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemi (NATM) ile yapılmaktadır. Bilindiği gibi NATM, tünellerde belirli bir miktar deformasyona müsaade ederek daha esnek ve dolayısıyla daha ekonomik bir çözüm yöntemi sunmaktadır (Rabcewicz, 1964a, 1964b ve 1965; Rabcewicz and Golser, 1973). Ancak bu tür bir yaklaşım sığ ve şehir içerisinde açılan zayıf zeminlerdeki tünellerde uygulaması tünel içi deformasyonların yüzeyde tasmana sebep olması sebebi ile ciddi sorunlar yaratabilmektedir. Zayıf zeminlerde açılan tünellerde esnek bir dış kemer ilkesinin çoğu zaman gerçekçi olmadığı da bilinmektedir (Aygar, 2000). Ayrıca, Aygar (2007) ile Aygar ve Gökçeoğlu (2019a ve 2019b) tarafından çalışmalarda zayıf zeminde ve fay zonlarında açılan tünellerde zemin şişme ve sıkışma özelliklerinin tünel desteklerine olan etkisi incelenmiş ve bu tür zeminlerde rijit bir destek sisteminin gerekli olduğunu ortaya koymuşlardır. Aksoy vd. (2016) zayıf kaya ortamlarında açılan tüneller için deforme olmayan tahkimat sistemi önererek bir yüksek hızlı tren tüneline başarı ile uygulamışlardır. Komu vd. (2020) TBM ile açılmakta olan uzun bir demiryolu tüneline belirli bir kesiminde yer alan heyelanla olan etkileşimini 3 boyutlu nümerik analizlerle ortaya koymuş ve tüneline emniyetli biçimde tamamlanabilmesi için gerekli mühendislik çözümlerini tanımlamıştır. Bununla beraber şehir tüneliciliğinde yaşanan sorunlar ve çözüm önerilerini Assis (2013) ve Gupta (2018) incelemişlerdir. Ayrıca, Hoek (2000 ve 2012) ile Hoek ve Guevera (2009) tarafından çok zayıf birimlerde açılan tünellerde karşılaşılan sorunlar incelenmiş ve uygun destek sistemlerini tanımlamışlardır. Buna ek olarak,

Schubert (1996) ile Hoek (2007) zayıf zeminlerde yüksek basınç altında sıkışmaya bağlı olarak ortaya çıkabilecek sorunları tanımlayarak, buna ilişkin çözüm önerilerini ortaya koymuşlar ve çelik iksalar üzerinde deformasyon boşluklarının (deformation slots) projelendirilmesinin uygun olacağını belirtmişlerdir. Birçok araştırmacı (Rubiralta vd., 2019; Astore ve Pradella, 2009; Kovari ve Ramoni, 2004) şehir içinde açılan uzun metro tünellerindeki çalışmaları incelemişler ve tünel kazısı sırasında karşılaşılan sorunlar ve çözüm önerilerini tünelcilik literatürüne kazandırmışlardır. Bu vakalardan elde edilen sonuçlar daha sonra inşa edilecek olan tünellerde karşılaştırılması muhtemel sorunların önceden görülmesi ve projelerde gerekli önlemlerin alınması açısından oldukça önemlidir.

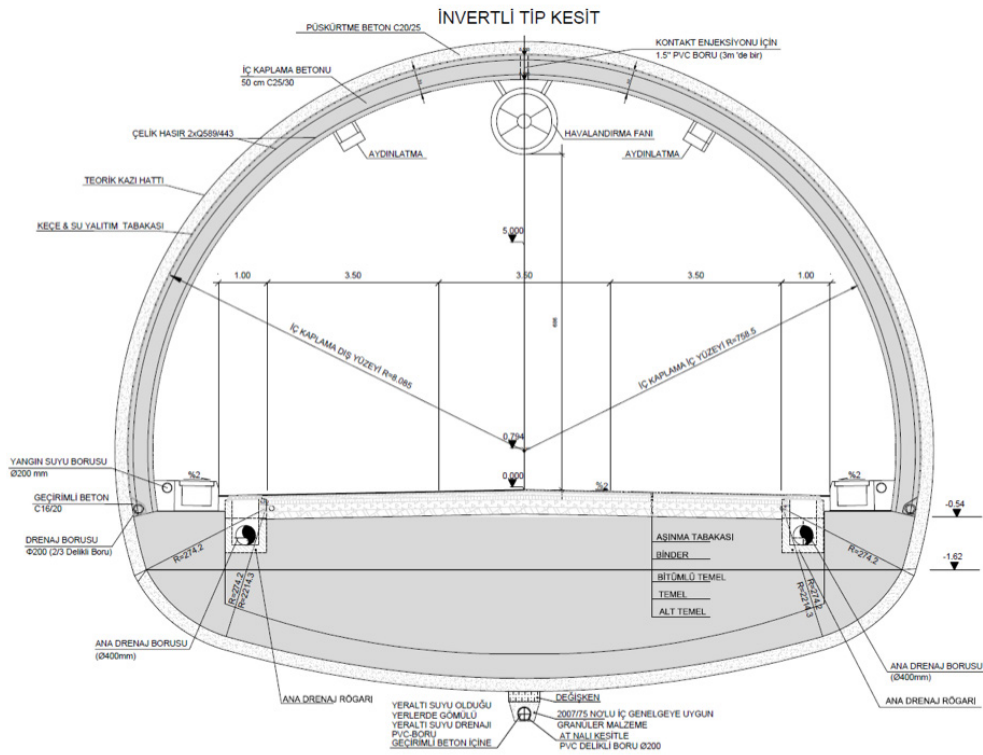
Yukarıda bazı örnekleri kısaca verilen önceki çalışmalar dikkate alındığında, tünelcilik açısından büyük çaplı ve sığ tünellerin özel vakalar olduğu, ayrıca bunların şehir ortamlarında açılması halinde sebep olacağı tasmanlar açısından daha da önemli hale geleceği açıktır. Bu nedenle, bu çalışmada, örtü kalınlığı en fazla 25 m civarında ve tamamen kil, kum ve çakıl birimleri içinde açılacak olan Trabzon şehir merkezindeki Çukurçayır-2 Tüneli destek sisteminin tasarlanması amaçlanmıştır. Bu çalışma kapsamında ayrıca, tünelin kısa ve uzun dönemdeki stabilitesi nümerik analizlerle ayrı ayrı incelenmekte, sığ tünellerde iç kaplama beton tasarımı için de yapılan değerlendirmeler ve elde edilen sonuçlar tartışılmaktadır.

## **2. Çukurçayır – 2 Tünelinin Genel Özellikleri**

Trabzon Şehir Geçişi Kanuni Bulvarı projesi yaklaşık 23 km uzunluğunda olup toplam 10 adet tünel inşasını içermektedir. Bu tünellerden biri olarak proje güzergahından açılması planlanan Çukurçayır-2 tüneli, 3 şeritli ve çift tüplü olup sağ tüp Km:12+726 – 12+934 ve sol tüp ise Km:12+748 – 13+000 arasında yer almaktadır (Şekil 1). Proje güzergahında yaklaşık 280 m kotu ile tünele girilip, yaklaşık 292 m kotlarında tünelden çıkılmaktadır. Tünel tip kesitine göre (Şekil 2), genişlik 12.5 m ve tünel yüksekliği ise 8.4 m'dir. Tünel şeritlerinin her biri 3.5 m genişliğinde olup, tünelin her iki tarafında 1.0 m genişliğinde banketler yer almaktadır. Tünel kazı kesiti ise toplam 16.5 m ye kadar ve kazı yüksekliği ise 13.5 m'ye kadar ulaşmaktadır. Buna göre toplam kazı alanı 186 m<sup>2</sup> civarındadır. Çukurçayır-2 Tüneli, Yeni Avusturya Tünel Açma Yöntemine (NATM) göre projelendirilmiştir (Rabcewicz, 1964a, 1964b ve 1965; Rabcewicz and Golser, 1973).



Şekil 1. Çukurçayır-2 tüneli yerbulduru haritası



Şekil 2. Tünel tip kesiti (Fugro Sial, 2015a)



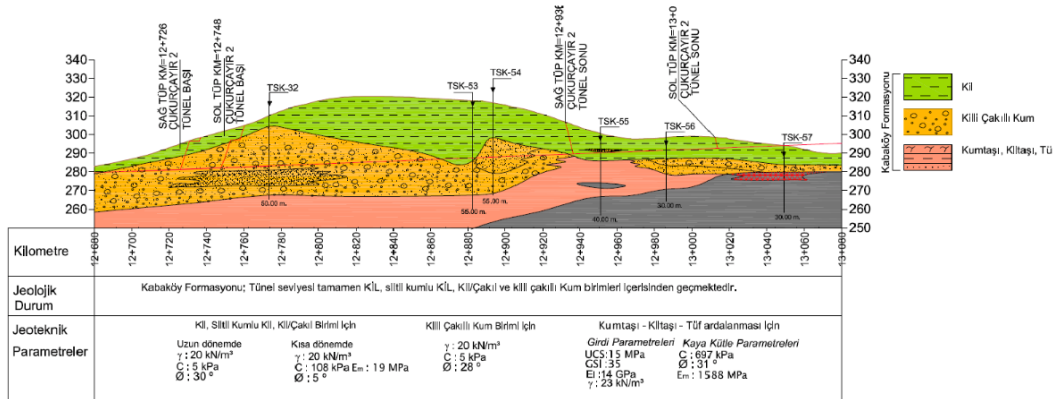
### 3. Zemin Özellikleri

Çukurçayır-2 tünelinin içinden geçeceği zeminlerin incelenmesi için derinlikleri 30 ila 55 m arasında değişen toplam 7 adet karotlu sondaj Fugro Sial (2015b) tarafından gerçekleştirilmiştir. Sondaj çalışmalarının yanı sıra Çukurçayır-2 tünel güzergahının mühendislik jeolojisi haritası yapılmış, jeolojik- jeoteknik profili hazırlanmıştır (Fugro Sial 2015b). Yapılan sondajlardan elde edilen örnekler üzerinde zeminleri tanımlamak amacıyla gerekli zemin mekaniği deneyleri Fugro Sial (2015b) tarafından yapılmış olup deney sonuçları Çizelge 1’de verilmektedir. Bu çalışma kapsamında ise tüm bu veriler kullanılarak ortamın jeolojik ve jeoteknik özellikleri ayrıntılı biçimde yeniden değerlendirilmiş ve tasarıma temel olacak özellikler ve parametreler dikkate alınmıştır.

Çizelge 1. Deney Sonuçları Özet Tablosu (Fugro Sial, 2015b)

	Sondaj No/Derinlik	c (kPa)	Ø (°)	PI
Doğrudan makaslama (CD)	TSK-32/34.50-35.50	5	27	NP
	TSK-54/29.00-32.00	67	5	27
	TSK-54/52.00-53.50	4	28	NP
	TSK-57/6.00-7.50	35	8	29
Doğrudan makaslama (CU)	TSK-32/20.00-22.00	34	9	25
	TSK-54/12.00-15.00	48	7	25
	TSK-54/37.00-40.00	3	23	NP
	TSK-54/47.00-48.00	50	7	22
	TSK-56/14.50-15.00	24	10	28
Üç Eksenli (UU)	TSK-32/3.10-3.50	52	5	25

Çukurçayır-2 tüneli güzergahı boyunca yüzeyde hakim olan birim, Kabaköy formasyonuna ait kırmızımsı kahverengi ile sarımsı - bej kil/kumlu siltli killerden oluşmaktadır. Yapılan tüm jeolojik- jeoteknik değerlendirmeler sonucunda, tünelin tamamıyla kil/kumlu siltli kil ile kum/çakıllı kum/kumlu çakıl birimlerinden geçmekte olduğu anlaşılmıştır. Alt seviyelerde ise zayıf - orta dayanımlı, az bozunmuş yer yer orta derecede bozunmuş kumtaşı – kıltaşı – tuf ardalanması ile orta dayanımlı yer yer zayıf, az bozunmuş konglomeralar bulunmaktadır (Şekil 3).



Şekil 3. Çukurçayır-2 tünelinin jeolojik kesiti (Fugro Sial, 2015b)

Yapılan çalışmalar sonucunda tünelin tamamının şişme ve sıkışma özelliğine sahip kil ile çakıllı killi kum birimlerden geçtiği tespit edilmiştir (Şekil 3). Yüzey gözlemleri ve sondaj verileri ile yerinde ve laboratuvar deney sonuçları kullanılarak, güzergah boyunca karşılaşılabilecek litolojik birimler için jeoteknik parametreler tespit edilmiştir.

Killi seviyeler için Çizelge 1’de sunulan üç eksenli basınç (UU) deney sonuçlarına göre ortalama drenajsız kayma dayanımı değeri  $c_u \approx 65$  kPa olarak elde edilmektedir. Deney numunelerinin doygun olmaması ve az da olsa örselenmiş olması nedeniyle bu değerin bir miktar tutucu kaldığı söylenebilir. Sondajlarda kil birimler içerisinde gerçekleştirilen standart penetrasyon (SPT) deney sonuçlarında ise darbe sayıları  $N=12 \sim R$  aralığında değişiklik göstermiştir. Bu sonuçlar dikkate alınarak, ortalama  $N$  değeri 20 kabul edilmiş ve buna göre düzeltilmiş SPT değeri  $N_{60}=0,75*20 \approx 15$  olarak belirlenmiştir. Kil birimler üzerinde yapılan Atterberg deneylerinde elde edilen plastisite indisi değerleri ortalaması ise  $PI \approx 27\%$  olarak elde edilmektedir.

Stroud ve Butler (1975) tarafından önerilen ampirik yaklaşıma göre,  $N_{60}=15$  ve  $PI=27$  değerleri yardımıyla drenajsız kayma dayanımı değeri kısa dönem için,  $c_u = f*PI=4,8 \times 15 = 72$  kPa olarak elde edilmiştir. Kohezyon değeri ise yapılan üç eksenli deney sonuçları dikkate alınarak yaklaşık 5 kPa olarak belirlenmiştir. Bununla beraber, deneylerden elde edilen  $PI$  (%) değerleri kullanılarak kil birimler için uzun dönem parametreleri, Terzaghi vd. (1996), Skempton ve Henkel (1953), Karlsson ve Viberg (1967) tarafından önerilen ampirik ilişkilerle belirlenmiştir. Güzergah boyunca ortalama  $PI$  değeri %27 olarak belirlenmiş olup, Terzaghi vd. (1996) tarafından önerilen ilişki kullanılarak efektif kayma açısı değeri tespit edilmiştir. Buna göre  $PI$  değeri %27 iken efektif kayma açısı ( $\phi$ ) yaklaşık  $30^\circ$  olarak belirlenmiştir. Kohezyon değeri ise yaklaşık 5 kPa olarak dikkate alınmıştır.

Deformasyon modülü ise kil birimleri için önerilen drenajsız kayma dayanımı kullanılarak  $PI < 30$  koşulunda;

$E_s = 500c_u - 1500c_u$  ilişkisinden (Bowles, 1997);

$E_s = 500*72 - 1500*72 = 36\ 000 - 108\ 000$  kPa = 36 - 108 MPa aralığında kaldığı tespit edilmiştir. Bu durumda deformasyon modülü değeri kil birimi için ortalama 70 MPa olarak belirlenmiştir. Poisson oranı ise kilde doygun (drenajsız/kısa dönem) durum için 0,45 ve doygun olmayan (drenajlı/uzun dönem) durum için ise 0,2 olarak alınmıştır.

Kum/Çakıllı Kum/Kumlu Çakıl seviyeler seviyelerde ise Fugro Sial (2015a) tarafından örselenmiş numuneler üzerinde yapılan kesme kutusu (CD) deney sonuçlarına göre kohezyon değeri yaklaşık 5 KPa ve içsel sürtünme açısı  $28^\circ$  olarak elde edilmiştir. Sondajlarda çakıllı kumlu seviyeler içerisinde gerçekleştirilen standart penetrasyon (SPT) deney sonuçlarında ise darbe sayıları  $N=Refü$  olarak belirlenmiştir. Ortalama  $N$  değeri 50 kabul edilirse düzeltilmiş SPT değeri  $N_{60}=0,75*50 \approx 38$  elde edilecektir. Bu birim için deformasyon modülü  $N_{60}$  değeri ile Kulhawy ve Mayne (1990) tarafından önerilen bağıntı kullanılarak hesaplanmıştır.

Buna göre önerilen

$E=500 \cdot N_{60}$  kN/m<sup>2</sup> bağıntısına göre (Kulhawy ve Mayne, 1990);

$E= 500 \cdot 38=19000$  kN/m<sup>2</sup> = yaklaşık 20 MPa olarak belirlenmiştir.

Poisson oranı ise kumlu çakıllı seviyeleri için durum için 0,35 olarak alınmıştır (Bowles, 1997). Neticede, tünel seviyesinde karşılaşılan tüm birimler için belirlenen parametreler Çizelge 2’de toplu olarak verilmektedir.

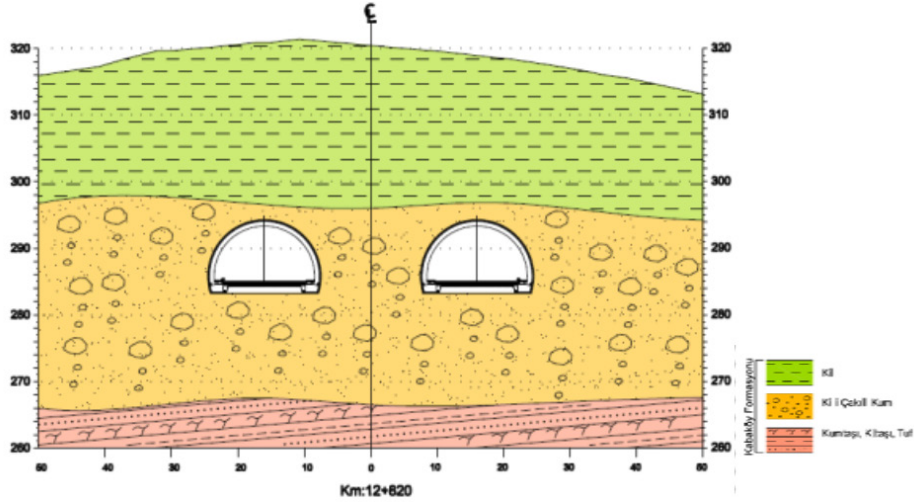
Çizelge 2. Çukurçayır-2 tüneli kil ve çakıllı kumlu birimler için nümerik analizlerde kullanılan jeoteknik parametreler

Birim	Birim hacim ağırlık, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	PI (%)	Kohezyon, c (kPa)	İçsel sürtünme açısı, $\phi$ (°)	Elastisite modülü, $E_i$ (MPa)	Poisson oranı, $\nu$
Kil seviyelerinde (uzun dönem)	20	27	5	30	70	0,20
Kil seviyelerinde (kısa dönem)	20	-	72	5	70	0,45
Çakıllı kumlu seviyeler	20	-	5	28	20	0,35

Tünel seviyesinin altında kumtaşı-kiltaşı-tüf ar dalanması ve konglomeralar bulunmaktadır. Bu birimler Lütésiyen yaşlı Kabaköy formasyonuna (Koroğlu ve Kandemir, 2017) ait olduğu için analizlerde genelleştirilerek tek birim olarak dikkate alınmıştır. Bu birimlere ait laboratuvar deney sonuçlarına kullanılarak Fugro Sial (2015b) tarafından hesaplanan kaya kütle parametreleri Çizelge 3’de; Şekil 6’da ise tünelden alınan jeolojik en kesit verilmektedir. Eklemlili kaya kütleleri için Hoek ve Brown (1980) tarafından yenilme kriteri önerilmiştir. Bu yenilme kriteri daha sonra Hoek ve Brown (1997) tarafından jeolojik dayanım indeksini (GSI) temel alan biçime dönüştürülmüştür. Devamında ise Sönmez ve Ulusay (1999) tarafından sayısal GSI abağı önerilmiştir. Bu çalışmada ise GSI belirlenirken Sönmez ve Ulusay tarafından önerilen sayısal GSI abağı kullanılmıştır. Buna göre GSI değeri 35 hesaplanmış ve diğer parametreler ise Hoek ve Diederichs (2006)’da verilen abaklar ve eşitlikler kullanılarak hesaplanmıştır.

Çizelge 3. Kiltaşı - Kumtaşı – Tüf Ar dalanması ve Konglomera için belirlenen kaya kütle parametreleri

Tek eksenli sıkışma dayanımı, UCS (MPa)	Jeolojik dayanım indeksi, GSI	K a y a m a l z e - m e s i s a b i t i , $m_i$	Elastisite modülü, $E_i$ (GPa)	B i r i m h a c i m a ę r l ı k , $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Kohez- yon, c (kPa)	İçsel sürtünme açısı, $\phi$ (°)	D e f o r - m a s y o n m o d ü l ü , $E_m$ (GPa)
15	35	17	14	23	697	31	1,588



Şekil 6. Km :12+820'ye ait jeolojik kesit (Fugro Sial, 2015b)

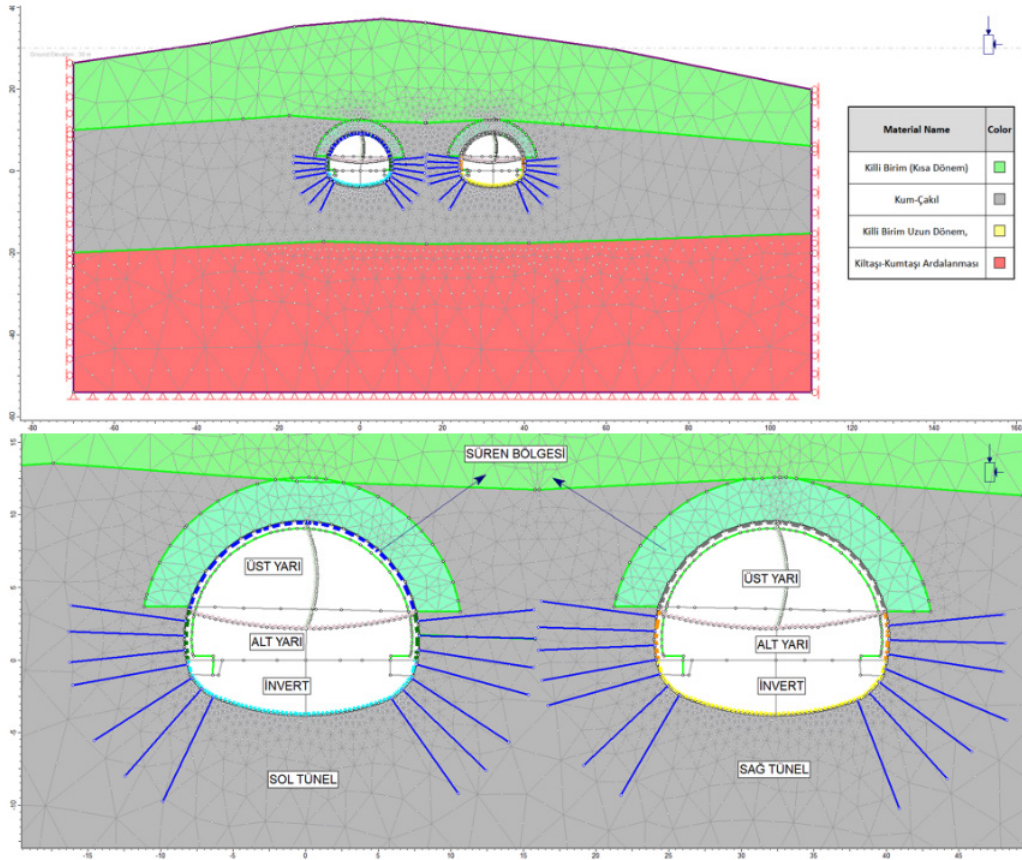
### 3. Destek Sisteminin Seçimi ve Nümerik Analizler

Tünel destek sistemlerinin belirlenmesinde temelde 3 temel yaklaşım bulunmaktadır. Bunlar ampirik, analitik ve nümerik yaklaşımlardır. Ampirik yaklaşımlara örnek olarak Kaya kütle sınıflama sistemi, RMR (Bieniawski, 1973, 1976 ve 1989), Kaya Kütle Kalitesi Sistemi, Q (Barton vd., 1974 ve 1980; Grimstad ve Barton, 1993), Kaya Yüğü Sınıflama Sistemi (Terzaghi, 1946) verilebilir. Nümerik analiz yöntemleri ise seçilen tünel destek sistemlerinin performansının incelenmesi için kullanılan başlıca yöntemdir (Koçkar ve Akgün, 2003; Akgün vd., 2014; Zou vd., 2019; Moussaei vd., 2019). Ayrıca nümerik analiz yöntemleri sonlu elamanlar, ayırık elemanlar ve sonlu farklar gibi yaklaşımları da içermektedir. Bu yaklaşımlar arasında sonlu elemanlar yöntemi anizotrop ve nonlinear ortamlar için en yaygın kullanılan yöntemlerin başında gelmektedir (Das vd., 2017). Bununla birlikte, yüksek şişme özelliği gösteren ortamlarda destek tasarımı, deformasyona izin veren pasif bir yaklaşım veya deformasyona izin vermeyen aktif bir yaklaşım kullanılarak yapılabilir (Uyar ve Aksoy, 2018). Çukurçayır – 2 Tünelinde ise mümkün olduğunca deformasyona izin vermeyecek şekilde tasarımın yapılması hedeflenmiştir.

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen nümerik analizler elastik-plastik çözüme göre yapılmış ve analiz sonuçları yorumlanarak nihai destek sistemi belirlenmiştir. Phase 2D v 8.0 (RocScience, 2020) programında malzeme yumuşaması (material softening) kullanılarak NATM prensipleri tam olarak hesaplama aşamalarına yansıtılmıştır. Modelleme aşamaları yapılırken, tünel kazısı yapıldığı anda tünele gelen yükün, tünel üzerindeki tüm örtü yükü olmadığı bilinmelidir. Böyle bir yaklaşım ile yapılacak olan destek sistemi tasarımı ciddi bir şekilde çok fazla kaplama kalınlıkları ile beraberinde tahkimat elemanlarının aşırı artmasına neden olacaktır. Böyle bir durumun ekonomik ve mühendislik açısından uygulanabilir olmayacağı açıktır. Bilindiği gibi NATM'in temel felsefesi, tünel etrafındaki zeminin yük taşıyan bir eleman gibi düşünülmesidir. Zemin reaksiyon eğrisine bakıldığında, tünel en optimum destek sistemine tünel etrafında belli bir deformasyona izin verilmesi ile ulaşılmaktadır. Bu amaçla yapım aşamasında da tünelde gerekli olan deformasyon ölçümleri yapılarak değerlendirilmeli ve destek sistemlerinde ihti-



yaç halinde revizyonlar yapılabilmektedir. Analizlerde, kazı yapıldıktan sonra gevşeme değeri olarak %60 kaya yükü öngörülmüş, destek yerleştirilmesi ile beraber %40'lık bir kaya yükü dağılımı da tahkimatlara verilmiştir (FHA, 2019). Sismik yük olarak çalışılan bölgenin deprem haritasında 4. Bölgede yer alması sebebiyle yatay ivme değeri 0.10g ve düşey ivme değeri ise 0.033g olarak seçilmiş (KGM, 2014) ve uygulanmıştır. Analizlerde zemin özelliklerinin çok zayıf olması sebebiyle, tünel üst yarısı, alt yarısı ve invert kazıları ikiye bölünerek yapılmıştır. Analizlerde kısa dönem parametreleri ile çözüm yapıldıktan sonra son aşamada uzun dönem drenajlı parametreler kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada modelden çelik iksa, püskürtme beton ve bulonlar kaldırılmış olup, iç kaplama modele yerleştirilmiştir. En son aşamada ise, modele deprem ivme değeri uygulanmıştır. Çalışmada kullanılan modelleme aşamaları Çizelge 4'de, nümerik analizde kullanılan model ise Şekil 7'de verilmektedir. Tünel güzergahının tamamı killi-kumlu-çakıllı birimler içinden geçmesi nedeniyle NATM tünel kaya sınıfı olarak C3 ve C4 olarak (GeoConsult, 1993; ÖNORM, 1994; KGM, 2013) sınıflandırılabilir. Buna göre, C3 kaya sınıfı çok baskılı kaya kütlesi olarak adlandırılmakta olup, yüksek ve hızlı deformasyonlar meydana gelir (KGM, 2013). C4 kaya sınıfı ise akıcı zemin olarak sınıflandırılmakta olup, çok az kohezyon ve sürtünme, zeminin desteksiz bırakılmasının halinde tünel içine doğru malzeme akışına neden olmaktadır (KGM, 2013).



Şekil 7. Tünel analizlerinde kullanılan Phase2d modeli

Çizelge 4. Nümerik modelleme aşamaları

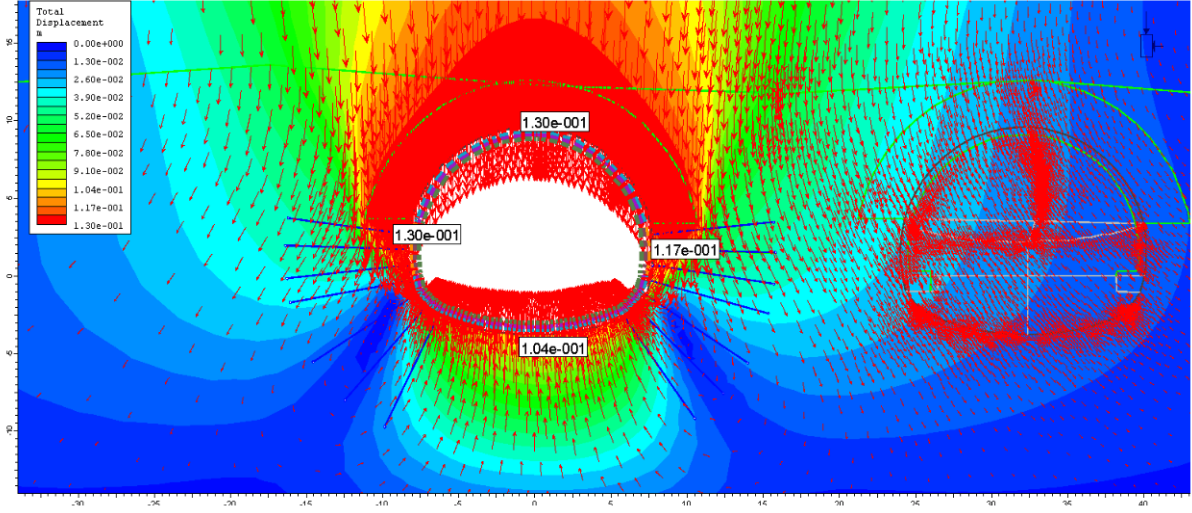
Aşama No	Aşamalar
1	Yerinde gerilmelerin oluşturulması
2	Sürenlerin yerleştirilmesi
3	Sol tünel üst yarı ilk kademe kazısı
4	Sol tünel üst yarı ilk kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
5	Sol tünel üst yarı ikinci kademe kazısı
6	Sol tünel üst yarı ikinci kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
7	Sol tünel alt yarı ilk kademe kazısı
8	Sol tünel alt yarı ilk kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
9	Sol tünel üst yarı ikinci kademe kazısı
10	Sol tünel üst yarı ikinci kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
11	Sol tünel invert ilk kademe kazısı
12	Sol tünel invert ilk kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
13	Sol tünel invert ikinci kademe kazısı
14	Sol tünel invert ikinci kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi-sağ tünel sürenlerin yerleştirilmesi
15	Sağ tünel üst yarı ilk kademe kazısı
16	Sağ tünel üst yarı ilk kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
17	Sağ tünel üst yarı ikinci kademe kazısı
18	Sağ tünel üst yarı ikinci kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
19	Sağ tünel alt yarı ilk kademe kazısı
20	Sağ tünel alt yarı ilk kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
21	Sağ tünel üst yarı ikinci kademe kazısı
22	Sağ tünel üst yarı ikinci kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
23	Sağ tünel invert ilk kademe kazısı
24	Sağ tünel invert ilk kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
25	Sağ tünel invert ikinci kademe kazısı
26	Sağ tünel invert ikinci kademe destek sistemlerinin yerleştirilmesi
27	Sağ tünel invert desteklerinin tamamlanması
28	Killi birimlerde uzun dönem parametreler geçiş-İç kaplamanın yerleştirilmesi-Tahkimatın (çelik iksa-bulon-shotcrete) modelden kaldırılması
29	Deprem yükünün modele uygulanması

Çizelge 4’de verilen aşamalara göre gerçekleştirilen nümerik analiz sonuçları alt başlıklar altında özetlenmektedir. Analizlerde ilk aşamada sol tünelin kazısının tamamlanmasından sonra meydana gelen deformasyonlar incelenerek, ikinci aşamada deformasyonlar sıfırlanmış, sağ tüneldeki deformasyonlar kontrol edilerek ayrıca sağ tünel kazısı sırasında sol tünelde meydana gelen deformasyonlara göre sol tünelin ne kadar etkilendiği de ayrıca incelenmektedir. Ayrıca yüzeyde oluşan deformasyon değerleri de bu tünel bulunduğu lokasyon açısından oldukça

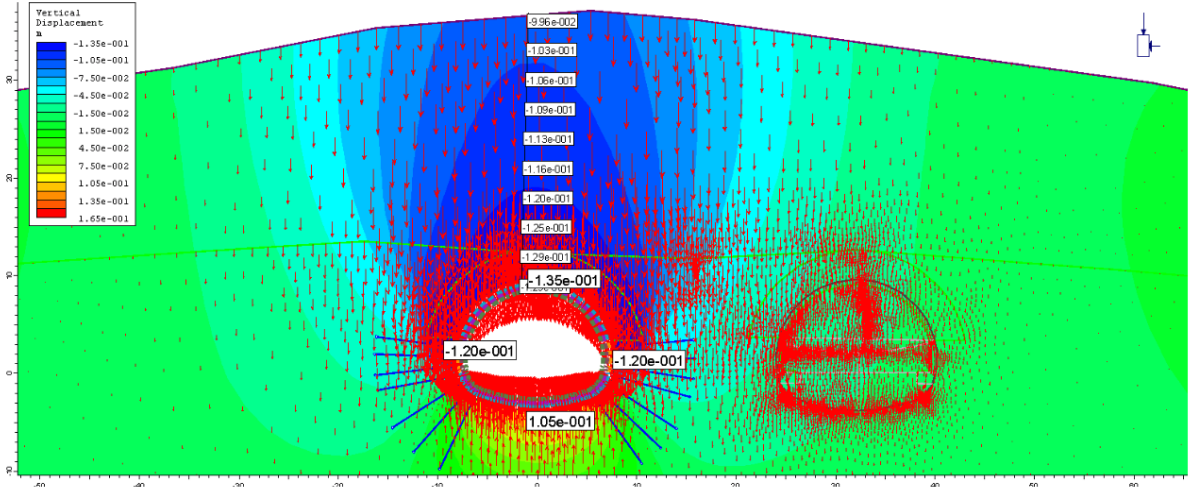
önemlidir. Tüm kazı aşamalarından sonra ise, uzun dönem parametrelerine göre iç kaplamada oluşan değişimler incelenmektedir.

### 3.1. Sol Tüpte Kazının Tamamlanmış Durumunun Analizi

Sol tünelde kazı ve desteklerin tamamlanmasında sonra meydana gelen deformasyonlar Şekil 8 ve Şekil 9 da verilmektedir. Burada düşey deformasyonlar en fazla 13 cm (Şekil 8) civarında meydana gelmiş olup, yüzeydeki en yüksek oturma miktarı ise 9.96 cm (Şekil 9) mertebesine kadar ulaşmıştır.



Şekil 8. Sol tünelde meydana gelen düşey deformasyonlar

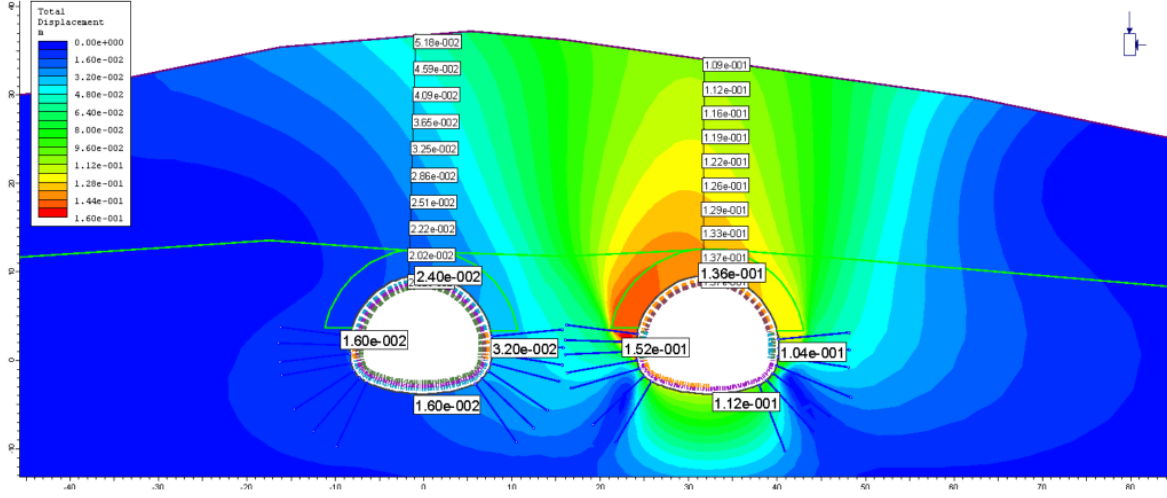


Şekil 9. Sol tünel kazısının tamamlanmasından sonra yüzeyde meydana gelen düşey deformasyonlar

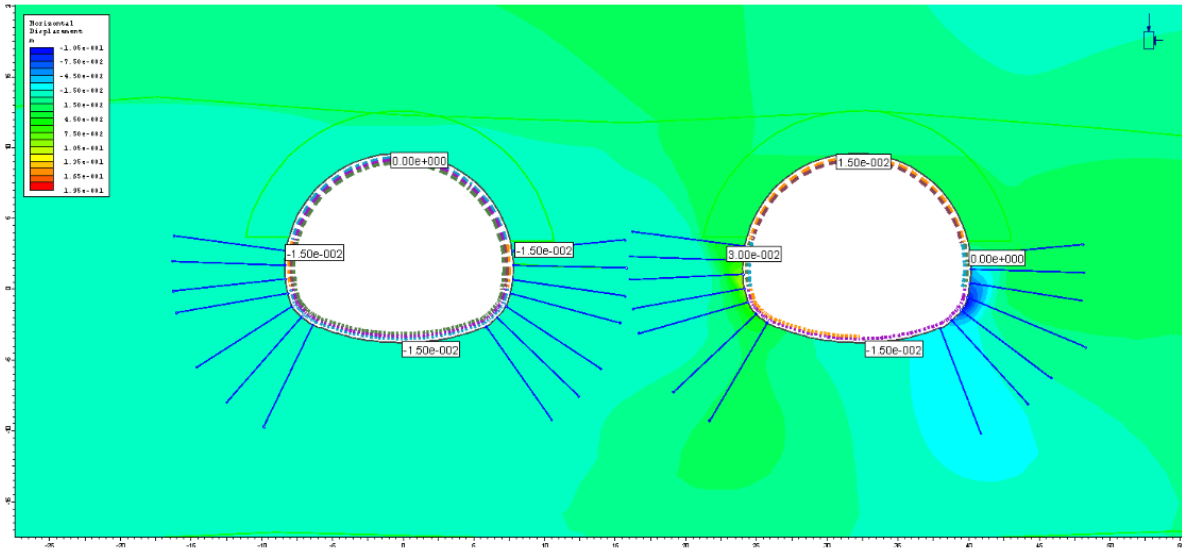
### 3.2. Sağ Tüpte Kazının Tamamlanmış Durumunun Analizi

Sol tüpte tünel kazısının tamamlanmasından sonra, sağ tüp tünel kazısına başlanmıştır. Bu aşamada modeldeki yerdeğiştirmeler sıfırlanmıştır. Sağ tünelde meydana gelen deformasyonlar incelendiğinde, tünel tavanında 13.6 cm civarında bir düşey deformasyon, sol alt yarıda 15.2 cm, sağ alt yarıda 10.4 cm ve tabanda ise 11.2 cm deformasyon meydana gelmektedir. Sağ tünel

kazısı sırasında sol tünelde ise, tünel tavanında 2.4 cm, sol alt yarıda 1.60 cm, sağ alt yarıda 3.2 cm ve tabanda da 1.6 cm düzeyinde deformasyon meydana gelmektedir (Şekil 10). Analiz sonuçlarından da görüleceği gibi, sağ tüpteki en büyük deformasyon sol tüp tarafındaki alt yarı kesiminde meydana gelmektedir. Ayrıca sağ tüp kazısı sırasında da sol tüpün etkilendiği görülmekte olup, kaplamada 3.0 cm düzeyinde ek deformasyonlar oluşmaktadır. Yüzeyde ise 11 cm düzeyinde oturmalar gözlenmiştir (Şekil 10). Ayrıca yatay yönde meydana gelen yer değiştirmeler ise tünel çevresinde en fazla 3.0 cm düzeyinde oluşmuştur (Şekil 11).



Şekil 10. Sağ tüp kazısının tamamlanmasında sonra meydana gelen toplam deformasyonlar



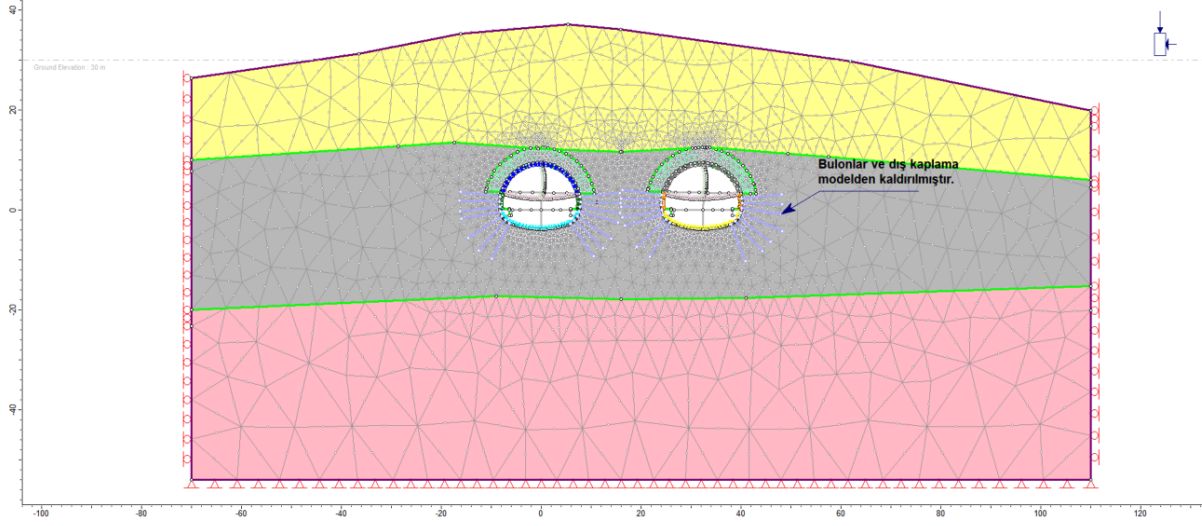
Şekil 11. Sağ tünel kazısının tamamlanmasında sonra meydana gelen yatay deformasyonlar

### 3.3. Uzun Dönem Tünel Stabilitesi ve İç Kaplama Analizi

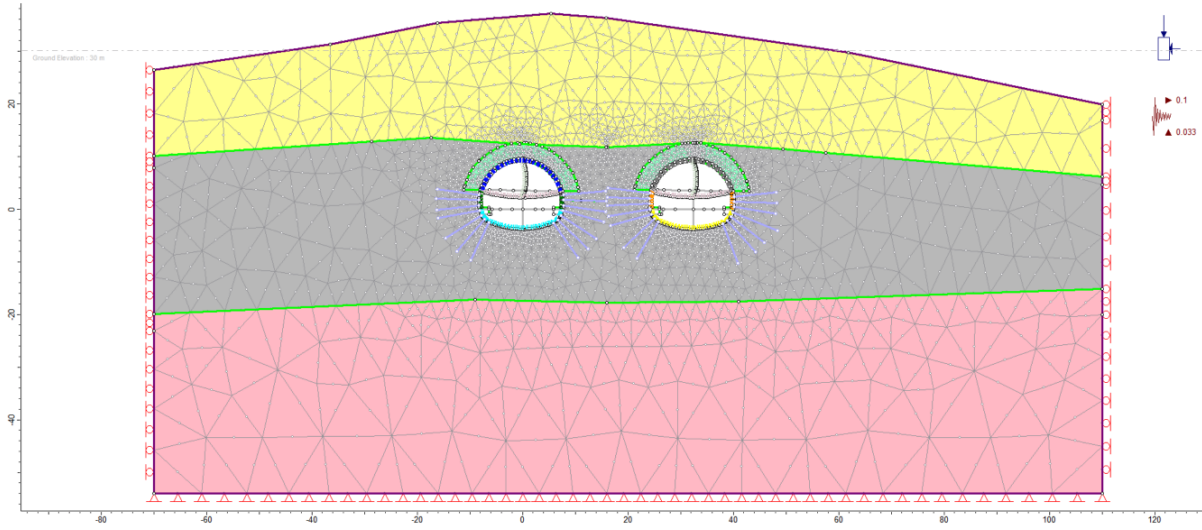
Killi birimlerinin uzun dönemde drenajın etkisi ile beraber parametrelerine uzun döneme dönüştüğü dikkate alınarak analizler bu duruma göre yinelenmiştir (Şekil 12). Bu analizlerde, uzun dönemde tahkimatın korozyona bağlı olarak görevini yapamadığı düşünülerek modelden çıkarılmıştır. Ek olarak 29. Aşamada ise modele deprem ivme değeri girilmiş ve sismik şart-



lar da değerlendirilmiştir (Şekil 13). Deprem esnasında özellikle sığ tünellerde (Hashash vd., 2001) hasarın ve etkinin fazla olduğu bilinmektedir (Li, 2012; Roy ve Sarkar, 2017). Buna ek olarak zayıf zonlarda ve fay zonlarında ise iç kaplama tasarımı ise sismik derz gibi özel uygulamalar ile tasarlandığı da bilinmektedir (Aygaz, 2000 ve 2007; Tokgözoğlu ve Işık, 2002; Işık ve Özben, 2007).

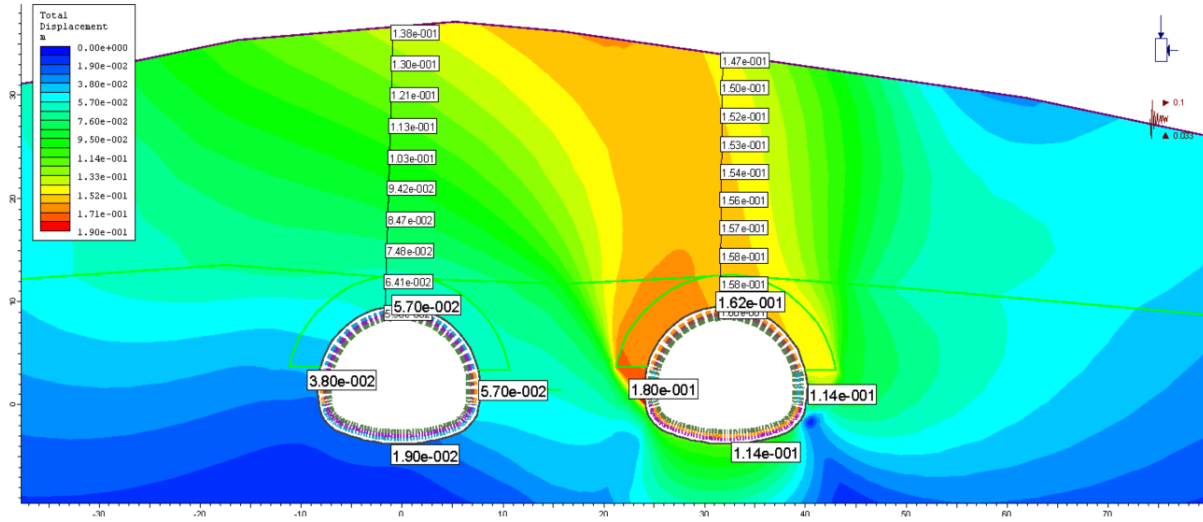


Şekil 12. İç kaplama betonu için oluşturulan model- Aşama 28

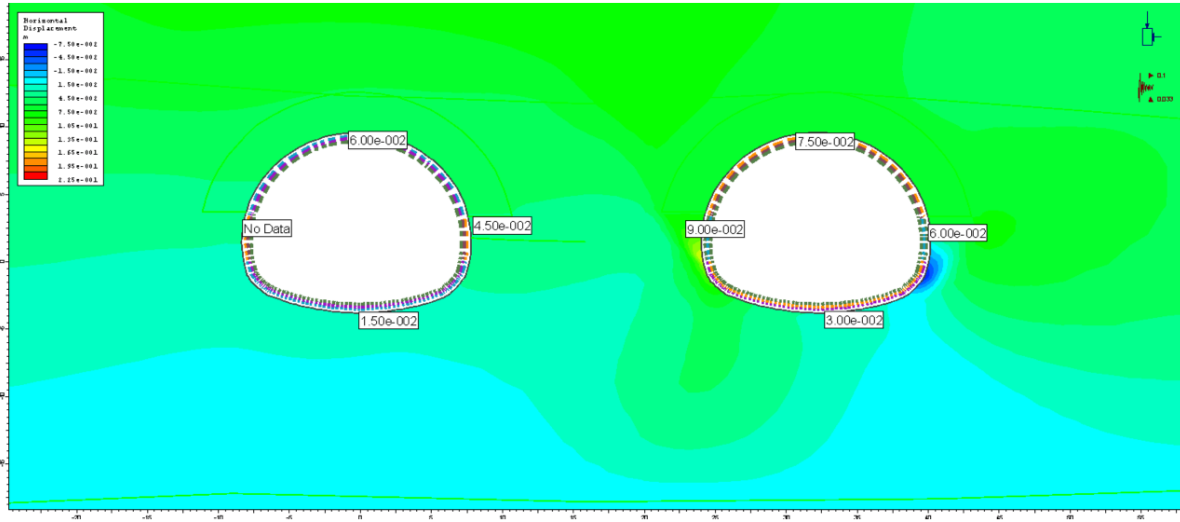


Şekil 13. Deprem ivme değerinin modele uygulanması- Aşama 29

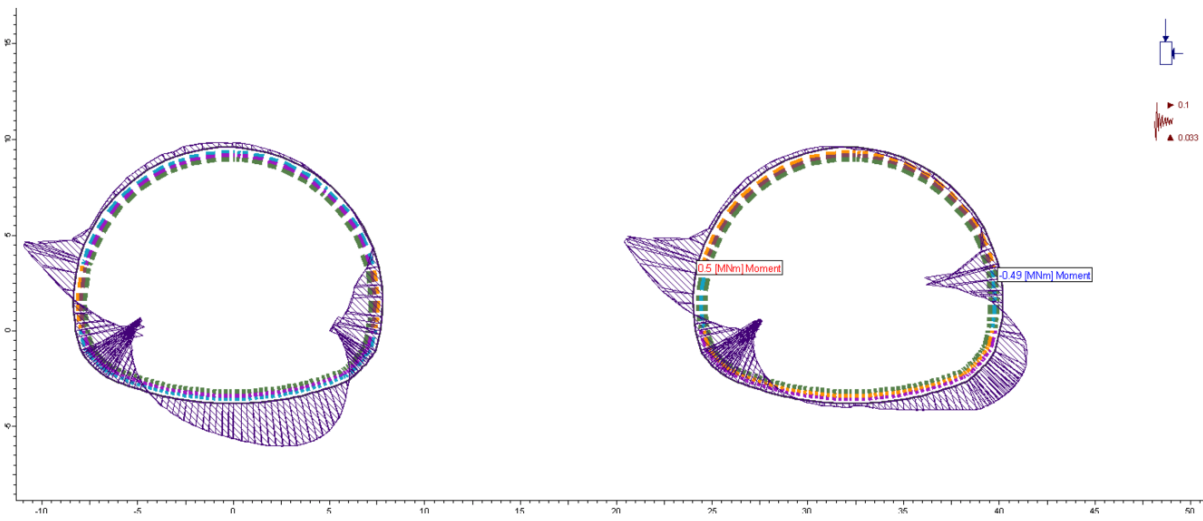
Uzun dönem ve deprem ivme değerlerinin modele uygulandığı durumda, tünelde toplam 16.2 cm'ye varan deformasyonlar meydana gelmiştir (Şekil 14). Ayrıca yatay deformasyonlarda ise deprem anında 6.0 cm'lik bir artış olduğu (Şekil 15) tespit edilmiştir. Buna ek olarak iç kaplama betonunda deprem anında oluşan kesit tesirleri incelendiğinde, aksenal kuvvet -1.90 MN, moment ise 0.5 MNm olarak tespit edilmiş olup, bunların tünel çevresindeki dağılımları Şekil 16 ve Şekil 17'de gösterilmektedir.



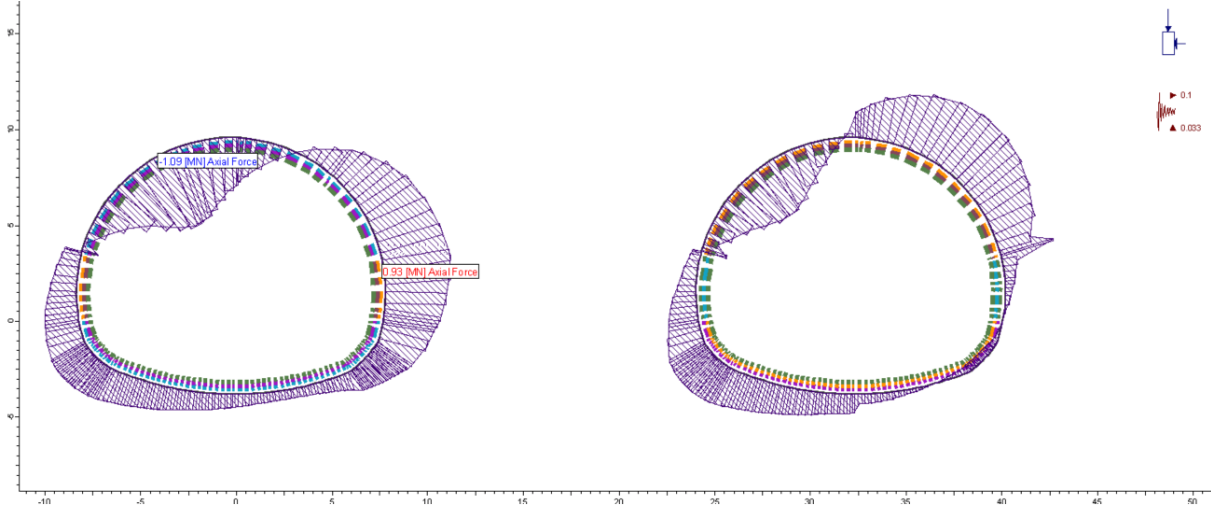
Şekil 14. Uzun dönemde deprem durumunda meydana gelen toplam deformasyonlar



Şekil 15. Uzun dönemde deprem durumunda meydana gelen yatay deformasyonlar



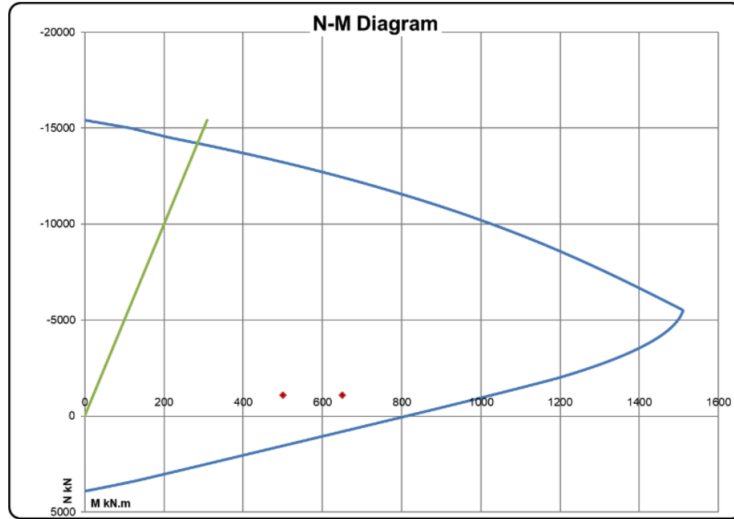
Şekil 16. Kaplamada oluşan moment değerleri



Şekil 17. Kaplamada oluşan aksenal kuvvet değerleri

Kesit tahkiki analizlerinde beton sınıfı C30/37, tasarım beton basın dayanımı  $f_{cd}=20$  MPa ve donatıların minimum akma dayanımı  $f_{yk}=365$  MPa olarak alınmıştır.

Yapılan analizlerde iç kaplama betonu modele “liner” olarak eklenmiş olup, 50 cm kalınlığında ve 32 mm demir donatılar, 15 cm aralıklarla modele girilmiştir. Analiz sonuçlarında iç kaplama betonuna gelen moment ve aksenal kuvvetler incelenmiş ve kesit tahkiklerinde kesitin yeterli geldiği belirlenmiştir (Şekil 18).



Şekil 18. Aksenal kuvvet-moment etkileşim diyagramı

#### 4. Sonuç ve Öneriler

Tünelcilik açısından en zor şartlar şehir ortamlarında açılacak sıg ve zayıf zemin tünelleridir. Bu çalışma kapsamında bu tür tüneller için bir örnek teşkil eden Trabzon şehir merkezinde açılacak olan Çukurçayır 2 Tünelinin tahkimat sistemi nümerik analizlerle incelenmiştir. Tünelcilik açısından ilgi çekici bir vaka olan Çukurçayır 2 Tüneline ilişkin yapılan araştırma sonucu elde edilen bulgular ve öneriler aşağıda sunulmaktadır.

a) Sığ örtü kalınlığına sahip zayıf zeminlerde açılan tünellerde kısa ve uzun dönem analizlerin mutlaka yapılması gerekmektedir. Çünkü bu tür tünellerdeki tahkimat sistemlerinin kısa ve uzun dönemdeki davranışları önemli farklılıklar göstermektedir. Kısa dönemde stabilitesi sağlanmış olan tünel uzun dönemde drenajın etkisi ile stabilitesini kaybetme ihtimali bulunmaktadır. Bu sebeple, zemin türü birimlerde açılan tünellerde uzun dönem parametrelerine göre tahkimat tasarımı yapılmalıdır.

b) Zayıf zeminlerde açılan sığ tünellerde depremin etkisi ciddi boyutlara varmaktadır (Hashash vd., 2001; John ve Zaharah, 1987). Bu sebeple uzun dönem deprem etkisini de göz önüne alarak iç kaplama kesinlikle donatılı olarak yapılmalıdır. Dolayısıyla çalışma kapsamında bu tür kaplama sistemi seçilerek analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda C30/37 sınıfında donatılı beton kaplama ile depremlerden kaynaklanacak olumsuz etki giderilmiştir.

c) Sığ ve zayıf birime sahip tünellerde ( $h < 25m$ ) kesinlikle yüzeyde herhangi bir yapılaşmaya izin verilmemelidir. Çünkü zemin davranışını değiştirebilecek herhangi bir müdahale ile tahkimat sistemine zarar verilmesi ihtimali bulunmaktadır.

d) Eğer yüzeyde mevcut yapılaşma var ise tüm destek sistemleri buna göre tasarlanmalıdır. Yüzeydeki yapıların zarar görmemesi için tünel çok rijit bir kaplama boyutuna sahip olmalı ve yapılacak olan iç kaplama da bu duruma göre projelendirilmelidir.

e) Zayıf zeminlerde açılan tünellerde en önemli faktörün tünel ayna stabilitesi ile tavan stabilitesi olduğu bilinmektedir. Bu sebeple tünel aynasına fiberli kendinden delgili bulonlar ile tünel tavanında da minimum 3.0” çapında sürenler kullanılarak ilerlenmelidir. Sürenlerin ve fiber ayna bulonlarının en az bindirmesi 2/3 oranında olmalıdır. Bu çalışma kapsamında, bu husus dikkate alınarak tasarım yapılmış ve gerekli stabilite sağlanmıştır.

f) Bu çalışma kapsamında incelenen tünellere benzer vakalarda, tünel mutlaka kademeli olarak açılmalıdır. Gerekirse tünel üst yarısı, alt yarısı ve invertte kendi içinde kademelere ayrılmalıdır. Ayrıca, tünel destek sistemleri mümkün olan en kısa sürede tamamlanmalıdır. Üst yarı, alt yarı ve invert arası mesafe en az düzeyde bırakılmalı ve ring hemen kapatılmalıdır.

### **Teşekkür**

Yazarlar, bu çalışma kapsamında Fugro Sial Yerbilimleri Müşavirlik ve Mühendislik Ltd. Şti'ye teşekkür eder.

### **Kaynaklar**

Akgün, H., Muratlı, SW., Koçkar, M.K., 2014. Geotechnical investigations and preliminary support design for the Geçilmez tunnel: A case study along the Black Sea coastal highway, Giresun, northern Turkey. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 40, 277 – 299.

Aksoy, C.O., Ogul, K., Topal, I., Ozer, S.C., Ozacar, V., Posluk, E., 2012. Numerical modeling



of non-deformable support in swelling and squeezing rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 52, 61-70.

Aksoy, C.O., Uyar, G.G., Posluk, E., Ogul, K., Topal, I., Kucuk, K., 2016. Non-deformable support system application at tunnel-34 of Ankara-Istanbul high speed railway Project. 58 (5), 869-886.

Assis, A. 2013. *Urban Tunnelling Constraints and Challenges*. Master Course on Tunnels and Underground Space, 43p.

Astore G., Pradella G., 2009. *The new Anatolian Metro of Istanbul*. GEODATA, Tunnelling in urban area, Zurich, 18.

Aygar, E.B., 2000. *A Critical Approach to the New Austrian Tunneling Method in Bolu Tunnels*. MSc Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara, 276p.

Aygar, E.B., 2007. *Investigation of the Bolu Tunnel Stability By Means of Static and Dynamic Analyses*. PhD Tezi, Hacettepe Üniversitesi, Maden Mühendisliği Bölümü, Ankara, 273p.

Aygar, E.B., Gokceoglu, C., 2019a. *Ankara-İstanbul High Speed Railway Projects, The Problems Encountered at T13 Tunnel Fault Zone and Solution Suggestions*. Proceedings of the 26th International Mining Congress and Exhibition of Turkey, 197-205.

Aygar, E.B., Gokceoglu, C., 2019b. *Ankara-Istanbul High Speed Railway Project, T26 Tunnel Design and Evaluation of Supports Systems*, Proceedings of the 26th International Mining Congress and Exhibition of Turkey, 206-218.

Aygar, E.B., Gokceoglu, C., 2020. *Problems Encountered during a Railway Tunnel Excavation in Squeezing and Swelling Materials and Possible Engineering Measures: A Case Study from Turkey*. Sustainability, 2020, 12, 1166.

Barton, N.R., Lien, R. and Lunde, J. 1974. *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. *Rock Mech.* 6(4), 189-239.

Barton, N., Løset, F., Lien, R. and Lunde, J. 1980. *Application of the Q-system in design decisions*. In *Subsurface space*, (ed. M. Bergman) 2, 553-561. New York: Pergamon.

Bieniawski, Z.T. 1973. *Engineering classification of jointed rock masses*. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs* 15, 335-344.

Bieniawski, Z.T. 1976. *Rock mass classification in rock engineering*. In *Exploration for rock engineering*, proc. of the Symp., (ed. Z.T. Bieniawski) 1, 97-106. Cape Town: Balkema.

Bieniawski, Z.T. 1989. *Engineering Rock Mass Classifications*. Wiley, New York.

Bowles, J.E., 1997. *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill.

Das, R., Singh, P.K., Kainthola, A., Panthee, S., 2017. Numerical analysis of surface subsidence in asymmetric parallel highway tunnels. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9, 170-179.

Federal Highway Administration, 2009. *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels -Civil Elements*, 702p.

Fugro Sial, 2015a. *Çukurçayır 2 Tüneli Tünel Proje Hesap Raporu*, Ankara.

Fugro Sial, 2015b. *Çukurçayır 2 Tüneli Jeolojik-Jeoteknik Etüd Raporu*, Ankara.

Geoconsult ZT GmbH, 1993. *Technical Specification for Civil Underground Tunnel Works*, Prepared for the General Directorate of Highways Republic of Turkey, Austria.

Grimstad, E., Barton, N. 1993. Updating the Q-System for NMT. Proc. int. symp. on sprayed concrete - modern use of wet mix sprayed concrete for underground support, Fagernes. 46-66. Oslo: Norwegian Concrete Assn.

Gupta, S.K. 2018. *Foreseen Challenges in Underground Tunneling For Mumbai Metro Line 3*. Mumbai Metro Rail Corporation Ltd, 48p.

Hashash, Y. M. A., Hook, J J., Schmidt, B., Yao, J.I.C., 2001. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 247-293.

Hoek, E., 2000. Big tunnels in bad rock, 2000 Terzaghi lecture. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(9), 726-740.

Hoek, E., 2007. *Practical Rock Engineering*. RocScience Inc., 341p.

Hoek, E., 2012. *Alternative ground control strategies in underground construction, Practices And Trends For Financing And Contracting Tunnels and Underground Works*.

Hoek, E., Brown, E.T., 1980. Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 106, 1013-1035.

Hoek, E., Brown, E.T., 1997. Practical estimates of rock mass strength. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.*, 34 (8), 1165-1186.

Hoek, E., Diederichs, M.S., 2006. Empirical estimation of rock mass modulus. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 43, 203–215.

Hoek, E., Guevara, R., 2009. Overcoming squeezing in the Yacambú-Quibor tunnel, Venezuela. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 42 (2), 389 - 418.

Isık, S., Ozben, M., 2007. Assessment of deformation effects of 12 November 1999 Düzce earthquake on Bolu tunnels and seismic design. In: Proceedings of the Sixth National Conference on Earthquake Engineering. Istanbul, Turkey.

John, C.M., Zaharah T.F., 1987. A seismic Design of Underground Structures. Tunneling and Underground Space Technology, 2, 165-197.

Karayolları Genel Müdürlüğü (KGM), 2014. Araştırma Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi, T.A.D.B, Teknik Araştırma Dairesi Başkanlığı.

Karlsson, R., Vieberg, L., 1967. Ratio  $c_u/p$  in relation to liquid limit and plasticity index with special reference to Swedish clays. Proc. Geotech. Conf, Oslo, Norway, Vol 1.

Koçkar, M.K., Akgün, H., 2003. Methodology for tunnel and portal support design in mixed limestone, schist and phyllite conditions: a case study in Turkey. International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 40, 173 – 196.

Komu, M.P., Guney, U., Kilickaya, T.E., Gokceoglu, C., 2020. Using 3D Numerical Analysis for the Assessment of Tunnel–Landslide Relationship: Bahçe–Nurdag Tunnel (South of Turkey). Geotech Geol Eng, 38, 1237–1254.

Kovari, K., Ramoni M., 2004. Urban Tunnelling in Soft Ground Using TBM's. International Congress on Mechanized Tunnelling:Challenging Case Histories Politecnico di Torino, Italy, 16-19 November 2004.

Köroğlu, F., Kandemir, R., 2017. Düzköy – Çayırbağı (Trabzon) yöresinin jeolojisi ve Kretase/Paleojen stratigrafisinde yeni sedimantolojik bulgular. 70. Türkiye Jeoloji Kurultayı Bildiri Özleri, 720-721.

Kulhawy, F.H., Mayne, P.W., 1990. Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, EL-6800 Research Project 1493-6, Cornell University, US.

Li, T., 2012. Damage to mountain tunnels related to the Wenchuan earthquake and some suggestions for aseismic tunnel construction. Bull Eng Geol Environ, 71, 297–308.

Moussaei, N., Sharifzadeh, M., Sahriar, K., Khosravi, M.H., 2019. A new classification of failure mechanisms at tunnels in stratified rock masses through physical and numerical modelling. Tunneling and Underground Space Technology, 91, 103017.

ÖNORM B 2203, 1994. Österreichisches Normungsinstitut. ÖNORM B 2203 Untertagebauarbeiten –Werkvertragsnorm. Wien.

Rabcewicz, L.v., 1964a. The New Austrian Tunnelling Method, Part One. Water Power, 453-457.

Rabcewicz, L.v.,1964b. The New Austrian Tunnelling Method, Part Two. *Water Power*, 511-515.

Rabcewicz, L.v., 1965. The New Austrian Tunnelling Method, Part Three. *Water Power*, 19-24.

Rabcewicz L. V., Golser J., 1973. Principles of dimensioning the supporting system for the “New Austrian Tunnelling Method”. *Water Power*, 88-93.

RocScience, 2020. Phase2 8.0 Excavation & Support Design. <https://rocscience.com/documents/pdfs/uploads/8706.pdf>.

Roy, N., Sarkar, R., 2017. A Review of seismic damage of mountain tunnels and probable failure mechanisms. *Geotech Geol Eng*, 35, 1–28.

Rubiralta, N., Hernandez, A., Ergut, S., Shaban, A., 2019. Logistic challenges for TBM operation during Sofia Metro Line 3 extension, *Tunnels and Underground Cities: Engineering and Innovation meet Archaeology, Architecture and Art – Peila, Viggiani & Celestino (Eds)*, Taylor & Francis Group, London.

Schubert, W., 1996. Dealing with squeezing conditions in Alpine tunnels. *Rock Mech. Rock Eng.* 29(3), 145-153.

Skempton, A.W., Henkel, D.J., 1953. The Post Glacial Clays of the Thames Estuary at Tilbury and Shellhaven. *3rd ICSMFE vol 1*, 302-308.

Sonmez, H., Ulusay, R., 1999. Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 743-760.

Stroud, M. A., Butler, F. G., 1975. The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials. *Proceedings of the symposium on Engineering Properties of glacial materials*, Midlands, U.K.

Terzaghi, K. 1946. Rock defects and loads on tunnel supports. In *Rock tunneling with steel supports*, (eds R. V. Proctor and T. L. White) 1, 17-99. Youngstown, OH: Commercial Shearing and Stamping Company.

Terzaghi, K., Peck, R. B., Mesri, G., 1996. *Soil Mechanics In Engineering Practice*, John Wiley & Sons, Inc., Third Edition, New York.

Tokgozoglu, F., Isik, S., 2002. Bolu Dağı Tünelleri Proje ve Yapım Aşamaları. In: *Proceedings of the International Conference/Workshop & Exhibition on Tunnelling & Underground Space Use*.

Uyar, G.G., Aksoy, C.O., 2018. New Support Suggestions to High Swelling Clayey Rock Mass.



Journal of Mining Science, 54, 617–627.

Zou, J., Chen, G., Qian, Z., 2019. Tunnel face stability in cohesion-frictional soils considering the soil arching effect by improved failure models. Computers and Geotechnics, 106, 1-17.