



**T.C.**  
**KONYA TEKNİK ÜNİVERSİTESİ**  
**LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ**



**KARAMAN – ULUKIŞLA HIZLI TREN HATTI**  
**GÜZERGÂHI VE SANAT YAPILARINDA**  
**KARŞILAŞILAN GEOTEKNİK**  
**PROBLEMLER VE ÇÖZÜMLERİ**

**Arif Emre Kaan GÜNDOĞDU**

**YÜKSEK LİSANS**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**TEMMUZ-2019**  
**KONYA**  
**Her Hakkı Saklıdır**

## TEZ KABUL VE ONAYI

Arif Emre Kaan GÜNDOĞDU tarafından hazırlanan “Karaman – Ulukışla Hızlı Tren Hattı Güzergâhı ve Sanat Yapılarında Karşılaşılan Geoteknik Problemler ve Çözümleri” adlı tez çalışması 16/07/2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Konya Teknik Üniversitesi Lisansüstü Eğitim Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı’nda YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak kabul edilmiştir.

### Jüri Üyeleri

#### Başkan

Doç. Dr. Zülküf KAYA

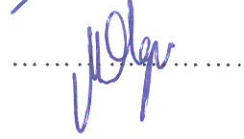
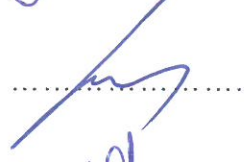
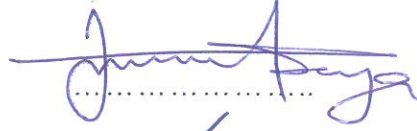
#### Danışman

Prof. Dr. Mustafa YILDIZ

#### Üye

Doç. Dr. Murat OLGUN

### İmza



Yukarıdaki sonucu onaylarım.


Prof. Dr. Hakan KARABÖRK  
Enstitü Müdürü

## TEZ BİLDİRİMİ

Bu tezdeki bütün bilgilerin etik davranış ve akademik kurallar çerçevesinde elde edildiğini ve tez yazım kurallarına uygun olarak hazırlanan bu çalışmada bana ait olmayan her türlü ifade ve bilginin kaynağına eksiksiz atıf yapıldığını bildiririm.

## DECLARATION PAGE

I hereby declare that all information in this document has been obtained and presented in accordance with academic rules and ethical conduct. I also declare that, as required by these rules and conduct, I have fully cited and referenced all material and results that are not original to this work.



İmza

Arif Emre Kaan GÜNDOĞDU

Tarih:16.07.2019

## ÖZET

### YÜKSEK LİSANS

# KARAMAN – ULUKIŞLA HIZLI TREN HATTI GÜZERGÂHI VE SANAT YAPILARINDA KARŞILAŞILAN GEOTEKNİK PROBLEMLER VE ÇÖZÜMLERİ

**Arif Emre Kaan GÜNDOĞDU**

**Konya Teknik Üniversitesi  
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Danışman: Prof. Dr. Mustafa YILDIZ**

**2019, 159 Sayfa**

**Jüri**

**Prof. Dr. Mustafa YILDIZ**

**Doç. Dr. Murat OLGUN**

**Doç. Dr. Zülküf KAYA**

Bu çalışmada, Karaman – Ulukışla Hızlı Tren demiryolu güzergâhında ve sanat yapılarında karşılaşılan problemler ve çözüm yollarına yönelik uygulamalar yer almıştır. Çalışma kapsamında demiryolu hattının KM: 139+100 – 139+750 ve KM: 160+450 – 160+850 arası geoteknik açıdan incelenmiş, zemin birimlerinin taşıma gücü, elastik oturma, konsolidasyon oturması, sıvılaşma analizleri yapılmıştır.

Güzergâhta tespit edilen geoteknik problemlerin çözümüne yönelik olarak derin karıştırma kolonu, jet grout, taş kolon, kaya dolgu alternatifleri incelenmiş, uygulanması mümkün ve ekonomik olarak uygun olabilecek yöntemle iyileştirilmiş zeminlerin mühendislik hesapları analitik ve nümerik olarak yapılmıştır.

KM: 201+934'te Demiryolu – karayolu kesişimlerinde hemzemin durumunu ortadan kaldırmak için yapılması planlanan karayolu alt geçitinde top-down sistemi uygulamasına yer verilmiş, PLAXIS 2D bilgisayar programıyla inşaat kademeleri analiz edilmiştir. Analizler sonucunda; oluşması beklenen deformasyonlar belirlenmiş, çözüm önerilerinde bulunulmuştur.

**Anahtar Kelimeler:** Karaman–Ulukışla Hızlı Tren Hattı, Derin Karıştırma Kolonu, Taşıma Gücü, Top-Down Kazı Modeli, Zemin İyileştirme.

## **ABSTRACT**

### **MS THESIS**

# **GEOTECHNICAL PROBLEMS AND SOLUTION PROPOSALS OF KARAMAN – ULUKISLA HIGH SPEED TRAIN ROUTE AND ENGINEERING STRUCTURES**

**Arif Emre Kaan GÜNDOĞDU**

**Konya Technical University  
Institute of Graduate Studies  
Department of Civil Engineering**

**Advisor: Prof. Dr. Mustafa YILDIZ**

**2019, 159 Pages**

**Jury**

**Prof. Dr. Mustafa YILDIZ  
Doç. Dr. Murat OLGUN  
Doç. Dr. Zülküf KAYA**

In this master thesis study, the problems encountered in Karaman - Ulukışla High Speed Train railway route and in the engineering structures and the applications related to the solutions were included. Within the scope of the study, the lithology of the railway line between KM: 139 + 100 - 139 + 750 and KM: 160 + 450 - 160 + 850 was investigated, bearing capacity, elastic and consolidation settlement, liquefaction analysis were performed. In order to solve the geotechnical problems detected on the railway line; deep mixing column, jet grout column, stone column, rock fill alternatives have been investigated, and the engineering calculations of the improved soils which can be applied and economically feasible are executed analytically and numerically. The railway - highway intersections at KM: 201 + 934, the top - down system application were described for the elimination of level crossing and the construction phases were analyzed with PLAXIS 2D computer program. As a result of the analyzes, the deformations expected to occur were determined and suggestions were given.

**Keywords:** Karaman - Ulukışla High Speed Train Line, Deep Mixing Column, Bearing Capacity, Top-Down Excavation Model, Ground Improvement.

## ÖNSÖZ

Çalışmalarım süresince değerli vaktini, bilgisini ve emeğini esirgemeyen danışman hocam Sayın Prof. Dr. Mustafa YILDIZ'a teşekkürlerimi sunarım.

Aksaray Üniversitesi Mühendislik Fakültesi Ulaştırma Anabilim Dalı Dr. Öğr. Üyesi Salih BEKTAŞ'a lisans ve yüksek lisans boyunca bana vermiş olduğu desteklerden dolayı teşekkürlerimi sunarım. Çalışmada yer alan analizlerde ve verilerin toplanmasında katkısı bulunan Kemal ACAR'a desteğinden dolayı teşekkürlerimi sunarım. Analiz ve hesaplar için gereken saha çalışmalarını benimle paylaşan İNTEKAR - YAPI STS / DİDO RAY – ÖZ ARAS İş ortaklığı konsorsiyumuna, Ömer AKARSU' ya ve TCDD teknik personeline teşekkür ederim.

Hayatını çocuklarına adayan maddi manevi her türlü desteğini üstümüzden eksik etmeyen sevgili Anneme teşekkür eder şükranlarımı sunarım.

Arif Emre Kaan GÜNDOĞDU  
KONYA-2019

# İÇİNDEKİLER

<b>ÖZET</b> .....	<b>iv</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>v</b>
<b>ÖNSÖZ</b> .....	<b>vi</b>
<b>İÇİNDEKİLER</b> .....	<b>vii</b>
<b>SİMGELER VE KISALTMALAR</b> .....	<b>ix</b>
<b>1. GİRİŞ</b> .....	<b>1</b>
<b>2. LİTERATÜR</b> .....	<b>4</b>
2.1 Karayolu, Demiryolu Hatlarında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolları ...	4
2.2 Karayolu, Demiryolu Sanat Yapılarında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolları .....	10
<b>3. MATERYAL VE YÖNTEM</b> .....	<b>12</b>
3.1 Demiryolu Hatlarının Projelendirilmesi.....	14
3.2 Demiryollarında Geoteknik Tasarım Öncesi Malzeme Parametrelerinin Belirlenmesi .....	21
3.2.1 Kohezyonlu (killi) zeminlerin kayma mukavemeti ve deformasyon modüllerinin belirlenmesi .....	22
3.2.2 Kohezyonsuz (granüler) zeminlerin içsel sürtünme açısı ve deformasyon modüllerinin belirlenmesi .....	26
3.2.3 Zemin yatak katsayısının belirlenmesi .....	30
3.3 Demiryolu Hatlarında Zemin Taşıma Gücünün Belirlenmesi .....	31
3.3.1 Sığ temeller .....	32
3.3.2 Kohezyonlu zeminlerde taşıma gücü uygulamaları .....	34
3.4 Demiryolu Hatlarında Oturma Hesapları .....	39
3.4.1 Dinamik yükler altında oturma (elastik oturmalar) .....	40
3.4.2 Konsolidasyon oturması .....	41
3.4.3 Arazi deneyleri verileriyle oturmaların hesaplanması .....	44
3.5 PLAXIS 2D Programı ile Demiryolu Hatlarında Oturmaların Kontrolü ve Belirlenmesi .....	48
3.6 Demiryolu Hatlarında Sıvılaşma Riskinin Değerlendirilmesi .....	56
3.7 Demiryolu Hatlarında Şişme Potansiyelinin Belirlenmesi .....	58
3.8 Demiryolu Hatlarında ve Sanat Yapılarında Kazık Taşıma Kapasitesi ve Oturmaların Belirlenmesi .....	59
3.8.1 Kazıkların taşıma gücünün hesaplanması .....	59
3.8.2 Kazıkların Oturma Miktarının Hesaplanması .....	63
3.9 Demiryolu Güzergâhlarında Karşılaşılan Geoteknik Problemler ve Zemin İyileştirme Yöntemleri .....	64
3.9.1 Derin karıştırma metodu .....	66
3.9.2 Taş kolonlar .....	70
3.9.3 Jet grout Metodu .....	72
3.9.4 Kaya Dolgu .....	75

3.9.5	Geotekstil ve Geogridler .....	76
3.10	Demiryolu Sanat Yapılarında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolu.....	79
3.10.1	Top-down inşaat yöntemi .....	80
3.10.2	Alt geçit yapımında top-down uygulaması .....	81
<b>4.</b>	<b>YAPILAN ÇALIŞMALAR.....</b>	<b>83</b>
4.1	Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı Projesi .....	83
4.1.1	Projenin amacı .....	83
4.1.2	Proje hakkında genel bilgiler .....	83
4.1.3	Güzergâh Genel Jeolojisi .....	85
4.2	Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı Güzergâhında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolları.....	87
4.2.1	(Km: 139+100 – 139+750) güzergâhın geoteknik tasarımı.....	87
4.2.2	(Km: 160+450 – 160+850) için güzergâh geoteknik tasarımı.....	104
4.3	Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı Sanat Yapılarında Karşılaşılan Problemin Top-Down Yöntemi ile çözümü.....	116
4.4	Top-Down Yöntemi ile Altgeçit Tasarımı .....	117
4.4.1	Alt geçit yük kabulü ve etkiyen gerilmenin tayini.....	118
4.4.2	Arazi ve laboratuvar çalışmaları .....	119
4.4.3	Tek eksenli basınç deneyi sonuçları .....	119
4.4.4	Zemin parametrelerinin belirlenmesi ve idealize zemin profili .....	120
4.4.5	Mühendislik analizleri ve değerlendirmeler .....	122
<b>5.</b>	<b>SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....</b>	<b>134</b>
5.1	Sonuçlar.....	134
5.2	Öneriler .....	137
<b>6.</b>	<b>KAYNAKLAR .....</b>	<b>138</b>
<b>7.</b>	<b>ÖZGEÇMİŞ .....</b>	<b>143</b>



## SİMGELER VE KISALTMALAR

### Simgeler

$c$ : Kohezyon (kPa)

$\phi$ : İçsel Sürtünme Açısı

$\sigma'$ : Efektif Gerilme (kPa)

$D_f$ : Temel Derinliği -Kazı Derinliği (m)

$B$ : Temel Genişliği (m)

$D_r$ : Rölatif Sıkılık (%)

$q_f$ : Zemin sınır taşıma kapasitesi (kPa)

$\gamma_{1,2}$ : Zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m<sup>3</sup>)

$N_c, N_q, N_\gamma$ : Temel taban alanındaki zeminin içsel sürtünme açısına bağlı faktörler.

$K_{1-2}$ : Temel şekline bağlı katsayılar

$C_u$ : Drenajsız kayma mukavemeti (kPa)

$N_c$ : Skempton taşıma gücü katsayısı

$K_p$ : Taşıma gücü faktörü

$D_e$ : Eş değer temel derinliği

$\Delta z_i$ : Deney katman kalınlıkları (m)

$P_{LN_i}$ : Yüzey ile temel arasında kalan net limit basınç değerleri (kPa)

$P_{LN_e}$ : Temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki eşdeğer limit basınç (kPa)

$q$ : Zeminde oluşacak net gerilme artışı (kPa)

$E$ : Zeminin Elastisite Modülü (kPa)

$\nu$ : Poisson oranı

$I_s$ : Şekil faktörü

$\Delta q'$ : Tabaka ortasında meydana gelen net gerilme artışı (kPa)

$H$ : Sıkışabilir tabaka kalınlığı (m)

$mv$ : Hacimsel sıkışma katsayısı (1/kPa)

(N1)55: "55" enerji seviyesine göre düzeltilmiş SPT-N değeri

$Q$ : Kaya Tünelcilik Kalitesi

## **Kısaltmalar**

SPT: Standart Penetrasyon Deneyi

CPT: Koni Penetrasyon Deneyi

RMR: Kaya Kütlesi Puanlama Sistemi

F.S: Güvenlik katsayısı

RQD: Kaya Kalite Değeri

GSI: Jeolojik Dayanım İndisi

CBR: California Taşıma Oranı

LL: Likit Limit

PL: Plastik Limit

PI: Plastisite İndeksi



## 1. GİRİŞ

Ulaştırma, her türlü ürün veya hizmetin; çeşitli iletim, taşıma, nakliye araçları yardımıyla üretildiği ilk noktadan ihtiyaç duyulan son noktaya kadar taşınması faaliyeti olarak tanımlanmaktadır. Ulaştırma ekonomik, toplumsal ve kültürel anlamda çok geniş etki alanlarına sahiptir. Toplumsal yaşamın evrimi, sanayileşme ve ticaretin gelişmesi ile taşımacılık kavramı da oluşmuştur. Üretimin artması taşımacılık ihtiyacını arttırarak mal ve eşyanın taşınmasını özel bir ihtisas dalı haline gelmiştir. Zaman kavramının devreye girmesiyle altyapı gereksinimleri ve taşımanın türleri de çeşitlenmiştir. Tüm dünyada ekonomik büyümelerin, toplumsal gelişmelerin ve kentlerin genişlemesinin etkisi ile ulaştırma sektörünün önemi de giderek artmaktadır. Küreselleşmenin de etkisiyle ülkeler arası ticaretin gün geçtikçe artması kullanılan ulaştırma alternatiflerinin ülkelerin ekonomisinde çok önemli bir yere sahip olmasına sebep olmaktadır. Ülkemizde de son yıllarda demiryolu ulaşımına olan yatırım artmış olup bu ulaşım alternatifine olan ilgi halen artmaktadır (Yüce, 2015).

### **Türkiye’de Demiryollarının Tarihi:**

1923 öncesi, 1923–1950 yılları arası ve 1950 sonrası dönem olarak, üç başlık altında incelenmesi uygundur. Bu dönemlerin belirgin özellikleri; birinci dönemde, demiryolu hatlarının büyük bölümünün yabancılarca verilen imtiyazla yaptırılması, ikinci dönem demiryolu ulaştırmasının gelişmesi, üçüncü dönem de ise demiryolu ulaştırmasının ihmal edilmesidir (Akbaş, 2008).

**Cumhuriyet öncesi dönem:** Türk Demiryolu Tarihi, 1856 yılında başlar. İlk demiryolu hattı olan 130 km’lik İzmir-Aydın hattının inşaatı bir İngiliz şirketine verilen imtiyazla bu yılda başlamıştır. Osmanlının yıkılışına kadar geçen sürede, topraklar üzerinde toplam 8.619 km demiryolu hattı inşa edilmiştir. Osmanlı İmparatorluğu’nun yıkılışından sonra, genç cumhuriyete; 8.619 km’lik toplam demiryolu hattından, yabancı şirketlere ait; 2282 km’lik normal, 70 km’lik dar genişlikte hat ile devletin yönetiminde olan 1378 km’lik normal genişlikte hat kalmıştır (Arak, 2015).

**Cumhuriyet sonrası dönem (1923-1950 ve 1950 sonrası):** Cumhuriyet döneminde, kendine yeterli milli ekonominin oluşturulması amaçlanarak, demiryollarının ülke kaynaklarını harekete geçirmesi hedeflenmiştir. Bu dönemde yapılan ilk Beş Yıllık Sanayileşme Planı’nda, demir-çelik, kömür ve makine gibi temel sanayilere öncelik verilmesi ile bu tür kitlesel yüklerin en ucuza taşınabilmesi açısından demiryolu yatırımlarına ağırlık verilmiştir. Bu dönemde, tüm olumsuz koşullara karşın, demiryolu yapım ve işletmesi ulusal güçle başarılmıştır. Bütün olumsuzluklara ve

güçlüklere rağmen, demiryolu yapımı İkinci Dünya Savaşı'na kadar büyük bir hızla sürdürülmüştür. 1923–1950 yılları arasında yapılan 3.578 km'lik demiryolunun 3.208 km'si, 1940 yılına kadar tamamlanmıştır. 1960 sonrası planlama kalkınma dönemlerinde, demiryolu için öngörülen hedeflere hiçbir zaman ulaşamamıştır. Bu planlarda, ulaştırma alt sistemleri arasında koordinasyon sağlanması hedeflense de, plan öncesi dönemin özellikleri devam ettirilerek, ulaştırma alt sistemleri arasında koordinasyon sağlanamamış ve karayollarına yapılan yatırımlar, bütün plan dönemlerinde öne çıkmıştır. Günümüzde, özellikle büyük şehirlerde yapımına hız verilen yolcu taşımacılığına yönelik raylı sistem inşaatları, yük taşımacılığına getirilen yeni düzenlemeler ve TCDD'nin yapımını üstlendiği Ankara-İstanbul ve Ankara-Konya hızlı tren projeleri ile demiryolu taşımacılığına, tekrar önem verilmeye başlanmıştır (Akbaş, 2008).

Genel olarak 'yüksek-hız treni' terimi saatte 200 kilometrenin üzerinde hız yapan trenler için kullanılmaktadır. Çelik tekerlek - çelik ray teknolojisine dayalı olarak geliştirilmiş olan ve yüksek hıza uygun yeni bir altyapıyı da gerektiren yüksek hız trenleri saatte 300 kilometreye kadar hız yapabilmektedir. Yine çelik tekerlek - çelik ray teknolojisine dayalı olarak geliştirilmiş olan ve yalpalı trenler adıyla anılan yüksek hız trenleri ise, mevcut konvansiyonel hatlarda da işleyebilmektedir. Mevcut hatlarda yapılacak birtakım değişiklikler bunun için yeterli olmaktadır. 160-250 km/saat 'e kadar hız yapabilen yalpalı trenler ekonomik bir çözüm oluşturmakta ve son yıllarda tüm dünyada rağbet görmektedir (Yüce, 2015).

### **Demiryolunun Avantaj ve Dezavantajları;**

Demiryollarının diğer taşımacılık türlerine göre birçok avantajı bulunmaktadır. Bunlar aşağıda sıralanmıştır.

- Diğer ulaşım yöntemlerine göre enerji tüketimi azdır.
- Ulaşım hızı karayolu ulaşımına göre yüksektir.
- İnşaat için gereken arazi kullanımı karayolu ulaşımına göre azdır.
- Çevreye zararı azdır.
- Hava koşullarından en az etkilenen ulaşım türüdür.
- Kaza ve kayıplar diğer ulaşım türlerine göre daha az olmaktadır.
- Yolcu ve yük taşıma kapasitesi yüksektir.
- Gecikmenin en az olduğu ulaşım türüdür.

Yukarıda verilen avantajların yanında demiryolu hatlarının diğer ulaşım türlerine göre bazı dezavantajları da bulunmaktadır.

Bunlar aşağıda sıralanmıştır.

- Trenler belirli eğim aralıklarında çalıştıklarından dolayı sahada yapılacak kazı ve dolgu miktarları çok olabilmektedir.
- Diğer ulaşım türlerine göre inşası maliyetli ve uzun sürede tamamlanmaktadır, Tünel, alt geçit, kopru gibi sanat yapılarına hat butunluğu kapsamında ihtiyaç duyulmakta ve maliyeti artırmaktadır.

Demiryolu hatları tasarlanırken mümkün olduğu kadar kısa sürede ve yüksek konforda ulaşım hedeflenmektedir. Yüksek hız ve yüksek konfora ulaşabilmek için sağlam ve yeterli altyapı gerekmektedir. Yeterli şartlar sağlanamadığı takdirde kazalar veya ulaşımda aksamalar oluşabilmektedir.

Demiryolu hatlarının guzergahları zayıf zemin geçişlerine denk gelebilmekte ve bu tür yerlerde deformasyonlar oluşmaktadır. Yüksek hızlı trenler sahip oldukları güçlü ivme etkisiyle hatlarda deformasyona sebep olmaktadır. Bunun için zemin özelliklerinin iyi araştırılıp analiz edilmesi gerekmektedir. Bu analizler zeminlerde taşıma kapasitesi, oturma problemleri, sıvılaşma ve şişme gibi çalışan hatta zarar verecek zemin deformasyonlarını içermektedir. Yapılacak alışma ile demiryolu hatlarında uzun hizmet ömrü ve oluşacak deformasyonların kabul edilen sınırların içerisinde kalması amaçlanmaktadır.

Demiryolu hatlarının karayolu guzergahlarıyla çakıştıkları noktada önceden genellikle hemzemin geçitler yapılmaktaydı. Hemzemin geçitlerde birçok kaza ve kayıp yaşanmaktadır. Gunumuzde hemzemin geçişler yerine sanat yapılarıyla demiryolu ve karayolu guzergahları birbirinden ayrılmaktadır. Bu sanat yapıları kopru, üst geçit, alt geçit vb. yapılardır.

Sanat yapıları kapsamında, şehir içerisinde imal edilmesi gereken alt geçitler için derin kazıların yapılması gerekmekte fakat yapılaşma ve özel durumlar yüzünden derin kazıların şevli olarak değil, farklı çeşitlerde yapılması zorunluluğu ortaya çıkmaktadır. Yolcu ya da yük taşımacılığının kesintiye uğramaması adına demiryolu guzergahlarında tren çalıştığı esnada imalatlar devam etmektedir. Bu tür durumlarda yapılan çalışmalardan trenin etkilenmeden yoluna devam etmesi gerekmektedir. Alt geçitlerin imalatı yapılırken top-down inşaat yöntemi ile demiryolu hattı hizmete devam ederken çalışan hat altında alt geçit kazı çalışmaları devam etmektedir. Bu çalışmada alt geçitlerin imalatında top – down inşaat yönteminin uygulama ve analizi incelenmiştir. Ayrıca Karaman – Ulukışla demiryolu hattında belirlenen zayıf zeminlerin iyileştirilmesine dair uygulamalara yer verilmiştir.

## 2. LİTERATÜR

### 2.1 Karayolu, Demiryolu Hatlarında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolları

Bergado vd. (1999) tarafından yapılan çalışmada, Bangna-Bangpakong otoyolunda, yıllık 40 cm ila 70 cm arasında deformasyonların olduğunu, ayrıca stabilite sorunlarının olduğu belirtilmiştir. Problemin çözümü için 2,50m yüksekliğe sahip otoyol dolgusu altında Ø60cm ve L=14,00 – 16,00m derin karıştırma kolonları 1,50m karelaç ile imal edilmiştir. Çalışması kapsamında stabilite ve toplam oturmaların tahmini konusunda analizler yapmıştır. Stabilite analizlerinde Bishop metodunu kullanmış ve güvenlik katsayılarını 2,42 ve 2,26 olarak bulmuştur.

Bergado ve Lorenzo (2005) tarafından yapılan çalışmada, biri derin zemin karıştırma kolonlarıyla iyileştirilmiş zemin üzerine, diğeri ise iyileştirilmemiş yumuşak kil zemin üzerine olmak üzere iki adet 6 m yüksekliğinde toprak dolgu inşa etmişlerdir. Her iki toprak dolgudaki aşırı boşluk suyu basıncı, oturma miktarı ve yanal hareketleri gözlemlemişlerdir. Bu çalışma sonucunda derin karıştırma kolonlarıyla iyileştirilmiş zemin üzerinde uygulanan dolgunun bulunduğu sistemde; yanal hareket ve oturma miktarında %70-80 oranında azalma, taşıma kapasitesinde artış olduğunu gözlemlemişlerdir. (Kaya, 2016)

Ye ve arkadaşları (2006) tarafından yapılan çalışmada, yumuşak killi zeminlerin iyileştirilmesi için derin karıştırma yöntemi ve düşey drenler ile ön yükleme yöntemini incelemişlerdir. Yumuşak killi zeminlerin iyileştirilmesinde her iki yöntemde sıkça kullanılmaktadır. Çalışmada derin karıştırma yönteminin, düşük maliyeti ve zaman kazancı hem de taşıma kapasitesindeki daha fazla artış ile daha uygulanabilir ve avantajlı bir yöntem olduğu belirtilmiştir.

Karagül (2007) tarafından yapılan çalışmada, çift yönlü geogrid kullanılan ve kullanılmadan yapılan dolgularda stabilite ve maliyet çalışmaları yer almaktadır. Yapılan çalışmada 20 metre kalınlığındaki kil tabakası üzerinde geogrid kullanılmadan ve geogrid kullanılarak inşa edilen yol dolgusunun oturma ve stabilite durumu analiz edilmiştir. Çalışma sonucunda kullanılan geogridlerin oturmayı azalttığı ve stabilite sorunlarını engellediği belirlenmiştir.

Küçükali (2008) tarafından hazırlanan yüksek lisans çalışmasında, Ulukışla – Gümüş demiryolu hattının 1 km uzunluğundaki kısmında oluşan ani göçüklerin sebebini ve yapılan zemin iyileştirmesini araştırmıştır. Yapılan çalışmada göçüklerin zemin – su etkileşimi yüzünden zeminin içindeki jipsin eriyerek göçüğe sebep olduğunu belirtmiş

ve zemin iyileştirmesi için, demiryolu hattının yanından mevcut hattın altına denk gelecek şekilde eğime sahip 80 cm çapında 6-8m boyunda jet kolonları oluşturulduğu belirtilmiştir. Yapılan zemin iyileştirme ile oluşan göçüklerin önüne geçildiği ve demiryolu hattının sefer emniyetinin tekrar sağlandığını ifade edilmiştir.

Yi ve arkadaşları (2009), T şeklinde derin karıştırma kolonları ile desteklenen temelleri deneysel olarak incelemişlerdir. Alışlagelmiş kolonlar yerine T şeklinde oluşturulan derin karıştırma kolonlarının uygulama sonucu testlerinde daha başarılı olduğu gözlemlenmiştir. Temel altlarına yapılacak bu tip kolonlar ile dayanım artırılacağı gibi daha ekonomik sonuçların elde edilebileceği belirtilmiştir.

Saride ve arkadaşları (2010) yapmış oldukları çalışmada, köprü yaklaşımında yapılan dolgularda oluşan oturmanın ulaştırma sektörü bakımından büyük bir problem olduğuna değinmiştir. Bu tür istenmeyen oturmaların köprü güvenliğini ve sürüş kalitesini riske attığı bu riskler sonucunda kazalar ve ulaşım gecikmelerin oluştuğu belirtilmiştir. Oturmaların engellenmesi için yaklaşım dolguları altında derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirmesi yapılmış ve düşey inklinometre ve ekstensometre aracılığıyla yatay ve düşey deformasyonlar izlenmiştir. Yapılan çalışma sonucunda deformasyonların izin verilen limitler içerisinde kaldığı belirtilmiştir.

Şengezer (2010) tarafından yapılan çalışmada, zemin iyileştirme yöntemlerini yüzeysel ve derin iyileştirmeler olmak üzere iki ana başlık altında değerlendirmiştir. Yapılacak zemin iyileştirmeler ile zeminin taşıma gücünün artması, oturma miktarının azalması ve sıvılaşma potansiyelinin azaltılmasını sağlayacak zemin parametrelerinde oluşacak artıştan bahsetmiştir. Çalışmada dinamik kompaksiyon yöntemini kullanmıştır. Analizler ve değerlendirmeler sonucunda dinamik kompaksiyon yönteminin granüler zeminlerde başarılı olduğu sonucuna varılmıştır.

Kılıç (2013) tarafından yapılan çalışmada, çeşitli yapılarda meydana gelen taşıma gücü problemlerini ortadan kaldırmaya yönelik derin karıştırma kolonları yapılmış ve imalat sonrası kolonların dayanımı belirlenmiştir. İmalatların tamamlanmasını takiben kolonlardan alınan numuneler üzerinde karot basınç dayanımlarını saptamak amacıyla karotlara basınç deneyi yapılmış ve iyileştirme sonrası zeminin taşıma gücü belirlenmiştir. Yapılan çalışmalar neticesinde, derin karıştırma kolonları ile iyileştirilen alanda zemin taşıma gücünün arttığı belirtilmiştir.

Mungan (2016) yapmış olduğu çalışmada, PLAXIS bilgisayar programıyla, taş kolonların oturma miktarına etkisini araştırmıştır. Çalışmada zeminin iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş durumunda analizler yapılmıştır. Analizler sonucunda, kompozit zemin

parametreleri altında ve taş kolon modellenerek iki farklı iyileştirilmiş durum ve iyileştirilmemiş durum olmak üzere toplam 3 farklı tip analiz yapılmış ve sonuçları karşılaştırmıştır. Sonuç olarak taş kolon ile iyileştirilen zeminde oturma miktarının azaldığı gözlenmiştir.

Onur ve arkadaşları (2016) tarafından yapılan çalışmada, Eskişehir ilinde, farklı zemin profilleri içerisinde Ø60 cm derin karıştırma kolonları imal edilmiştir. İmal edilen kolonlar üzerinde çap ve karot basınç dayanımı testleri yapılmıştır. Ayrıca uygulamanın kontrolü için kolonların çevresi açılıp kolon boyu kontrol edilmiştir. Karot basınç dayanımının kontrolü için alınan karot numuneler kırılmış ve tasarım yüküyle karşılaştırılmıştır. Karotlardan belirlenen dayanım değerleri, tasarım değerlerinden 6-10 kat fazla çıkmıştır. Çalışma sonunda derin karıştırma kolonunun zeminde taşıma gücü artışına ve sıvılaşmaya potansiyelinin azaltılmasında katkı sahibi olduğu belirtilmiştir.

TCDD (2016) Samsun – Kalın demiryolu projesi kapsamında, demiryolunun KM: 112+400 – 113+100 arasında kalan kesimin fay hattına yakın olması nedeniyle olası sismik hareketlerden etkileneceği belirtilmiştir. Bu kesimde 1,50m x 1,50m karelaajla tasarlanmış 80cm çapında derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılmıştır.

Toksoy (2017) tarafından yapılan çalışmada, demiryolu hatlarında oluşan problemlerin geosentetikler ile engellenmesini konu edinmiştir. Geotekstil ürünlerinin filtrasyon, drenaj, ayırma, koruma, geçirimsizlik, donatılı duvar, zemin iyileştirme, asfalt ve beton donatısı, erozyon kontrolü ve yüzey stabilitesi amaçlı kullanılabileceği ifade edilmiştir. Yaptığı çalışmada PLAXIS bilgisayar programı ile demiryolu hatlarında, farklı tabaka kalınlıklarında ve adette, geosentetiklerin kullanılması durumunda oluşan deformasyonlar belirlenmiştir. Çalışma sonucunda geosentetikler kil ve turba zeminlerde başarı gösterirken, kumlu zeminlerde çok büyük bir fayda sağlamadığı sonucuna varmıştır.

TCDD (2017) Manisa – Menemen demiryolu hattı yapım işi için hazırlanan geoteknik raporda, belirli bir kesimde taşıma gücü yetersizliği, oturma problemi ve sıvılaşma probleminin olduğu görülmüştür. Belirlenen sorunların çalışan hatta zarar vereceği düşünülerek, problemlerli kesimler altında oluşacak taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma problemlerini engellemeye yönelik olarak 2,50m x 2,50m karelaajla 100cm çapında değişken boyda derin karıştırma kolonlarının yapılması önerilmiştir. Yapılması önerilen zemin iyileştirmeler ile oluşması muhtemel taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma problemlerinin önüne geçileceği belirtilmiştir.



KGM (2017) Kemerburgaz 3. Havaalanı yapım işi kapsamında bağlantı yolları yapılması planlanmıştır. Yapılacak karayolu dolguları öncesi zeminde araştırma sondajları yapılmıştır. Yapılan sondajlarda kil ve yapay dolgu birimlerine ve bu birimler altında ise kıltaşı birimine rastlanmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda oluşacak oturma ve stabilite problemlerinin önüne geçebilmek amacıyla derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılmıştır. Sondajlarda belirlenen kıltaşı biriminin değişken derinliklerde olması sebebiyle kolon boyları değişkenlik göstermiştir.

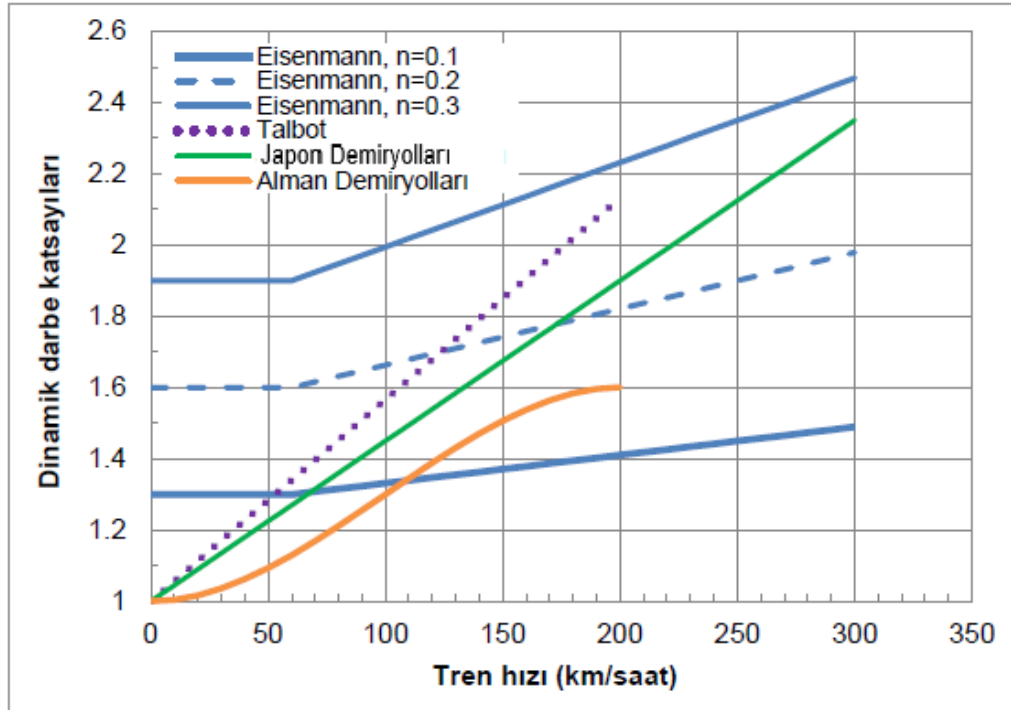
KGM (2018) Kastamonu – Çankırı – Ankara yolu yapımı kapsamında, Acısu varyantı kesiminde yol yapım çalışmaları tamamlanan mevcut yolda bozulmalar gözlemlenmiştir. Yapılan dolgu yükseklikleri 32,00m'ye kadar ulaşmaktadır. Zemin birimleri gevşek kum ve kil birimlerden oluşmaktadır. Yapılan yüksek dolgular neticesinde zeminde oturma ve şevlerde stabilite sorunu gözlenmiştir. Zemin iyileştirme yöntemi olarak yol kotundan 1,00m aşağıdan başlamak üzere L=14,00 – 22,00m arasında değişen boyda derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılmıştır.

Bezgin (2018) tarafından demiryolları üzerine etki eden düşey dinamik darbe kuvvetlerinin tahmini üzerine yapılan çalışmada, enerjinin korunumu yasası ve kinematik ilkeler ile birlikte kendisi tarafından önerilen “etki azaltma katsayısı” adı verilen yeni bir kavramın kullanımı ile işleyen yeni bir yöntem geliştirmiştir.

Bu çalışmada, demiryolu hattının profilinde ve hattın esnekliğinde (rijitliğinde) oluşan değişimler, demiryolu hatlarında oluşan bozukluklardan dolayı oluşan dinamik darbe kuvvetleri ele alınmıştır.

Yazar bahsi geçen dinamik darbe kuvvetlerinin tahminine dair Talbot, Eisenmann, Alman demiryolları ve Japon demiryolları tarafından önerilen dört denklemi incelemiştir.

Talbot denklemi, tamamen tren hızına ve tekerlek çapına, Eisenmann denklemi hattın özelliklerine, Alman demiryolları denklemi tren hızına, Japon demiryolları ise hat özelliklerini öne çıkararak şekilde denklemler hazırlamışlardır (Şekil 2.1.).



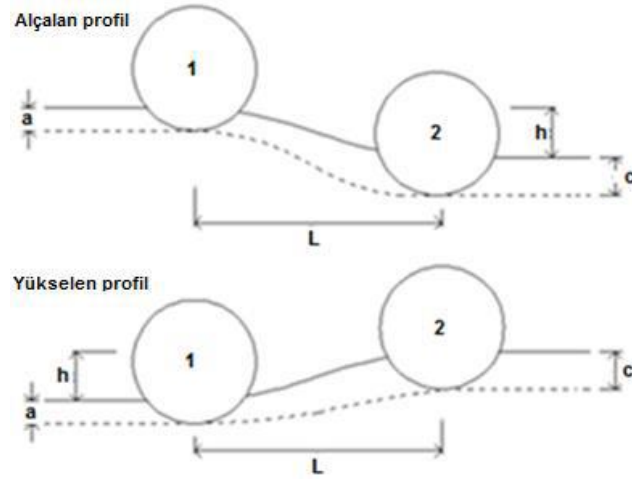
Şekil 2.1. Dinamik darbe katsayısını tahmin etmek üzere kullanılan bazı yaklaşımlar (Bezgin, 2017).

Belirtilen yöntemler yazar tarafından yetersiz bulunmuş ve yetersiz olduğu durumları gidermek üzere yeni bir çalışma gerçekleştirmiştir.

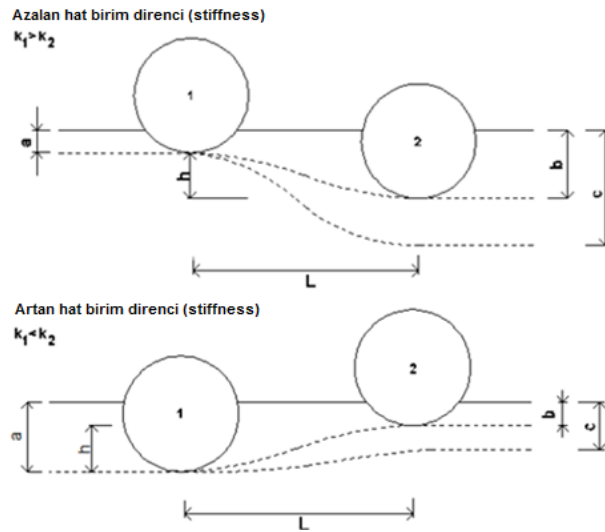
Yazar dinamik darbe kuvvet değerlerinin tahminine yönelik olarak enerjinin korunumu yasası, kinematik fizik kuralları ve yazar tarafından önerilen “darbe azaltma katsayısı” ile yeni bir yöntem geliştirmiştir.

Çalışma genel olarak teker tarafından üstlenilen kütlelerin, hat profilindeki düşey düzensizliklerden kaynaklanan değişimler nedeniyle potansiyel enerjisinde oluşan değişim üzerine kurulmuştur. Ayrıca hattın düşey yöndeki düzensizliğiyle beraber düzensizliğin hakim olduğu hat uzunluğu ile birlikte tren hızına bağlı olarak değişen potansiyel enerjinin ne kadarının hatta aktarılacağını temsil eden darbe azaltma katsayısı ikinci ana unsurdur. Çalışmadaki son unsur ise hatta aktarılan potansiyel enerjinin demiryolu hattında ne kadar deformasyon oluşturduğudur.

Tren tekerleğinin üstlenmiş olduğu kütlelerin potansiyel enerjisinde değişim yaratacak hat profilindeki değişim ve hattın rijitliği unsurları aşağıdaki şekillerde gösterilmiştir (Şekil 2.2. ve Şekil 2.3.).



Şekil 2.2. Hat profilindeki değişim



Şekil 2.3. Hattın rijitliğine bağlı değişim

Bahsi geçen durumu yazar günümüzde karayollarında kullanılan kasis yapımına benzetmiş ve kasisler üzerinden yüksek hızla geçildiğinde oluşan kuvvetlerin, demiryolunda da değişken profil ve güzergâh rijitliğine bağlı olarak oluşacağını söylemiştir.

Tüm bu çalışmalar sonucunda güzergâh profilindeki değişim, hat rijitliğinde oluşan değişim ve tekerlek düzlüklerine bağlı olarak dinamik darbe katsayılarının hesaplanmasıyla ilgili aşağıdaki bağlantıları önermiştir.

$$K_{B,d} = 1 x \sqrt{\frac{2 x h}{a x (1-f)}} \text{ (Alçalan Hat Profili)}$$

$$K_{B,d} = 2 x \sqrt{\left[\frac{h}{2 x a} x (1-f)\right] - 1} \text{ (Yükselen Hat Profili)}$$

$$K_{B1} = 1 + 1,414 \sqrt{1-f + \frac{a}{b} x (f-1)} \quad k_1 > k_2 \text{ için, } a \leq b \text{ olduğunda.}$$

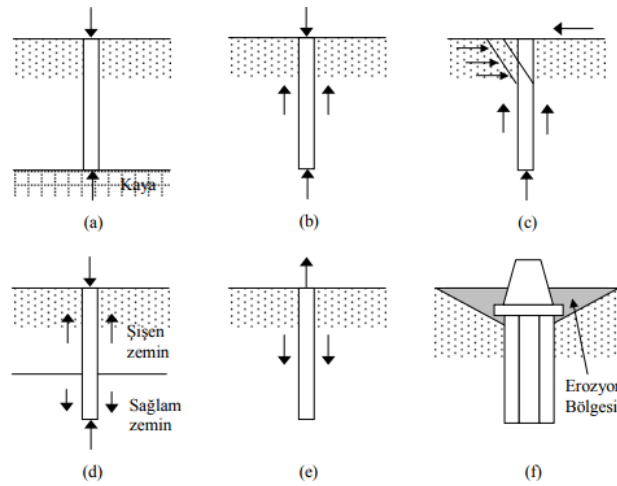
$$K_{B2} = 1,414 \sqrt{1 + f + \frac{a}{b} x(1-f)} k_2 > k_1 \text{ için, } b \leq a \text{ olduğunda.}$$

$$K_{B3} = 1 + 1,6 \sqrt{\frac{2 x h}{a} x \left( \frac{v x \sin \frac{\phi}{2}}{\phi x \sqrt{r x g}} \right)} k_2 > k_1 \text{ için, } b \leq a \text{ olduğunda.}$$

## 2.2 Karayolu, Demiryolu Sanat Yapılarında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolları

Cao ve arkadaşları (2004) yaptıkları çalışmada kazıklı radyelerdeki kazıkların yük taşıma ve oturma azaltıcı olarak kullandıklarına değinilmiş ve bu temellerin tasarımında kazık sayının minimize etmenin araştırıldığını belirtmişlerdir. Yapılan çalışmada kazıklarla desteklenmiş kumlu zeminde, kazıkların radyeye temas olması ve olmaması durumuna göre birtakım analizler yapılmıştır. Radye rijitliği, kazık dağılımı, kazık uzunluğu ve kazık sayısı gibi çeşitli değişkenler açısından model olarak tasarlanan radyeler, laboratuvar ortamında incelenmiştir.

Çinicioğlu (2005) yaptığı çalışmada, **Şekil 2.4.**'te görüldüğü gibi temel tabanındaki zeminin taşıma gücü, aktarılan yükleri yüzeysel temelle karşılamaya yetmiyorsa, kazık temeller gibi derin temeller tercih edilmesi gerektiği ifade edilmiştir. Derin temeller kazık, ayak ve keson şeklinde olabilir. Çalışmada kazıkların çalışma mekanizması buldukları ortamın özelliklerine, imalat şekline ve yüklenme şekillerine göre değerlendirilmesi gerektiği belirtilmiştir.



Şekil 2.4. Kazık yük aktarma mekanizmaları

Köprü, kenar ayakları gibi yapıların altındaki kazıkların da yüzey erozyonu sebebiyle temelin taşıma gücünü kaybetmemesi için imal edilebileceği ifade edilmiştir.

Birand (2007) kazıkların temel elemanı olarak görev yapması durumunda üstyapı yüklerini zemine aktardığından bahsetmiştir. Taşıma gücü yetersizliği durumunda yüzeysel temel yapılamayacağı, taşıma gücünün yeterli olduğu fakat oturma sınırlarını aşacak miktarda oturmaya müsaade edecek zeminlerde, üstyapıdan etkiyen gerilmeleri daha derine aktarmak ve oturmaların istenilen sınırlar içerisinde kalmasını sağlamak için derin temellerin inşa edilmesinden söz etmiştir. Kazıkların yükleri taşıma ve iletme şekillerine göre sınıflandırılabilmesine değinmiş ve kazıkları yüzer kazık ve uç kazığı olarak sınıflamıştır.

Arıkoler (2011) tarafından yapılmış yüksek lisans çalışmasında top-down kazı yöntemi konu edinmiştir. Derin kazılarda top-down kazı yöntemi ve diğer kazı yöntemleri incelenmiş ve karşılaştırılmıştır. İksa sisteminin seçiminde etkin rol oynayan unsurlara değinmiştir. Aletsel gözlemin imalat ve güvenlik açısından önemi belirtilmiş ve takibine dikkat çekmiştir. Çalışma kapsamında Shangri-La Otel inşaatının derin kazısını incelemiş ve ortaya çıkan problemlerin nasıl giderildiğini belirtmiştir. Maksimum deformasyonun temel kazısı sırasında oluştuğunu gözlemlemiştir.

### 3. MATERYAL VE YÖNTEM

Tüm dünyada mevcut karayolu ağırlıklı taşımacılık sisteminin sebep olduğu kirlenme, kazalar ve trafik tıkanıklığı ulaşımın sürdürülebilir gelişmesini engellemekte ve ekonominin gelişmesinde en büyük rolü oynayan hareketliliği de yok etmektedir. Bu durumda karayollarının kullanım oranının azaltılmasının önemi de gün geçtikçe artmaktadır. Ayrıca güvenlik açısından bakıldığında da karayolu taşımacılığı lehine yapılan yatırımlar neticesinde gelinen noktada her yıl ciddi oranda ölüm ve yaralanmalarla birlikte, milyonlarca liralık maddi hasarda meydana gelmektedir. Demiryollarının iklim şartlarından karayolu taşımacılığına oranla daha az etkileniyor olması sistemin güvenliğini ve rahatlığını artırmakla beraber tehlikesini azaltmaktadır (Yüce, 2015).

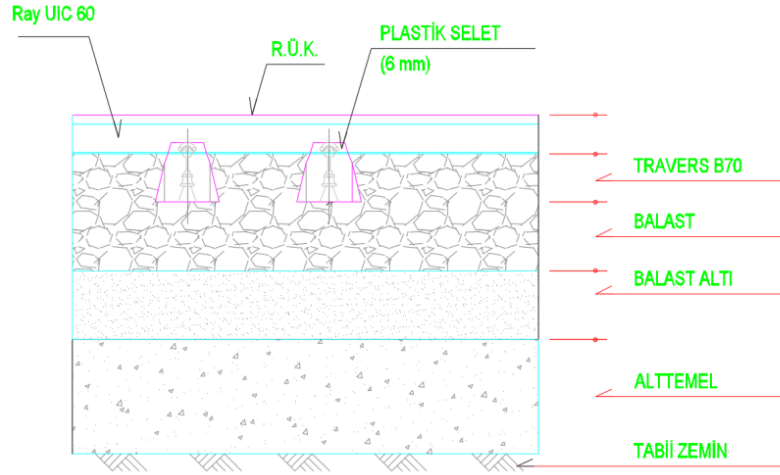
Demiryolunun farklı enerji kaynaklarının kullanımına uygun olması sayesinde doğa dostu olması, diğer türlere göre taşıdığı yolcu sayısının fazla olması, kullanılan arazi miktarının karayollarına göre daha az olması gibi sebepler ile sürdürülebilirlik açısından da tercih sebebi olmaktadır. Ülkemizde hizmet veren yüksek hızlı tren hattı sayısı son yıllarda oldukça artmıştır (Şekil 3.1.). Demiryolu hatları gecikmenin en az olduğu ulaşım yollarından biridir.



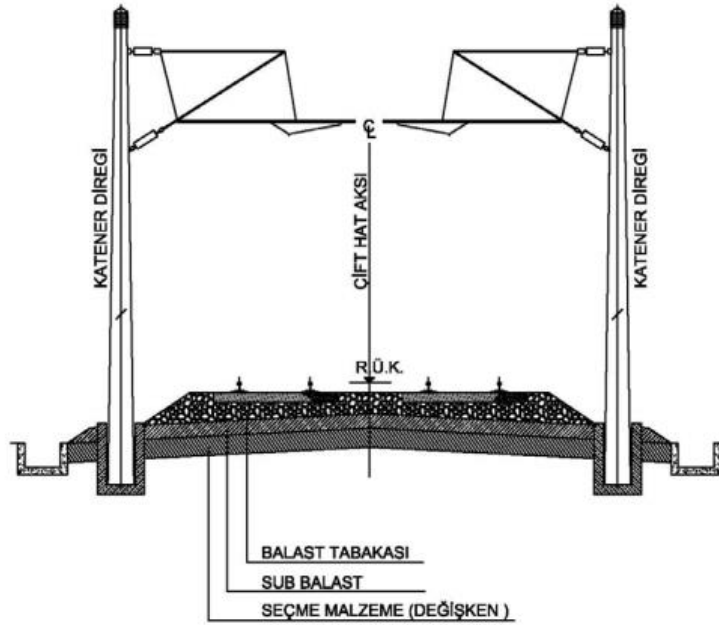
Şekil 3.1. Yüksek hızlı demiryolu hattı (TCDD, 2017)

Demiryollarına yapılan yatırım 2004 yılından itibaren artırılmış ve günümüze kadar ödenekler artırılarak demiryolu projelerine hız kazandırılmıştır.

Demiryolu hatları altyapı ve üst yapı olmak üzere 2 kısımdan oluşmaktadır (Şekil 3.2. ve Şekil 3.3.).



Şekil 3.2. Demiryolu tip en kesiti



Şekil 3.3. Demiryolu tip kesiti

Demiryolu altyapısı üzerine etkiyen yükleri tabii zemine dengeli bir şekilde aktararak demiryolu üstyapısına destek vermektedir. Altyapının görevleri üstyapıyı çevresel etkilerden korumak, ray kotunda oluşacak deformasyonları önlemek ve demiryolu hattının stabilitesini sağlamaktır. Altyapıda oluşacak bir aksama veya deformasyon hattın güvenliğini ve performansını düşüreceği için standartlara ve projeye uygun teşkil edilmesi önemlidir.

Demiryolu üstyapısı sub balast, balast, travers ve ray elemanlarından oluşmaktadır. Söz konusu elemanlardan sub balast ve balast traversten aldıkları yükleri alt temele ileterek yükün zemine iletilmesine yardımcı olmak ve travers altında yeterli

rijitliği sağlamakla görevlidir. Ayrıca balast ve sub balast tabakası çevresel ve etkiyen yükler etkisinde parçalanma ve aşınma unsurlarından etkilenmemelidir. Traverslerin görevi raylar tarafından üzerine aktarılan yükleri balast tabakasına aktarmak, rayların içeri doğru eğimini sağlamak, yol ekseninde oluşabilecek kaymalar ve telenmelere karşı direnç göstermektir. Rayların görevi trenlerin tekerlerinin rahatça dneeği, yuvarlanma yüzeyi sunmak, tekerleklere kılavuzluk etmek ve yatay ötelenmelerin engelleneeği rijitliği sağlamaktır.

şekil 3.2.'de verilen demiryolu tip kesiti incelendiğinde, imalat aşaması alt temel, sub balast (balast altı) ve balast tabakası serilir ardından travers ve raylar yerleştirilir.

### **3.1 Demiryolu Hatlarının Projelendirilmesi**

Demiryolu hatlarının projelendirilmesi öncelikle güzergâh projeleri ve alternatifleri ile başlar, güzergâh projeleri hem uygulanabilirlik hem de ekonomi açısından uygun olacak şekilde projelendirilir. Güzergâh projeleri hazırlandıktan sonra karayolu vb. geçitlerle keşiştiği noktalarda sanat yapılarının plan ve projeleri hazırlanır (köprü, üst geçit, alt geçit, menfez, tünel), hazırlanan projeler geoteknik açıdan incelenir ve projelendirilir. Bu doğrultuda proje safhası tamamlanır ve imalatlara geçilir.

Demiryolu hatları tasarlanırken literatrce kabul edilmiş yöntemler ve standartlar içerisinde kalınarak projelendirilir.

**Karayolu ve Demiryolu tasarımında kullanılan bazı standartlar aşağıda verilmiştir.**

Karayolu ve demiryolu hatlarının tasarımına dair belirli standartlar ve kaynaklar bulunmaktadır. Uygulamada kullanılan bu standartlar kurumlarca kabul görmüştür.

- EUROCODE UIC 702 (Ocak, 2003)

Eurocode UIC 702 no'lu standart uluslararası hatlarda demiryolu taşıma yapılarının tasarımı için dikkate alınması gereken yükleme kombinasyonlarını ve yk etkilerini içermektedir. Tren tekerleklerinden aktarılan yükler bu standartta belirtilen değerlere göre alınmıştır.

- DLH Geoteknik Tasarım Esasları (2007)

Bu şartname demiryolu güzergâhı ve sanat yapılarının tasarlanması, değerlendirilmesi ve sınır limitleri tarif etmektedir.



- Karayolları Teknik Şartnamesi (2013)

Karayolları teknik şartnamesi yol altyapısı, sanat yapıları köprüler ve tüneller vb. işlere dair uygulama esasları, sınır durumlar, yapım metotları ve kullanılacak malzeme özelliklerini tarif eder.

- FHWA-HRT-13-046 (Ekim, 2013)

Bahsi geçen şartname ABD ulaştırma projeleri için hazırlanmıştır. Bu şartname derin karıştırma yöntemine ait tasarım, inşaat yöntemleri, sınır koşullar ve uyulması önerilen kuralları içermektedir.

- AASHTO LRFD BRIDGE (2012)

ABD devlet karayolu taşımacılığı güzergâh ve sanat yapısı işlerinde kullanılan standarttır. Bu standartta genel dizayn kriterleri, yük kabulleri, beton-çelik-ahşap yapılar ve temeller hakkında hesap yöntemleri, malzeme özellikleri, imalat esasları ve sınır durumlar belirtilmiştir.

- Literatürde kabul görmüş kaynaklar (Bowles, Das, Murthy vb.)

Literatürde geoteknik tasarım esaslarını içeren ve günümüzde kullanılan hesap yöntemleri ve kabulleri barındıran kaynaklar.

- PLAXIS, MIDAS, SLIDE, RocLab vb. paket ve sonlu elemanlar programları

Altyapı projelendirilirken zemine etkiyen gerilme esas alınır. Zeminin etkiyen gerilmeyi karşılayıp karşılayamayacağı, bu gerilme altında yapacağı düşey-yatay deformasyonlar bulunur. Bu doğrultuda TCDD altyapı yapım ve etüt yapım şartnamesinde belirtilen sınırlar içerisinde kalınacak ve ekonomiyi de koruyacak biçimde projelendirme yapılır. Uyulması gereken şartnameler DLH Geoteknik Tasarım Esasları, AASHTO, TSE standartları yönetmeliklerin ön gördüğü literatürde yer edinmiş kaynaklardır.

#### **Projelendirme aşamaları aşağıda verilmiştir.**

- Koridor Etütleri,
- Güzergâh Etütleri,
- Ön proje Jeolojik-Geoteknik Etütleri,
- Kesin proje Jeolojik-Geoteknik Etütleri,
- Malzeme Ocakları Etüdü,
- Üstyapı Projelendirmesi,

**Koridor etütleri:** İşlevleri belirtilmiş, yaklaşık başlangıç - bitiş noktaları verilmiş ve plan aşamasındaki bir demiryolu için yapılır.

**Güzergâh Etütleri:** İdarenin gerek görmesi halinde, koridor çalışmaları sonucunda amaca uygun olup onay alan Koridor içerisindeki olası alternatiflerin ortaya çıkarılması ve en uygun alternatifin (güzergâhın) tespiti için yapılır.

**Ön proje Jeolojik-Geoteknik Etütleri:** Bu aşamanın temel amacı en uygun seçeneğin belirlenmesidir.

- Birimlerin litolojileri, ayrışma, bozuşma, sertlik, dayanım vb. özellikleri,
- Birimlerin dolguda kullanılabilirliğinin araştırma sonuçlarının değerlendirilmesi,
- Su çıkış noktaları ve tahmini debileri,
- Şev duraylılığını etkileyecek süreksizliklerin konumları, gruplandırılması ve yorumlanması,
- Kayaçların, uluslararası kabul görmüş (Kaya Tünelcilik Kalitesi (Q), Kaya Kütleli Puanlama Sistemi (RMR), Kaya Kalite Değeri (RQD), Jeolojik Dayanım İndisi (GSI), vb.) sistemlere göre sınıflandırılması,
- Sel, çığ, tarihi, turistik yerler ile tarım alanlarının, hattın belirlenmesine olan etkilerinin değerlendirilmesi,
- Hatların karşılaştırmalarının yapılabilmesi ve maliyete olan etkilerinin ortaya konulması için kütle hareketlerinin oluştuğu veya oluşabileceği potansiyel ve fosil heyelan alanlarının sınırları, derinliği, kayma yüzeyinin ve kayma mekanizmasının belirlenmesini,
- Kazı zorluğu derecesine göre jeolojik birimlerin sökülebilirlik açısından genel olarak sınıflandırılması,
- Birimlerin jeolojik ve geoteknik verileri (kohezyon (c), içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ), elastisite modülü (E), boşluk oranı (e), likit limit (LL), Plastisite indeksi (PI) vb.) arazi gözlemleri, zemin-kaya sınıflamaları, yerinde deneyler ve laboratuvar çalışmaları birlikte değerlendirilerek alansal ve derinliğe göre dağılımı, sırasıyla harita ve kesitler üzerinde gösterilmesi,
- Birim bazında yarma ve dolgu şev oranları (eğimler) ile yarmadan çıkan malzemenin dolgu şev oranlarının (eğimleri) belirlenmesi,

- Stabilité analizlerinin (kinematik ve sayısal analizler) birim bazında; yüksek yarma, dolgu, sanat yapısı yerleşim yerleri ve heyelanlı kesimlerde, kritik en kesitler üzerinde yapılması,
- Demiryolu yapımında kullanılacak olan taş, kum-çakıl, ariyet ocak sahaları ve su temin edilecek yerlerin rezerv durumu, nitelikleri, işletme koşulları, mülkiyet durumu, taşıma mesafesi, çevreye olan etkileri vb. araştırılması, kullanım yerlerinin belirlenmesi için gerekli numunelerin alınarak laboratuvar deneylerinin yapılması.

**Kesin proje Jeolojik-Geoteknik Etütleri:** Bu aşamanın Jeolojik etüt çalışması 1/1.000 – 1/2.000 ölçekli haritalar ve profiller üzerinde yapılacaktır. Jeolojik etüt en azından aşağıdaki konulara açıklık getirecek ve ayrıntı verecektir.

- Jeolojik birimlerin litolojik, paleontolojik ve petrografik özellikleri,
- Jeolojik birimlerin alansal dağılımı,
- Jeolojik birimlerin istifsel ilişkisi (tarihsel jeolojisi),
- Yapısal özelliklerin harita, tip kesit ve şekillerle açıklanması,
- Ana süreksizlik (tabaka, fay, eklem, uyumsuzluk, dokanak vb. sistemlerinin ortaya konulması ve haritalanması,
- Özellikle güncel tektonik açısından ayrıntılı (olası önemli yapı yerlerinde sismik araştırma ve hendek vb.) araştırılması,

**Malzeme Ocakları Etüdü:** Demiryolu güzergâhı ve yakın çevresinden temin edilerek yol yapımında kullanılan her çeşit doğal gereç, malzeme olarak tanımlanır. Bütün bu malzemelerin her birine ait belirli ve doğal yığınaklara da "OCAK" denir.

Malzeme ocaklarının değeri, malzemenin jeolojik tanımı, ocak yeri ile kullanılacağı yer arasındaki mesafe, servis yolu durumu, ocakta mevcut malzeme miktarı (rezerv), malzemenin klas durumu, ocak örtü tabakası ve kalınlığı, ocak sahasının şekli, malzemenin su içinde olma durumu, ocak sahasının ruhsat durumu ve mülkiyeti, malzemenin kalitesi ile ekonomik, teknik ve çevresel açıdan uygunluğu gibi çeşitli koşullara bağlı olarak değişir.

Malzeme ocakları etüdü, esas olarak yapımı düşünülen demiryolu hattında kullanılmak üzere yukarıdaki şartlar göz önüne alınmak kaydıyla güzergâha en yakın, rezervinin güvenilirliği çeşitli metotlar kullanılarak (sondaj, jeofizik, araştırma çukuru, yüzeysel jeolojik çalışmalar) tespit edilmiş ve kullanım amacına göre en uygun malzeme sahalarını tercih maksadıyla gerçekleştirilecek bir araştırma etüdüdür.

**Üstyapı Projelendirmesi:** Tren hareket yükünü üstyapı tabanı üzerine emniyetli bir şekilde iletmek üzere tabakalı bir yapı olarak inşa edilen üstyapının, projelendirilmesi için gerekli ana unsurlar aşağıdaki şekildedir.

Üstyapı üzerinden proje ömrü süresince geçmesi beklenen toplam yaklaşık 22 - 25 ton arası değişen standart dingil yükü eşdeğeri, yıllık ortalama günlük seyrüsefer sayım sonuçları, yıllık artış katsayıları Üstyapı Şubesi Müdürlüğüne hesaplanır.

Tabanın, üstyapı tarafından iletilen seyrüsefer yükünü, beklenenden daha fazla deformasyona maruz kalmadan taşıyabilmesi için, üstyapı tabanı elastik modülü ile doğru orantılı bir değer olan Kaliforniya Taşıma Oranı (CBR) ve diğer üstyapı taban malzemesi özelliklerinin doğru olarak tespit edilmesi gereklidir. Bu amaçla, yapılacak deneylerin sonuçları “Zemin Deneyleri Raporu”na işlenerek Üstyapı Projelendirme Raporu kapsamında yer alır.

Hat için tespit edilen Ariyet, Kum-Çakıl, Taş ve Su Ocakları bir malzeme ocakları listesinde belirtilir. Bu listede malzemelerin cinsi-kökeni, rezervi, kullanım yeri, CBR değeri ve projeye olan uzaklığı yer alır. Ayrıca malzeme ocakları hazırlanacak bir “malzeme ocakları föyü” üzerinde yukarıdaki bilgilerle birlikte şematik olarak gösterilir.

Belirlenen üstyapı tabanı taşıma gücü değerlerine göre, yol homojen kesimlere ayrılarak, her kesimin projelendirmesi ayrı yapılır ve daha sık ölçümler alınmış olan topoğrafik harita üzerinde gösterilecektir (TCDD Zemin Teknik Şartnamesi, 2011).

### **Projelendirmede Diğer Unsurlar**

Demiryolu hatlarındaki oturmaları görebilmek için reflektörlü geokompozit kullanımı yaygınlaşmaya başlamıştır. Reflektörlü kompozit sayesinde hem gerilmeler üniform olarak dağılmakta hem de özel okuyucu cihazlar tarafından demiryolu hattındaki deformasyon miktarları ölçülebilmektedir.

İki hızlı tren birbirlerinin yanından hızla geçtiklerinde aralarındaki hız farkı 600 km/saat'e kadar çıkabilmektedir. Bu yüzden hatlar arasındaki mesafe önemlidir. İki tren birbirine çok yakın geçtiği takdirde ilk karşılaştıklarında bir hava baskısına maruz kalır ve hemen akabinde de bu basınç ani düşüş gösterir. Basınç farklılıklarının ortadan kaldırılması için hızlı tren hatları arasındaki mesafe konvansiyonel hatlara göre daha büyüktür.

İmalatlar tamamlandı demiryolu hattı sefere açıldıktan sonra bakım ve bozulmalar sonrası onarımlar gerçekleştirilir. TCDD'nin 2004 yılında yayımlanmış olduğu 105 numaralı Genel Emir'e göre planlanan sıklıkta ve detayda denetim yapılır.

Makine ile yapılan denetimler hızlı trenler için her gün yapılmalıdır. Eğer yapılan kontrollerde önemli bir durum görülür ise trafik ya durdurulur ya da sürat azaltılır.

#### **Yoldaki Bozuklukların Tespiti ve Düzeltilmesi;**

- Ray mantarları içinde hasar var ise derhal düzeltilir; bu sırada trafik yavaşlatılır veya tamamen durdurulur.
- Yol kotu hatalarında, fazla olmayan hatalarda trafik sürati azaltılır.
- Dever (iki ray dizisi arasındaki kot farkı) hatalarında, hata düzeltilinceye kadar trafik hızı düşürülür.
- Ekartman (yol açıklığının artması): Özellikle ahşap traversli yollarda hemen önlem alınması gerekir.
- Cebirelerde (rayların bağlanması için gereken aparat) civata somununu kontrol edilir ve eğer gevşek somunlar varsa sıkılaştırılarak düzeltilir. Aynı şekilde ray-travers bağlantı elemanlarında, tirfon ve somunlarda gevşeme varsa sıkıştırılıp düzeltilir.
- Traverslerde hat stabilitesini bozacak kırılma, parçalanma olursa hemen değiştirilir. Trenin geçişi sırasında eğer travers seviyelerinde oynamalar oluyorsa, gizli düşüklük olasılığına karşı buraj (ray kotlarını düzenleme) yapılır.
- İklim koşullarından dolayı balast profilinde değişiklik ve tasman olabilir. Balast bu durumlarda profiline uygun hale getirilecek şekilde takviye edilir, özellikle düşük yarıçaplı kurlarda dış travers omuzlukları düzeltilir.
- Yollar üzerinde trafik emniyetini etkileyecek zararlı ve yabancı maddeler temizlenir.
- Cebirelerin (rayların bağlanması için gereken aparat) anormal şekilde bel vermeleri halinde yenileri ile değiştirilir.
- Kontrayların ara açıklıkları gözden geçirilir ve gerekli düzeltmeler yapılır.

#### **İşletme Toleransları;**

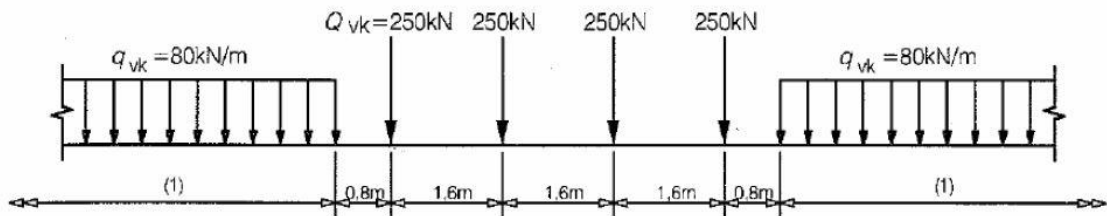
Ölçüm aracı ile yapılacak kontroller sonucunda elde edilecek değerlere ilişkin Hızlı Tren Hat İşletme toleransları Çizelge 3.1.'de gösterilmiştir. İşletme toleransları, hattın serilmesi ve bağlantılarının yapılması sonrası, hattın hizmete alınması öncesi yapılacak kontrollerde olması gereken toleranslardır (DLH, 2007).

**Çizelge 3.1.** İşletme toleransları (DLH, 2007)

Geometrik Karakteristikler	İşletme Toleransları	
	+	-
Ekartman (mm)	3	2
Standart Sapma (200m.de) (mm)	0.7	
Ekartman Değişimi (mm/travers)	1	1
Dever (mm)	3	3
Standart Sapma (200m.de) (mm)	0.7	
Burulma (3m.de ölçülen) maks. %0	2	
Fleş (20m.) mm	3	3
Standart Sapma (200m.de) (mm)	0.7	
Boylamasına seviye (20 m.) mm	5	3
Standart Sapma (200m.de) (mm)	1	
Travers Açıklığı		
Eksenden kaçık travers yüzdesi	10	
Maksimum Eksenel Kaçıklık (cm)	3	3
Eker Hatası (cm)	0	0

### Yük Kabulü ve Gerilmenin Tayini

Normal demiryolu trafiği altında düşey yükün statik etkisini temsil eden yük modeli Eurocode LM 71 Şekil 3.4.'te gösterilmiştir.



**Şekil 3.4.** Yük modeli LM 71 ve düşey yükler için karakteristik değerler

Eurocode LM 71'e göre bir dingilden aktarılan yük 250,00 kN olarak belirlenmiştir. Travers genişliği ve travers açıklığı Şekil 3.4.'te verilmiştir. Buna göre düşey noktasal yük düzgün yayılı yüke çevrilmiştir.

Tren Yüğü = 250,00 kN

Travers Genişliği = 2,60 m

Zemin Gerilmesi =  $250,00 / (1,60 \times 2,60) = 60,00$  kPa

$\alpha$  katsayısı **Çizelge 3.2'**den 1,33 olarak belirlenmiştir.

Dinamik Yükler Altında Zemin Gerilmesi =  $60,00 \times 1,33 = 80,00$  kPa

Şekil 3.4.'te verilen karakteristik değerler, normal demiryolu trafiğinden daha ağır ya da daha hafif trafik yükü taşıyan hatlar için  $\alpha$  katsayısı ile çarpılmalıdır.  $\alpha$  katsayısı ile çarpıldığında bu yüklere “sınıflandırılmış düşey yükler“ denir (DLH, 2007). Bu  $\alpha$  katsayısı Çizelge 3.2.'de verilen sayılardan biri olacaktır.

**Çizelge 3.2.** Yük sınıflandırılması için önerilen  $\alpha$  katsayıları

$\alpha$ Katsayıları							
0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	1,21	1,33	1,46

Aşağıda sıralanan etkiler aynı  $\alpha$  katsayısı ile çarpılacaktır;

- Zemin basıncının etkisi ve zemin yükleri için eşdeğer düşey yükler,
- Merkezkaç kuvveti,
- Burun kuvveti ( $\alpha < 1$  için  $\alpha = 1$  alınacaktır),
- Fren ve demeraj (hızlanma - ivmelenme) kuvvetleri,
- Yapı ve hattın değişken etkilere karşı birleştirilmiş tepkisi,
- Raydan çıkma etkisi,

Sehim kontrolü  $\alpha$  katsayısı ile çarpılmış yüklerle yapılmaktadır.

Uluslararası hatlar için  $\alpha \geq 1$  alınması tavsiye edilir.  $\alpha$  katsayısı idare tarafından her proje için özel olarak belirtilebilir.

### 3.2 Demiryollarında Geoteknik Tasarım Öncesi Malzeme Parametrelerinin Belirlenmesi

Geoteknik tasarım ve tahkiklerin yapılması kapsamında zemin parametrelerinin doğru ve gerçeğe yakın olarak elde edilebilmesi çok önemlidir. Bu amaçla çalışma alanında yapılacak sondaj ve arazi deneylerinden elde edilen numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılması projelendirmenin ekonomik ve güvenli olması bakımından önem içermektedir.

İnceleme alanında taşıma gücü, oturma, sıvılaşma ve şişme problemlerini belirlemek amacıyla zemin parametrelerinin elde edilmesi gerekmektedir. Bu parametreler zeminin fiziksel ve mekanik özellikleri olarak da adlandırılır. Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti (kohezyon), hacimsel sıkışma katsayısı, elastisite modülü, poisson oranı gibi parametreler taşıma gücü ve oturma kontrolü için gerekmektedir. Granüler zeminlerde ise içsel sürtünme açısı, elastisite modülü, poisson

oranı ve elek analizi sonuçları, taşıma gücü, sıvılaşma ve oturma analizleri için gereklidir.

Zemin parametrelerinin hesaplanabilmesi için gerekli arazi deneyleri başlıca şunlardır;

- Standart Penetrasyon Deneyi,
- Koni Penetrasyon Deneyi,
- Presiyometre Deneyi,

Yapılan arazi deneyleri ve sondajlar sırasında zemin içerisinden alınan numuneler üzerinde laboratuvar ortamında Atterberg limitleri, elek analizi, proctor, üç eksenli basınç deneyi, serbest basınç deneyi vb. deneyler ile zemin parametreleri ve zemin özellikleri belirlenebilmektedir.

### 3.2.1 Kohezyonlu (killi) zeminlerin kayma mukavemeti ve deformasyon modüllerinin belirlenmesi

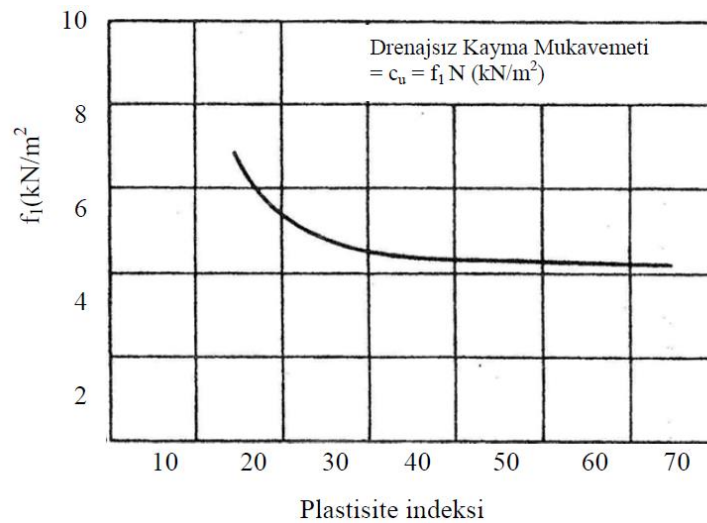
Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı, aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

Standart Penetrasyon Deneyi Verileriyle;

$$c_u = f_1 * N \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (3.1)$$

$f_1$ ; Zemin plastisite indeksine bağlı katsayı (Şekil 3.5. aracılığıyla belirlenmektedir.)

$N$ ; Zeminde ölçülen SPT sayısı, darbe/30cm



Şekil 3.5. Plastisite indeksi ve drenajsız kayma mukavemeti ilişkisi (Stroud 1975)

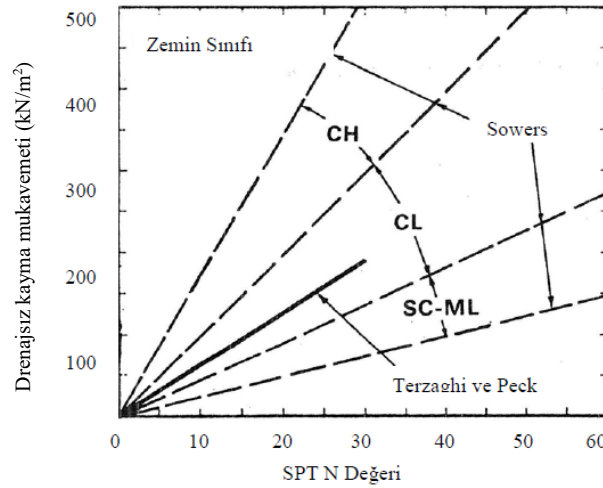


Yukarıda verilen bağıntı Stroud tarafından katı ve sert killer için tavsiye edilmiştir.

Laboratuvar deneyi sonuçlarından belirlenen plastisite indeksi değerlerine göre drenajsız kayma mukavemet değerleri Stroud 1975'e uygun alınabilmektedir.

$$c_u(\text{kN/m}^2) = \begin{cases} PI < 20 & (6 - 7)N_{60} \\ 20 < PI < 30 & (4 - 5)N_{60} \\ PI > 30 & 4.2N_{60} \end{cases} \quad (3.2)$$

Sowers, 1979 tarafından önerilen SPT-N değeri ve zemin sınıfına bağlı olarak belirlenen drenajsız kayma mukavemeti Şekil 3.6.'da verilmiştir.



Şekil 3.6. SPT-N değeri ve drenajsız kayma mukavemeti ilişkisi (Terzaghi Peck, 1967 ve Sowers 1979)

#### Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) Verileriyle;

$$c_u = (q_c - p_o) / N_k \quad (3.3)$$

$q_c$ ; Zeminin koni penetrasyon uç direnci  $\text{kN/m}^2$

$p_o$ ; Toplam düşey gerilme  $\text{kN/m}^2$

$N_k$ ; Koni faktörü, tipik bir değer olarak 17 alınabilir. (Lunne vd. 1997)

#### Presiyometre Deneyi Verileriyle;

$$c_u = 0,67 \times P_{Ln}^{0,75} \quad (3.4)$$

$P_{Ln}$ ; Presiyometre net limit basıncı  $\text{kN/m}^2$

Kohezyonlu zeminlerde ödometre modülü (hacimsel sıkışma katsayısı) aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

Ödometre Modülü: Hacimsel Sıkışma Katsayısı ( $m_v$ )

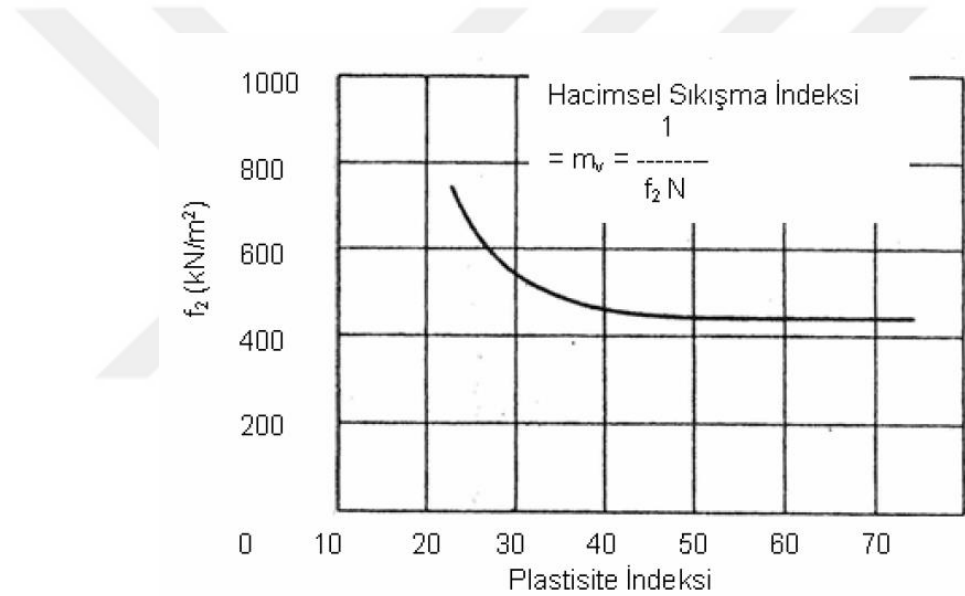
Standart Penetrasyon Deneyi Verileriyle;

$$m_v = \frac{1}{f_2 \times N} \text{ m}^2/\text{kN} \quad (3.5)$$

$f_2$ ; Zemin plastisite indeksine bağlı katsayı (Şekil 3.7. aracılığıyla belirlenmektedir.)

$N$ ; Zeminin SPT direnci darbe/30cm

Bu bağıntı Stroud (1975) tarafından katı/sert killere için önerilmiştir.



Şekil 3.7. Plastisite indisine bağlı hacimsel sıkışma katsayısı (Stroud, 1975)

Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) Verileriyle;

$$E_{od} = 1 / m_v = m \times q_c \quad (3.6)$$

$E_{od}$  = Tek eksenli deformasyon ortamındaki deformasyon modülü

$m$ ; Zemin cinsine bağlı katsayı Çizelge 3.3.'ten seçilmekte (Lunne vd. 1997).

**Çizelge 3.3.** Tek eksenli ortamda deformasyon modülü (Lunne, 1997)

$M = 1/m_v = mq_c$		
$q_c < 0,7$ MPa	$3 < m < 8$	Düşük Plastisiteli Kil (CL)
$0,7 < q_c < 2$ MPa	$2 < m < 5$	
$2$ MPa $< q_c$	$1 < m < 2,5$	
$2$ MPa $< q_c$	$3 < m < 6$	Düşük Plastisiteli Silt (ML)
$q_c < 2$ MPa	$1 < m < 3$	
$q_c < 2$ MPa	$2 < m < 6$	Yüksek Plastisiteli Kil ve Silt (MH, CH)
$q_c < 1,2$ MPa	$2 < m < 8$	Organik Siltler (OL)
$q_c < 0,7$ MPa		
$50 < w < 100$	$1,5 < m < 4$	Peat ve Organik Killer (P <sub>t</sub> , OH)
$100 < w < 200$	$1 < m < 1,5$	
$w > 200$	$0,4 < m < 1$	
W = Su içeriği		

**Presiyometre Deneyi Verileriyle;**

$$E_{od} = 1 / m_v = E_p / a \quad (3.7)$$

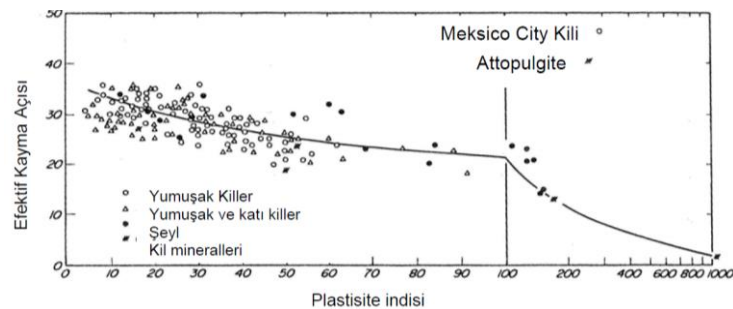
$a$ ; Zemin reolojik faktörü Çizelge 3.4.'ten belirlenmektedir.

$E_p$ ; Presiyometre deformasyon modülü

**Çizelge 3.4.** Farklı zemin tipleri için  $a$  değerleri

Zemin Türü		$E/P_L$	$a$ değeri
Kil	Aşırı Konsolide	$>16$	1,00
	Normal Konsolide	9-16	0,67
	Yumuşak	7-9	0,50
Silt	Aşırı Konsolide	$>14$	0,67
	Normal Konsolide	8-14	0,50
Kum	Sıkı – Çok Sıkı	$>12$	0,50
	Orta Sıkı - Sıkı	7-12	0,50
Kum - Çakıl	Sıkı – Çok Sıkı		0,33
	Orta Sıkı - Sıkı		0,25

Kohezyonlu zeminlerde efektif kayma direnci açısı zemin plastisite indeksine bağlı olarak Şekil 3.8. yardımıyla belirlenebilmektedir.

**Şekil 3.8.** Plastisite indeksi ile efektif kayma direnci açısı arasındaki ilişki (Terzaghi, 1996)

### 3.2.2 Kohezyonsuz (granüler) zeminlerin içsel sürtünme açısı ve deformasyon modüllerinin belirlenmesi

Kohezyonsuz zeminlerde kayma direnci açısı aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

Standart Penetrasyon Deneyi Verileriyle;

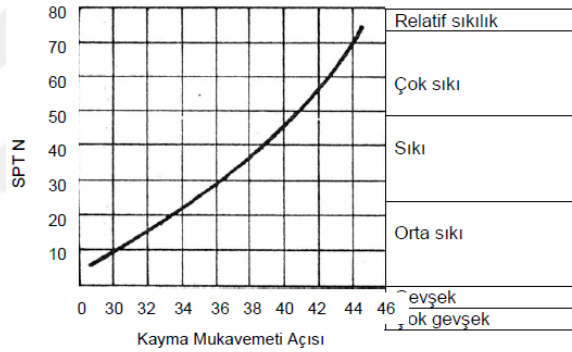
$$\phi = 25 + 3,2 \times \sqrt{\frac{100 \times N}{70 + \sigma'_{v0}}} \quad (\text{OCDI - Japan 2002}) \quad (3.8)$$

$\phi$ ; Kayma direnci açısı

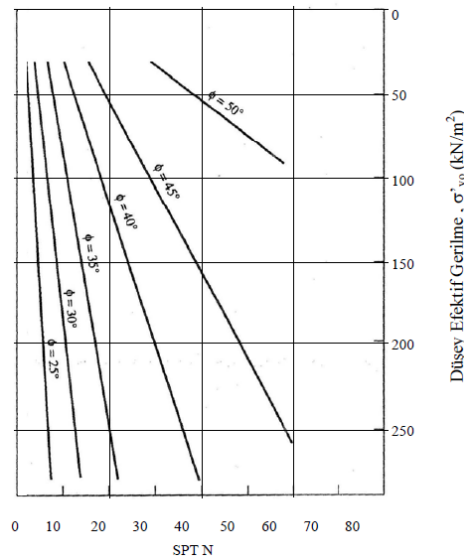
N; SPT direnci (darbe/30 cm)

$\sigma'_{v0}$ ; SPT yapılan derinlikteki efektif düşey gerilme kN/m<sup>2</sup>

Yukarıda verilen formül yardımıyla hesaplanabilen kayma direnci açısı (kayma mukavemeti direnci) aynı zamanda Şekil 3.9. ve Şekil 3.10. aracılığıyla da belirlenebilmektedir.



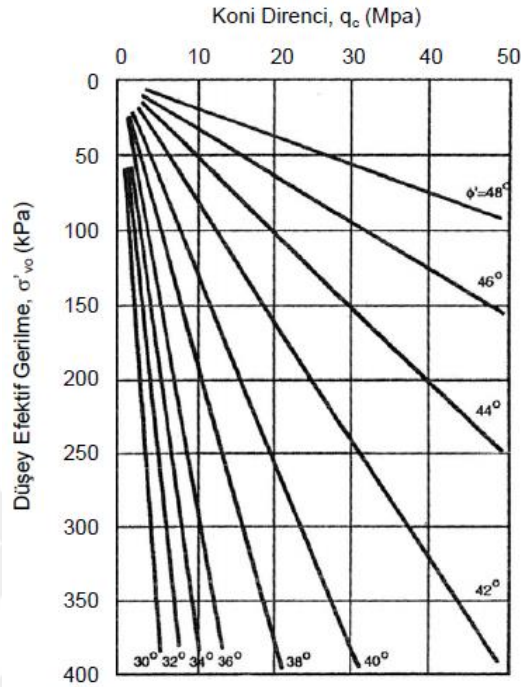
Şekil 3.9. SPT-N ile kayma mukavemeti açısı arasındaki bağıntı



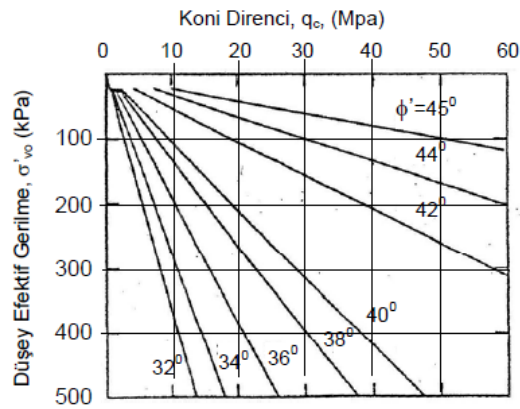
Şekil 3.10. Çimentosuz kumlarda Spt-N<sub>60</sub> ile efektif kayma açısı ilişkisi

### Koni Penetrasyon Deneyi Verileriyle;

Koni penetrasyon deneyinden elde edilen koni direnci kullanılarak Şekil 3.11. ve Şekil 3.12. aracılığıyla içsel sürtünme açısı elde edilebilmektedir.



Şekil 3.11. Koni direnci ile kayma mukavemeti arasındaki bağıntı (Robertson ve Campanella, 1983)



Şekil 3.12. Koni direnci ile kayma mukavemeti arasındaki ilişki (Durgunoglu ve Mitchell, 1975)

Zemin birimleri için elastisite modülü değerleri SPT, CPT ve Presiyometre deneyi verileri kullanılarak belirlenebilmektedir.

### Standart Penetrasyon Deneyi Verileriyle;

Bowles (1997), SPT-N değeri ile Elastisite modülü arasında Çizelge 3.5.'te verilen korelasyonları önermektedir (Yüksel Proje, 2007).

**Çizelge 3.5.** Elastisite modülü ile SPT arasındaki korelasyonlar (Yüksel Proje, 2007)

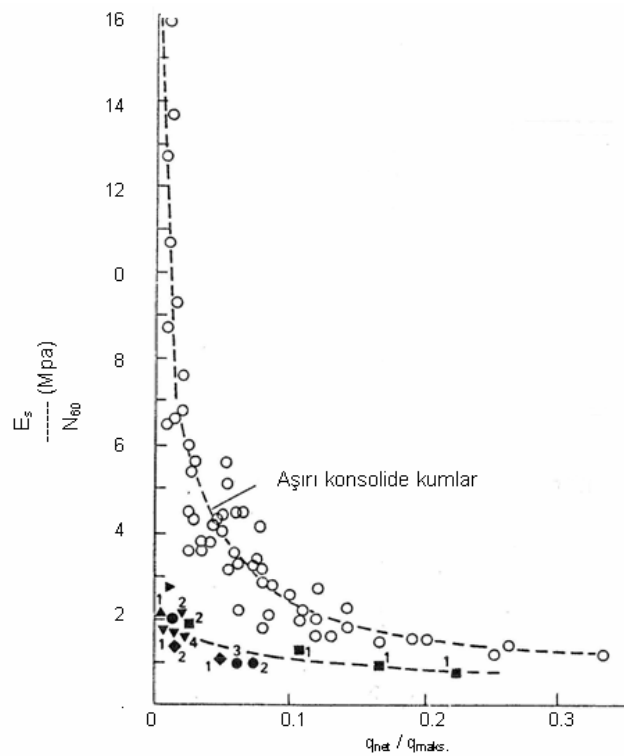
Zemin Tipi	Bağıntı
Kum	$E_s = 500 \times (N+15) \text{ kN/m}^2$
Killi Kum	$E_s = 320 \times (N+15) \text{ kN/m}^2$
Silt, Kumlu Silt	$E_s = 300 \times (N+6) \text{ kN/m}^2$
Çakıllı Kum	$E_s = 1200 \times (N+6) \text{ kN/m}^2$

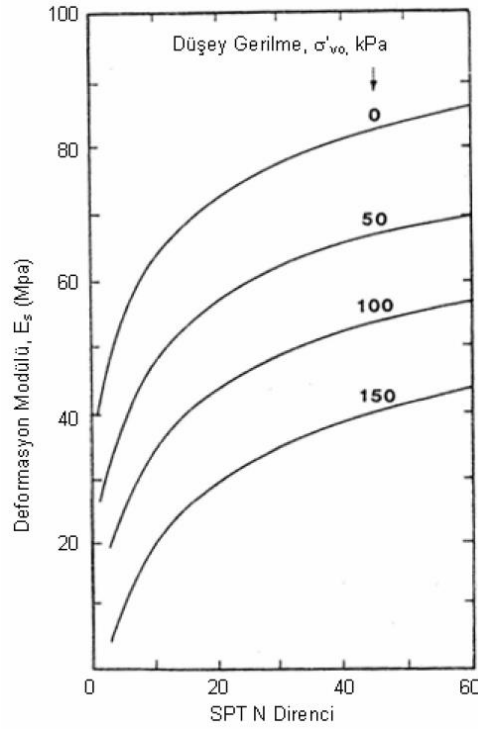
Kulhawy ve Mayne (1990) yaklaşık Elastisite modülü değerinin %60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT-N kullanılarak aşağıdaki bağıntılardan elde edilmesini önermektedir (Çizelge 3.6.).

**Çizelge 3.6.** Elastisite modülü ile  $N_{60}$  arasındaki korelasyonlar (Yüksel Proje, 2007)

Zemin Tipi	Bağıntı
Siltli, Killi Kumlar	$E_s = 500 \times (N_{60}) \text{ kN/m}^2$
Temiz Kumlar	$E_s = 1000 \times (N_{60}) \text{ kN/m}^2$
Aşırı Konsolide Temiz Kumlar	$E_s = 1500 \times (N_{60}) \text{ kN/m}^2$

Yukarıda verilen bağıntıların yanında Elastisite modülü Şekil 3.13. ve Şekil 3.14. yardımıyla da hesaplanabilmektedir.

**Şekil 3.13.** Elastisite modülü ile  $N_{60}$  ve zemin sürşarj yükü arasındaki ilişki (Stroud, 1989)



Şekil 3.14. Elastisite modülü ile SPT-N ve zemin sürşarj yükü arasındaki İlişki (Menzenbach, 1967)

Presiyometre Deneyi Verileriyle;

$$E_m = E_p / a \quad (3.9)$$

$a$ ; Zemin reolojik faktörü Çizelge 3.4.'ten alınmaktadır.

$E_p$ ; Presiyometre deformasyon modülü

$E_m$ ; Elastisite Modülü

Zemin birimleri için elastisite modülü değerleri, Çizelge 3.7.'de belirtilen sınırlar içerisinde belirlenmektedir.

Çizelge 3.7. Zeminlerin elastisite modülü değerleri (Bowles, 1997, s.123)

Zemin Tipi	Form	Elastisite Modülü (Mpa)
Kil	Çok Yumuşak	2-15
	Yumuşak	5-25
	Orta Sıkı	15-50
	Sıkı	50-100
	Kumlu	25-250
Kum	Siltli	5-20
	Gevşek	10-25
	Sıkı	50-81
Kum - Çakıl	Gevşek	50-150
	Sıkı	100-200
Silt		2-20

### 3.2.3 Zemin yatak katsayısının belirlenmesi

Yapı tasarımlarının yapılması için statik hesaplarda kullanılan zemin düşey ve yatay yatak katsayılarının hesaplanmasına dair açıklamalar aşağıda verilmiştir.

#### 3.2.3.1 Yatay yatak katsayısı

Kohezyonlu Zeminlerde;

$$K_v = K_{v1} / B$$

$K_v$ ; B genişliğinde kare bir temelde kullanılacak yatak katsayısı

$K_{v1}$ ; 30cm x 30cm boyutunda plaka kullanılarak, plaka yükleme deneyinden elde edilen yatak katsayısı değeri

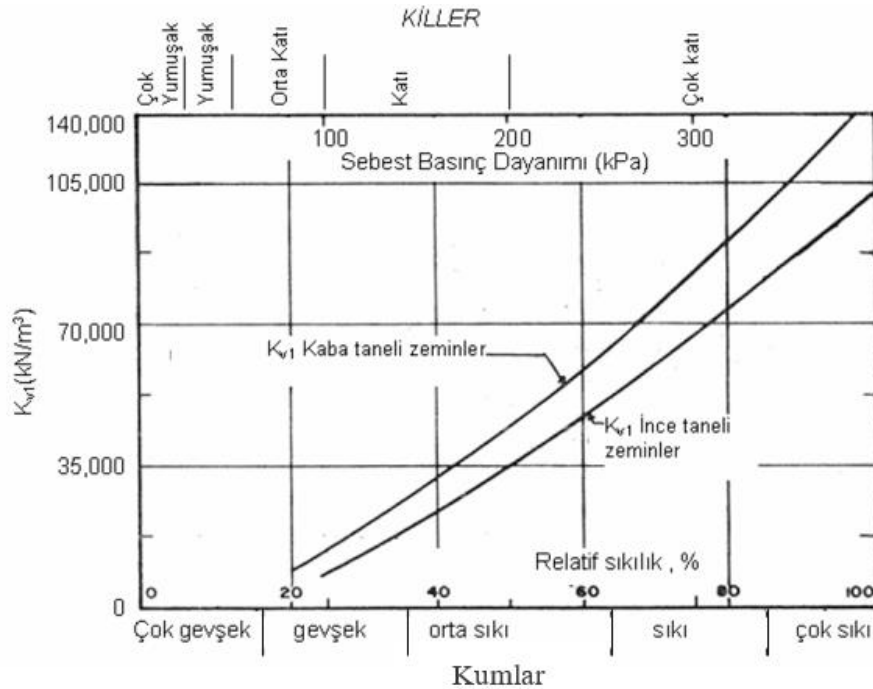
Temel genişliği B, boyu mB olan dikdörtgen bir temelin yatak katsayısı değeri;

$$K_v = K_{v1} \times \frac{(m+0,5)}{1,5 \times mB} \quad (3.10)$$

Kohezyonsuz Zeminlerde;

$$K_v = K_{v1} \times (B+1)^2 / 4B^2 \quad (3.11)$$

Plaka yükleme deneyi yapılmadığı durumlarda ince taneli ve iri taneli zeminler için yaklaşık  $K_{v1}$  değeri Şekil 3.15.'ten belirlenebilir (NAVFAC DM 7-1, 1982).



Şekil 3.15. Kil ve kum zeminler için yaklaşık düşey yatak katsayısı değerleri (Yüksel Proje, 2007)



Temel boyutlarının büyük olması durumunda çok küçük  $K_v$  değeri hesaplanacağından büyük boyutlu temellerde temel genişliği “B” yerine etki çapı “2R” değeri kullanılabilir.

$$R = \left[ \frac{64 \times E_c \times t^3}{3 \times (1-\nu^2) \times k} \right] \quad (3.12)$$

Yukarıdaki formülde verilen;

$E_c$ ; Betonun elastisite modülü

$\nu$ ; Betonun poisson oranı

$t$ ; Temel kalınlığı

$k$ ; Zeminin  $K_{v1}$  değeridir.

Çeşitli zemin birimleri ve yapı malzemeleri için poisson oranı değerleri Çizelge 3.8.’de verilmiştir.

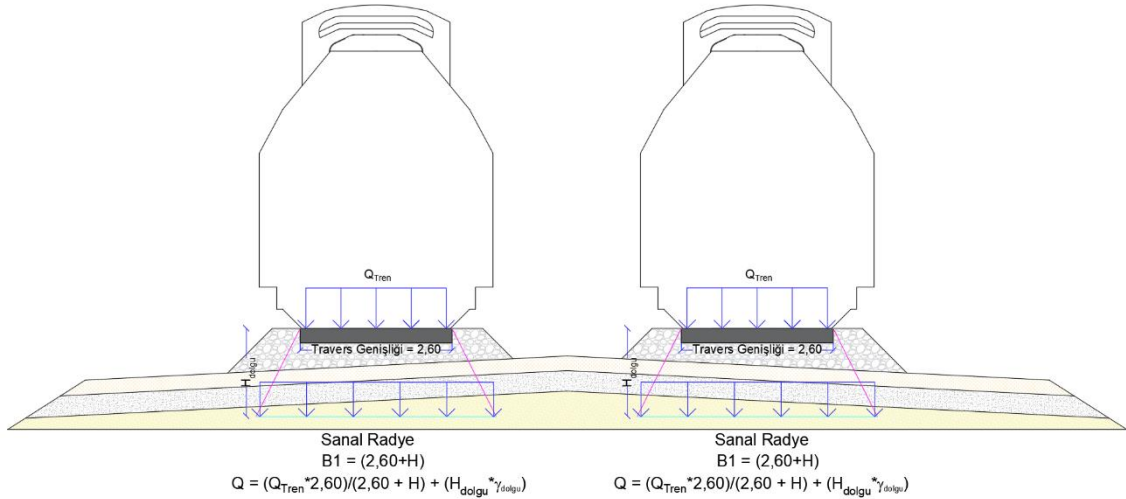
**Çizelge 3.8.** Zemin birimleri için poisson oranı değerlerinin belirlenmesi (Bowles, 1997)

Zemin Tipi	$\nu$
Doygun Kil	0,4 - 0,5
Doygun Olmayan Kil	0,1 - 0,3
Kumlu Kil	0,2 - 0,3
Silt	0,3 - 0,35
Kaya	0,1 - 0,4
Beton	0,15
Çelik	0,33

### 3.3 Demiryolu Hatlarında Zemin Taşıma Gücünün Belirlenmesi

Demiryolu hatları inşa edildikleri zeminler üzerine aktardıkları yüklerin etkisi ile taşıma gücü ve oturma problemleri oluşturabilirler. Zemin birimleri üzerindeki yükü taşımaya çalışırken deformasyon göstermektedir. Deformasyon gösterdikçe taşıma kapasitesi artar ve sınır duruma gelir. Söz konusu deformasyon belirli sınırlar içerisinde tutulmalıdır, aksi halde zemin üzerindeki yükü taşıyamaz hale gelir ve zeminde kırılmalar (çatlamalar) oluşur.

Şekil 3.16.’da demiryolu hatlarından zemine aktarılan yükün zemin içerisinde dağılımı gösterilmiştir.



**Şekil 3.16.** Tren yükünün zeminde dağılımı

Tren yükü, 2,60m genişliğe sahip traverstür üzerinden zemine aktarılır ve zemin içerisinde aşağıya doğru 1/2 (Yatay/Düşey) oranda dağılım gösterdiği kabul edilebilir. Bu dağılım içerisinde istenilen derinlikten belirlenen çizgiye sanal radye adı verilir. Sanal radye üzerinde gerilme artışları hesaplanır ve taşıma gücü tahkikleri yapılır.

Zeminlerin taşıma gücü genelde zeminin iki parametresinden oluşur. Bunlar içsel sürtünme açısı ( $\phi$ ) ve kohezyondur ( $c$ ). Bu parametrelere bağlı olarak zeminin taşıma gücü bulunur ve gerekli tahkikler yapılır.

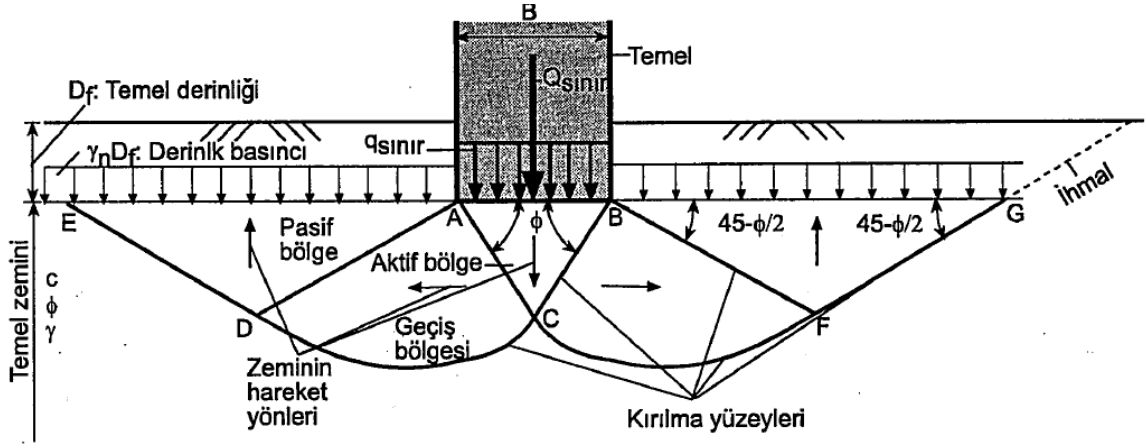
Taşıma gücü hesapları için birden fazla yöntem bulunmaktadır. Bunlardan Taşıma Gücü Teorileri (Terzaghi, Skempton, v.b) ve Arazi Deneyleri sonuçları (Presiyometre ve Standart Penetrasyon deneyi) yaygın olarak kullanılan taşıma gücü kapasitesini hesaplama yöntemleridir.

Demiryolu hatlarında taşıma gücü hesapları yapılırken önce üstyapıdan zemine etkileyen gerilme tespit edilir. Bu gerilmenin ana kaynağı demiryolu hattının dolgusu ve trenden aktarılan yüklerdir. Bu yükler aynı tabanda birleştirilip zemine etkidiği kabul edilebilir. Elde edilen gerilme değeri zemin emniyetli taşıma gücü ile kıyaslanır.

Kıyaslama sonucunda çalışma alanında taşıma gücü probleminin olup olmadığı belirlenmekte ve diğer geoteknik analizler yapılmaktadır.

### 3.3.1 Sığ temeller

Terzaghi Yöntemine göre zeminin sınır taşıma kapasitesi iki boyutlu koşullar için belirli kabullere dayanarak çıkarılmıştır (Şekil 3.17.).



Şekil 3.17. Terzaghi taşıma kapasitesi (Uzuner,2007 )

Terzaghi aşağıda verilen bağıntıyı elde etmiştir.

$$q_{sınır} = K_1 * c * N_c + \gamma_1 * D_f * N_q + K_2 * N_\gamma * B * \gamma_2 \quad (3.13)$$

$$q_{emniyetli} = \frac{q_{sınır}}{F.S} \quad (3.14)$$

Temel boyutlarına göre  $K_1$  ve  $K_2$  katsayıları değişkenlik göstermekte dolayısı ile zeminin taşıma kapasitesi de değişmektedir. Çizelge 3.9.'da temel şekline bağlı  $K_1$  ve  $K_2$  katsayılarının formülleri verilmiştir.

Çizelge 3.9. Temel Şekline bağlı katsayılar (Uzuner,2007)

Temel Şekli	$K_1$	$K_2$
Şerit	1	0,5
Kare	1,2	0,4
Daire	1,3	0,3
Dikdörtgen	$1+0,2\frac{B}{L}$	$0,5-0,1\frac{B}{L}$

Yumuşak ve gevşek sıklıktaki zeminlerde göçme mekanizması genel kayma kırılmasından farklı olacağından taşıma gücü hesabında  $c'$  ve  $\phi'$  değerleri kullanılır.

$$c' = \left(\frac{2c}{3}\right) \text{ kohezyon (kPa)} \quad (3.15)$$

Yapılacak azaltmalarda kohezyon ( $c$ ) değeri  $2/3$  oranında azaltılır. İçsel sürtünme açısına bağlı modifiye edilmiş  $N'c$ ,  $N'q$ ,  $N'\gamma$  değerleri kullanılır.

### Net sınıır taşıma gücü için;

$$q_{net} = \frac{q_{sınıır} - \gamma * D_f}{F.S} \text{ bağıntısı kullanılır.} \quad (3.16)$$

$$q_a = \frac{q_n}{F.S} + \gamma * D_f \text{ bağıntısı kullanılır.} \quad (3.17)$$

Terzaghi teorisi aslı ve genel prensiplerine sadık kalınarak Meyerhof (1963), Hansen (1970) ve Vesic (1973) tarafından temel derinliği ve geometrisi ile yatay yüklerin uygulandığı haller için detaylandırılmış ve aşağıda verilen genel taşıma gücü denklemi önerilmiştir (Yüksel Proje, 2007).

$$q_{sınıır} = F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} * c * N_c + \gamma_1 * D_f * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + 0,50 * N\gamma * B * \gamma_2 * F_{\gamma s} * F_{\gamma d} * F_{\gamma i} \quad (3.18)$$

Yukarıda verilen denklemde;

$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ : Şekil Faktörü,

$F_{cd}, F_{qd}, F_{qi}$ : Derinlik Faktörü,

$F_{ci}, F_{\gamma i}$ : Yük Eğim Faktörü,

Yukarıda verilen Şekil, derinlik ve yük eğim faktörü deneysel çalışmalar sonucu elde edilmiş ampirik değerlerdir.

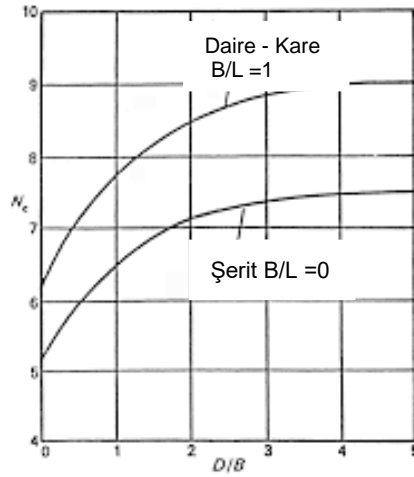
### 3.3.2 Kohezyonlu zeminlerde taşıma gücü uygulamaları

Killi (kohezyonlu) zeminlerde drenajlı durumun geçerli olduğu uygulamalarda Denklem 3.13 ve Denklem 3.18'de kil zemin birimine ait efektif kohezyon ve içsel sürtünme açısı kullanılarak taşıma gücü hesapları yapılmaktadır. Drenaja izin verilmeyen durumlarda ise kil zeminlerin net taşıma kapasitesi Skempton (1951) formülü yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$q_{net \text{ emniyetli}} = \frac{q_{nf}}{G.S} \quad (3.19)$$

$$q_{net} = C_u \cdot N_c \quad (3.20)$$

formülünden hesaplanmaktadır. Hesaplamalar için gerekli taşıma katsayısı faktörü ( $N_c$ )<sub>kare-daire-şerit</sub> Şekil 3.18.'e göre belirlenmektedir.



Şekil 3.18. Skempton Nc değerleri (Murthy, 2002)

İmal edilecek temelin dikdörtgen şeklinde olması durumunda  $(N_c)_{\text{dikdörtgen}}$  taşıma kapasitesi faktörü;

$$(N_c)_{\text{dikdörtgen}} = (N_c)_{\text{kare}} \times \left(0,84 + 0,16 \frac{B}{L}\right) \quad (3.21)$$

$(N_c)_{\text{dikdörtgen}}$  değeri Denklem 3.21 aracılığıyla Şekil 3.18.'ten elde edilen  $(N_c)_{\text{kare}}$  değeri kullanılarak bulunmaktadır.

Ayrıca Çizelge 3.10.'da imal edilecek temel tipine göre ve Df/B oranına göre Nc değerleri verilmiştir.

Çizelge 3.10. Temel tipi ve Df/B oranına göre Nc faktörü (Braja Das, 2007)

Temel Tipi	Df/B	Nc
Şerit	0	5,14
	>4	7,50
Kare	0	6,20
	>4	9,00

Df: Temel Derinliği

B: Temel Genişliği

Güvenlik katsayısı hesaplamalarda 3,00 olarak alınmaktadır.

### 3.3.2.1 Kohezyonsuz zeminlerde taşıma gücü uygulamaları

Kohezyonsuz zeminlerde her zaman örselenmemiş zemin numunesi alınamamaktadır. Bu durumda laboratuvar ortamında zeminin içsel sürtünme direnci

açısı belirlenememektedir. Böyle bir durumda arazi deney verileri ile zeminin içsel sürtünme açısı çeşitli korelasyonlar yardımıyla hesaplanıp, Denklem 3.13 ve Denklem 3.18 yardımıyla zemin taşıma gücü hesaplanabilmektedir.

Zemin taşıma gücünü içsel sürtünme açısı değerini kullanmadan arazi deneyi verileri yardımıyla hesaplamak mümkündür. Arazide yapılan standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi ve presiyometre deneyi sonuçları kullanılarak zeminin taşıma gücü hesabı yapılabilmektedir.

### **SPT Denevi Sonuçlarına göre Taşıma Gücü Kapasitesi**

Kohezyonsuz zeminlere oturan sığ temellerin projelendirilmesinde iki koşul aranmaktadır:

- Göçmeye karşı emniyetin en az 2.0 olması,
- Oturmaların 25mm değerini geçmemesi,

Genel olarak çeşitli boyuttaki temeller üzerinde yapılan ölçümlerden temel genişliği  $B < 1.00$  m olması halinde taşıma gücünün kritik olduğu;  $B > 1.00$  m durumunda emniyetli taşıma gücünü oturmaların kontrol ettiği anlaşılmıştır (Berry ve Reid, 1987). Uygulamada temel genişliğinin genel olarak 1.00m'nin üzerinde olduğu dikkate alındığında, kohezyonsuz sığ temellerin oturma kriterine göre projelendirilmesi esas alınmaktadır. Genişliği  $B < 1.00$  m olan temellerde emniyetli net taşıma gücü değeri Şekil 3.19.'da verilen tasarım abaklarında eğimli doğru üzerinden okunmaktadır. Bu değer temelin toplam göçmeye karşı  $G.S = 2.00$  olduğu duruma karşıt gelmektedir.

Temel genişliği  $B > 1.00$  m olduğu durumda, Peck vd. (1974) tarafından önerilmiş olan ve standart penetrasyon direnci değerinden taşıma gücünü veren abaklarda temel genişliği (B) faktörü ortadan kalkmakta ve taşıma gücü aşağıda açıklanan kriterler yardımıyla hesaplanabilmektedir.

Yeraltı su seviyesinin temel kotu altından B veya daha derinde olması halinde net emniyetli taşıma gücü ( $q_{nem}$ ) aşağıda verilmiştir.

$$q_{nem}(kN/m^2) = 11 * N \quad (3.22)$$

Yeraltı suyu seviyesi temel seviyesinin üzerinde olması ( $0 < D_w < D$ ) durumunda

$$q_{nem}(kN/m^2) = 0.5 * 11 * N \quad (3.23)$$

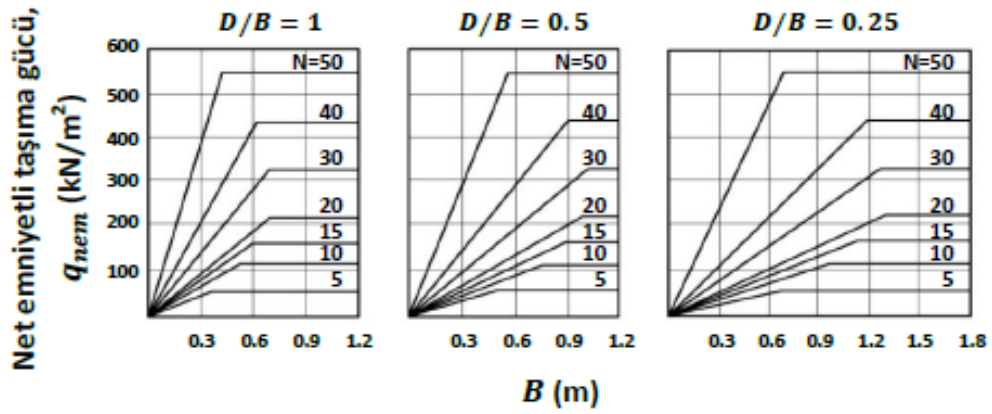
Yeraltı suyu seviyesinin  $D < D_w < D + B$  olması halinde ise,

$$q_{nem}(kN/m^2) = 11 * N * C_w \quad (3.24)$$

$$C_w = 0.5 + 0.5 \frac{D_w}{D + B} \quad (3.25)$$

Yeraltı suyu seviyesinin temel altından B veya daha derin olması durumunda yeraltı suyu düzeltilmesi yapılmamaktadır. Burada; D: temel derinliği,  $D_w$ : yeraltı suyu seviyesinin zemin yüzeyinden derinliği, N: temel seviyesinden 0.5B yukarısı ve 2B aşağısı aralığındaki zeminin N değerlerinin ağırlıklı ortalaması ve  $C_w$ : yeraltı suyu düzeltilmesi faktörüdür. Bu bağıntıda net emniyetli taşıma gücü temelde toplam oturmanın 25 mm'yi aşmaması kriterine göre verilmiştir. Müsaade edilir oturmaların ( $S_m$ ) bu değerden daha az veya daha fazla olması durumunda hesaplanan  $q_{nem}$  değeri ( $S_m/25$  mm) faktörü ile çarpılmalıdır.

Örneğin, radye temellerde genellikle 50 mm oturmaya müsaade edileceğinden net emniyetli taşıma gücü hesaplanan değer iki katı ( $22 * N$ ) olacaktır (Erol, 2014).



Şekil 3.19. Taşıma gücü abakları (Peck vd, 1974)

Bowles (1997)'da ise SPT deney verileri kullanılarak aşağıdaki formül önerilmiştir.

$$q_{nem} = \frac{N}{0,05} * K_d \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad B \leq 1,20m \quad (3.26)$$

$$q_{nem} = \frac{N}{0,08} * \left[ \frac{B+0,3}{B} \right]^2 * K_d \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad B > 1,20m \quad (3.27)$$

$$K_d = 1 + 0,33 * \frac{D}{B} \leq 1,33 \quad (3.28)$$

### Koni Penetrasyon Deneyi Sonuçlarına göre Taşıma Gücü Kapasitesi

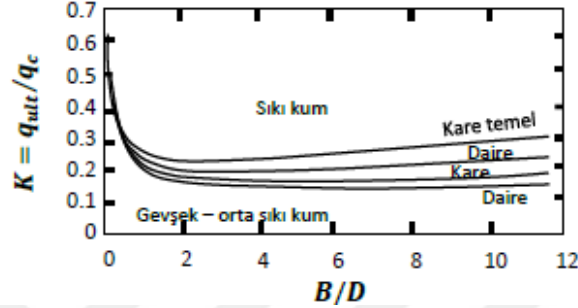
Meyerhof (1956) zeminin emniyetli taşıma gücü  $q_{nemn}$  ile koni penetrasyon uç direnci  $q_c$  arasında aşağıdaki bağıntıyı önermiştir. Bu yöntemde de oturma  $< 25$  mm kriteri geçerlidir.

$$q_{nemn} = \frac{q_c * B}{40} * \left[ 1 + \frac{D_f}{B} \right] (kN/m^2) \quad (3.29)$$

Eslamizaad ve Robertson (1996) nihai temel taşıma gücü için aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

$$q_{ult} = K * q_c (kN/m^2) \quad (3.30)$$

Yukarıda verilen ifadede K katsayısı Şekil 3.20.'den belirlenmektedir.



Şekil 3.20. K ve B/D ilişkisi (Eslamizaad ve Robertson (1996))

### **Presiyometre Denev Sonuçlarına göre Taşıma Gücü Kapasitesi**

Yüzeysel temellerde taşıma kapasitesi hesap yöntemi Menard (1963) tarafından geliştirilmiştir. Temel nihai taşıma gücü, eşdeğer net limit basınç ve temel seviyesindeki toplam düşey gerilme değerleri kullanılarak hesaplanabilmektedir (Erol, 2014). Arazide yapılan presiyometre deneyi sonucunda elde edilen limit basınç sonuçlarına göre taşıma kapasitesi hesabı yapılmaktadır. Presiyometre deneyi her türlü zeminde ve kayalarda yapılabilmektedir.

$$q_{sınır} = (k_p * P_{LNe}) + \sigma_{vo} \quad (3.31)$$

$$q_{emniyetli} = \frac{(k_p * P_{LNe})}{F.S} + \sigma_{vo} \quad (3.32)$$

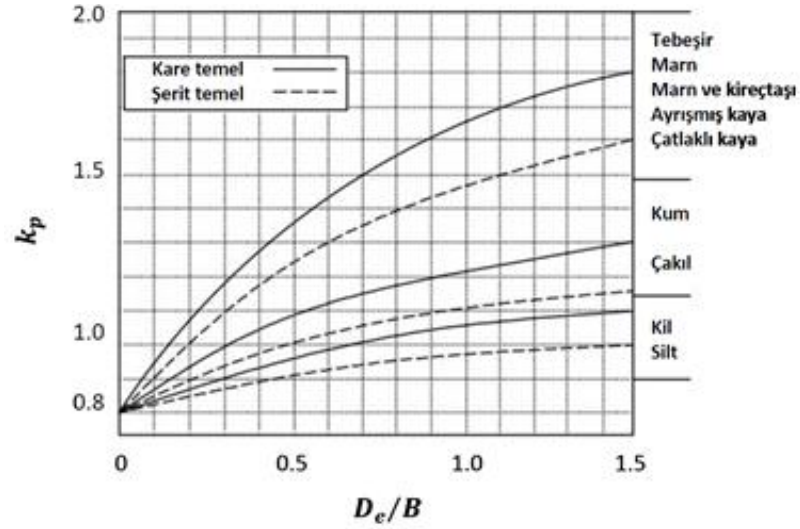
$$q_{net\ emniyetli} = \frac{(k_p * P_{LNe})}{F.S} \quad (3.33)$$

Zeminin taşıma gücü yukarıdaki formüllerden hesaplanmaktadır.

Çizelge 3.11. Temel şekline bağlı olarak yüzeysel taşıma gücü faktörü (Clarke, 1995)

Temel	k <sub>p</sub>
Kare veya Daire	k <sub>p</sub>
Şerit	k <sub>p</sub> /1,2
Dikdörtgen	(k <sub>p</sub> /1,2) + (k <sub>p</sub> /0,6) B/L





Şekil 3.21. Yüzeysel temeller için taşıma gücü faktörü (Clarke, 1995)

$$P_{LNe} = \sqrt[n]{P_{LN1} * P_{LN2} * P_{LN3} * \dots * P_{LNn}} \quad (3.34)$$

$$D_e = \frac{1}{P_{LNe}} * \sum_0^D P_{LNi} \Delta Z_i \quad (3.35)$$

$D_e$ : Eş değer temel derinliği

$D_f$ : Temel derinliği

$\Delta z_i$ : Deney katman kalınlıkları

$P_{LNi}$ : Yüzeyle temel arasında kalan net limit basınç değerleri

$k_p$ : Taşıma gücü faktörü (Çizelge 3.11.'den belirlenir.)

$k_p$ : Taşıma gücü faktörü (Şekil 3.21.'den belirlenir.)

Güvenlik katsayısı hesaplamalarda 3,00 olarak alınmaktadır.

$P_{LNe}$ : Temel altındaki gerilme etki alanı içerisindeki eşdeğer limit basınçtır. Temel seviyesinden  $\pm 1.5B$  zonu aralığındaki net limit basınç değerlerinin geometrik ortalamasıdır.

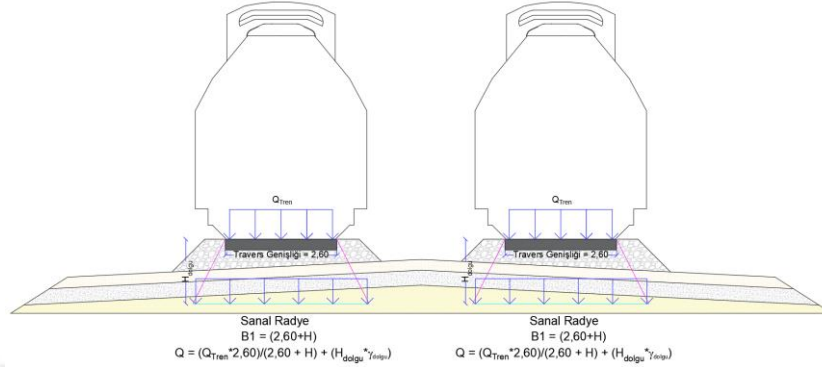
### 3.4 Demiryolu Hatlarında Oturma Hesapları

Zemin üzerine inşa edilen yapılardan, dolgulardan temel zemine aktarılan yükler ve diğer dış yükler altında zeminde deformasyonlar meydana gelmektedir. Genel olarak oturmalar 3 bileşenden oluşmaktadır. Bu oturmalar dinamik yükler altında (elastik) oturma, konsolidasyon oturmaları ve bu 2 bileşenin toplamı toplam oturmalarıdır.

Konsolidasyon oturmaları sadece killerde olmaktadır. Oturma miktarı  $S$  veya  $\Delta H$  simgeleriyle de ifade edilmektedir (Uzuner, 2007).

### 3.4.1 Dinamik yükler altında oturma (elastik oturmalar)

Demiryolu trafiği altında tren hareketinden dolayı dinamik olarak etkiyen yük mevcuttur. Bu dinamik etki ve yapılan dolgular zeminde deformasyonlara yol açabilmektedir.

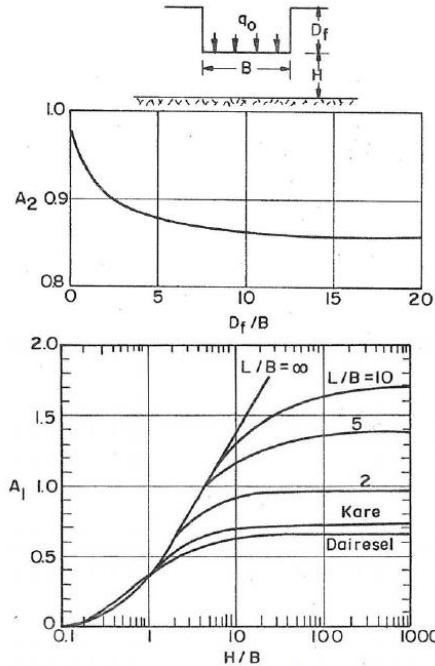


Şekil 3.22. Dinamik yükler altında gerilme dağılımı

Doygun kohezyonlu zeminlerde elastik oturmalar elastik teori kullanılarak ve poisson oranının 0,50 değeri için hesaplanmaktadır. Janbu vd. (1956) doygun killer üzerine oturan esnek temellerde ortalama elastik oturmaların hesaplanmasında aşağıdaki yöntemin kullanılmasını önermişlerdir;

$$S_i = A_1 * A_2 * \frac{q_0 * B}{E_s} \quad (3.36)$$

Yukarıda verilen formüldeki  $A_1$  ve  $A_2$  katsayıları Şekil 3.23.'ten belirlenebilmektedir.



Şekil 3.23.  $A_1$  ve  $A_2$  faktörleri (Das, 2007)

Yukarıda verilen bağıntının yanında kil ve kum birimlerde elastik oturma hesaplarında genel olarak Harr (1966) tarafından önerilen aşağıdaki bağıntı kullanılmaktadır.

$$S_i = (q * B/E) (1 - v^2) \quad (3.37)$$

Buna göre;

$S_i$ : Oturma miktarı

$q$ : Zemine etkiyen gerilme

$B$ : Yükün etkidiği genişlik

$E$ : Elastisite modülü

$v$ : Poisson oranı

$I_s$ : Şekil faktörü (Çizelge 3.12. aracılığıyla belirlenmektedir.)

**Çizelge 3.12.** Oturmalar için şekil faktörü (R.F. Craig Soil Mechanics)

Temel Şekli	Şekil Faktörü			
	Merkez	Köşe	Ortalama	
Daire	1,00	0,64	0,85	
Kare	1,12	0,56	0,95	
Dikdörtgen	L/B	Merkez	Köşe	Ortalama
	1,50	1,36	0,68	1,20
	2,00	1,53	0,77	1,31
	5,00	2,10	1,05	1,83
	10,00	2,52	1,26	2,25
	100,00	3,38	1,69	2,96

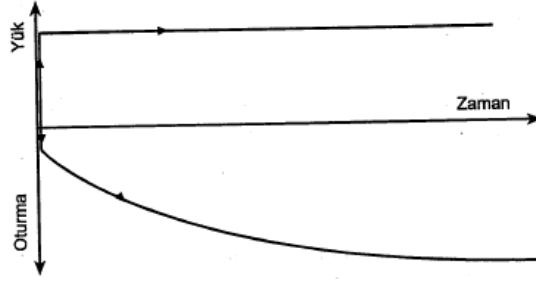
### 3.4.2 Konsolidasyon oturması

Terzaghi konsolidasyon teorisi geçirimsiz zeminde sıkışmanın sadece yüklenme sonucu dışarıya kaçamadığı için oluşan fazla boşluk suyu basınçlarının zaman içinde sönmülmesinden kaynaklandığını kabul etmektedir. Başlangıçta uygulanan gerilme, ilk aşamada su tarafından taşınırken zaman içinde boşluk suyu basıncının sönmülmesiyle yük danelere aktarılacağından boşluk suyu basıncı sıfıra doğru azalırken efektif gerilme yükselecektir. Kohezyonlu zeminlerde (suya doymuş) oturma olayı, boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı çıkması, düşük geçirimsizlikten dolayı uzun zamanlarda meydana gelmektedir. Zeminlerin inşalara izin sağlaması için gereken

koşullardan taşıma gücü koşulunun yanında, oturma koşulu da aynı anda sağlanmalıdır. Oturma koşuluna göre temellerin oturmaları, izin verilebilir oturma değerlerini aşmamalıdır.

Oturma hesaplarında kullanılan gerilme artışı,  $\Delta q'$  yüzey yüklemesinden, yeraltı su düzeyinin değişmesi vb. nedenlerden dolayı oluşabilir. Oturma hesaplarında net gerilme artışı kullanılır. Net gerilme artışı belli bir düzeydeki gerilmedeki, var olan gerilmeye göre meydana gelen gerilme değişikliğidir.  $\Delta q'$  yüzeysel yüklerden oluşuyorsa, dikkate alınan yüzeysel yük, net yüzeysel yük olmalıdır (Önalp, 2013).

Kohezyonlu birimlerde oluşacak oturmalar sabit yük altında zamanla doğru orantılı olarak artar ve belirli süre içerisinde tamamlanır (Şekil 3.24.).



Şekil 3.24. Kohezyonlu zeminlerde zamanla oturma arasındaki ilişki

$$S = \Delta q' * H * m_v * \mu \text{ formülü aracılığıyla hesaplanmaktadır.} \quad (3.38)$$

$S$ : Konsolidasyon oturması

$\Delta q'$ : Tabaka ortasında meydana gelen net gerilme artışı

$H$ : Sıkışabilir tabaka kalınlığı

$m_v$ : Hacimsel sıkışma katsayısı

$\mu$ : Reolojik faktör

Normal konsolide zeminlerde konsolidasyon oturmaları hacimsel sıkışma katsayısı dışında sıkışma indisi kullanılarak da hesaplanabilmektedir. (Denklem 3.39)

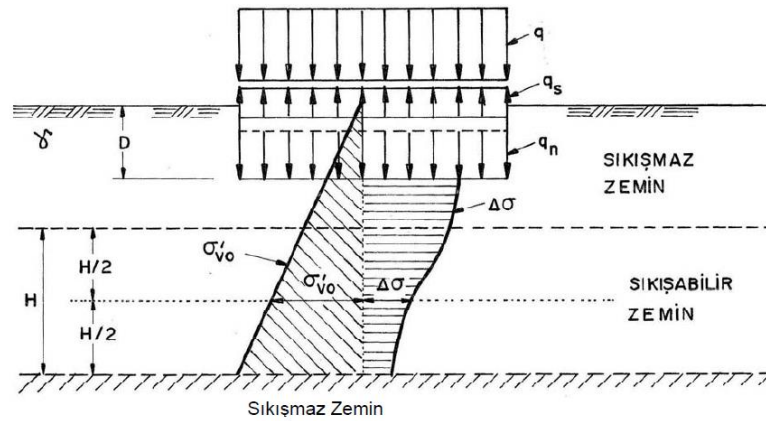
$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} * H * \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \quad (3.39)$$

$\sigma'_{v0}$ ; Sıkışabilir zemin tabakasındaki ortalama efektif gerilme

$\Delta\sigma$ ; Zemin tabakasındaki meydana gelen net gerilme artışı

$C_c$ ; Sıkışma indisi

$e_0$ ; Zeminin doğal boşluk oranı



Şekil 3.25. Konsolidasyon oturması prensibi

Killi birimlerde konsolidasyon oturmasında gerilme dağılımı ve tabaka ortasına etkiyen gerilmeler Şekil 3.25.'te verilmiştir.

Aşırı konsolide killerde konsolidasyon oturması aşağıdaki formüller yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$\sigma'_{v0} + \Delta\sigma < P'_c \text{ için } S = \frac{C_r}{1 + e_0} * H * \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \quad (3.40)$$

$$\sigma'_{v0} < P'_c < \sigma'_{v0} + \Delta\sigma \text{ için } S = \frac{C_r}{1 + e_0} * H * \log \frac{P'_c}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} * H * \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma}{\sigma'_{v0}} \quad (3.41)$$

Yukarıda verilen formüllerdeki;

$C_r$ ; Konsolidasyon deneyinde belirlenen yeniden yükleme indisi

$P'_c$ ; Konsolidasyon deneyinde belirlenen ön konsolidasyon basıncı

Yukarıda normal ve aşırı konsolide killer için verilen konsolidasyon oturması formüllerini sonrasında belirlenen oturmalarda bazı düzeltmeler yapılmaktadır. Yukarıda verilen formüllerde kullanılan parametreler elde edilirken zeminin yanal deformasyonu önlenmektedir. Ancak gerçekte yük uygulanan zeminlerde konsolidasyona bağlı deformasyonlar üç boyutta oluşmaktadır. Bu yüzden hesaplanan oturmalar Skempton – Bjerrum (1957) tarafından verilen düzeltme faktörü  $\mu$  ile düzeltilmektedir.

$\mu$ : Kilin konsolidasyon geçmişine bağlı olarak verilen katsayıdır. Normal konsolide killerde 0,60 – 1,00 arasında olup, aşırı konsolide killerde 0,40 – 0,70 arasında değişmektedir (Uzuner, 2007).

$$S = S_{od} * \mu \quad (3.42)$$

Demiryolu hatlarında ilk olarak dolgu ve demiryolu yüklerinden dolayı elastik oturmalar gerçekleşir ve bunu takiben yapılan gövde dolgusu kil zeminlerde konsolidasyon oturması meydana getirir. Bu oturmalar sonrasında hatta deformasyonlar gerçekleşmektedir.

### 3.4.3 Arazi deneyleri verileriyle oturmaların hesaplanması

Arazi deneyi verileri kullanılarak, yapılacak yapılar altında oluşacak oturmaların hesaplanması mümkündür. Standart penetrasyon deneyi, koni penetrasyon deneyi ve presiyometre deneyi verileri kullanılarak zeminlerde oluşacak oturmalar hesaplanabilmektedir.

#### 3.4.3.1 Standart penetrasyon deneyi verileriyle oturmaların belirlenmesi

Burland ve Burbiridge (1985) tarafından 200'den fazla oturma ölçümünü inceleyerek kohezyonsuz (granüler) zeminlerde oturmaların standart penetrasyon deneyinde ölçülen darbe sayısı ile tahmin edilmesine yönelik bir metod geliştirmişlerdir.

$$I_c = (1,71)/(N')^{1,4} \quad (3.43)$$

$I_c$  = Sıkışabilirlik indisi

$N$  = Gerilme Etki alanı içindeki SPT-N değerlerinin ortalaması

Orta sıkı kumlarda oturmalar aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$S_i = q_n * B^{0,7} * I_c \quad (3.44)$$

$S_i$ ; Oturma miktarı (mm)

$q_n$ ; Zeminde meydana gelen net gerilme artışı ( $\text{kN/m}^2$ )

$B$ : Temel genişliği (m)

İnce kum ve siltli kumlarda  $N$  değeri aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanmakta ve Denklem 3.44 yardımıyla ince kum ve siltli kumlarda oluşacak oturmalar belirlenmektedir. Bu metotta SPT-N direncinde yeraltı suyu etkisi veya düşey gerilmelere göre düzeltme yapılmamaktadır.

$$N = 15 + \frac{1}{2} * (N_F - 15) \quad (3.45)$$

$N_F$ ; Arazide ölçülen SPT-N değeri

Çakıllı kumlarda ise  $N$  değerinin %25 artırılması önerilmektedir. (Yüksel Proje, 2007)

Denklem 3.44 yardımıyla hesaplanan oturmalar temel geometrisine ( $f_s$ ), oturacağı öngörülen tabaka kalınlığına ( $f_1$ ) ve zaman faktörüne ( $f_t$ ) bağlı olarak düzeltilmelidir.

$$f_s = \left[ \frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^2 \quad (3.46)$$

$$f_1 = \frac{H}{Z_I} * \left( 2 - \frac{H}{Z_I} \right) \quad (3.47)$$

$$f_t = 1 + R_3 + R_t * \log \frac{t}{3} \quad (3.48)$$

Yukarıda verilen denklemlerde;

L: Temel uzunluğu

B: Temel genişliği

$Z_I$ : Gerilmenin etkidiği etki alanı

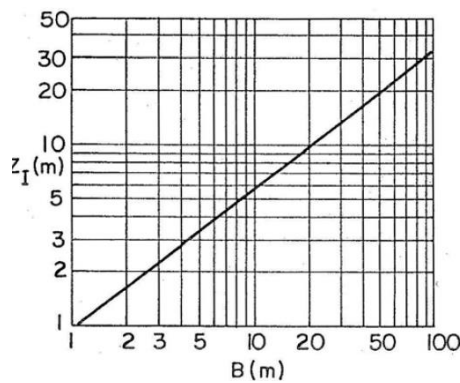
H: Sıkışabilir tabaka kalınlığı

Statik yükler için  $R_3=0,30$ ,  $R_t=0,20$

Dinamik yükler için  $R_3=0,70$ ,  $R_t=0,80$

t; Hesaplanan yıl sayısı

Bu metotta tanımlanan etki alanının standart penetrasyon direncinin (N) derinlikle azaldığı hallerde  $Z_I=2B$  alınması; N değerlerinin derinlikle artması veya sabit kalması halinde  $Z_I$  değerinin Şekil 3.26.'dan bulunması önerilmektedir. Hesaplanacak ortalama N değeri temel altındaki  $Z_I$  etki alanı derinliği boyunca ölçülen penetrasyon dirençlerinin aritmetik ortalaması olarak hesaplanmalıdır.



Şekil 3.26. Etki alanı derinliği (Craig, 1988)

Zeminlerde düşey gerilmelerin derinlikle olan değişimi hesaplanırken Şekil 3.26'dan yararlanılmaktadır.

### 3.4.3.2 Koni penetrasyon deneyi (CPT) verileriyle oturmaların belirlenmesi

Kum zeminlerde oturma hesaplarında genellikle Schmertman vd. (1978) tarafından önerilen yöntem kullanılmaktadır. Bu yöntemde kum birimlerindeki oturmalar aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$S = C_1 * C_2 * q_n \sum_0^{Z_I} \frac{I_z}{E_s} * \Delta_Z \quad (3.49)$$

$$C_1 = 1 - 0,5 * \left[ \frac{\sigma'_{v0}}{q_n} \right] \quad (3.50)$$

$$C_2 = 1,2 + 2 * \log t \quad (3.51)$$

Yukarıda verilen denklemlerde;

$q_n$ ; Net temel gerilmesi

$\sigma'_{v0}$ ; Temel seviyesindeki efektif sürşarj gerilmesi

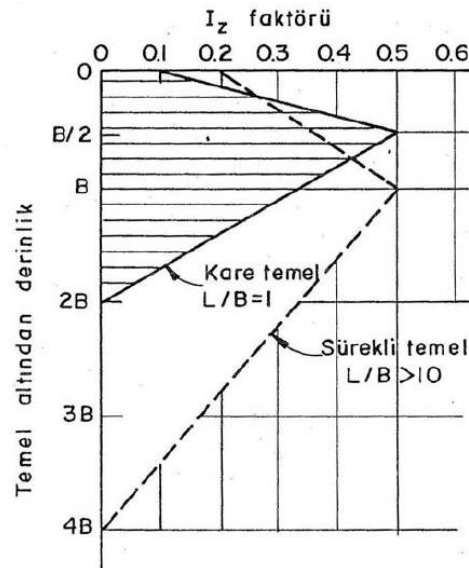
$E_s$ ; Zeminin Elastisite modülü

$I_z$ ; Birim deformasyon etki modülü (Şekil 3.27.'den belirlenmektedir.)

$Z_I$ ; Temel altındaki oturmaların oluşacağı derinlik (Sıkışabilir tabaka kalınlığı) Kare temellerde  $Z_I = 2B$ , sürekli temellerde  $Z_I = 4B$ ,

$t$ ; Oturmaların hesaplandığı yıl sayısı

$$E_s = 2 * q_c \quad (3.52)$$



Şekil 3.27.  $I_z$  (Birim deformasyon etki modülü)



### 3.4.3.3 Presiyometre verileriyle oturmaların belirlenmesi

Presiyometre deneyi diğer arazi deneylerine kıyasla zeminin elastisite modülü ve dayanımının doğrudan ölçülmesidir. Çok değişken katmanlı zemin birimlerinde uygun sonuçlar vermektedir.

Presiyometre deneyi verileri ile zeminlerde oluşacak oturmalar aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$S = \frac{2 \times q_n \times B_0}{9 \times E_p} \times \left[ \lambda_2 \times \frac{B}{B_0} \right]^a + \frac{a \times q_n \times \lambda_3 \times B}{9 \times E_p} \quad (3.53)$$

S; Oturma Miktarı

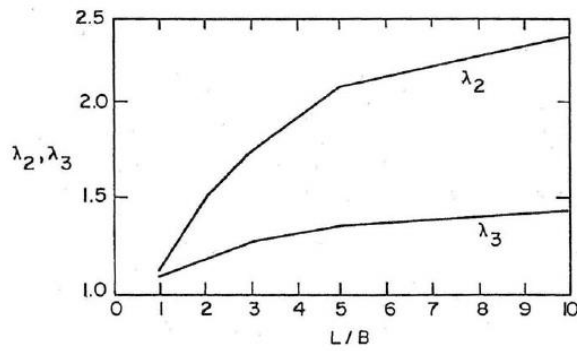
$q_n$ ; Net gerilme artışı

$B_0$ ; 0,60

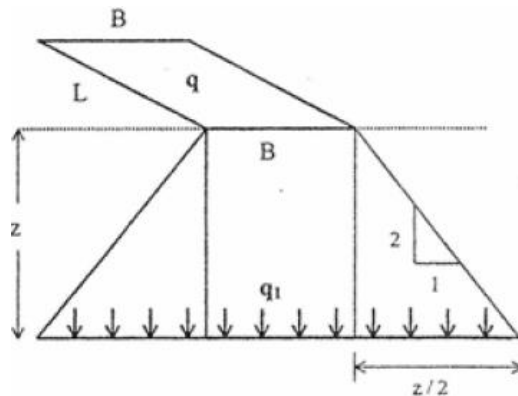
$\lambda_2 - \lambda_3$ ; Şekil Faktörleri (Şekil 3.28.)

B; Temel Genişliği

a; Reolojik Faktör



Şekil 3.28. Oturma hesabında kullanılan  $\lambda_2 - \lambda_3$  şekil faktörleri

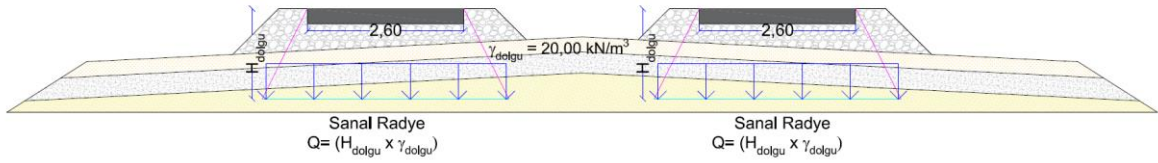


$$q_f = \frac{qBL}{(B+z)(L+z)}$$

b) 1:2 Yaklaşımı

Şekil 3.29. Zeminde gerilme dağılımı (Geleneksel Yöntem)

Şekil 3.29.'da demiryolu dolgusundan etkiyen yüklerin zemin içerisinde oluşturduğu gerilme dağılımına yer verilmiştir. Üstyapıdan etkiyen yükler geleneksel yöneme göre zemin içerisinde 2 düşey / 1 yatay doğrultuda dağılım göstermektedir.



Şekil 3.30. Demiryolu dolgusu altında konsolidasyon oturması

Şekil 3.30.'da demiryolu dolgusundan dolayı oluşan gerilme artışının zeminde dağılımı gösterilmektedir.

### 3.5 PLAXIS 2D Programı ile Demiryolu Hatlarında Oturmaların Kontrolü ve Belirlenmesi

Analitik olarak yapılan oturma hesapları PLAXIS 2D bilgisayar programıyla da analiz edilmektedir. Çözümlemek üzere seçilen kesit PLAXIS 2D bilgisayar programında modellenmekte ve uygun görülen zemin parametreleri altında çözümlenerek, gerçekleşecek oturmalar belirlenmektedir.

PLAXIS, derin kazılar, tüneller, şev stabilitesi, taşıma gücü, konsolidasyon ve benzeri zemin mekaniği ve temel mühendisliği problemlerinin çözümünde kullanılan ve sonlu elemanlar yöntemini kullanan bir programdır (Öncü, 2009). PLAXIS bilgisayar programı, çeşitli geoteknik uygulamalar için deformasyon oluşturan ve stabilite analizi yapan sonlu eleman programıdır. Program kullanışlı bir ara yüzüne sahip olduğundan; kullanıcı kolaylıkla ve hızlıca bir geometri modellemesi yapabilmekte, hücre ağı oluşturabilmektedir. Geoteknik bir problemde PLAXIS programını kullanmanın avantajları şu şekilde özetlenebilir:

- Bilgisayar kullanıldığından hızlı bir modelleme ve sonuca ulaşma imkânı sağlamaktadır.
- Geliştirilen sonlu eleman formülasyonu birçok probleme uygulanabilmektedir,
- Karmaşık geometri, yükleme, sınır koşulları ve malzeme durumu dikkate alınabilmektedir.
- Yer değiştirme, akım potansiyeli vb. bilinmeyenler ile gerilme, şekil değiştirme, akım miktarı, hız gibi bilinmeyenler birlikte analize alınabilmektedir.

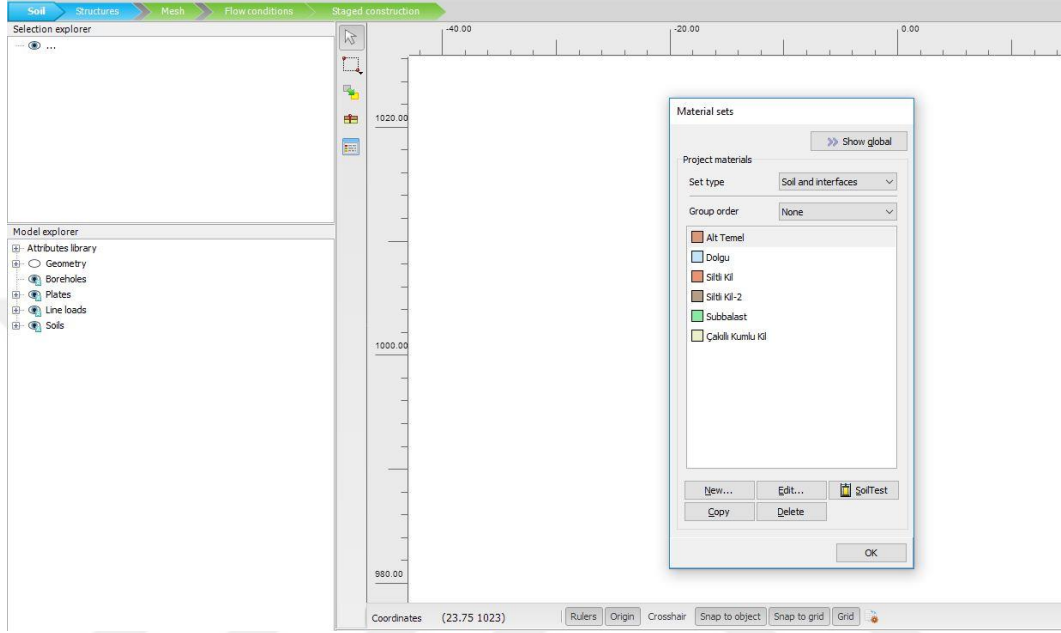
PLAXIS programı ile sonlu eleman analizi yapabilmek için ilk olarak kullanıcı X-Y iki boyutlu düzleminde temel olarak noktalardan, çizgilerden ve hücrelerden oluşan bir geometri oluşturmalıdır. Bu geometri modeli, farklı zemin tabakalarını, yapısal elemanları, inşa aşamalarını ve yükleri kapsamalıdır.

Program ile geometri modeli oluştururken kullanılan noktalar, çizgilerin başlangıç ve bitişini oluştururlar ve aynı zamanda ankraj, nokta kuvvetler gibi durumların yerlerini belirlemede kullanılır. Çizgiler ise oluşturulacak geometrik modelinin fiziksel sınırlarını, model sınırlarını, geometrinin süreksizliklerini, farklı tabakalarını, ayrımını veya inşa aşamalarını belirlemede kullanılır. Bir doğrunun farklı fonksiyonları ve özellikleri olabilir. Hücreler, çizgilerle kapatılmış alanlardır. Program, çizgilerin tanımlanmasıyla oluşan hücreleri otomatik olarak tanır. Hücre içinde zeminin özellikleri homojen olacağından, zemin tabakalarını oluşturan parçalar olarak düşünülebilir. Geometri modeli oluşturulduktan sonra, sonlu elemanlar modeli program tarafından otomatik olarak oluşturulur.

PLAXIS programında hesaplama işlemine geçmeden önce başlangıç koşulları belirlenir. Eğer zeminde mevcut ise yeraltı su seviyesi çizilir ve boşluk suyu basıncı hesaplanır. Zemin, yapısal elemanın olmadığı ilk haline getirilir ve efektif gerilmeler belirlenir. Daha sonra gerekli komutlar kullanılarak zemin son haline alınır ve programa hesaplama yaptırılır. Böylelikle zeminin ve varsa yapısal elemanların davranışları gözlemlenebilir. İstenilen grafikler ve çizelgeler programdan elde edilebilir.

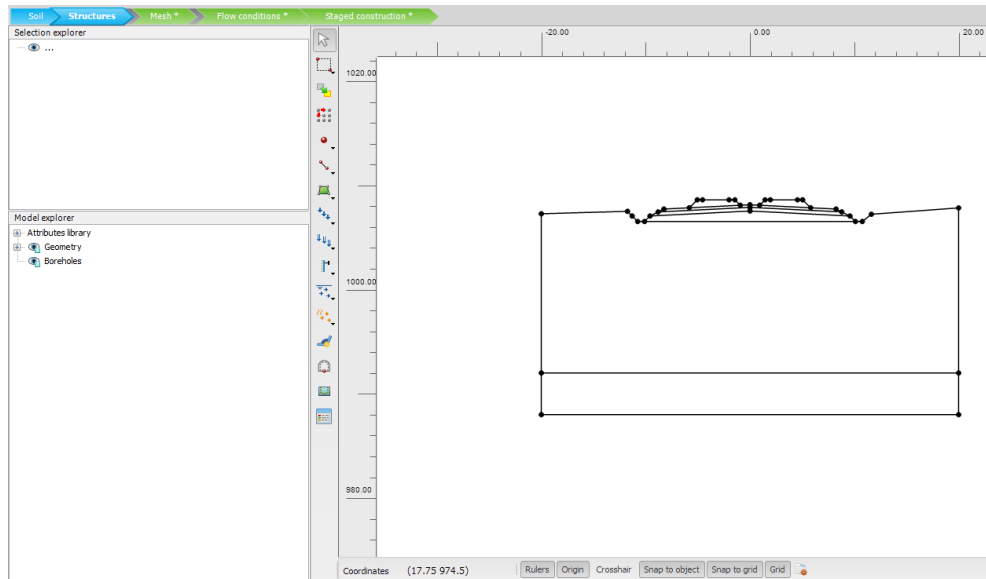
**PLAXIS 2D bilgisayar programında geoteknik analizler yapılırken çözüm aşamaları aşağıdaki gibi ilerlemektedir.**

PLAXIS 2D bilgisayar programında yapılacak analizlere başlarken ilk önce zemin ve yapısal malzemelerin parametre ve kesit özellikleri oluşturularak başlanır (Şekil 3.31.).



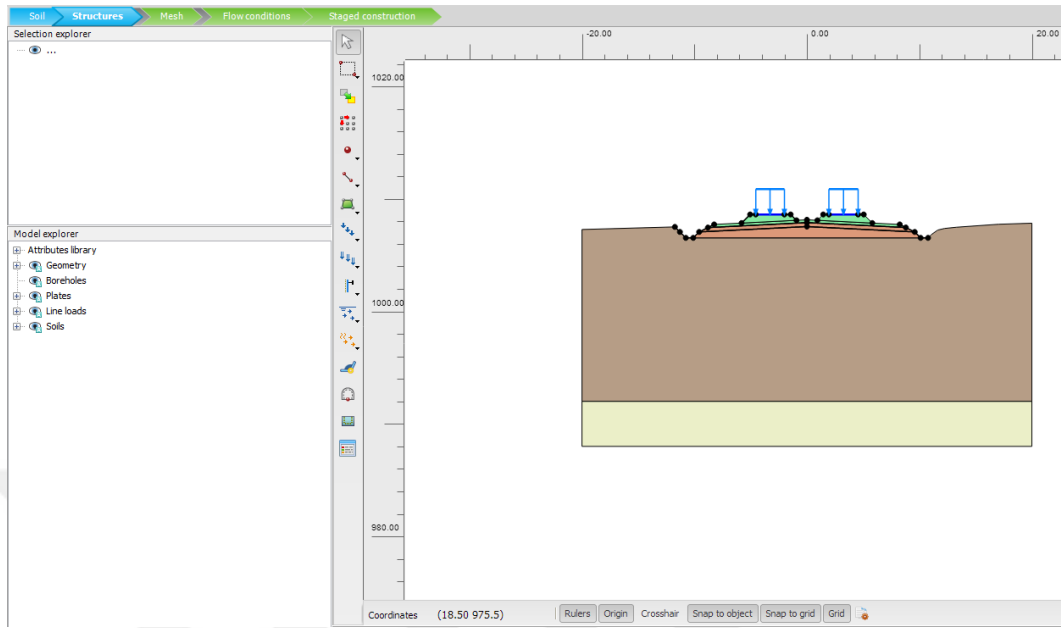
**Şekil 3.31.** Zemin ve yapısal malzemelerin tanımlanması

Zemin ve yapısal malzemelerin tanımlanmasının ardından programda Structures sekmesinden analiz edilecek geometri uygun ölçekte modellenir (Şekil 3.32.).



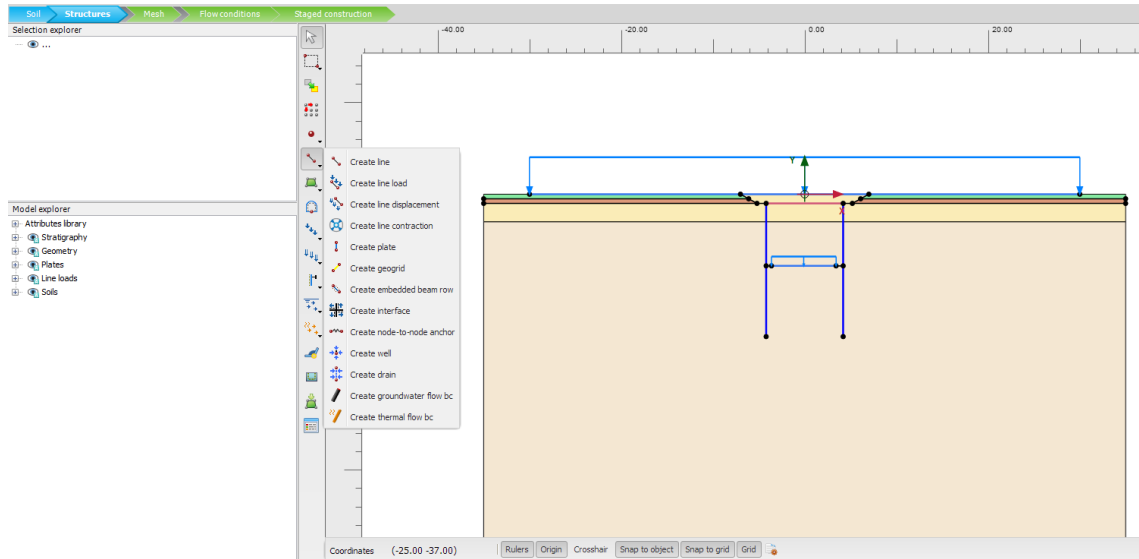
**Şekil 3.32.** Geometrinin oluşturulması

Geometrinin oluşturulmasının ardından zemin katmanları oluşturulur ve tüm malzemeler oluşturulan modelde yerine atanır (Şekil 3.33.).



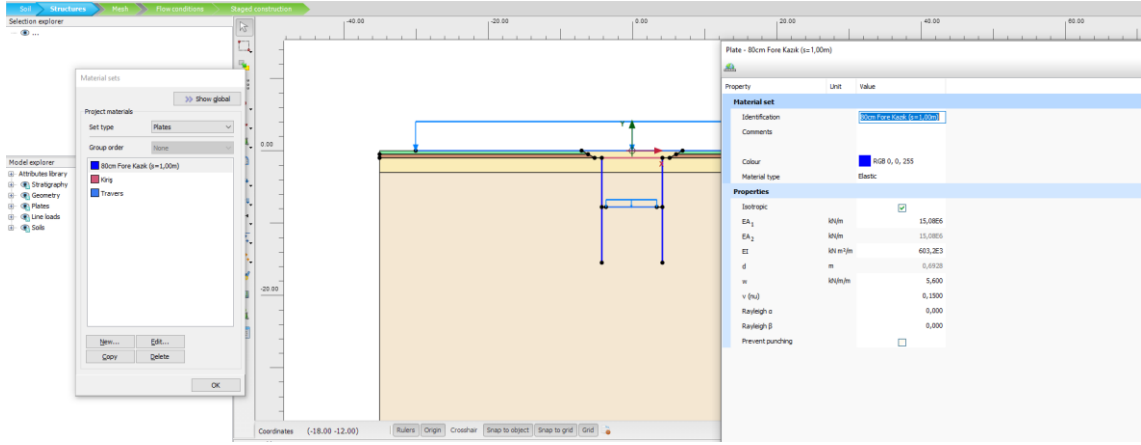
Şekil 3.33. Zeminlerin modellenmesi ve malzeme özelliklerinin atanması

Şekil 3.34'te gösterildiği gibi (kazık – kiriş – temel vb.) elemanlar create plate seçeneği ile oluşturulur.



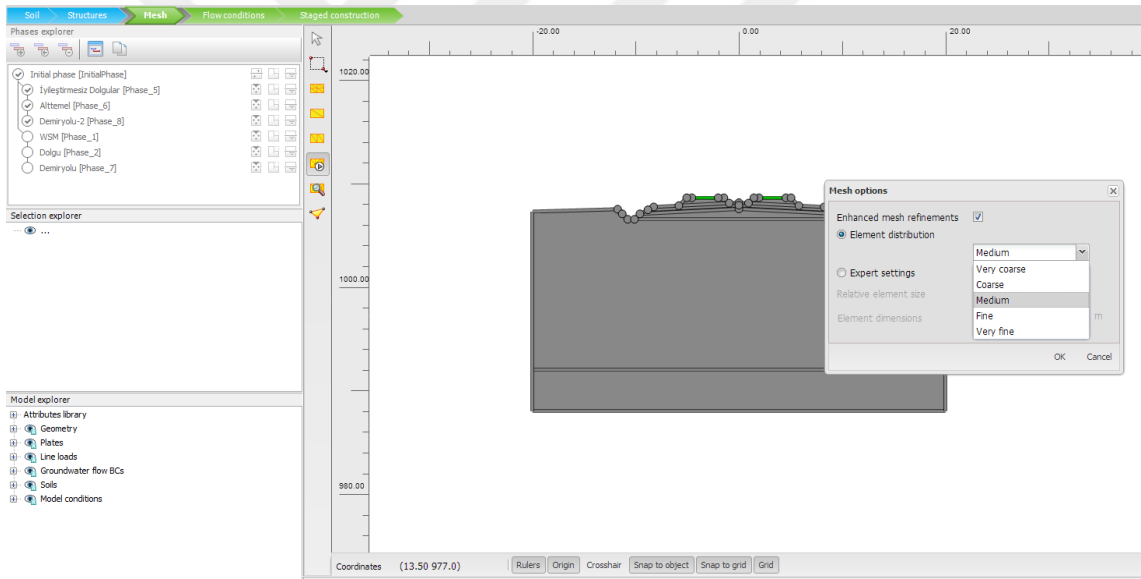
Şekil 3.34. Yapısal elemanların modellenmesi

Yapısal elemanlar kiriş, kazık, temel Şekil 3.34'te bahsedildiği gibi oluşturulduktan sonra malzeme özellikleri yapısal elemanlara atanır (Şekil 3.35.).



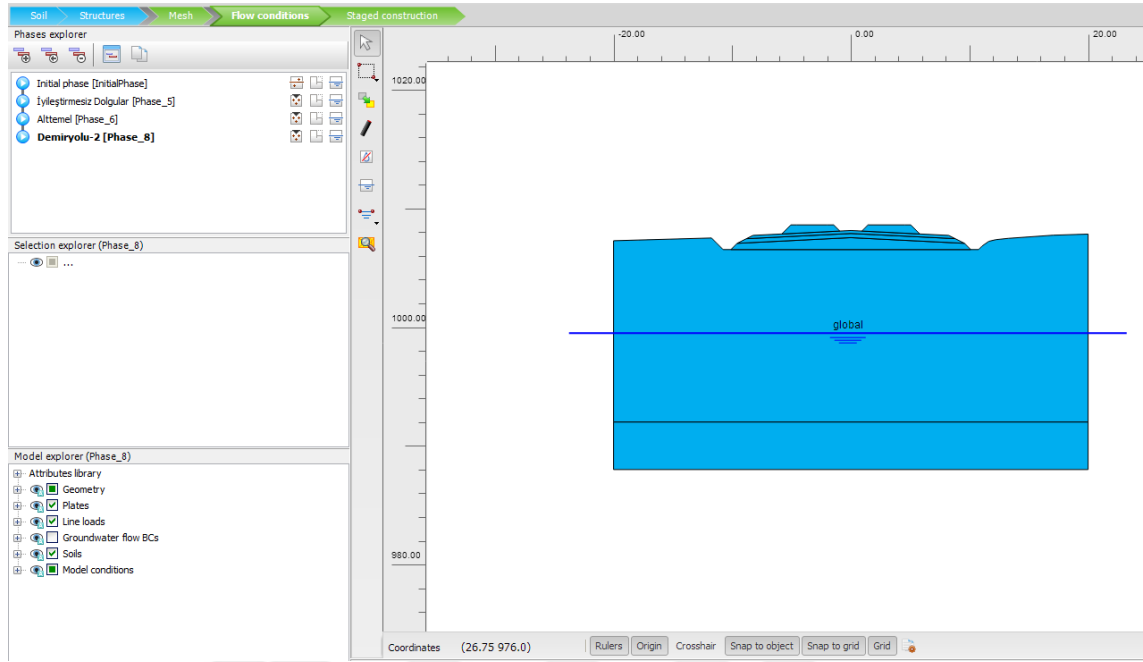
Şekil 3.35. Yapısal elemanların modellenmesi ve malzeme özelliklerinin atanması

Daha sonraki aşamada oluşturulan model mesh sekmesi ile ağ oluşturulur. Yani zemin küçük elemanlara ayrılır (Şekil 3.36.).



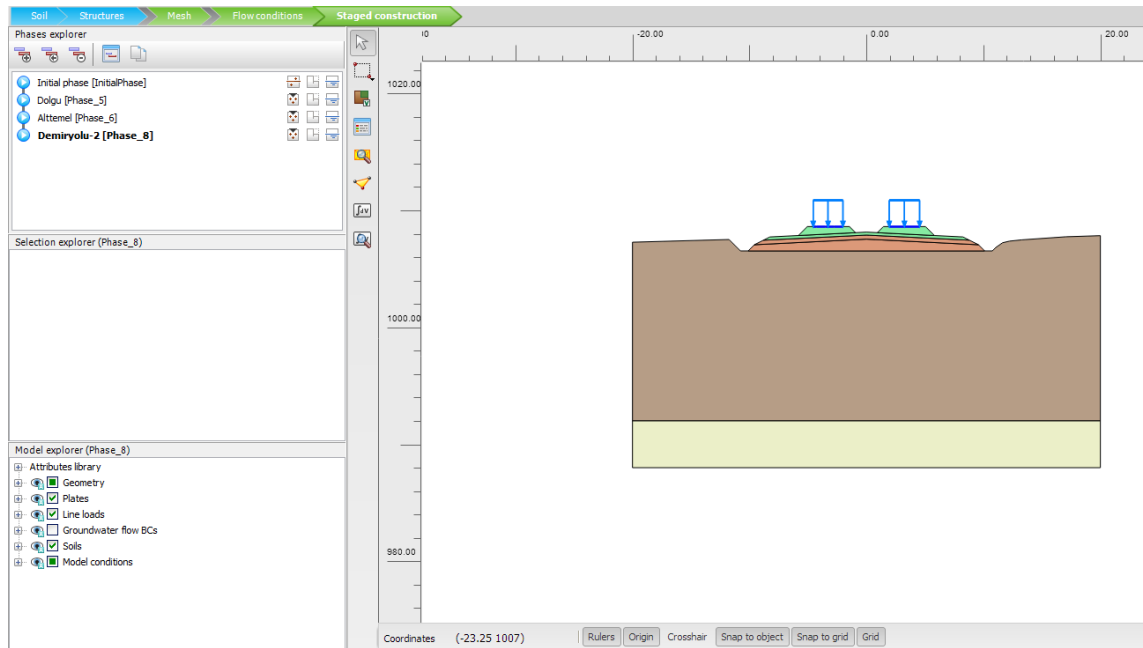
Şekil 3.36. Oluşturulan modelin küçük parçalara ayrılması (meshed)

Flow conditions sekmesinden zemindeki su seviyesi ve sınır koşullar oluşturulur (Şekil 3.37.).



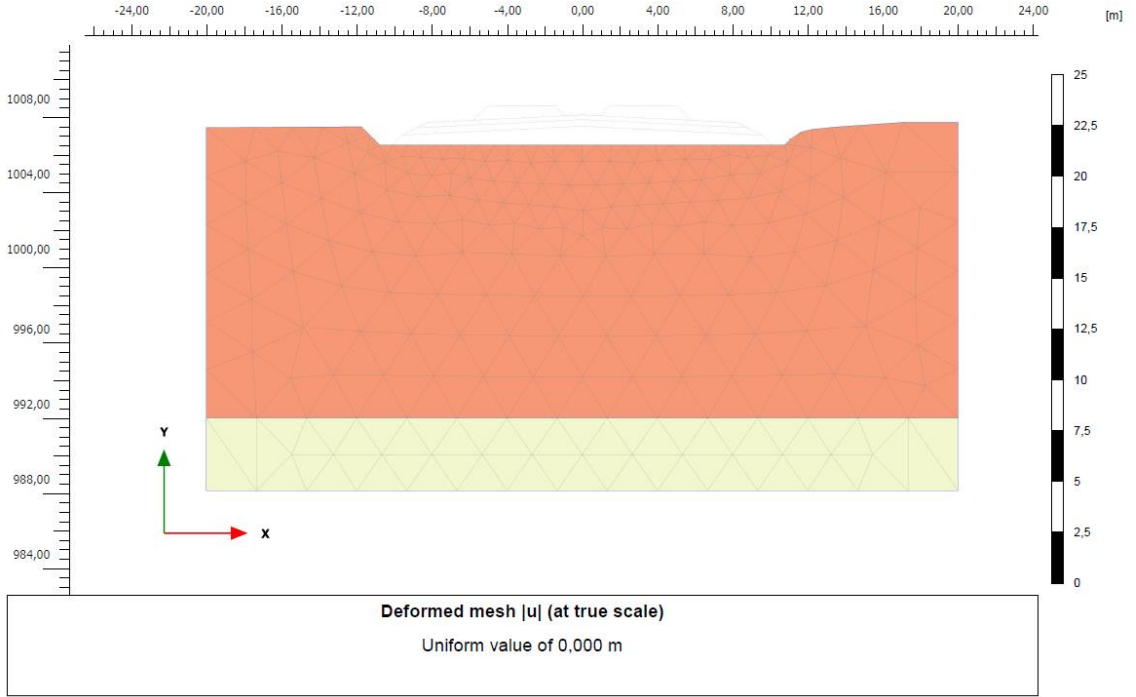
Şekil 3.37. Yeraltı su seviyesi ve sınır koşulların oluşturulması

Modelleme aşamalarından sonra inşaat kademeleri oluşturularak model analiz edilir (Şekil 3.38.).

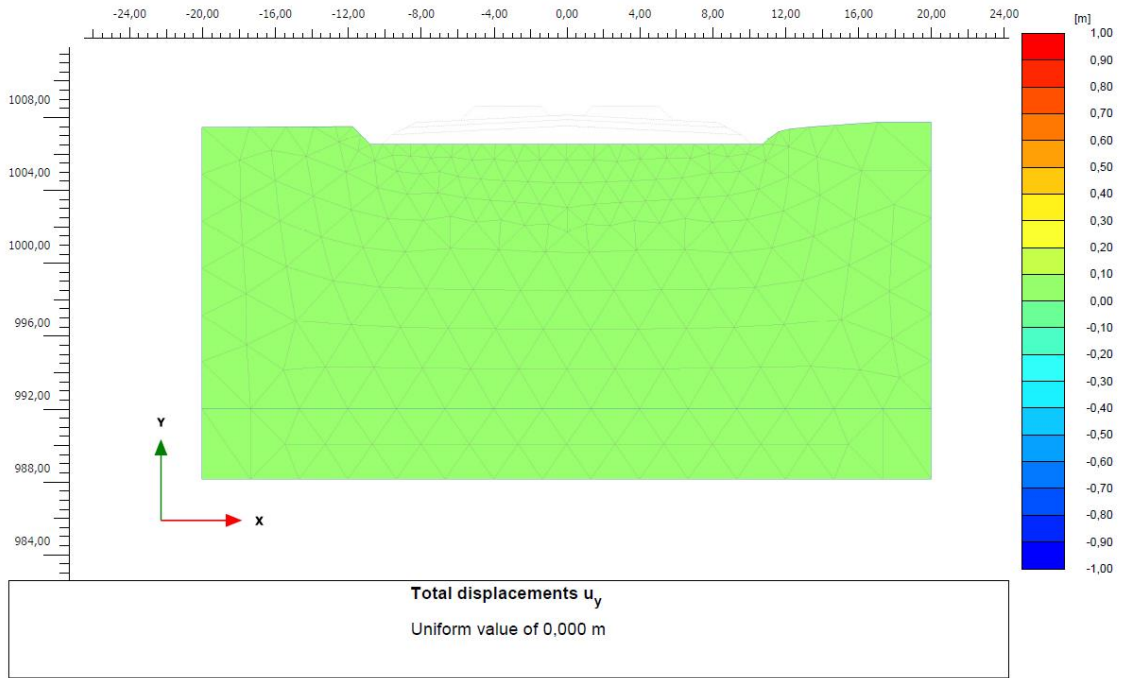


Şekil 3.38. İnşaat kademelerinin oluşturulması ve çözüm

Yapılan analiz sonucunda sistemde oluşan deformasyonlar ilgili programın Output kısmından görülmektedir. Aşağıdaki şekillerde inşaat kademelerine göre sırasıyla oluşan deformasyonlar verilmiştir (Şekil 3.39. - Şekil 3.44.).

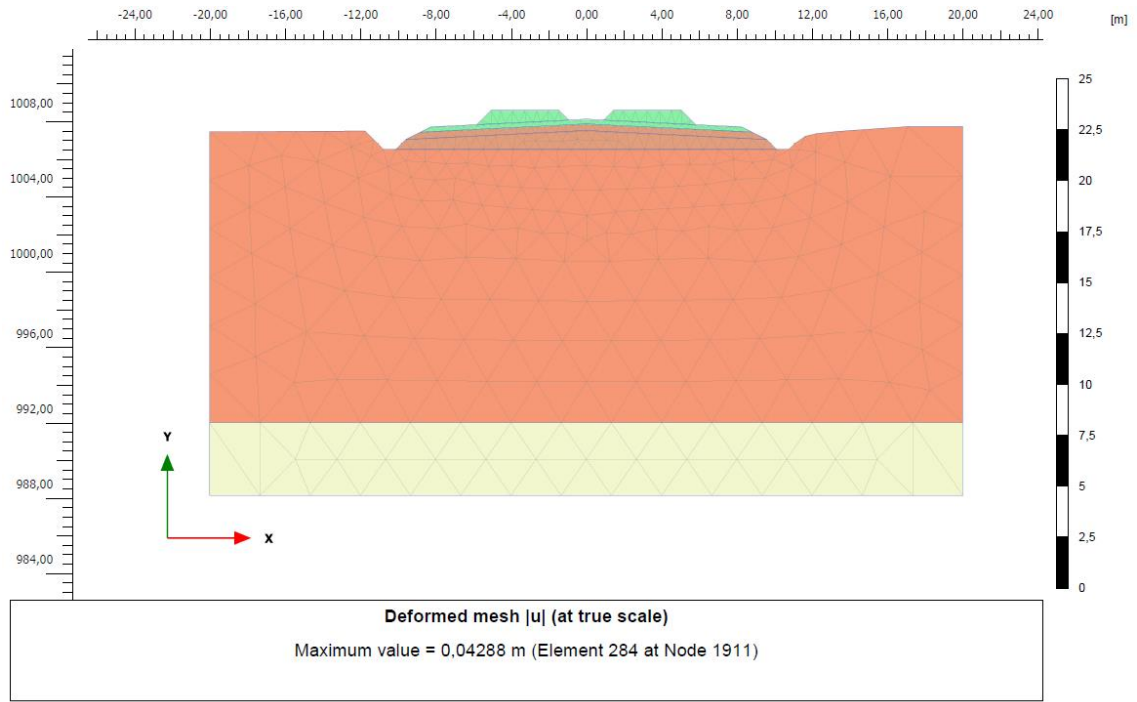


Şekil 3.39. Mevcut durum

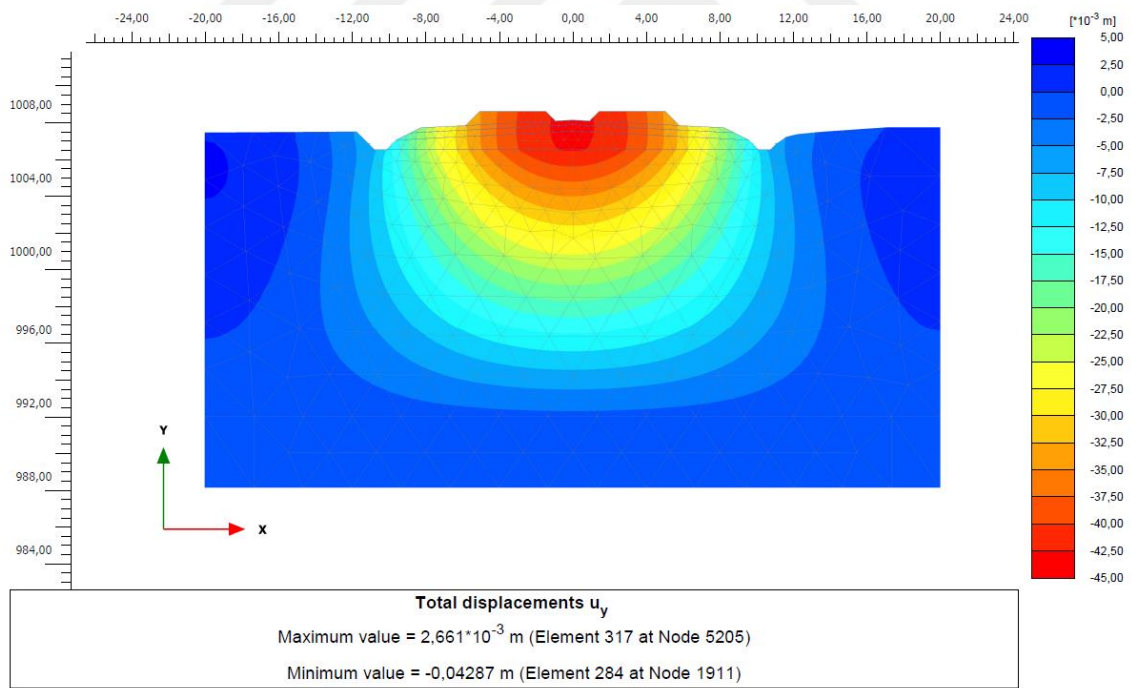


Şekil 3.40. Mevcut durumda düşey deformasyonlar

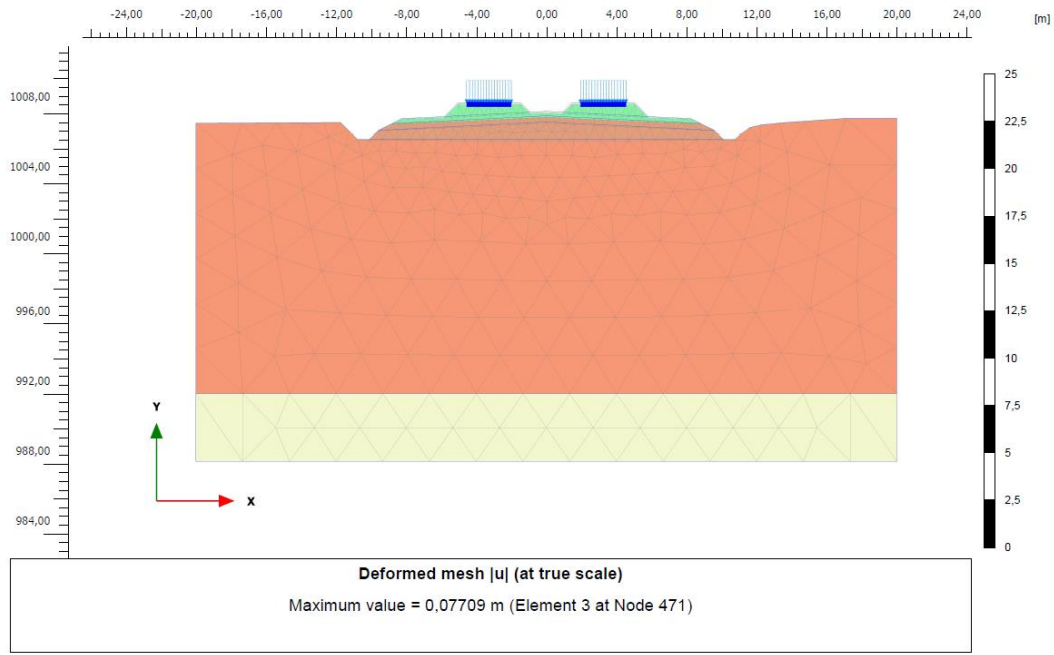




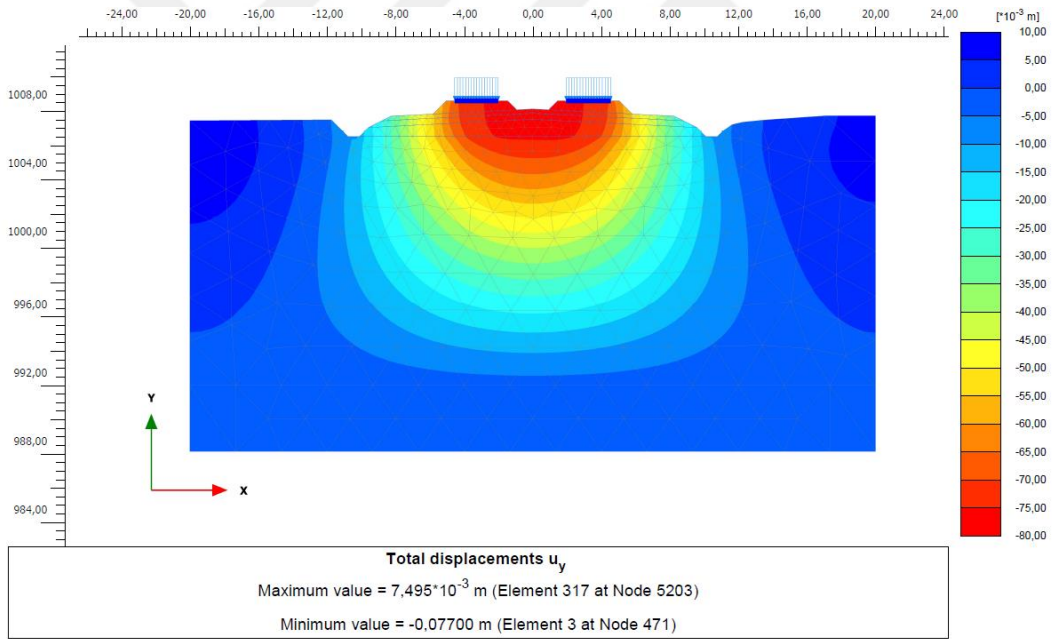
Şekil 3.41. Demiryolu dolgusunun yapılması durumunda toplam deformasyonlar



Şekil 3.42. Demiryolu dolgusunun yapılması durumunda düşey deformasyonlar



Şekil 3.43. Demiryolu hattının aktif olması durumunda toplam oturmalar



Şekil 3.44. Demiryolu hattının aktif olması durumunda düşey oturmalar

### 3.6 Demiryolu Hatlarında Sıvılaşma Riskinin Değerlendirilmesi

Sıvılaşma, suya doymun gevşek ya da gevşeye yakın zeminlerin deprem sırasında geçici olarak dayanımını kaybetmesi ve o süreç boyunca katıdan ziyade bir sıvı gibi davranmasıdır. Sıvılaşma problemi genellikle çok sıkı olmayan ve suya doymun kumlu tabakalarda görülür. Deprem sırasında bu çok sıkı olmayan kum tabakalarının yerleşim düzeni değişir ve sıkışmaya çalışır. Bunun sonucunda boşluk suyu basıncı artar, bu

basıncın atmasıyla da zemin sıvı gibi davranmaya başlar. Bu davranış neticesinde zeminin üzerinde bulunan ağır yapılarda zemine batma, hafif yapılarda ise yüzme eğilimi gözlenir. Sıvılaşmanın TBDY-2019'da yüzeyden yaklaşık 20,00m derinliğe kadar gerçekleştiği kabul edilmiştir. Demiryolu güzergâhlarında da karşılaşılabilecek sıvılaşma problemi, hattın işlevselliğini kaybetmesine neden olabilir.

TBDY-2019'da deprem durumunda zeminde oluşabilecek kayma gerilmesinin aşağıdaki şekilde hesaplanmasını önermişlerdir.

$$\tau_{deprem} = 0,65 * \sigma_{vo} * (0,4 S_{DS}) * r_d \quad (3.54)$$

Burada,  $\sigma_{vo}$ ; hesap yapılan derinlikteki toplam düşey gerilme,  $S_{DS}$ ; kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısını ve  $r_d$ ; derinliğe bağlı olarak gerilme azalma faktörünü temsil etmektedir.

Derinliğe ( $z$ ) bağlı olarak değişen gerilme azaltma faktörü için TBDY-2019 aşağıdaki ifadeyi önermektedirler.

$$\begin{aligned} r_d &= 1,0 - 0,00765z & z \leq 9,15m \\ r_d &= 1,174 - 0,0267z & 9,15m < z \leq 23m \\ r_d &= 0,744 - 0,08z & 23m < z \leq 30m \\ r_d &= 0,50 & 23m < z \leq 30m \end{aligned} \quad (3.56)$$

TBDY-2019'a göre ince dane içeriğine göre düzeltilmiş darbe sayıları  $(N)_{1,60f}$  aşağıdaki eşitlik yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$\begin{aligned} (N)_{1,60f} &= a + \beta * N_{1,60} \\ a=0 & ; \quad \beta=1,0 & (IDI \leq \%5) \\ a= \exp [1,76 - (190/IDI^2)] & ; \quad \beta=0,99 + IDI^{1,5} / 1000 & (\%5 \leq IDI \leq \%35) \\ a=5,0 & ; \quad \beta=1,2 & (IDI \geq \%35) \end{aligned} \quad (3.57)$$

Burada  $N_{1,60}$ , %60 enerji oranına ve efektif düşey gerilmeye ( $\sigma_{vo}$ ' kPa olarak alınmak üzere) göre düzeltilmiş SPT sayısını ifade etmektedir. Sondaj delgi çapının 115mm'den büyük olması, farklı çekiç tipleri ve numune alıcı rodları kullanılması durumunda ilave düzeltme faktörleri gerekmektedir (Seed vd., 2001). Deprem büyüklüğü düzeltme katsayısı aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır.

$$C_M = \frac{10^{2.24}}{M_w^{2.56}} \quad (3.58)$$

Yukarıdaki ifadede,  $C_M$ ; deprem büyüklüğü düzeltme katsayısını ve  $M_w$ ; moment cinsinden deprem büyüklüğünü ifade etmektedir (Özsoy ve Durgunoğlu, 2003).

Çevrimsel dayanım oranı ( $CRR_{M7.5}$ ) TBDY-2019'a göre aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$CRR_{M7.5} = \frac{1}{34-(N)_{1,60f}} + \frac{(N)_{1,60f}}{135} + \frac{50}{(10(N)_{1,60f}+45)^2} - \frac{1}{200} \quad (3.59)$$

Aşağıdaki ifade yardımıyla sınıvlaşma direnci belirlenmektedir. Bağıntıda moment büyüklüğü 7,5 olan depreme karşı gelen çevrimsel dayanım oranı ( $CRR_{M7.5}$ ), tasarım depremi moment büyüklüğü düzeltme katsayısı ( $C_M$ ) ve efektif düşey gerilme ( $\sigma'_{vo}$ ) ile çarpılması ile hesaplanmaktadır.

$$\tau_R = CRR_{M7.5} * C_M * \sigma'_{vo} \quad (3.60)$$

Sınıvlaşmaya karşı güvenlik koşulu aşağıdaki bağıntı ile belirlenmektedir.

$$\frac{T_R}{T_{deprem}} \geq 1,10 \quad (3.61)$$

### 3.7 Demiryolu Hatlarında Şişme Potansiyelinin Belirlenmesi

Şişen zeminler yarı kurak ve kurak iklimlerde oluşmuş suyla karşılaştıklarında gösterdikleri hacim değişimleri nedeniyle üzerindeki hafif yapılara yüksek şişme basınçları ile hasar veren özellikle smektit kökenli killerdir. Bu tür zeminler güzergâhta önemli problemler oluşturabilir.

Killer bünyelerine aldıkları su sonucunda şişmeye başlar ve bu şişme üstündeki yapılara karşı kaldırma direnci uygular. Uygulanan dirence şişme basıncı adı verilir.

Laboratuvar ortamında belirlenen şişme yüzdesi ve şişme basıncı beraber işleme alınarak zeminin üstündeki yapıya olacak etkisi bulunur (Önalp, 2013).

$$P_s = 48.32 \times S \quad (\text{Sridharan, 2003}) \quad (3.62)$$

$P_s$ : Şişme Basıncı (kPa)

$S$ : Şişme Yüzdesi (%)

Olarak ifade edilse de laboratuvarda ölçülen şişme basıncı gerçeğe en yakın sonuçtur.

Hesaplanan şişme basıncı, üstü yapı yükü ile kıyaslanır ve zeminin üzerindeki yapıya olan etkisi gözlemlenir. Şişme beklenmemesi için net proje yükünün şişme basıncından fazla olması gerekmektedir. (Gökçeoğlu, 2012)

### 3.8 Demiryolu Hatlarında ve Sanat Yapılarında Kazık Taşıma Kapasitesi ve Oturmaların Belirlenmesi

Fore kazık, jet grout kolonu, derin karıştırma kolonlarının taşıma kapasiteleri ve oturma miktarları aşağıda verilen formüller yardımıyla hesaplanabilmektedir.

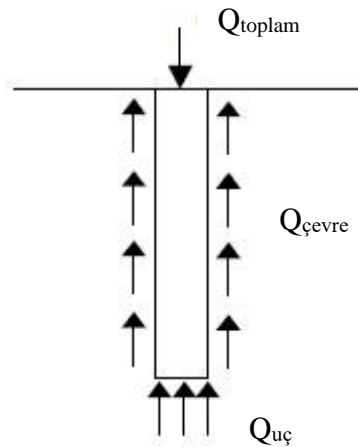
#### 3.8.1 Kazıkların taşıma gücünün hesaplanması

Demiryolu hatlarında ve sanat yapılarında taşıma gücü yetersizliği ve oturma problemlerinden dolayı yapılar altında derin karıştırma kolonu, jet grout kolonu, fore kazık ve taş kolonlar ile zemin iyileştirme yapılabilmektedir.

Yapılan iyileştirmeler ile zayıf zemin tabakaları geçilerek derinde bulunan sağlam tabakalara üstyapı yükleri aktararak taşıma gücü ve oturma problemlerini engellemek mümkündür.

Yapı temelleri altında oluşacak gerilmeler zemin tarafından karşılanamadığı zaman derin temele ihtiyaç duyulmaktadır. Derin temel ile donatılı fore kazıklar aldıkları yükleri sağlam tabakalara iletmekte ve yapının güvenle taşınmasını sağlamakla birlikte oturmaları minimum seviyede tutmaktadır.

Bir kazığın-kolonun zemin içerisindeki toplam taşıma gücü 2 etkenden oluşmaktadır. Bunlar uç direnci  $Q_{uç}$  ve çevre sürtünmesi direnci olan  $Q_{çevre}$ 'dir (Şekil 3.45.).



Şekil 3.45. Kazıklarda taşıma gücü mekanizması

$Q_{toplam} = Q_{uç} + Q_{çevre}$  olarak tanımlanabilir.

$Q_{toplam}$ : Kazığın nihai taşıma gücü kapasitesi

$Q_{uç}$ : Kazığın uç direnci

$Q_{çevre}$ : Kazığı çevreleyen zemin ile kazık arasındaki sürtünmeden kaynaklı direnç

### 3.8.1.1 Kazık uç direncinin hesaplanması

Kazıklar üzerine etkiyen yüklerin bir kısmını, uç direnci vasıtasıyla taşımaktadır. Kazığa aktarılan yükler kazığın uç kısmının kesit alanınca zemine aktarılır.

$$Q_{uç} = q_{uç} \times A_{uç} \quad (3.63)$$

$q_{uç}$ : Kazık ucundaki zeminin birim taşıma gücü

$A_{uç}$ : Kazığın ucunda kesit alanı

$$Q_{uç} = q_{uç} \times A_{uç} = (c * N_c + \gamma_1 * D_f * N_q * 0,50 * N_\gamma * D * \gamma_2) * A_{uç} \quad (3.64)$$

Formülde ki sembollerin tanımı aşağıda özetlenmiştir.

$c$  = Kohezyon (kPa)

$N_c, N_q, N_\gamma$ : Temel taban alanındaki zeminin içsel sürtünme açısına bağlı faktörlerdir.

$\gamma$  = Zeminin birim hacim ağırlığı

$D$ : Kazık çapı

$D_f$ : Kazık uzunluğu

Yukarıda verilen formülde genelde 3. terim diğer terimlerden çok küçük olduğu için ihmal edilmektedir.

Buna göre formülün son hali aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$Q_{uç} = q_{uç} \times A_{uç} = (c * N_c + \gamma * D_f * N_q) * A_{uç} \quad (3.65)$$

#### Kohezyonsuz Zeminlerde Kazık Uç Taşıma Kapasitesi

Kohezyonsuz zeminlerde zeminin kayma mukavemeti  $c=0$  olduğu için Denklem 3.65'te verilen formülde ki birinci terim ihmal edilerek formül aşağıdaki şekli (Denklem 3.66) almaktadır.

$$Q_{uç} = \gamma * D_f * N_q * A_{uç} \quad (3.66)$$

$\gamma * D_f$ : Kazık ucunun olduğu seviyedeki efektif düşey gerilme.

Kazık boyu ( $D_f = L$ ) yaklaşık  $15 - 20D$  derinliğini aştığı durumda  $\sigma_0' = D_f \times \gamma$  değerinin maksimum  $15 - 20D$  derinliğinde elde edilecek efektif gerilme değeri kadar olması önerilmektedir.  $15 - 20D$  mesafe literatürde  $L_{cr}$  olarak tanımlanmaktadır.  $L_{cr}$  boya ulaşmayan kazıkların ucundaki efektif gerilme dikkate alınmalıdır.

Farklı sıklıktaki kum zemin ortamlarında kritik boylar aşağıda verilmiştir (Birand, 2007).

Gevşek kumlar için  $L_{cr}=10D$ , (3.67)

Orta sıklıktaki kumlar için  $L_{cr}=15D$ , (3.68)

Sıkı kumlar için  $L_{cr}=20D$ . (3.69)

### Kohezyonlu Zeminlerde Kazık Uç Taşıma Kapasitesi

Kohezyonlu zeminlerde içsel sürtünme açısı “0” olarak kabul görmektedir.  $\phi=0$  durumunda kazıkların uç taşıma kapasitesi aşağıdaki formülle hesaplanmaktadır.

$$Q_{uç} = c_u * N_c * A_{uç} \quad (3.70)$$

Yukarıdaki formülde dairesel kazıklar için  $N_c$  faktörü 9,0 olarak alınmaktadır.

$c_u$ : Zeminin kayma mukavemeti

$A_{uç}$ : Kazığın uç kesit alanı

### **3.8.1.2 Kazık çevre sürtünmesi direncinin hesaplanması**

Zemin içerisinde imal edilen kazıkların çevre zemini ile etkileşimi sonucunda kazıkların yüklenme yönüne ters yönde sürtünme kuvveti oluşur ve kazıklar bu sebepten dolayı sürtünme direnci ile taşıma kapasitesine sahip olurlar.

Bu sürtünme direnci killi zeminlerde adezyon hareketlenmesi, granüler (kum-çakıl) zeminlerde ise fiziksel sürtünme yoluyla oluşur.

Kazık boyunca değişkenlik gösteren zeminler için (kil-kum-çakıl) sürtünme direnci ayrı ayrı hesaplanıp toplanmaktadır.

Kısaca genel ifade aşağıdaki şekildedir.

$$Q_{çevre} = p * \Delta L_i * f_i \quad (3.71)$$

$p$ : Kazık çevre uzunluğu

$\Delta L_i$ : Değişken zemin tabakaları içerisindeki kazık uzunluğu

$f_i$ : Kazığın değişken zemin tabakaları içerisindeki birim alandaki çevre sürtünmesi değeri

### **Kohezyonsuz Zeminlerde Kazık Çevre Sürtünmesi Direncinin Hesaplanması**

Kohezyonsuz zeminlerde, zemin ile kazık arasında oluşacak sürtünme direnci aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$Q_{çevre} = p * \Delta L_i * f_i \quad (3.72)$$

$$Q_{\text{çevre}} = \pi * d * \Delta L_i * K_0 * \sigma_v' * \tan(\delta_i) \quad (3.73)$$

Kazık boyu 15 – 20D derinliğini aştığı halde  $\sigma_0' = D_f \times \gamma$  değeri maksimum 15 – 20D derinliğinde elde edilecek efektif gerilme değeri kadar olması önerilmektedir. Farklı sıklıktaki kum zemin ortamlarında kritik boylar denklem 3.67, 3.68 ve 3.69'da verilmiştir.

Çevre sürtünmesinde hesaplanacak sürtünme direnci için aşağıdaki koşullar kullanılmaktadır.

$$L_{cr} > L_{(\text{tasarım})} \text{ durumu sağlanıyorsa} \quad f_i = K_0 * \sigma_0' * \tan(\delta_i) \quad (3.74)$$

$$L_{(\text{tasarım})} > L_{cr} \text{ durumu sağlanıyorsa} \quad f_i = (f_i)_{Z=L_{cr}} \quad (3.75)$$

$K_0$ : Zemin tabakasının yanal zemin basıncı katsayısı

$\sigma_0'$ : Hesap yapılan zemin tabakasındaki düşey efektif gerilme

$\delta_i$ : Hesap yapılan zemin tabakası ile kazık arasındaki sürtünme açısı

Zemin tabakasında oluşacak efektif yanal zemin basıncı katsayısı fore kazıklar için aşağıda verilmiştir.

$$K_0: 1 - \sin \phi \quad (3.76)$$

$\phi$ : Zeminin içsel sürtünme açısı

Zemin – Kazık arasındaki sürtünme açısı ( $\delta_i$ ) aşağıdaki bağıntıdan belirlenebilmektedir.

$$(\delta_i) = 0,75 * \phi \quad (3.77)$$

### **Kohezyonlu Zeminlerde Kazık Çevre Sürtünmesi Direncinin Hesaplanması**

Killi zeminlerde kazık çevre sürtünme dayanımı kazık çevre alanına ve kazık – zemin arasındaki çevre sürtünmesine bağlı olarak hesaplanmaktadır.

Killi zeminlerde yüzeysel sürtünme direnci, adezyon tarafından sağlanmaktadır.

Killi zeminlerde çevre sürtünme direnci Denklem 3.78 yardımıyla hesaplanabilmektedir.

$$Q_{\text{çevre}} = \pi * D * \Delta L_z * a_z * c_{uz} \quad (3.78)$$

Yukarıda verilen ifadede;

D: Kazık çapı

$\Delta L_z$ : Değişken zemin tabakaları içerisindeki kazık uzunluğu



$c_u$ : Kazığın içinde bulunduğu zemin tabakasına ait drenajsız kayma mukavemeti

$a_z$ : Kazığın içinde bulunduğu zemin tabakasına ait adezyon katsayısı

Yukarıdaki bağıntı zemin özelliklerinin değiştiği her tabaka için ayrıca hesaplanır ve toplanır.

Adezyon katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanabilmektedir.

90 kPa  $>$   $c_u$   $>$  25 kPa bağıntısı sağlanıyor ise aşağıdaki formül yardımıyla adezyon katsayısı belirlenebilir.

$$a_z : 1 - 0,00615 * (c_u - 25) \quad (3.79)$$

Yukarıda verilen bağıntı sağlanamayıp aşağıdaki bağıntının sağlanması halinde Çizelge 3.13.'ten adezyon değeri belirlenmektedir.

$c_{uz} >$  90 kPa bağıntısı için Çizelge 3.13. kullanılmaktadır.

Çizelge 3.13. Adezyon katsayısı  $a_z$  (Birand,2007)

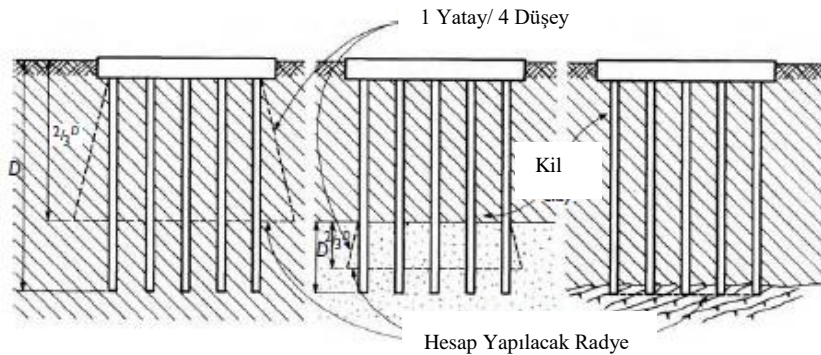
$c_{uz}$	$a_z$
90	0,60
100	0,58
150	0,42
200	0,35

Fore kazık, jet grout kolonu, derin karıştırma kolonlarının taşıma kapasiteleri zeminler içerisinde yukarıdaki verilen formüller yardımıyla hesaplanabilmektedir.

### 3.8.2 Kazıkların Oturma Miktarının Hesaplanması

Kazıklar üzerine etkiyen yükler doğrultusunda zemin içerisinde deformasyon göstermektedirler. Buna bağlı olarak oturmalar gerçekleşmektedir.

Şekil 3.46.'da zemin formasyonuna göre kazıklarda yük aktarımı gösterilmiştir.



Şekil 3.46. Kazıklardan zemine aktarılan gerilme dağılımı

### 3.8.2.1 Kazıklarda ani oturma hesabı

Kazıklarda ani oturma hesabı aşağıdaki formüller yardımıyla yapılmaktadır.

$$S_{\text{köşe}} = \frac{q_{\text{net}} * B' * I_p}{E_{2L/3}} \quad (3.80)$$

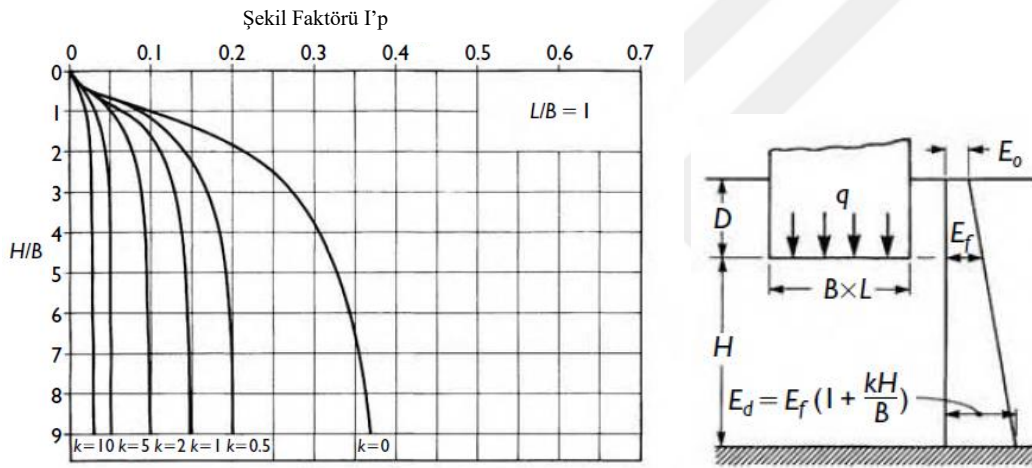
$$S_{\text{Toplam}} = 4 * S_{\text{köşe}} \quad (3.81)$$

$q_{\text{net}}$ ; Hesap yapılacak radye üzerindeki gerilme artışı

$B'$ ;  $\frac{\text{Yapı Genişliği}}{2}$

$I_p$ ; Şekil faktörü (Şekil 3.47.)

$E_{2L/3}$ ; Kazık boyunun 2/3 olduğu mertebede, zeminin elastisite modülü



Şekil 3.47. Şekil faktörü

$$E_d = E_f * \left(1 + \frac{k * H}{B}\right) \quad (3.82)$$

$E_d$ ; Sıkışabilir tabaka sonundaki elastisite modülü (kPa)

$E_f$ ; Sanal radye civarındaki zemin formasyonuna ait elastisite modülü (kPa)

$H$ ; Sıkışabilir tabaka kalınlığı (m)

## 3.9 Demiryolu Güzergâhlarında Karşılaşılan Geoteknik Problemler ve Zemin İyileştirme Yöntemleri

Zeminler “Yollar Fenni Şartnamesi” tarafından Çizelge 3.14.’te verilen kriterleri sağlamaması durumunda zayıf zemin olarak nitelendirilebilir. Demiryolu güzergâhları zayıf zeminler üzerine denk gelebilmektedir.

Çizelge 3.14. Dolgu malzemesi özellikleri

Deney Adı	Limit Değer	Standart No
Likit Limit (LL)	$\leq 70$	TS1900-AASHTO T-89
Plastisite İndeksi	$\leq 40$	TS1900 – AASHTO T-89
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık	$\geq 1.450 t/m^3$	TS1900 – AASHTO T-89

Ayrıca zayıf zeminler, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu killi, siltli, organik madde içeren zeminler, gevşek ince kumlu alüvyon zeminler ile kontrolsüz şekilde oluşturulmuş yapay dolgular olarak da adlandırılabilir.

Zayıf zeminler, genellikle enine ve boyuna yol eğiminin az olduğu, yüzey göllenmelerinin olduğu, yer altı ve yüzey sularının dışarjının uzun mesafede gerçekleştiği ova geçişlerinde bulunmaktadır. Zayıf zeminler proje aşaması ya da yapım aşamasında belirlenebilmektedir.

Zayıf zeminlerin proje aşamasında belirlenebilmesi kapsamında tasarım ve projelendirme amaçlı yapılan sondaj, araştırma çukuru vb. çalışmalarına göre zayıf zeminlerin, zemin sınıfı, tabaka kalınlığı ve oturma limitleri, zeminin fiziksel ve mekanik parametreleri belirlenmektedir.

Zayıf zeminlerin yapım aşamasında belirlenmesi veya proje aşamasında ortaya çıkmayan zayıf zeminlerin imalatlar sırasında tespit edilmesi durumunda zayıf zemin tabakası parametreleri ek sondaj ve ek araştırma çukurları vasıtasıyla belirlenebilmektedir.

Zayıf zeminlerde demiryolu dolgusu ve tren yükleri etkisinde geoteknik problemler oluşmaktadır.

Bunlar;

- Taşıma gücü yetersizliği,
- Dolgu ağırlıklarına bağlı konsolidasyon oturmaları,
- Tren yükünden dolayı oluşan elastik oturmalar,
- Sismik etkiler altında sıvılaşma problemi,
- Şişme problemi,
- Şev stabilite problemleri,

Zayıf zeminler üzerine etkiyen yükleri taşıyamayabilir ve bu yükler altında deformasyon gösterebilir.

Bu tür zayıf zeminlerde yapı inşa edilmeden önce gerekli zemin iyileştirme yönteminin belirlenip uygulanması gerekmektedir. Zemin iyileştirme yöntemleri yüzeysel ve derin iyileştirme olmak üzere 2'ye ayrılmaktadır.

Zemin iyileştirme yapılırken zemin özellikleri, üstyapı yükü, izin verilebilir limitler ve özel durumlar açısından en uygun yöntem belirlenir.

#### **Demiryolu hatlarında en çok kullanılan zemin iyileştirme yöntemleri;**

- Derin Karıştırma Kolonu,
- Taş Kolon ve Düşey Drenler,
- Jet Grout Enjeksiyonu,
- Kaya Dolgu,
- Geotekstil – Geogrid kullanımı,

Yukarıda verilen yöntemler demiryollarında uygulanan zemin iyileştirme yöntemlerinden en sık kullanılanlarıdır.

#### **Zemin İyileştirme Yöntemlerinde Amaç;**

- Zayıf zeminin taşıma kapasitesini artırmak.
- Toplam oturmayı azaltıp konsolidasyon oturmasını hızlandırmak.
- Dolgu ve şevlerin stabilitesini sağlamak.
- Zeminin sıvılaşma riskini ortadan kaldırmak.

#### **Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Faydaları;**

- Zeminin kayma mukavemeti artar.
- Kumlu zeminlerin sıkılığı ve killi zeminlerin kıvamı iyileşir.
- Zeminin sıkışabilirliği azalır.
- Zeminin şişme ve büzülme potansiyeli azalır.
- Permeabilitesi azalır
- Borulanmaya karşı mukavemeti artar.
- Zeminde sıvılaşma riski azalır.
- Zeminin Elastisite Modülü artar.

### **3.9.1 Derin karıştırma metodu**

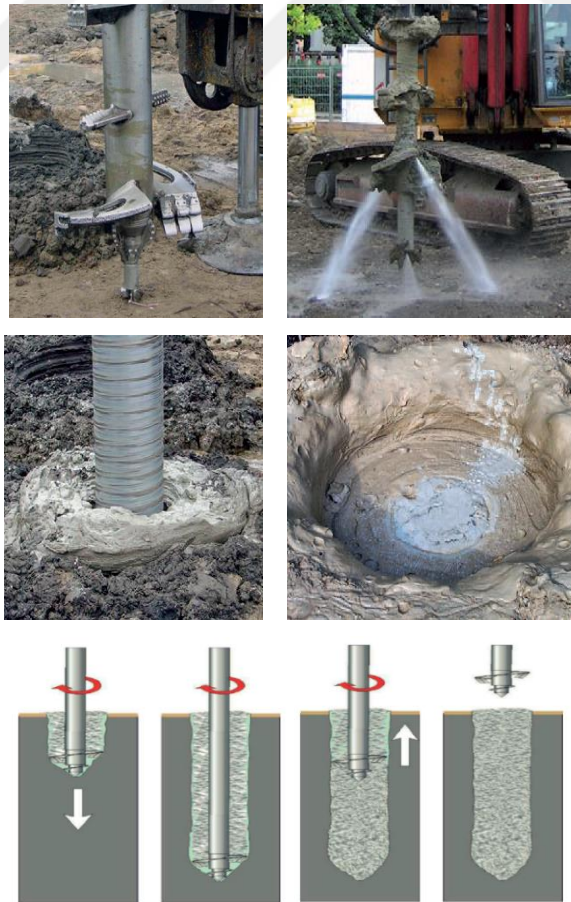
Bu teknik 1960'larda Japonya'da geliştirilen ve 1970'lerden beri yaygın olarak gevşek kum zeminlerin deprem sırasında oluşabilecek sıvılaşmasına karşı kullanılan zemin iyileştirme yöntemlerinden biridir. Fakat günümüzde; kil, silt, kum, çakıl veya bunların karışımlarından oluşan heterojen zeminler gibi mekanik anlamda müdahale

edilebilen (delme/kesmenin yapılabildiği kıvamda ve sıklıktaki) her türlü zemine; kireç, çimento gibi bağlayıcı malzemeler eklenerek zeminle birlikte yerinde karıştırılıp, kolon oluşturmaya dayanan etkili bir yöntemdir.

Derin zemin karıştırma tekniğinin uygulama derinliği zemin şartlarına göre 30 metreleri bulabilmektedir. Bu teknik, kuru ve ıslak yöntem olmak üzere iki farklı şekilde uygulanabilmektedir. Kuru yöntem, yeraltı su seviyesi altındaki zeminlerdeki gibi suya doymun zemin koşullarında bağlayıcı malzemenin, karıştırıcının uç kısımlarından kompresörler ile kuru bir şekilde enjekte edilmesidir. Islak yöntemde ise bağlayıcı malzemeye belli oranda su eklenerek oluşturulan sıvı haldeki karışımın zemin içerisine karıştırılmak suretiyle enjekte edildiği yöntemdir (Başköse, 2016).

Derin karıştırma metodu ile zemin içerisinde elastisite modülü yüksek kolonlar oluşturulur. Derin karıştırma metodu ile iyileştirilen zemin üzerine etkiyen yüklerin büyük kısmı kolonlar tarafından taşınacağı için zeminde taşıma gücü ve oturma problemleri minimum mertebelere indirilir.

Şekil 3.48.'de derin karıştırma metodu uygulamasına dair görseller yer almaktadır.



Şekil 3.48. Derin karıştırma metodu uygulama aşamaları

- Karıştırma ekipmanının yüksek basınçlı su/çimento karışımını enjekte ederek zemine girmesi,
- Projede önerilen derinliğe kadar karıştırarak ulaşılması,
- Karıştırma işlemi ve enjeksiyon vermeye devam ederek karıştırıcı ekipmanın yukarı çekilmesi,

### **Derin Karıştırma Metodu Uygulama Alanları**

Derin karıştırma metodu birçok alanda, zayıf zeminlerde uygulanabilmektedir.

Bunlar;

- Karayolu ve demiryolu dolgularında stabilite, taşıma gücü ve oturma problemlerine karşı,
- Yüksek dolgular altında stabilite ve oturma problemlerine karşı,
- Köprü ayaklarında farklı oturmaların önüne geçebilmek amacıyla,
- Yaklaşım dolgularında oturmaları engellemek amacıyla,
- Sıvılaşma problemine karşı,
- Geçirimsizliğe ihtiyaç duyulması halinde,

Yaklaşım dolguları altında derin karıştırma kolonu uygulaması Şekil 3.49.'da demiryolu dolgusu altında derin karıştırma metodu ile zemin iyileştirme yapılmasına ait görseller Şekil 3.50. ve Şekil 3.51.'de verilmiştir.



**Şekil 3.49.** Yaklaşım dolguları altında derin karıştırma kolonu uygulaması



Şekil 3.50. Demiryolu hatlarında derin karıştırma uygulaması



Şekil 3.51. Demiryolu hattı kenarında derin karıştırma kolonu imalatı

### 3.9.2 Taş kolonlar

Taş kolonların ilk uygulaması, 1830'larda Fransa da yapı ve makina temellerinin altındaki zeminin güçlendirilmesi amacıyla yapılmıştır. Ancak, taş kolonlar bu uygulamanın ardından uzun yıllar unutulmuş 1940'lı yıllarda ise Keller Grup tarafından yeniden uygulanmaya başlanmış ve özellikle son yirmi yıldır tüm dünyada yeniden yaygın olarak kullanılır olmuştur (Priebe, 1995).

Taş kolonlar, zemin içerisinde ağır, titreşimli bir uç vasıtası ile sıkıştırılarak boşluk oluşturulması ve içine kırma taş agreganın doldurulup sıkıştırılmasıyla imal edilir.

Sıkıştırılan zemin radyal olarak çevresindeki zeminin sıkışmasını sağlar.

Taş kolonlar 0,3m - 1,3 m çapında, 30 metreye varan derinliklerde isteğe bağlı karelağda imal edilebilmektedir.

Titreşim ile gevşek granüler zeminlerin sıkışmasını ve buna bağlı olarak taşıma gücünün artırılmasını ve oturmaların azaltılması sağlanır.

Taş kolonlar, kohezyonlu zeminlerde düşey dren görevi görerek drenajı ve buna bağlı konsolidasyon oturma hızını artırır. Böylece yapı tamamlandıktan sonra hasara yol açacak oturmalar engellenmiş olur.

Kolon başına taşınabilir yük kapasitesi 20-50 tondur. (Erol, 2016) Yumuşak ve orta sertlikte killerde tipik olarak kolon başına 20-30 ton eksenel yük taşınabilir.

Taş kolon uygulamasına dair görsel Şekil 3.52.'de verilmiştir.



Şekil 3.52. Taş kolon uygulaması



Taş kolonlar imalat yöntemi bakımından 3 ana başlık altında incelenebilir. Bunlar;

- Yaş üstten beslemeli yöntem,
- Kuru üstten beslemeli yöntem,
- Kuru alttan beslemeli yöntem,

### Yaş Üstten Beslemeli Yöntem

Püskürtme sıvısı olarak su kullanılır. Su vibroflotun ilerlemesine yardımcı olur. Kuyunun stabilitesini sağlar. Titreşimli uç, su ve titreşim yardımı ile zemine daldırılır. İstenilen derinliğe ulaşıldığında titreşimli uç çekilir, zemin tipine bağlı olarak bir kaç kez daldırılıp çekilir ve kuyu tamamen temizlenir. Titreşimli uç kuyu ağzına yakın bir pozisyonda bekler ve yukarıdan sıkıştırılacak tabaka kalınlığını dolduracak kadar malzeme kuyuya boşaltılır ve titreşimli uç kuyuya tekrar indirilir ardından malzeme sıkıştırılır. Bu işlem kuyu dolana kadar tekrar edilir.

### Kuru Üstten Besleme

Püskürtme sıvısı olarak hava kullanılır. Titreşimli uç havanın itki kuvveti ile ilerler, kuyu açık yüzeyleri desteklenmez. Titreşimli uç hava yardımıyla kuyuyu açar kuyu ağzından dolgu malzemesi kuyuya doldurulur ve kuyudaki malzeme sıkıştırılarak imalat tamamlanır. Titreşimli uç kuyunun göçmemesi için kuyuda bekletilir. Dolgu malzemesi gradasyonu 25mm ile sınırlıdır aksi halde titreşimli uç kuyudan çıkması zorlaşır (Şekil 3.53.).



Şekil 3.53. Kuru üstten besleme uygulaması

### Kuru Alttan Besleme

Püskürtme sıvısı olarak hava kullanılır. Bu yöntemde diğer yöntemlerden farklı olarak makine ekipmanına ek olarak besleme hunisi ve besleme borusu bulunur. Kuru sistemde titreşimli uç sürekli kuyuda bekletilir ve göçme riski ortadan kaldırılır. Titreşimli uç vasıtasıyla kuyu açılır kuyu temizlendikten sonra besleme hunisinden dolgu malzemesi besleme borusu vasıtasıyla kuyu tabanından başlanarak 30-45 cm kademelerle sıkıştırılır ve kuyu doldurulur (Şekil 3.54.).



Şekil 3.54. Kuru alttan besleme uygulaması

### 3.9.3 Jet grout Metodu

Bu yöntemde doğrudan su-çimento karışımı stabil bir karışım, 300 bardan başlamak üzere yüksek basınçlı bir şekilde zemine verilir. Delici tijin ucundaki nozuldan yüksek basınçlı enjeksiyon su-çimento karışımı çıkış hızı 250m/sn değerlerinde iken zemine enjekte edilir ve zemin özellikleri daha iyi duruma getirilir. Zemin içerisinde jet grout kolonları oluşturulur.

Jet grout yöntemi her türlü zayıf zeminde kullanılabilir. Bu yöntem ile sert, taşıma gücü yüksek, geçirimsiz zeminler elde edilebilmektedir.

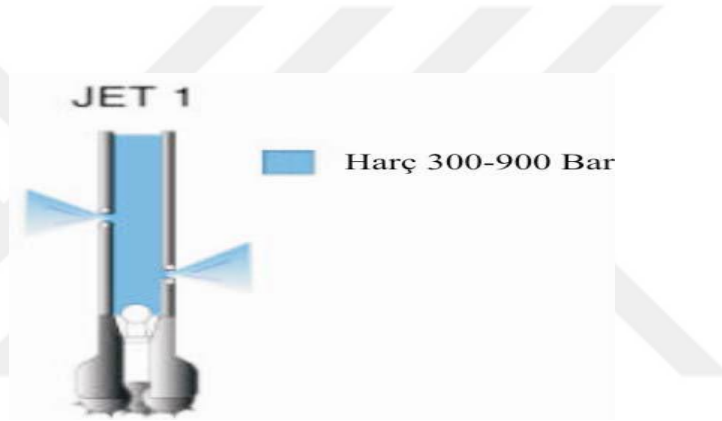
#### Jet Grout Uygulaması

- Zeminde 9-15 cm çapında kuyu açılır.

- Gerekli derinliğe kadar ulaşılır.
- Yüksek basınçlı su-çimento karışımı zemine enjekte edilir.
- Enjeksiyon yapılırken delici tij döndürülerek yukarı doğru çekilir.
- Tijin zemin yüzeyine gelmesiyle jet grout işlemi tamamlanır.

### Jet-1 Yöntemi:

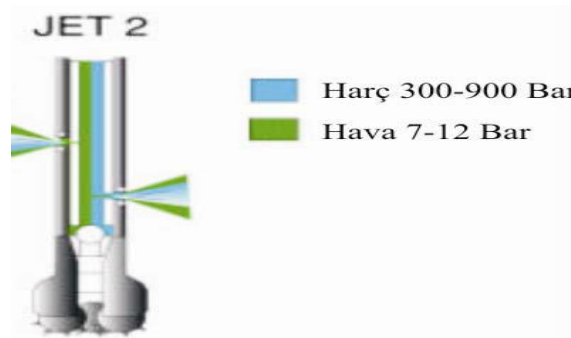
Delgi ve enjeksiyon işlemlerinin tek kanallı tijle yapılmakta olduğu en yaygın yöntemdir. Enjeksiyon 300 - 900 bar arasında bir basınçla tij içerisinde yapılmaktadır (Şekil 3.55.). Bu yöntemle elde zemin - çimento karışımı jet grout kolonlarının çapları, zemin cinsi ve çalışma prensiplerine bağlı olarak killi zeminlerde 60 - 80 cm, kum - çakıl zeminlerde ise 100-120 cm arasında değişen değerlerde olabilmektedir (Croce ve Flora,2000).



Şekil 3.55. Jet -1 sistemi

### Jet-2 Yöntemi:

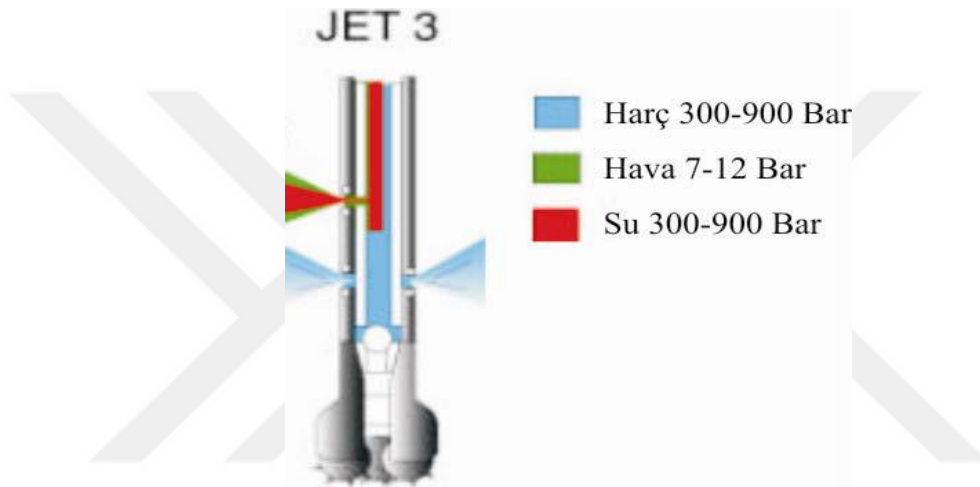
Çift çeperli bir boru takımının delici olarak kullanıldığı bir sistem olup tekil sistemin bir farklı versiyonudur. İç borudan Jet-1’de ki gibi enjeksiyon verilirken dıştaki borudan 7-12 bar arasında basınçlı hava verilir (Şekil 3.56.). Basınçlı hava, jet-1 deki enerji kayıplarını azalttığı için jet-2 yönteminde kolon çapları daha büyük olur (Croce ve Flora,2000).



Şekil 3.56. Jet -2 sistemi

### Jet-3 Yöntemi:

Delgi esnasında hava ve su kullanılan, doldurma aşamasında ise çimento enjeksiyonu kullanılan bu yöntemde sistem eş merkezli iç içe 3 borudan oluşmaktadır. 300 - 900 bar arasında basınçla en içteki borudan su basılır, 2. borudan 7 - 12 bar basınçla hava basılır, Su ve hava zemini parçalar ardından enjeksiyon basılarak zeminde jet grout kolonları oluşturulur (Şekil 3.57.). Bu sistemde hava ve su basıncı ile enjeksiyonun önü açılmakta, diğer yöntemlere göre daha büyük çaplara ulaşılmaktadır. Delgi için kullanılan su enjeksiyonunun su/çimento oranını etkilemektedir ve jet grout kolonlarının dayanımını bir miktar düşürmektedir.



Şekil 3.57. Jet -3 sistemi

Şekil 3.58.'de jet grout uygulamasına dair örnek verilmiştir. Şekil 3.59.'da ise imal edilen jet grout kolonlarının çevresi açılarak kolonlar gözlemlenmiştir.



Şekil 3.58. Jet grout imalatı



Şekil 3.59. İmal edilen Jet grout kolonları

### 3.9.4 Kaya Dolgu

Geoteknik açıdan problem tespit edilen zeminlerde yüzeysel iyileştirmeler için en uygun ve ekonomik yöntem çoğu zaman kaya dolgu olarak görülmektedir. Kaya dolgular ile demiryolu hattı ve karayolu altında rijit bir zemin tabakası oluşturulmaktadır. İmalat esnasında zayıf zemin kaldırılır ve yerine kaya dolgu yerleştirilir. Böylece etkiyen gerilmeler altında daha yüksek elastisite modülüne sahip bir zemin elde edilir. Kaya dolgular yüzeysel taşıma gücü ve oturma problemlerini engellemek için en uygun yöntemlerden biridir.

Demiryolu hatlarında kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılmasına ait örnek Şekil 3.60. ve Şekil 3.61.'de verilmiştir.



Şekil 3.60. Demiryolu hatlarında kaya dolgu uygulaması-1



Şekil 3.61. Demiryolu hatlarında kaya dolgu uygulaması-2

### 3.9.5 Geotekstil ve Geogridler

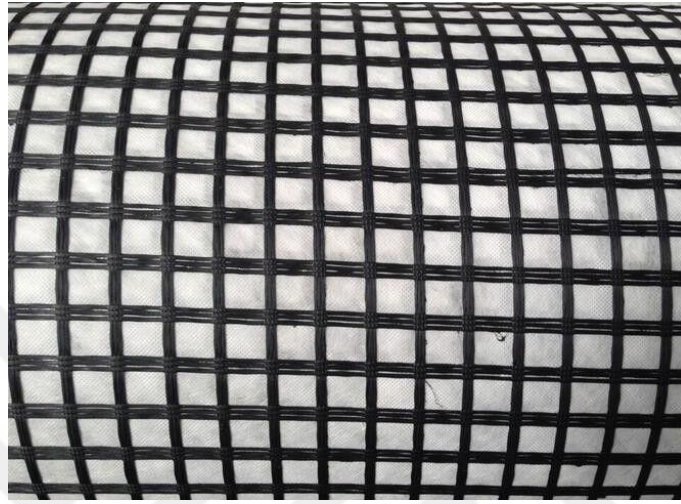
Geogrid malzemelerin esas görevi zemin içerisindeki çekme kuvvetlerini üzerine alarak zeminin taşıma kapasitesini arttırmaktır. Genellikle yumuşak ve zayıf taşıma kapasitesine sahip zeminlerde ortaya çıkabilecek oturmaları önlemek ve taşıma gücünü arttırmak için kullanılmaktadırlar (Toksoy, 2017).

Zeminlerin çekme direnci bulunmamaktadır. Bunun aksine geogrid malzemeler ise yapıları gereği çekme dayanımına sahiptir. Zeminlerde kullanılması durumunda zeminin taşıma gücünü artırır ve deformasyonların azaltılmasına yardımcı olur.

Geogridler zemin iyileştirme ve zemin özelliklerini güçlendirme amacıyla kullanılmaktadır. Özellikle taşıma gücü zayıf zeminlerde, oturma probleminin beklendiği gevşek ve yumuşak tabakalarda, iyileştirme dolgularının yapılmasının düşünüldüğü yerlerde, koruyucu dolgu tabakası ve zayıf zemin tabakasının arasına konularak güçlendirme amaçlı geogrid, dolgudan aktarılan çekme yüklerini taşıyarak zayıf olan zeminin üniform gerilme altında yüklenmesini sağlar ve zeminin taşıma gücüne katkı sağlar.

Demiryollarında en çok kullanılan geosentetikler, geotekstillerdir. Sıklıkla geomembran ve geogrid tabakalarına yardımcı olarak kullanılırsalar da gerilmelerin eşit dağıtılmasına yardımcı olduğundan zemin güçlendirme amacıyla tercih edilmektedirler.

Şekil 3.62.'de geokompozit malzeme, Şekil 3.63.'te geotekstil kullanımı gösterilmiştir.



Şekil 3.62. Geokompozit malzeme



Şekil 3.63. Demiryollarında geotekstil kullanımı

Geogrid ve geotekstil ürünlerinin demiryollarında, toprakarme duvar imalatında ve karayolunda kullanımına dair örnekler sırasıyla, Şekil 3.64. ve Şekil 3.65.'te gösterilmiştir.



Şekil 3.64. Toprakarme duvar yapımında geogrid kullanımı



Şekil 3.65. Güzergâh dolgularında geogrid kullanımı



Geogridlerin karayolu, demiryolu vb. ulaştırmada kullanılmasında ana amaç üst yapı yükleri altında zeminin deformasyonunu engellemektir. Karayolu ve demiryolu güzergâhlarına etkiyen yükler neticesinde zemin düşey yönde otururken, yanal yönde de ötelenmektedir.

Geotekstil malzemeler ayırma, drenaj, filtreleme, yalıtım, güçlendirme, koruma amacıyla kullanılmaktadır (Şekil 3.66.).



Şekil 3.66. Drenaj – filtre amaçlı geogrid kullanımı

### 3.10 Demiryolu Sanat Yapılarında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolu

Demiryolu hatlarının karayolu ile kesiştiği noktalarda demiryolu ve karayolu ulaşımının kesintisiz devam edebilmesi ve oluşacak riskleri ortadan kaldırmak için sanat yapısı yapılmasına ihtiyaç duyulmaktadır.

Şehir içerisinde hemzemin geçişlere son vermek, karayolu ve demiryolu trafiğinin güvenliğini sağlamak amacıyla alt ve üst geçitleri yapılmaktadır.

Alt geçit inşası için derinliği 7 metreyi aşan kazılar yapılması gerekmektedir. Yapılacak kazıların şevli olarak yapılması için her zaman boş ve müsait arazi şartları bulunmamakta dolayısı ile iksalı kazıların yapılması gerekmektedir.

Alt geçitlerin inşası top-down inşaat yöntemiyle yapılarak demiryolu ulaşımının inşa aşamasında kesintisiz bir şekilde devam etmesi ve çevre yapılarında korunması sağlanmaktadır.

### 3.10.1 Top-down inşaat yöntemi

Günümüze kadar ki inşaat yöntemlerinde yapılan imalatlarda genel olarak yapının alt kotuna kadar kazı yapılır ve temel inşası ile birlikte yapı aşağıdan yukarıya doğru tamamlanır.

Top-down metodunda ise yapılacak yapının taşıyıcı elemanları diyafram duvar veya fore kazık olarak imal edilir. Döşeme betonu döküldükten sonra döşeme içerisinde boşluk bırakılarak alt kotlardaki plakların imalatı için kazı yapılır ve sıradaki döşeme (plak) betonu dökülür. Bu şekilde alt kota kadar imalat devam eder ve yapının en alt kottaki imalatına kadar sistem bu şekilde ilerler. Çizelge 3.15.'te top-down uygulaması tercih edilen inşaatlar ve yapılan kazıların derinlikleri verilmiştir.

**Çizelge 3.15.** Top-down yöntemiyle yapılmış kazılara örnekler

Proje Adı	Yapım Yılı	Yapım Yeri	Kazı Derinliği
House of Commons Underground Park	1972	Londra - İngiltere	18,50m
San Martin Market	2005	San Sebastian-İSPANYA	16,00m
Provence Opera	1993	Paris-FRANSA	28,00m
Main Tower	2008	Franfurt-ALMANYA	20,00m
Shanghi Tower	2014	Shanghi-ÇİN	26,70m
Ankara Metrosu Kızılay İstasyonu	1997	Ankara- TÜRKİYE	22,00m
Shingri La Otel	2011	İstanbul- TÜRKİYE	26,50m

Ankara Metrosu inşası için tercih edilen inşaat metodu top-down yöntemine dair örnekler Şekil 3.67., Şekil 3.68. ve Şekil 3.69.'da verilmiştir.



**Şekil 3.67.** Metro inşasında top-down kazı metodu



Şekil 3.68. Metro inşasında döşeme altında kazı yapılması



Şekil 3.69. Top-down metodu ile kazı yapılması

### 3.10.2 Alt geçit yapımında top-down uygulaması

Alt geçit imalatları kapsamında tabii zeminden temel alt kotuna kadar kazı yapılması gerekmektedir. Yapılacak kazılar genellikle zemin ve çalışma şartları

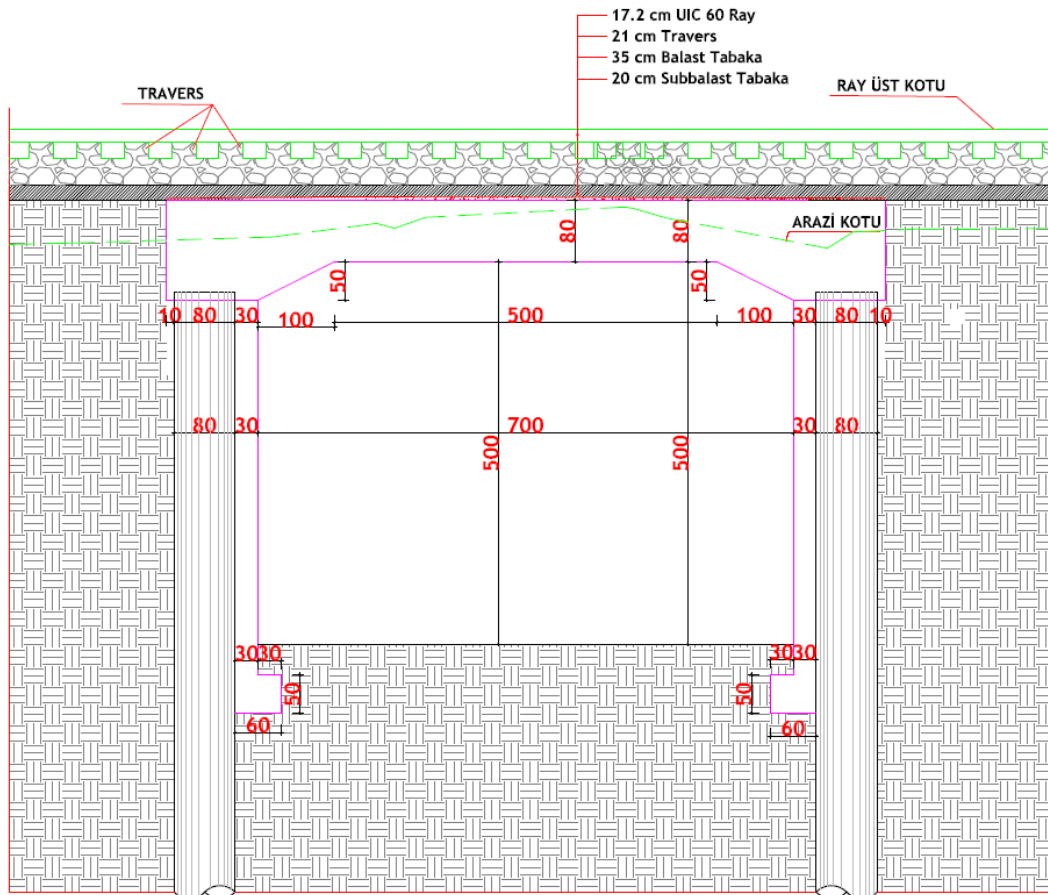
koşulunca şevli olarak yapılmaktadır. Yapılacak alt geçitlerin şehir içerisinde imal edileceği göz önünde bulundurulduğunda yapılacak derin kazıların şev mesafeleri yeterli olmamakta ve yapılara ya da trafiğin çalışması gereken karayollarına denk gelebilmektedir. Bu yüzden derin kazıların iksa tedbiri alınarak yapılmasını gerektiren durumlar oluşabilmektedir.

Alt geçit perde duvarları kesişen fore kazık ya da asker kazıklar ile imal edilmektedir. İmal edilen kazık başlıklarına demiryolu kirişi bağlanarak imalat süresince demiryolunun kesintisiz bir şekilde çalışabilmesi amaçlanmaktadır.

Şekil 3.70.'te verilen kesitte top-down modeli ile inşa edilmesi planlanan alt geçit yer almaktadır.

İmalat aşamasında arazi kazık üst kotuna kadar tesviye edilir ardından yeterli donatı ve boya sahip şekilde tasarlanmış kazıklar imal edilir. Kazıklar yeterli dayanıma ulaştıktan sonra kazık üstlerine yeterli moment, kesme ve eksenel yük kapasitesine sahip kesitte demiryolu kirişi dökülerek sistemin bir bütün olarak çalışması sağlanır.

İmal edilen demiryolu kirişi kazıklar arasında başlık kirişi vazifesi göreceği için yanıl deformasyonların azaltılmasında önemli bir etkidir.



Şekil 3.70. Alt geçit top-down kesiti

## 4. YAPILAN ÇALIŞMALAR

Önceki bölümlerde verilen taşıma gücü ve oturma hesapları inşası devam etmekte olan Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı demiryolu hattı projesinde uygulanmış ve ilgili hesaplar alt başlıklar halinde verilmiştir.

### 4.1 Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı Projesi

Tez çalışması kapsamında Karaman – Ulukışla arası hızlı tren projesi altyapı projelendirme çalışmaları incelenmiştir. Bu bölümde projenin amacı, proje hakkında genel bilgiler, inceleme alanının jeolojik özelliği, geoteknik hesaplar ve tasarımlara yer verilmiştir.

#### 4.1.1 Projenin amacı

Konya – Karaman – Ulukışla tren hattı Adana – Mersin illerine ulaşımında köprü vazifesi görüp güzergâh üzerinde bulunan sanayiciler ve üreticiler ürünlerini Mersin limanına ulaştırabilecek. Bu proje sayesinde sanayici ve üreticilerin rekabet gücü artacaktır (TCDD, 2017).

Demiryolu projesi çift hatlı olarak yapılacaktır (bölünmüş demiryolu). Projenin Uzunluğu 130.370,70'm dir. Bu proje Konya-Karaman demiryolu hattını Ulukışla-Pozantı üzerinden Tarsus-Adana'ya çift hat üzerinden bağlayacaktır. Geometrik standartların iyileştirilmesi ile daha konforlu ve güvenli tren seyahatleri olacaktır. Ayrıca yolculuk süresi de otomatik olarak düşecektir (TCDD, 2017).

#### 4.1.2 Proje hakkında genel bilgiler

Proje güzergâhının başlangıç noktası (Km:102+295.00), TCDD Karaman İstasyonudur. Proje güzergâhı buradan başlayarak sırası ile Alaçatı, Sudurağı, Höyükburun köylerinin güneyinden geçerek Ayrancı'ya ulaşır. Ayrancı-Sarayköy arasından geçen demiryolu hattı mevcut karayolu hattından uzaklaşır ve kuzeydoğuya yönelir. Tekrar doğuya sonra kuzeye yönelen güzergâh önce Ağızboğaz sonra Böğecik köylerini kat der. Böğecik İstasyonundan sonra güzergâh doğuya yönelir. Karaburun, Melicek, Burhaniye köylerinden geçerek Konya'nın Ereğli ilçesi şehir içine girer. Ereğli çıkışında yer alan şeker fabrikasının önünden mevcut karayolu güzergâhına paralel yeni bir hattan geçerek Acıpınar Köyü önünde mevcut demiryolu güzergâhına bağlanır. Bulgurluk ve Çakmak köyleri kat edildikten sonra hat güneydoğuya yönelir. Tepeköy geçildikten sonra proje güzergâhı Km:232+665.70'de Niğde İli Ulukışla İlçesi istasyonunda son bulur (Şekil 4.1.).



Şekil 4.1. Çalışma alanına ait demiryolu haritası (TCDD, 2017)

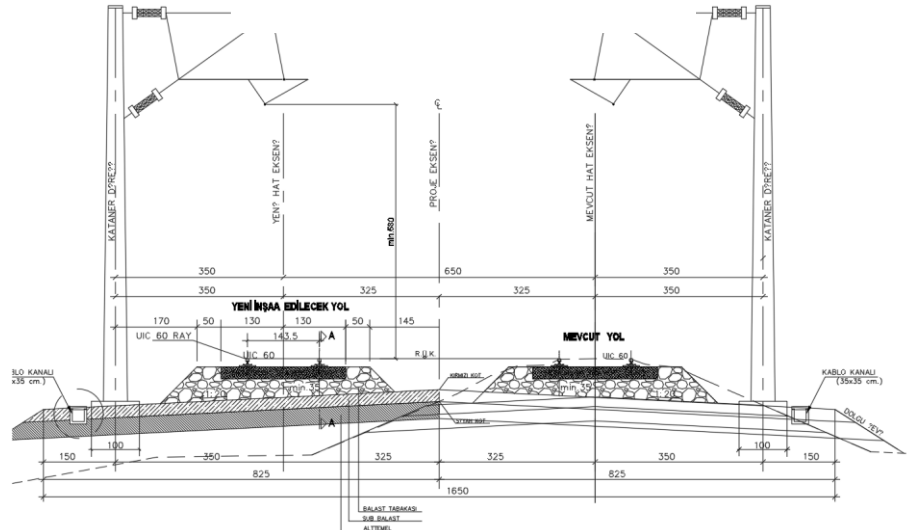
Karaman – Ulukışla arasında bulunan mevcut hatta yolcu ve yük taşımacılığı yapılmaktadır. Yolcu trenleri için hız uygulaması maksimum 120 km/saat, yük trenleri için 65 km/saat olarak uygulanmaktadır. Yeni yapılacak hızlı tren hattı sonrası hız uygulamasının 200 km/saat olarak uygulanması planlanmaktadır (TCDD, 2017).

**Demiryolu hattında uygulanacak olan 3 tip kesit mevcuttur.**

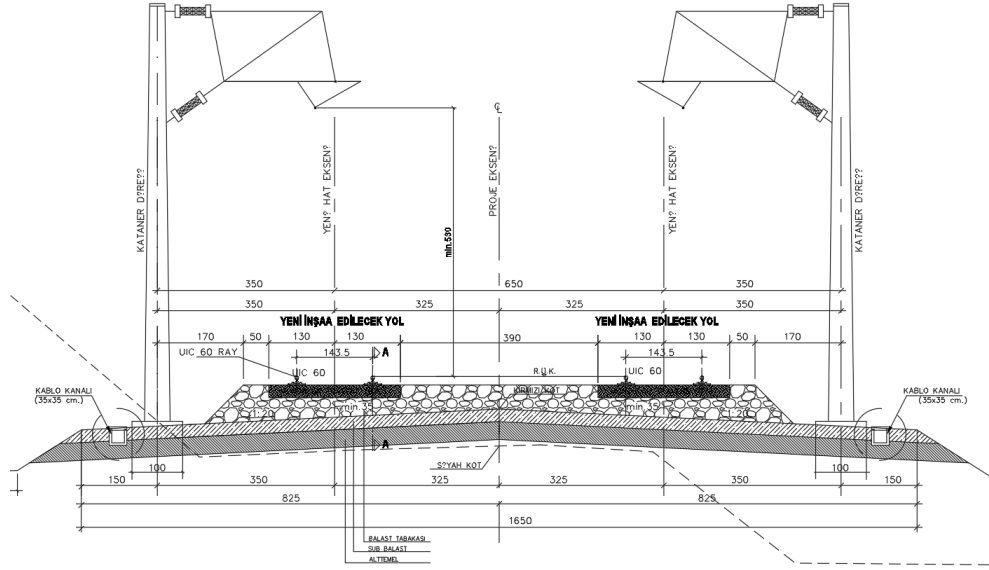
Bunlar;

İkileme Tip Kesiti, Ripaj Tip Kesiti, Varyant Tip kesitidir.

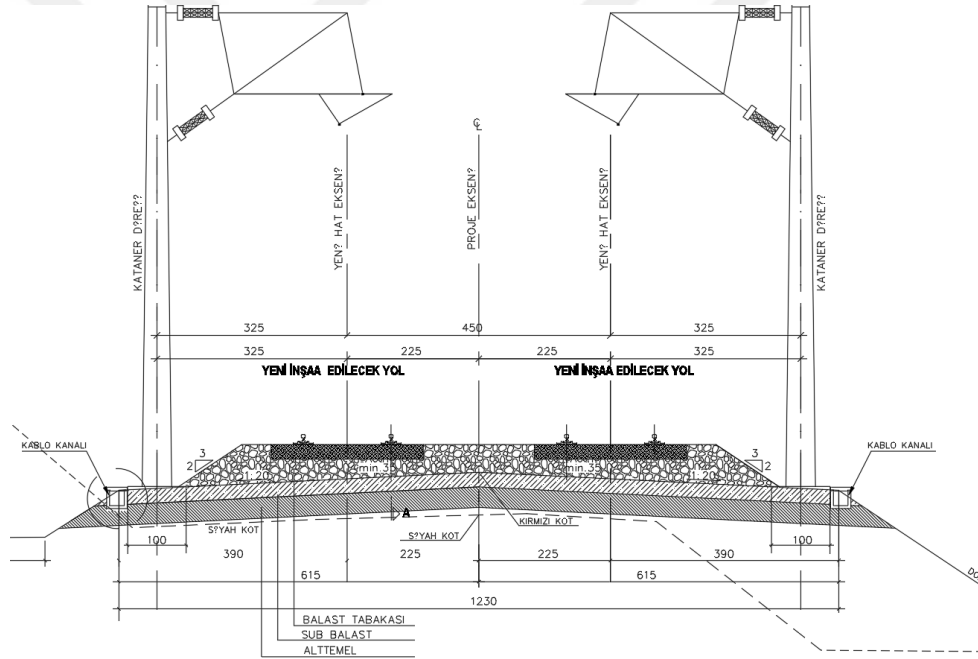
Şekil 4.2., Şekil 4.3. ve Şekil 4.4.’te bu kesitlerin detayı verilmiştir.



Şekil 4.2. İkileme tip kesiti



Şekil 4.3. Ripaj tip kesiti



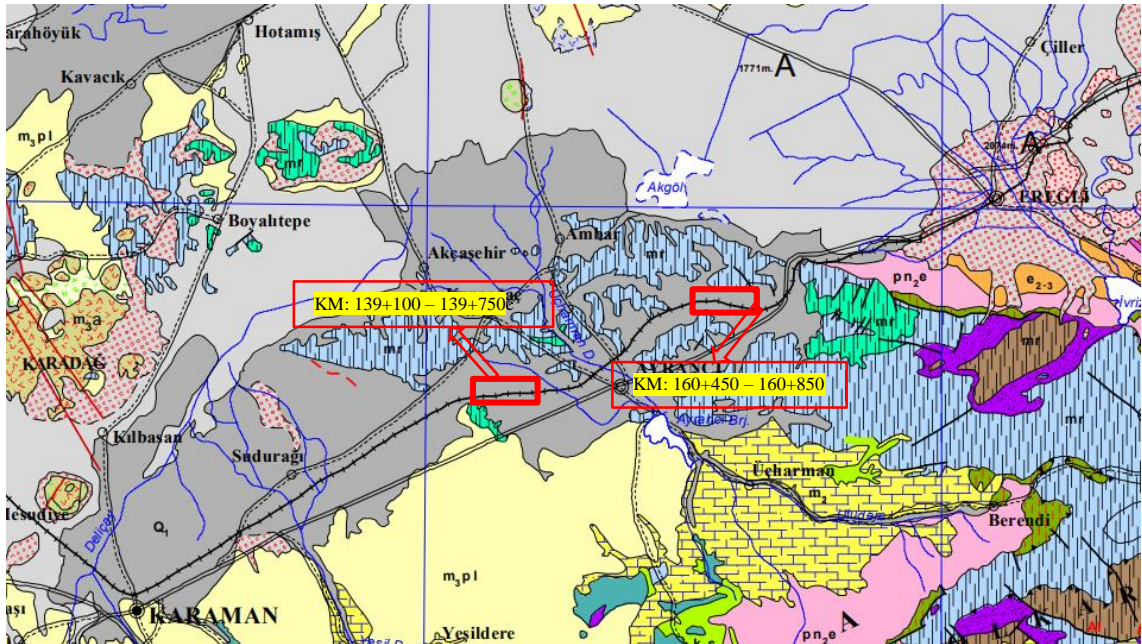
Şekil 4.4. Varyantlarda uygulanacak tip kesiti

### 4.1.3 Güzergâh Genel Jeolojisi

Ereğli-Ulukışla Havzası'nın doğu sınırını Aladağlar ve Ecemiş fayı, batı sınırını Bor hattında görülen Niğde masifi, güney sınırını ise Bolkar dağları oluşturmaktadır. Bölge Tersiyer başında, içinde volkanik bir ada yayının gelişmekte olduğu kapanan bir okyanus durumundadır. Kapanma, kuzeyden güneye ilerleyen Kıta/Ada yayı/Kıta çarpışması şeklinde gelişmiştir. Okyanusal çukurluk içinde yer alan Ulukışla ve

çevresinde derin denizel paleocoğrafik koşullar egemendir. Üst Kretase'de bölge güneyine neotetisin kapanması ile ilişkili olarak bir ofiyolitik yerleşim söz konusudur. Bu yerleşim dalma-batma zonunun işlevinin sona ermesiyle oluşmuş ve bu sebeple bir magmatik etkinlik meydana gelmiştir. Dalan tablanın hareketini Paleosen boyunca sürdürmesi ve dolayısı ile kısmi ergimesi sonucu, Ulukışla çevresinde doğu-batı uzantılı ada yayı gelişmiştir. Üst Paleosen'de bölgede egemen tektonik koşulların etkisindeki ada yayının çevresinde, büyük olasılıkla Tuz Gölü Havzası'nın batı kesimindeki türbidit akıntılar ile gelen kırıntılı malzeme kuzeyden güneye doğru depolanmıştır. İpresiyen'de havzanın ada yayı kuzeyinde kalan kesim kıvrımlanarak kara haline gelmiştir. Bölgenin okyanusal niteliği Lütesiyen sonlarında sona ermiş ve Üst Eosen-Alt Miyosen zaman süreci içinde gelişen çukurlarda önce evaporitik, sonra tatlı su ve karasal kırıntılar depolanmıştır. Orta Miyosen'de bölge orojenik hareketlerle yeniden şekillenmiştir.

Yörede Üst Miyosen-Pliyosen'de düşey hareketler ve iklim değişmesi ile akarsu-göl koşullarında yeni bir tortul devre gelişmiştir. Bu evrede kırıntılı ve karbonatlı sedimanlar çökelmiştir. Birimler, Pliyosen sonlarında etkin düşey hareketlere bağlı olarak kuzeybatıya doğru eğilme ve açık kıvrım oluşturacak şekilde çok hafif bir deformasyon geçirmişlerdir (Şekil 4.5.).



Şekil 4.5. Güzergâh genel jeolojisi



## 4.2 Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı Güzergâhında Karşılaşılan Problemler ve Çözüm Yolları

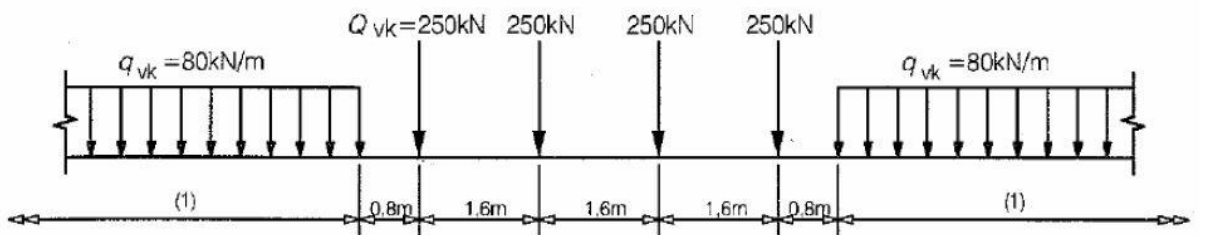
Yapımına 2016 yılında başlanan Karaman – Ulukışla 135 km 2. Hat Altyapı ve Üstyapı Yapım işi kapsamında demiryolu hattının KM: 139+100 - 139+750 arasında kalan demiryolu güzergâhı ile KM: 160+450 – 160+850 güzergâhı (farklı yapıdaki iki güzergâh) tez kapsamında incelenmiştir. Yüklenici firma tarafından yapılmış olan arazi ve laboratuvar çalışmaları birlikte değerlendirilip, ilgili kesimde geoteknik açıdan taşıma gücü, sıvılaşma ve oturma problemleri incelenmiş, demiryolu tasarımı ve hesap ilkelerinden bahsedilmiş ve geoteknik tasarım yapılarak ilgili güzergâh projelendirilmiştir.

### 4.2.1 (Km: 139+100 – 139+750) güzergâhın geoteknik tasarımı

Bu bölümde ilgili kesim için yük kabulleri, güzergâhta yapılan deneyler ve çalışmalar, hesaplarda kullanılacak parametrelerin tayini, geoteknik hesaplar açıklanmıştır.

#### 4.2.1.1 Yük kabulü ve temel tabanına etkileyen gerilmenin tayini

Normal demiryolu trafiği altında düşey yükün statik etkisini temsil eden yük modeli Eurocode LM 71 Şekil 4.6.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.6. Yük modeli LM 71 ve düşey yükler için karakteristik değerler

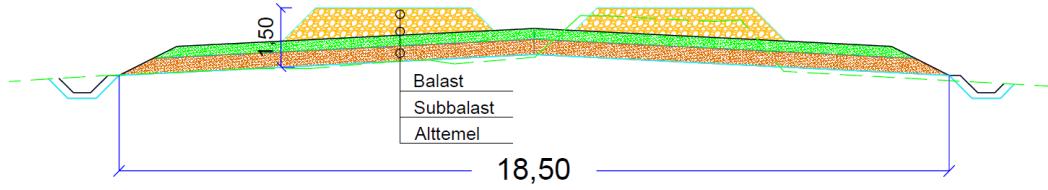
Tren Yüğü = 250,00 kN

Travers Genişliği = 2,60 m

Zemin Gerilmesi =  $250,00 / (1,60 \times 2,60) = 60,00$  kPa

Dinamik Yükler Altında Zemin Gerilmesi =  $60,00 \times 1,33 = 80,00$  kPa

KM: 139+100 – 139+750 arasında bulunan demiryolu hattı en kesitleri incelenmiş ve inceleme sonucu en kritik kesit seçilmiştir.



Şekil 4.7. KM: 139+100 - 139+750 arasındaki kritik kesit

Şekil 4.7.'de verilen kesite göre demiryolu hattında ray üst kotuna ulaşabilmek için 1,50m kalınlığında dolgu yapılması gerekmektedir. Buna göre zemin gerilmesi hesaplanmış ve tren yükü dolgu içerisinde azalarak zemine etkilmiştir.

$\Delta\sigma = \sigma * B / B1$  olduğuna göre;

$B1 = \text{Travers Genişliği} + \text{Dolgu Kalınlığı}$

$\gamma_{\text{dolgu}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

$\Delta\sigma_1 = 80,00 * 2,60\text{m} / (2,60 + 1,50) = 50,73 \text{ kPa}$  (Tren yükünden dolayı oluşacak gerilme)

$\Delta\sigma_2 = 1,50 * 20,00 = 30,00 \text{ kPa}$  (Dolgudan dolayı oluşacak gerilme)

$\Delta\sigma_T = 50,73 + 30,00 = 80,73 \text{ kPa}$  olarak hesaplanmıştır.

Demiryolu dinamik yüküne (80,00 kPa) ve incelenen km aralığına göre ray üst kotu altında yapılacak dolgu yüksekliğine bağlı olarak hesaplanan zemin gerilmeleri aşağıdaki Çizelge 4.1.'de verilmiştir.

Çizelge 4.1. Zemin gerilmesi

KM	Üstyapı Yüğü (kPa)	Dolgu Yüksekliği (m)	Zemin Gerilmesi (kPa)
139+100 – 139+750	80,00	1,50	80,73

Taşıma gücü ve elastik oturma hesaplarında kullanılacak gerilme 80,73 kPa olarak hesaplanmıştır. Konsolidasyon oturması hesabında zemine etkiyen net gerilme, sadece dolgudan dolayı oluşacak 30,00 kPa alınacaktır.

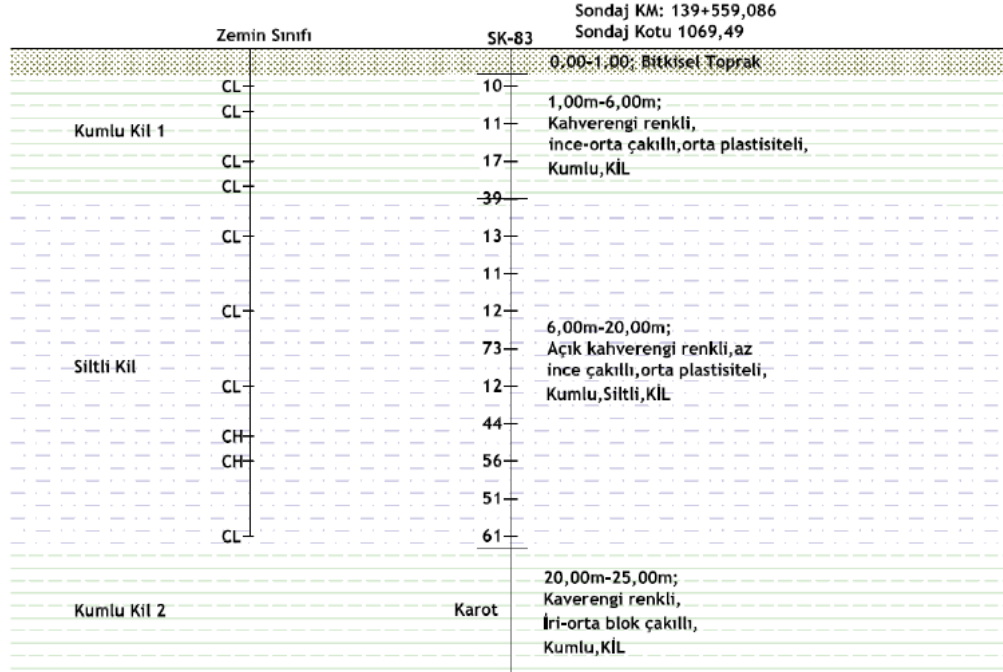
#### 4.2.1.2 Arazi ve laboratuvar çalışmaları

İlgili güzergâhın jeolojik ve geoteknik yapısını belirlemek amacıyla sondaj ve (SPT) çalışması yapılmış, güzergâha ait zemin profili belirlenmiştir.

Açılan sondaj kuyusuna göre zemin birimi; yüzeyden 1,00m derinliğe kadar varan bitkisel toprak, 1,00m'den 6,00m derinliğe kadar, kahverengi renkli, ince-orta çakıllı, orta plastisiteli, kumlu, kil, 6,00 – 20,00m arasında açık kahverengi renkli, az

ince çakıllı, orta plastisiteli, kumlu, siltli, kil, 20,00 – 25,00m arasında kahverengi renkli, iri – orta blok çakıllı, kumlu kil olarak geçilmiştir.

Sondaj verilerine göre oluşturulan zemin profili Şekil 4.8.'de verilmiştir.



Şekil 4.8. Zemin profili

Çizelge 4.2.'de zemin katmanlarına ait elek analizi yer almaktadır.

Çizelge 4.2. Zemin katmanlarına ait elek analizi

Derinlik (m)	Su Muhtevası W <sub>n</sub> (%)	Elek #4 Kalan (%)	Elek #200 Geçen (%)
1,50 - 1,95	38,30	1,37	69,63
2,50 - 3,00	23,80	0,52	79,59
4,50 - 4,95	18,84	1,30	73,90
5,50 - 6,00	11,96	2,80	53,20
7,50 - 7,95	23,62	3,20	61,20
10,50 - 10,95	25,11	2,43	62,04
13,50 - 13,95	21,40	1,50	70,70
15,00 - 15,45	19,73	2,44	63,30
16,50 - 16,95	15,76	3,44	62,19
18,00 - 18,45	32,08	2,67	63,30

Araziden alınan numunelerin kıvam limit analiz sonuçları Çizelge 4.3.'te verilmiştir.

**Çizelge 4.3.** Kıvam limitleri sonuçları

Derinlik (m)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Zemin Sınıfı USCS
1,50 - 1,95	43,50	24,30	19,20	CL
2,50 - 3,00	47,20	23,60	23,60	CL
4,50 - 4,95	42,70	22,20	20,50	CL
5,50 - 6,00	37,40	20,40	17,00	CL
7,50 - 7,95	41,10	22,20	18,90	CL
10,50 - 10,95	47,90	25,50	22,40	CL
13,50 - 13,95	41,00	23,70	17,30	CL
15,00 - 15,45	63,60	28,40	35,20	CH
16,50 - 16,95	47,20	23,60	23,60	CL
18,00 - 18,45	41,80	23,60	18,20	CL

**Çizelge 4.4.** Sondaj kuyusuna ait SPT-N değerleri

Sondaj Derinliği (m)	SPT-N <sub>30</sub>
1,50 – 1,95	10
3,00 – 3,45	11
4,50 – 4,95	17
6,00 – 6,45	39
7,50 – 7,95	13
9,00 – 9,45	11
10,50 – 10,95	12
12,00 – 12,45	73
13,50 – 13,95	12
15,00 – 15,45	44
16,50 – 16,95	56
18,00 – 18,45	51
19,50 – 19,95	56

#### 4.2.1.3 Zemin parametrelerinin belirlenmesi ve idealize zemin profili

Zemin parametreleri ve profilinin belirlenmesi için SPT-N değerleri ve Atterberg limitleri kullanılmıştır. Killi birimler için elastisite modülü belirlenirken, Çizelge 3.7.'de belirtilen sınırlar içerisinde güvenli tarafta kalınmıştır.

Oturma hesapları için gerekli olan, zeminlerin poisson oranı değerleri yeraltı su seviyesine göre Çizelge 3.8.'e uygun belirlenmiştir

Laboratuvar sonuçlarında verilen plastisite indisi değerlerine göre drenajsız kayma mukavemet değerleri Denklem 3.2'ye uygun seçilmiştir.

Drenajsız kayma mukavemetinin hesaplanabilmesi amacıyla 14,00m kalınlığındaki tabakanın ortalama SPT-N direnci 12 olarak kabul edilmiştir. Buna göre enerji ve tij düzeltmesi yapıldıktan sonra  $N_{60}$  değeri yaklaşık 6 olarak belirlenmiştir. Buna göre 14,00m kalınlığındaki zemin birimlerinin drenajsız kayma mukavemeti güvenli tarafta kalınarak Denklem 3.2 yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$C_u = 6,00 * 4,20 \cong 25 \text{ kPa}$$

Hacimsel sıkışma katsayısı ( $m_v$ ) aşağıdaki bağıntı yardımıyla belirlenmiştir.

$$m_v = \frac{1}{E} = \frac{1}{12.500 \text{ kPa}} = 8,00 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$$

Hesaplamalarda kullanılan idealize zemin profili ve parametreleri, yapılan saha ve laboratuvar deneyleri kullanılarak ayrıca literatürde belirtilen sınırlar içerisinde kalınarak belirlenmiş olup Çizelge 4.5.'te gösterilmiştir. Yapılan sondajlarda yeraltı su seviyesine rastlanmamıştır.

**Çizelge 4.5.** Güzergâha ait idealize zemin profili ve parametreleri

KM Aralık	Sondaj	Jeolojik Birim	$C_u$ (kPa)	$E_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	$v$	$m_v=1/E_s$ (m <sup>2</sup> /kN)
139+100 - 139+750	SK-83	Siltli, Kil	25,00	12.500	0,30	$8,00 \times 10^{-5}$

#### 4.2.1.4 Mühendislik analizleri ve değerlendirmeler

Bu kısımda yukarıda verilen gerilme değeri ve idealize zemin profili kullanılarak güzergâh için taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma hesabı yapılmıştır.

##### **Km: 139+100 – 139+750 güzergâh taşıma kapasitesi**

$$q_{nf} = C_u \cdot N_c$$

$$(N_c)_{\text{serit}} = 5,20$$

$$q_{nf} = 25,00 * 5,20 = 130,00 \text{ kPa}$$

$$q_{n(\text{emn})} = \frac{130,00}{3,00} = 43,33 \text{ kPa}$$

KM: 139+100 – 139+750 güzergâhı için zemin emniyetli taşıma gücü 43,33 kPa olarak bulunmuştur. Zemin gerilmesi 80,73 kPa olduğu için zeminde taşıma gücü problemi beklenmektedir.

### Dinamik yükler altında oturma hesapları

Zemin birimlerinde dinamik yükler altında oturma hesabının yapılmasında;

$S_i = (q * B/E) (1 - v^2) I_s$  formülü kullanılmıştır. Buna göre;

$S_i$ : Oturma miktarı

$q$ : Zemine etkiyen gerilme

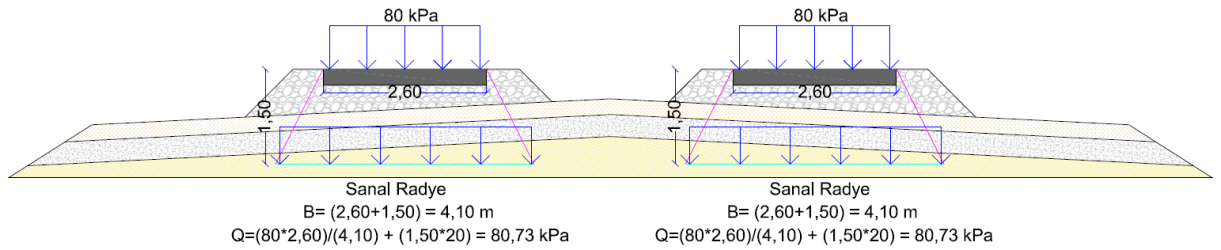
$B$ : Yükün etkidiği genişlik

$E$ : Elastisite modülü

$v$ : Poisson oranı

$I_s$ : Şekil faktörü (Çizelge 3.12. aracılığıyla belirlenmektedir.)

Hat ulaşma açıldıktan sonra zeminde oluşacak gerilmeler Şekil 4.9.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.9. 1,50 m dolgu olan kesitler için üstyapı yükü dağılımı

Hesaplamlarda kullanılan şekil faktörü, Çizelge 3.12.'de bulunmayan L/B oranları için interpolasyonla elde edilmiştir.

### KM: 139+100 – 139+750 Güzergâh Elastik Oturma Hesabı

$$S = (q_{NET} * B/E) * (1 - v^2) * I_s$$

$$E = 12.500 \text{ kPa}$$

$$v = 0,30$$

Zeminde oluşacak gerilme artışı: 80,73 kPa

$$S = (80,73) * 4,10 * (1 - 0,35^2) * 2,52 / 12.500 = 0,0607 \text{ m} = 6,07 \text{ cm}$$

### KM: 139+100 – 139+750 Konsolidasyon Oturması Hesabı

Killi zeminlerin konsolidasyon oturma hesabı;

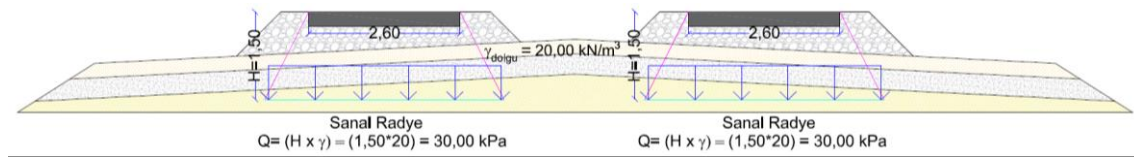
$S = \Delta q' * H * m_v * \mu$  formülü aracılığıyla hesaplanmaktadır.

H: Sıkışabilir kil tabakası yaklaşık 14,00m olarak alınmıştır.

$m_v$ : Hacimsel sıkışma katsayısı

$\mu$ : Reolojik faktör (1,00 alınmıştır.)

Konsolidasyon oturmasına sebep olacak dolgu yükü aşağıdaki Şekil 4.10.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.10. Konsolidasyon oturması oluşturacak dolgu yükü H = 1,50 m

$\Delta\sigma$  = Kil Tabakasının Orta Noktasına Gelen Yükün Dağılımıyla Oluşan Zemin Gerilmesi

B = Alt temel taban genişliği 18,50m'dir.

Zeminde oluşacak gerilme artışı:  $1,50\text{m} * 20,00 \text{ kN/m}^3 = 30,00 \text{ kPa}$

$m_v = 1/E = 1/12.500 \text{ kN/m}^2 = 8,00 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$

Siltli, Kil Tabakasının Ortasına Gelen Sanal Radye Boyutları:

$B_1 = 18,50 + 14,00/2 = 25,50 \text{ m}$

$\Delta\sigma = Q \times B / (B_1) = (30,00) \times 18,50 / (25,50) = 21,76 \text{ kPa}$

$S = 8,00 \times 10^{-5} \times 14,00 \times 21,76 = 0,0243 \text{ m} = 2,43 \text{ cm}$

$S_T = 6,07 + 2,43 = 8,50 \text{ cm}$  (Toplam oturma miktarı)

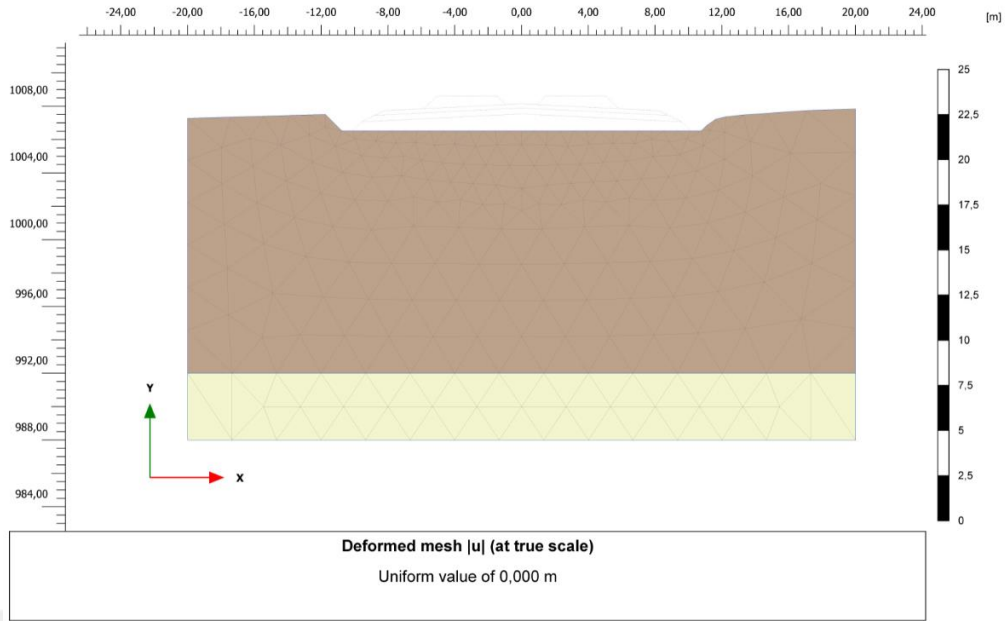
### Oturmaların PLAXIS 2D ile değerlendirilmesi

Yukarıdaki bölümlerde yapılan analitik hesaplar PLAXIS 2D bilgisayar programında nümerik olarak çözülmüş ve çözümlere dair görseller aşağıda sunulmuştur.

### Mevcut durum için PLAXIS 2D analizleri

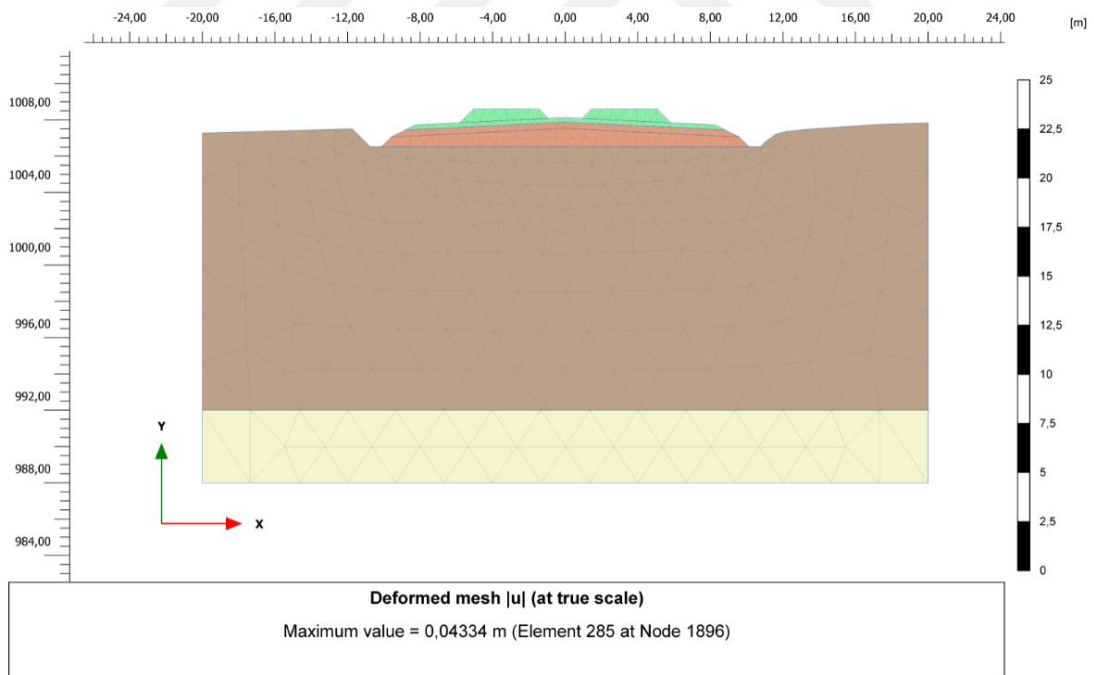
KM: 139+100 – 139+750 arasında ki güzergâh için iyileştirme yapılmamış durumda PLAXIS 2D bilgisayar programıyla oturma analizleri yapılmıştır. İnşaat aşamalarına göre analiz sonuçları aşağıda verilmiştir.

Demiryolu en kesitleri PLAXIS 2D bilgisayar programında modellenmiş ve Şekil 4.11.'de verilmiştir.



Şekil 4.11. PLAXIS 2D’de oluşturulan model

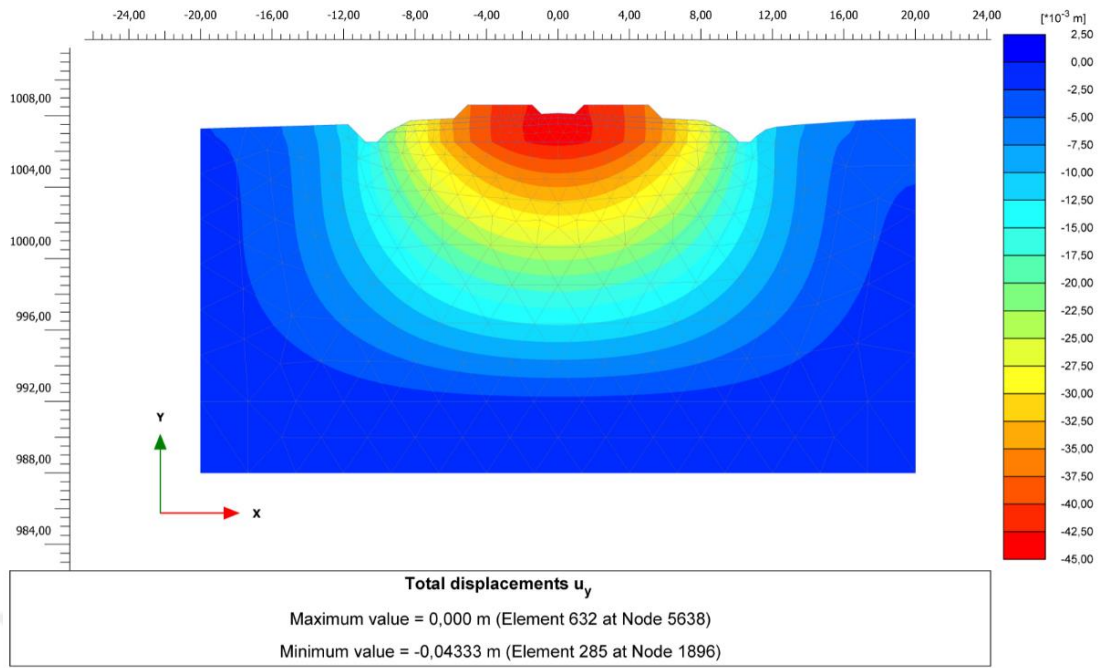
Mevcut zemin üzerine alt temel ve sub balast tabakalarının serilmesi sonucu oluşacak oturmalar Şekil 4.12.’de verilmiştir.



Şekil 4.12. Alt temel ve sub balast serilmesi aşamasındaki deformasyon miktarı

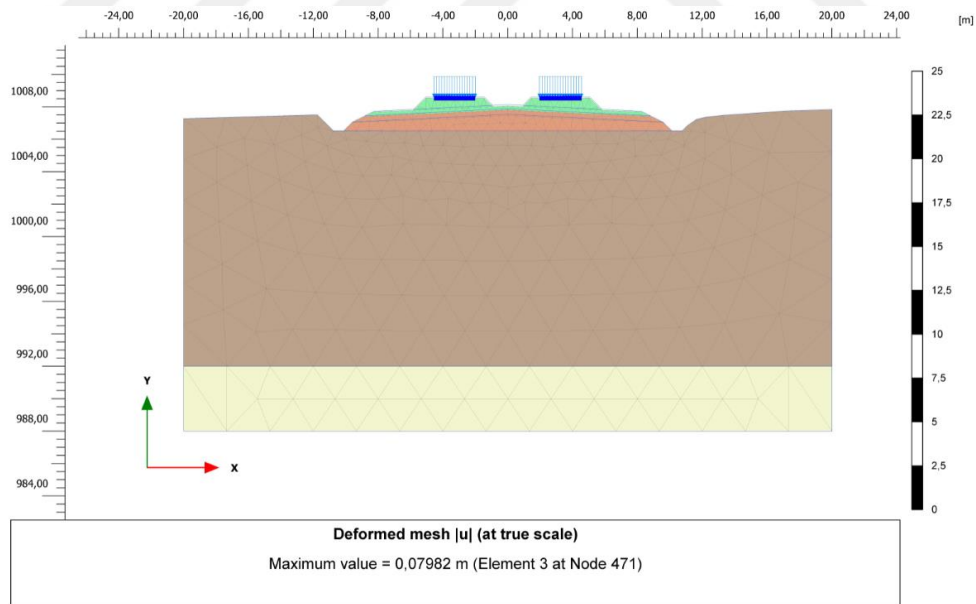
Mevcut zemin üzerine alt temel ve sub balast tabakalarının serilmesi sonucu zeminde oturmaların dağılımı Şekil 4.13.’te verilmiştir.





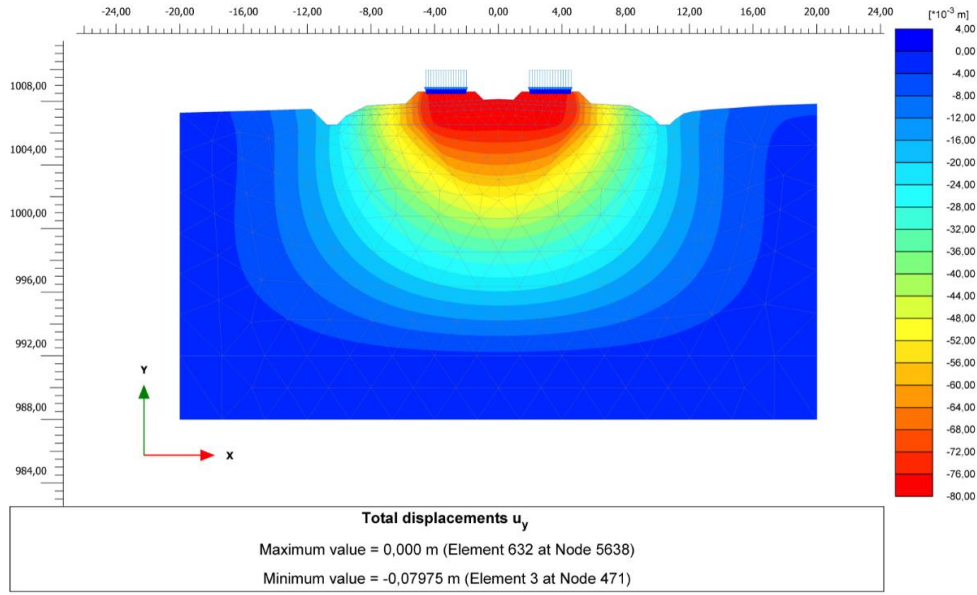
Şekil 4.13. Alt temel ve sub balast serilmesi aşamasındaki oturma dağılımı

Demiryolu hattının tamamlanması ve hat üzerinden tren geçişi esnasındaki oturma miktarı Şekil 4.14.'te verilmiştir.



Şekil 4.14. Demiryolu hattı aktif çalışma aşamasındaki oturma miktarı

Demiryolu hattının tamamlanması ve hat üzerinden tren geçişi esnasında oluşan gerilmelerin zemin içerisindeki dağılımı Şekil 4.15.'te verilmiştir.



**Şekil 4.15.** Demiryolu hattı aktif çalışma aşamasındaki oturmaların dağılımı

Yukarıdaki şekillerde KM: 139+100 – 139+750 arasındaki güzergâhın inşaa aşamalarına göre beklenen oturma miktarları verilmiştir. Yapılan analizlerde zeminde iyileştirme yapılmadan oluşacak deformasyonlar 7,98 cm olarak ölçülmüştür.

Analitik hesaplar sonucunda demiryolu dolgusu altında 8,50 cm oturma beklenmektedir. PLAXIS 2D bilgisayar programında modellenen demiryolu dolgusu inşaa aşamaları ve demiryolu hattının çalışmaya başladığı durum göz önüne alındığında demiryolu hattı altında 7,98cm mertebelerinde oturmalar gözlemlenmiştir. TCDD'nin müsaade edilebilir oturma miktarı Zemin Teknik Şartnamesi-2011'de 5,00cm olarak belirtilmiştir. Analitik ve nümerik oturma hesapları sonucunda ilgili kesim içerisinde oturma problemi olduğu belirlenmiştir.

### **Sıvılaşma riskinin değerlendirilmesi**

Sıvılaşma problemi genellikle çok sıkı olmayan ve suya doygun kumlu tabakalarda görülür. KM: 139+100 – 139+750 güzergâhının oturduğu zemin birimi kil içerikli olduğundan ve yapılan sondajlarda yeraltı suyuna rastlanılmadığından güzergâhta sıvılaşma problemi beklenmemektedir.

Yapılan taşıma gücü ve oturma analizleri (nümerik – analitik) sonucunda güzergâhta taşıma ve oturma problemi belirlenmiştir. Belirlenen taşıma gücü, oturma problemlerinin önüne geçebilmek için zemin iyileştirme yapılması hattın emniyeti açısından önem içermektedir. Zemin iyileştirme yöntemi olarak demiryollarında sıkça başvurulan jet grout, derin karıştırma, taş kolon ve plastik kazık uygulamaları başlıca

alternatiflerdir. Yeni yapılacak demiryolu hattı yanında mevcutta var olup çalışmakta olan başka bir hat bulunmaktadır. Jet grout ile zemin iyileştirme yapılırken zemine yüksek basınçla çimento enjeksiyonu verilmektedir. Verilecek enjeksiyon çalışmakta olan hattın altında şişmeye yol açabilir ve çalışan hatta zarar verebilir. Bu yüzden jet grout alternatifi uygun görülmemiştir.

Taş kolon imalatı sırasında kırma taş agregaların boşluklara yerleşmesi ve sıkışabilmesi için zemine titreşim uygulanmaktadır. Mevcut çalışan hattın olduğu göz önünde bulundurulduğunda titreşim esnasında mevcut hat altındaki zeminde oturmalar gözlenebilecektir. Bu yüzden taş kolon imalatı uygun görülmemiştir.

Derin karıştırma kolonları ile zemin iyileştirme yapılması durumunda mevcut hatta zararlı bir etki oluşturulmayacaktır. Bu yüzden problemlili kesimde derin karıştırma kolonu ile zemin iyileştirme yapılması uygun görülmüştür.

Aşağıdaki bölümlerde derin karıştırma kolonları ile zemin iyileştirme yapılması durumunda iyileştirilmiş zeminde taşıma gücü hesabı ve oturma analizleri yer almaktadır.

### **Derin karıştırma kolonları ile iyileştirilmiş zeminde taşıma gücü hesapları**

Derin karıştırma kolonlarının taşıma gücü hesabı yapılırken sahadan alınan ve laboratuvar deneyleriyle hesaplanan parametreler idealize edilerek taşıma gücü hesaplanmıştır. Hesaplarda güvenlik katsayısı 2,50 olarak alınmıştır.

KM: 139+100 – 139+750 arasında kalan güzergâhta 2,50 x 2,50 karelaj ile Ø100cm, L=9,00 m derin karıştırma kolonu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda iyileştirilmiş zeminin taşıma kapasitesi hesapları aşağıda verilmiştir.

### **Sürtünme hesabı (Kil Birim)**

$$Q_s = f * p * \Delta L$$

$$f = \alpha * C_u$$

$$Q_s = \sum (\alpha * C_u * p * \Delta L) \quad (\text{Her katman için ayrıca hesaplanıp toplanacaktır.})$$

p: Kolon Çevresi

$$\alpha = 1 - 0,00615 * (C_u - 25) \quad ; \quad 25 \text{ kPa} < C_u < 90 \text{ kPa}$$

$\alpha$  katsayısının korelasyonu Çizelge 3.13.'ten alınmıştır.

$$p: \pi * 1,00\text{m} = 3,14\text{m}$$

$$Q_s = 1,00 * 25,00 \text{ kPa} * 3,14 \text{ m} * 9,00 \text{ m} = 706,86 \text{ Kn}$$

### Uç Direnci (Kil Birim)

$$Q_p = 9 * C_u * A_p$$

$A_p$ :  $\pi * r^2$ : Kolon uç kesiti alanı

$C_u$ : Zeminin drenajsız kayma mukavemeti

$$A_p = \pi * (0,50 \text{ m})^2 = 0,785 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 9 * 50,00 \text{ kPa} * 0,785 \text{ m}^2 = 353,23 \text{ kN}$$

$$Q_t = 706,86 \text{ kN} + 353,23 \text{ kN} = 1.060,29 \text{ kN}$$

Kolon taşıma kapasitesine dair hesaplar Çizelge 4.6.'da özet olarak verilmiştir.

**Çizelge 4.6.** Derin karıştırma kolonu taşıma kapasitesi

Zemin Birimi	Tabaka Kalınlığı (m)	$C_u$ (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\alpha$	Alan (m <sup>2</sup> )	Taşıma Kapasitesi (kN)
Kil	9,00	25	18	1,00	28,27	706,86
Kil	Uç Direnci	50			0,79	353,43
Toplam Boy (m)	9,00				<b>Toplam:</b>	<b>1.060,29</b>

Kil zemin birimlerinde kolon grup etkisi AASHTO(2012) standardına uygun olarak hesaplanmıştır. Buna göre, iki kolon arasındaki mesafe 2,50xÇap veya daha az olması durumunda verimlilik faktörü  $\mu = 0,65$ , mesafenin 6,00xÇap olması durumunda verimlilik faktörü  $\mu = 1,00$  olarak kabul edilir. Arada kalan değerler için interpolasyon yapılmıştır. Buna göre verimlilik faktörü  $\mu = 0,65$  olarak alınmıştır.

$$\text{Grup Etkisi: } 1.060,29 \times 0,65 = 689,19 \text{ kN}$$

$$Q_{em} = 689,19 / 2,50 = 275,68 \text{ kN} \sim \mathbf{28,00 \text{ ton}} \text{ (}\mathbf{\varnothing 100\text{cm, L=9,00m Derin karıştırma Kolonu)}$$

Derin Karıştırma kolonlarında 2,50 x 2,50 karelaj uygulanması durumunda;

$$\text{Toplam Alan} = 2,50 \times 2,50 = 6,25 \text{ m}^2$$

$$\text{Kolon Alanı} = 1,00 \times 1,00 \times \pi / 4 = 0,785 \text{ m}^2$$

$$\text{Zemin net Alanı} = 6,25 - 0,785 = 5,46 \text{ m}^2$$

$$\text{Zemin emniyetli taşıma kapasitesi} = 43,33 \text{ kPa} / 9,81 = 4,42 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Zeminin Toplam Taşıma Gücü} = 5,46 \times 4,42 \text{ ton/m}^2 + 28,00 \text{ ton} = \mathbf{52,15 \text{ ton}}$$

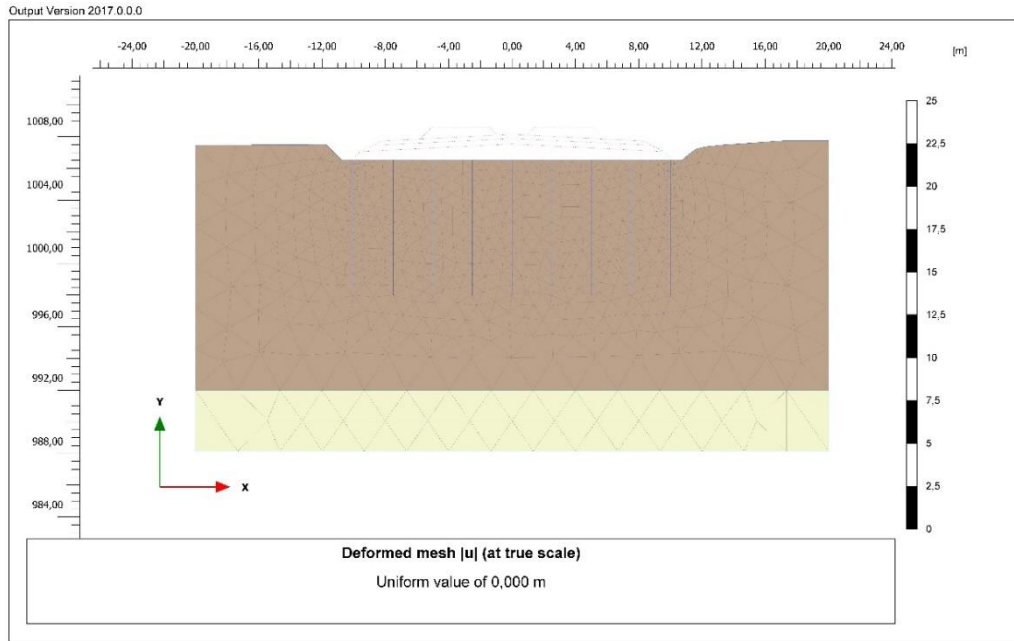
$$\text{Zemine Gelen Maksimum Yük} = 8,23 \text{ ton/m}^2 \times 6,25 = \mathbf{51,43 \text{ ton}}$$

Zemin Emniyet Gerilmesi:  $52,15 / (2,50 \times 2,50) = 8,34 \text{ ton/m}^2$

KM: 139+100 – 139+750 güzergâhının 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonu ile iyileştirilmesi durumunda zemin emniyetli taşıma gücü 81,85 kPa olarak bulunmuştur. Zemin gerilmesi 80,73 kPa olduğu için zeminde taşıma gücü problemi bulunmamaktadır.

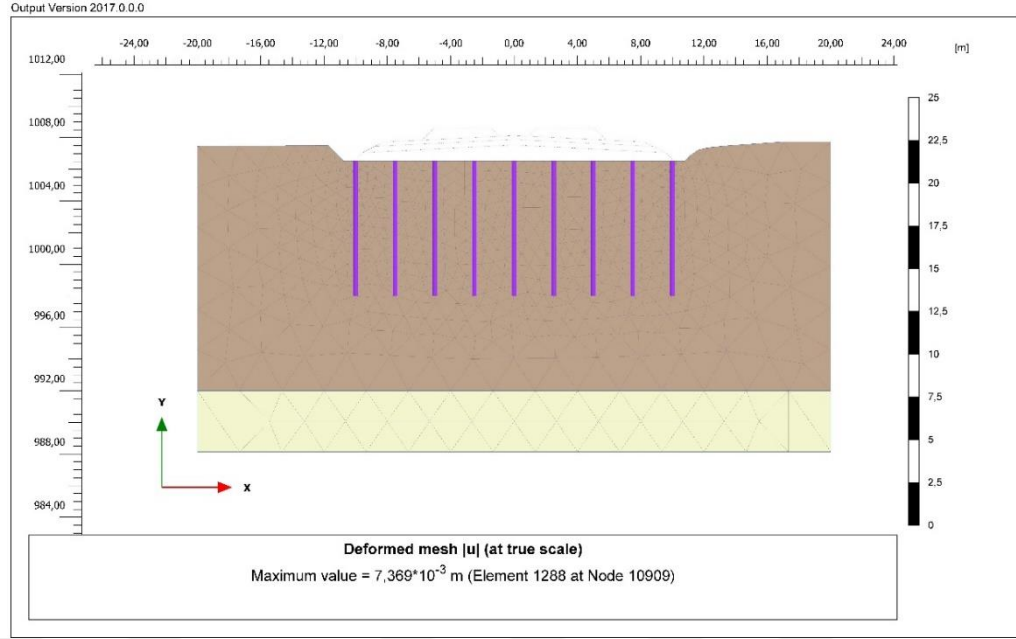
### Derin Karıştırma Kolonu ile İyileştirilmiş Zeminde PLAXIS 2D ile Oturma Tahkiki

KM: 139+100 – 139+750 güzergâhında 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda oluşacak oturmalar PLAXIS 2D bilgisayar programıyla tahkik edilmiştir. PLAXIS 2D bilgisayar programında yenilme kriteri olarak Mohr-Coulumb tercih edilmiştir. İnşa aşamalarına göre PLAXIS 2D analizleri aşağıda yer almaktadır. Şekil 4.16.'da arazinin hali hazırdaki PLAXIS 2D modeli gösterilmiştir.



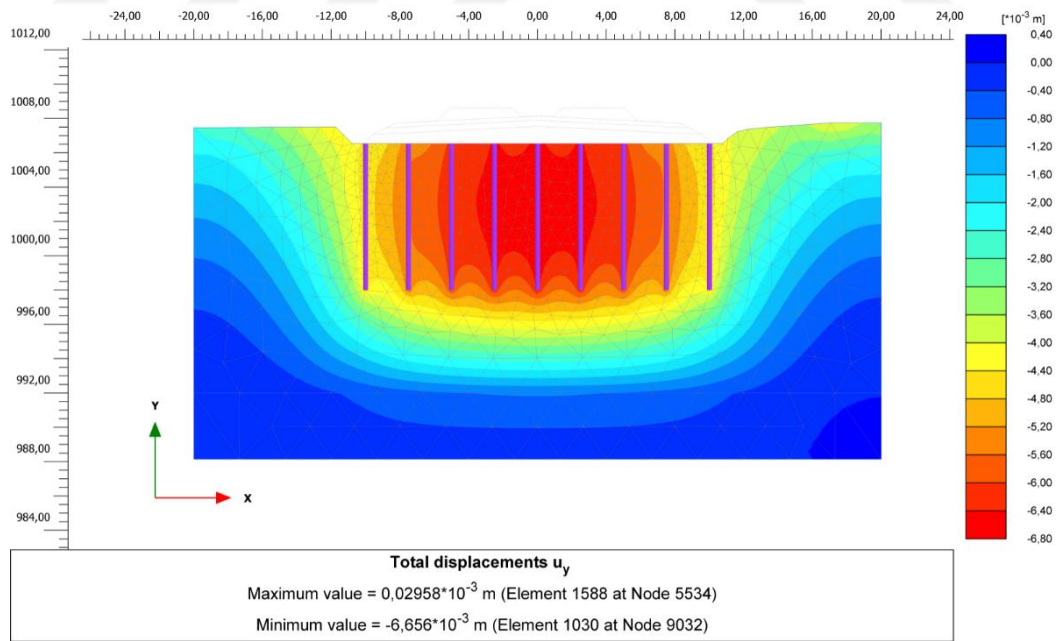
Şekil 4.16. Mevcut durum aşamasında Plaxis 2D modeli

Şekil 4.17.'de demiryolu güzergâhında 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonu yapılması durumunda oluşacak oturmalar verilmiştir.



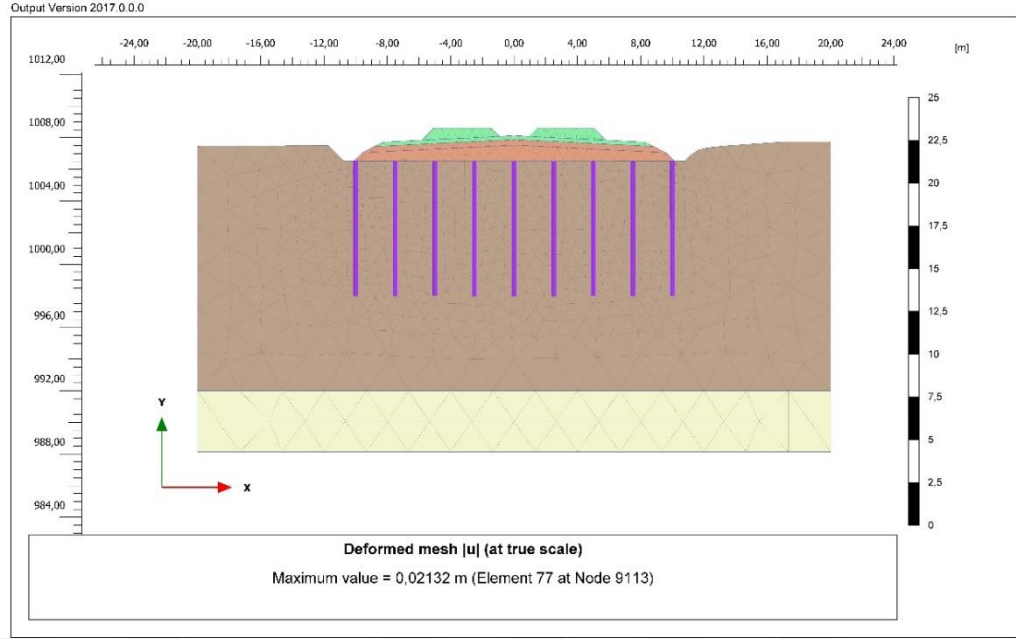
Şekil 4.17. Kolonların imal edilmesi aşamasındaki deformasyon miktarı

Şekil 4.18.'de demiryolu güzergâhında 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış  $\text{Ø}100\text{cm}$ ,  $L=9,00\text{m}$  derin karıştırma kolonu yapılması durumunda zemin içerisinde oluşacak oturmaların dağılımı verilmiştir.



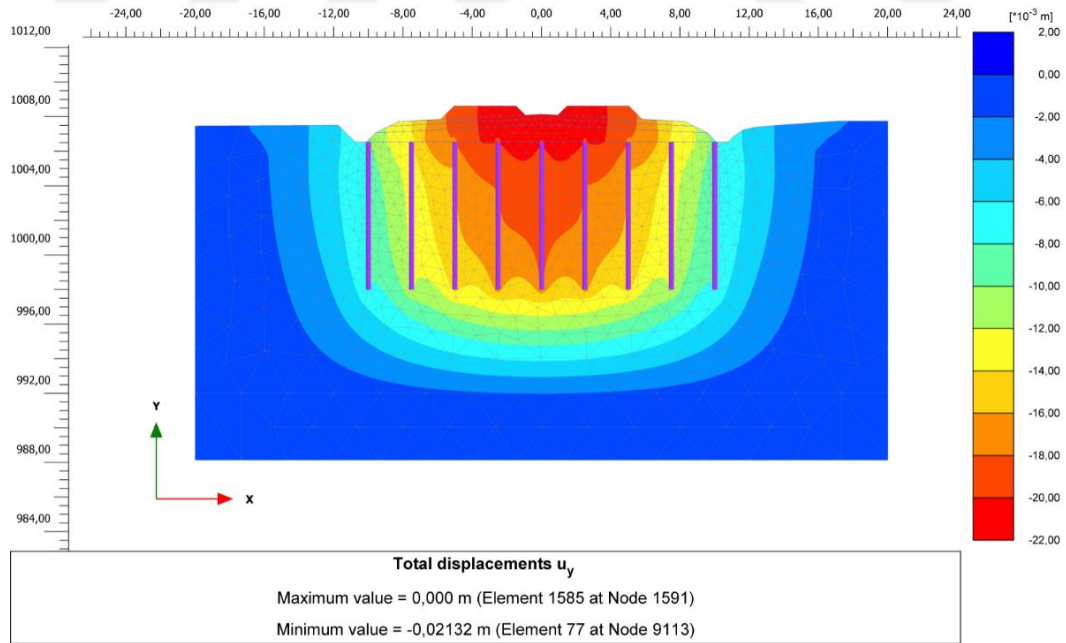
Şekil 4.18. Kolonların imal edilmesi aşamasında zeminde oturmaların dağılımı

Şekil 4.19.'da imalatı tamamlanan kolonlar üzerine alt temel ve sub balast tabakalarının serilmesi sonucu demiryolu hattında oluşacak oturmalar yer almaktadır.



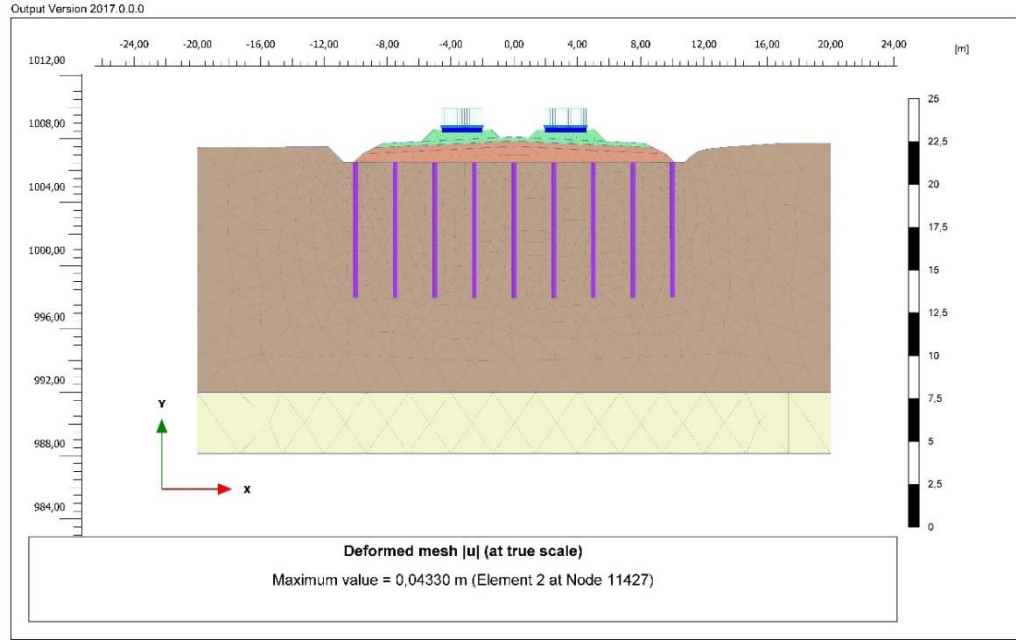
Şekil 4.19. Alt temel ve sub balast tabakalarının imalatı aşamasındaki deformasyon miktarı

Şekil 4.20.'de imalatı tamamlanan kolonlar üzerine alt temel ve sub balast tabakalarının serilmesi sonucunda zeminde oluşacak oturmaların dağılımı yer almaktadır.



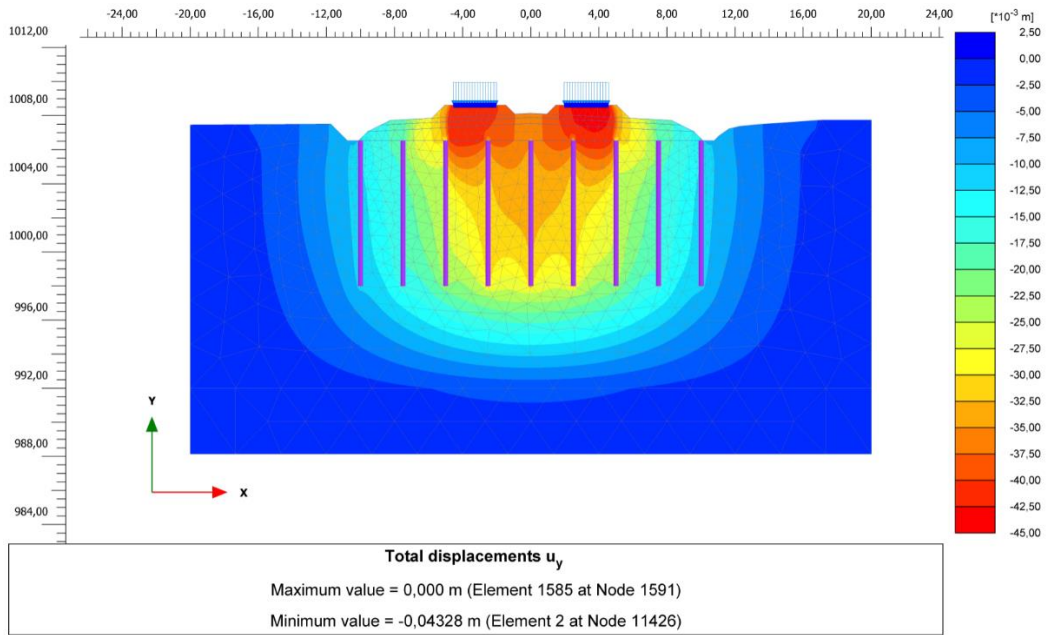
Şekil 4.20. Alt temel ve sub balast tabakalarının imalatı aşamasındaki zeminde oturma dağılımı

Şekil 4.21.'de demiryolu güzergâhının 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonu iyileştirilmesi sonrasında demiryolu hattında tren geçişi durumunda oluşacak oturmalar yer almaktadır.



Şekil 4.21. İyileştirilmiş durumda tren geçişi esnasında deformasyon miktarı

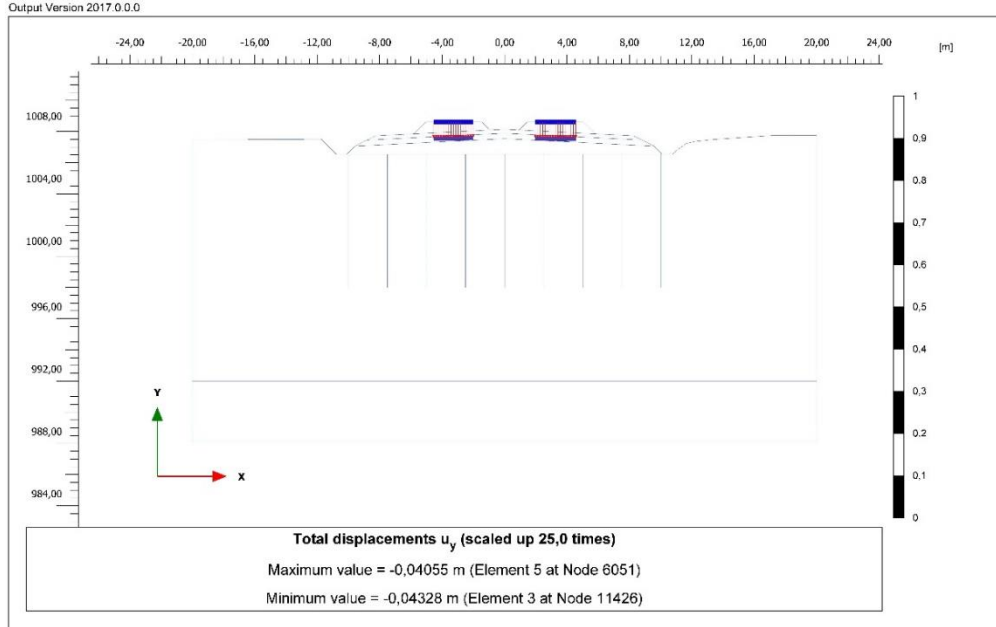
Şekil 4.22.'de demiryolu güzergâhının 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonu iyileştirilmesi sonrasında demiryolu hattında tren geçişi durumunda oluşacak oturmaların dağılımı yer almaktadır.



Şekil 4.22. İyileştirilmiş durumda tren geçişi esnasında zeminde oluşan oturmaların dağılımı

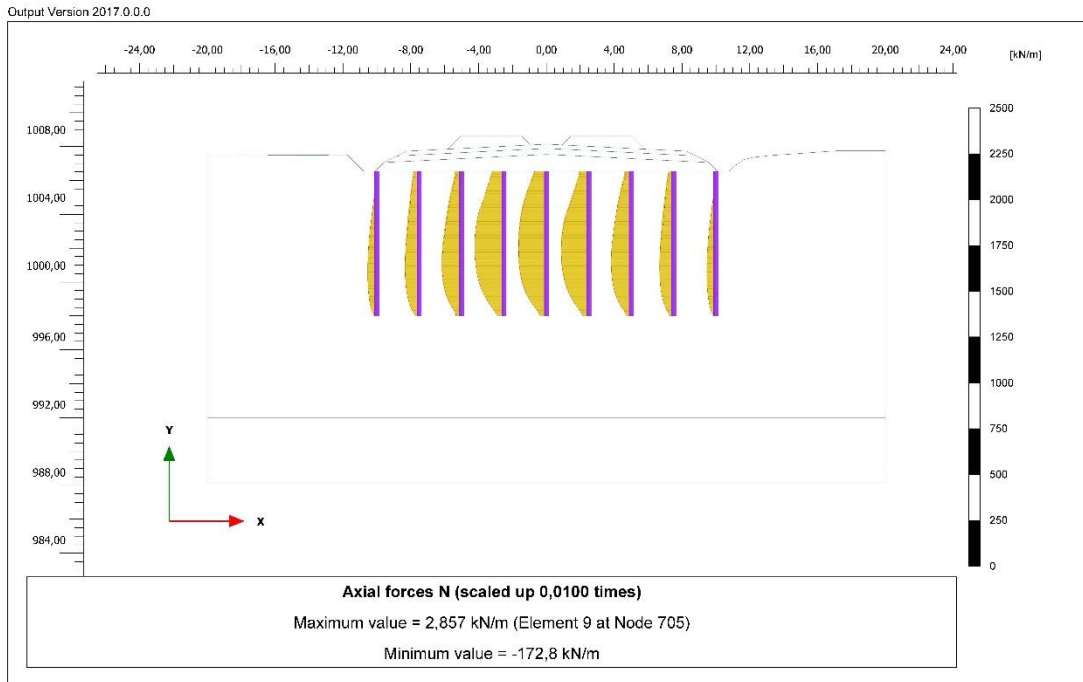


Şekil 4.23.'te demiryolu güzergâhının 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonu iyileştirilmesi sonrasında traverslerde oluşacak oturma verilmiştir.



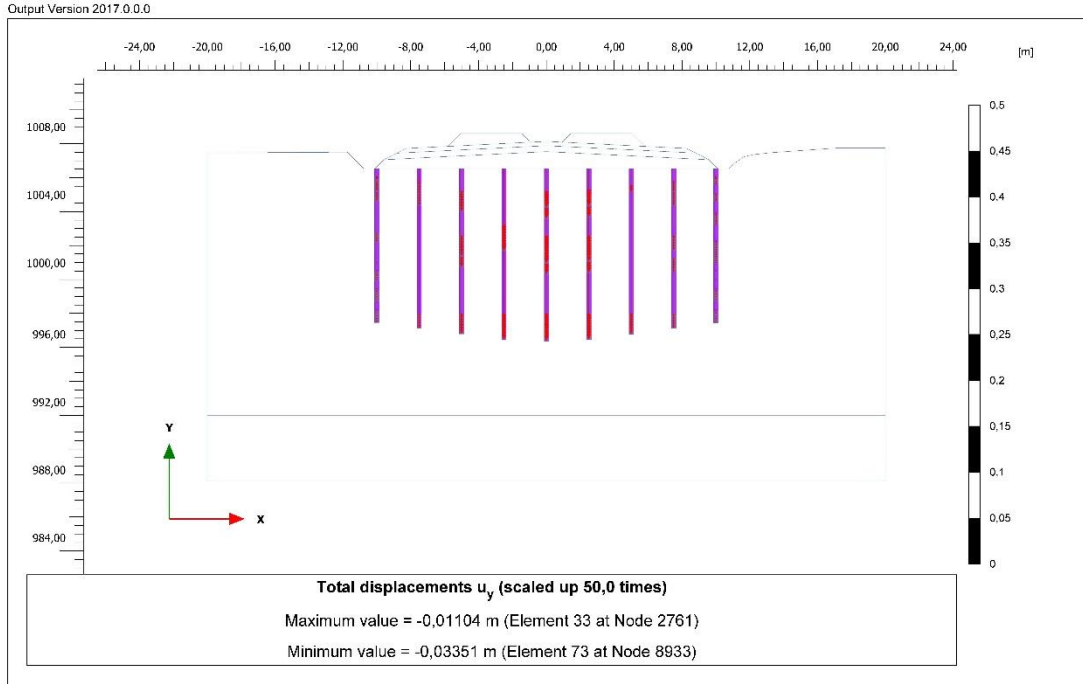
Şekil 4.23. İyileştirilmiş durumda tren geçişi esnasında traverslerde oluşan deformasyon miktarı

Şekil 4.24.'te demiryolu güzergâhında imal edilen kolonların tren geçişi sırasında kolonlar üzerine etkiyen aksenal yük verilmiştir.



Şekil 4.24. İyileştirilmiş durumda kolonlarda oluşan aksenal yük

Şekil 4.25.'te demiryolu güzergâhında imal edilen kolonların düşey deformasyonları verilmiştir.



Şekil 4.25. İyileştirilmiş durumda kolonlarda oluşan deformasyon

Yapılan analizlerde ilgili kesim (KM: 139+100 – 139+750) altında 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılması durumunda oluşması beklenen deformasyonlar ve kolonlardaki deformasyonlar ölçülmüştür. Elde edilen deformasyon miktarları izin verilebilir limitler içerisinde kalmaktadır.

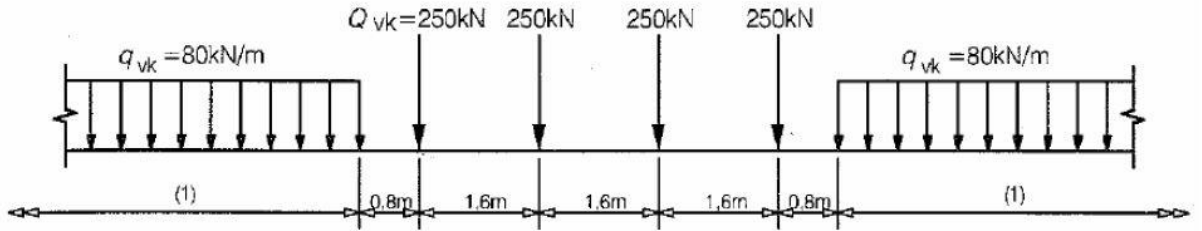
Yukarıda bölümlerde mevcut durumda oluşacak oturmalar analitik hesaplardan 8,50 cm, nümerik analizlerden 7,98cm olarak ölçülmüştür. Problemlili kesim altında 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılması durumunda demiryolu hattında oluşacak oturmalar 4,00 cm mertebelerine gerilemiştir. Buna göre KM: 139+100 – 139+750 arasında 2,50m x 2,50m karelajla Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılması durumunda oturma problemi oluşmayacağı düşünülmektedir.

#### 4.2.2 (Km: 160+450 – 160+850) için güzergâh geoteknik tasarımı

Bu kısımda ilgili kesim için yük kabulleri, bölgede yapılan deneyler ve çalışmalar, parametre tayini, geoteknik hesaplar incelenmiştir.

#### 4.2.2.1 Yük kabulü ve etkiyen gerilmenin tayini

Normal demiryolu trafiği altında düşey yükün statik etkisini temsil eden yük modeli Eurocode LM 71 Şekil 4.26.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.26. Yük modeli LM 71 ve düşey yükler için karakteristik değerler

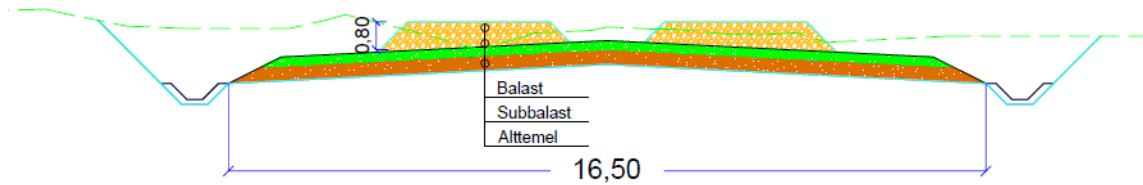
Tren Yüğü = 250,00 kN

Travers Genişliği = 2,60 m

Zemin Gerilmesi =  $250,00 / (1,60 \times 2,60) = 60,00$  kPa

Dinamik Yükler Altında Zemin Gerilmesi =  $60,00 \times 1,33 = 80,00$  kPa

KM: 160+450 – 160+850 arasında bulunan demiryolu hattı en kesitleri incelenmiş ve inceleme sonucu en kritik kesit seçilmiştir.



Şekil 4.27. KM: 160+450 - 160+850 arasındaki kritik kesit

Şekil 4.27.'de verilen kesite göre demiryolu hattında ray üst kotuna ulaşabilmek için araziden 0,70m kazı yapıldıktan sonra alt temel malzemesi serilmeye başlanarak toplamda 1,50m kalınlığında dolgu yapılması gerekmektedir. Bu işlem sonucunda zemin üzerine ekstradan 0,80m dolgu 0,70m kaz-değiştir şeklinde dolgu yapılmış olacaktır. Buna göre zemin gerilmesi hesaplanmış ve tren yükü dolgu içerisinde azalarak zemine etkilmiştir.

$\Delta\sigma = \sigma * B / B1$  olduğuna göre;

$B1 = \text{Travers Genişliği} + \text{Dolgu Kalınlığı}$

$\gamma_{\text{dolgu}} = 20,00$  kN/m<sup>3</sup>

$\Delta\sigma_1 = 80,00 * 2,60m / (2,60 + 1,50) = 50,73$  kPa (Trenden dolayı oluşacak gerilme)

$\Delta\sigma_2 = 0,80 * 20,00 = 16,00$  kPa (Dolgudan dolayı oluşacak gerilme)

$\Delta\sigma_T = 50,73 + 16,00 = 66,73$  kPa olarak hesaplanmıştır.

Demiryolu dinamik yüküne (80,00 kPa) ve incelenen km aralığına göre ray üst kotu altında yapılacak dolgu yüksekliğine bağlı olarak hesaplanan zemin gerilmeleri aşağıdaki Çizelge 4.7.'de verilmiştir.

Çizelge 4.7. Km: 160+450 – 160+850 zemin gerilmesi

KM	Üstyapı Yüğü (kPa)	Dolgu Yüksekliği (m)	Zemin Gerilmesi (kPa)
160+450 – 160+850	80,00	0,80	66,73

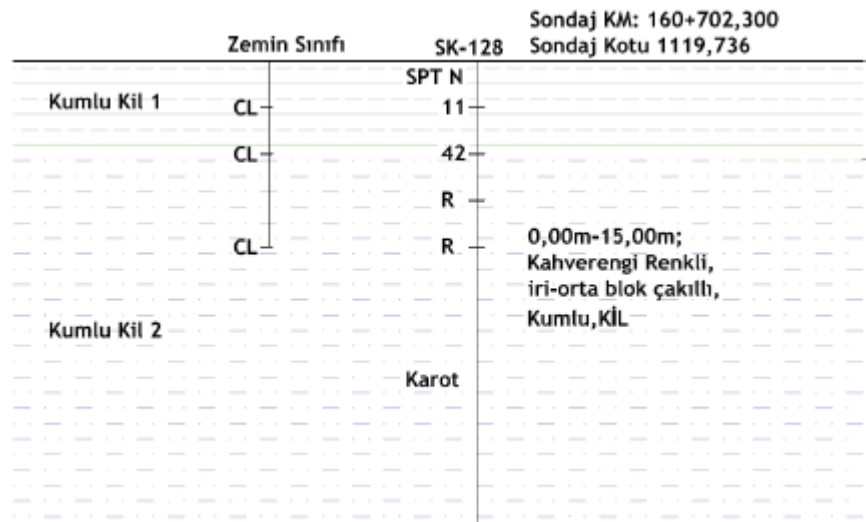
Taşıma gücü ve elastik oturma hesaplarında kullanılacak gerilme 66,73 kPa'dır. Konsolidasyon oturması hesabında net gerilme, sadece ilave yapılacak dolgudan dolayı oluşacak 16,00 kPa alınacaktır.

#### 4.2.2.2 Arazi ve laboratuvar çalışmaları

İlgili güzergâhın jeolojik ve geoteknik yapısını belirlemek amacıyla sondaj ve (SPT) çalışması yapılmış, güzergâha ait zemin profili belirlenmiştir.

Açılan sondaj kuyusuna göre zemin birimi; yüzeyden 15,00m derinliğe kadar kahverengi renkli, iri – orta blok çakıllı, kumlu kil olarak geçilmiştir.

Açılan sondaj kuyusunda belirlenen zemin profili Şekil 4.28.'de yer almaktadır.



Şekil 4.28. Zemin profili

Çizelge 4.8.'de zemin katmanlarına ait elek analizi yer almaktadır.

**Çizelge 4.8.** Zemin katmanlarına ait elek analizi

Derinlik (m)	Su Muhtevası W <sub>n</sub> (%)	Elek #4 Kalan (%)	Elek #200 Geçen (%)
1,50-1,95	6,36	3,60	58,2
3,00-3,45	7,19	6,10	54,2
6,00-6,45	5,06	3,60	59,5

Araziden alınan numunelerin laboratuvar ortamında yapılan kıvam limit analiz sonuçları Çizelge 4.9.'da verilmiştir.

**Çizelge 4.9.** Kıvam limitleri sonuçları

Derinlik (m)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Zemin Sınıfı USCS
1,50-1,95	47	25,6	21,40	CL
3,00-3,45	44	23,8	20,20	CL
6,00-6,45	42,4	23,2	19,20	CL

Standart penetrasyon deneyi sonucunda ölçülen SPT-N değerleri Çizelge 4.10.'da verilmiştir.

**Çizelge 4.10.** Sondaj kuyusuna ait SPT-N değerleri

Sondaj Derinliği (m)	SPTN <sub>30</sub>
1,50 – 1,95	11
3,00 – 3,45	42
4,50 – 4,95	R
6,00 – 6,45	R

#### 4.2.2.3 Zemin parametrelerinin belirlenmesi ve idealize zemin profili

Zemin parametreleri ve profilinin belirlenmesi için SPT-N değerleri ve Atterberg limitleri kullanılmıştır. Killi birimler için elastisite modülü belirlenirken, Çizelge 3.7.'de belirtilen sınırlar içerisinde güvenli tarafta kalınmıştır.

Oturma hesapları için gerekli olan, zeminlerin poisson oranı değerleri yeraltı su seviyesine göre Çizelge 3.8.'e uygun belirlenmiştir

Laboratuvar sonuçlarında verilen plastisite indisi değerlerine göre drenajsız kayma mukavemet değerleri Denklem 3.2'ye uygun seçilmiştir.

Drenajsız kayma mukavemetinin hesaplanabilmesi amacıyla 3,00m kalınlığındaki tabakanın SPT-N direnci 11 olarak kabul edilmiştir. Buna göre enerji ve tij düzeltilmesi yapıldıktan sonra N<sub>60</sub> değeri yaklaşık 6 olarak belirlenmiştir. Buna göre

3,00m kalınlığındaki zemin birimlerinin drenajsız kayma mukavemeti güvenli tarafta kalınarak Denklem 3.2 yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$C_u = 6,00 * 4,20 \cong 25 \text{ kPa}$$

Hacimsel sıkışma katsayısı ( $m_v$ ) aşağıdaki bağıntı yardımıyla belirlenmiştir.

$$m_v = \frac{1}{E} = \frac{1}{12.500 \text{ kPa}} = 8,00 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$$

Hesaplamalarda kullanılan idealize zemin profili ve parametreleri, yapılan saha ve laboratuvar deneyleri kullanılarak ayrıca literatürde belirtilen sınırlar içerisinde kalınarak belirlenmiş olup Çizelge 4.11.'de gösterilmiştir. Yapılan sondajlarda yeraltı su seviyesine rastlanmamıştır.

**Çizelge 4.11.** Güzergâha ait idealize zemin profili ve parametreleri

KM Aralık	Sondaj	Jeolojik Birim	Cu (kPa)	Es (kN/m <sup>2</sup> )	v	$m_v = 1/E_s$ (m <sup>2</sup> /kN)
160+450 - 160+850	SK-128	Kumlu, Kil	25,00	12.500	0,30	$8,00 \times 10^{-5}$

#### 4.2.2.4 Mühendislik analizleri ve değerlendirmeler

Bu bölümde yukarıda verilen gerilme değeri ve idealize zemin profili kullanılarak güzergâh için taşıma gücü, oturma ve sıvılaşma hesabı yapılmıştır.

##### **Km: 160+450– 160+850 güzergâh taşıma kapasitesi**

$$q_{nf} = C_u \cdot N_c$$

$$(N_c)_{\text{şerit}} = 5,20$$

$$q_{nf} = 25,00 * 5,20 = 130,00 \text{ kPa}$$

$$q_{n(\text{emn})} = \frac{130,00}{3,00} = 43,33 \text{ kPa}$$

KM: 160+450 – 160+850 güzergâhı için zemin emniyetli taşıma gücü 43,33 kPa olarak bulunmuştur. Zemin gerilmesi 66,73 kPa olduğu için zeminde taşıma gücü problemi beklenmektedir.

##### **Dinamik yükler altında oturma hesapları**

Zemin birimlerinde dinamik yükler altında oturma hesabının yapılmasında;

$S_i = (q * B/E) (1 - v^2) I_s$  formülü kullanılmıştır. Buna göre;

$S_i$ : Oturma miktarı

$q$ : Zemine etkiyen gerilme

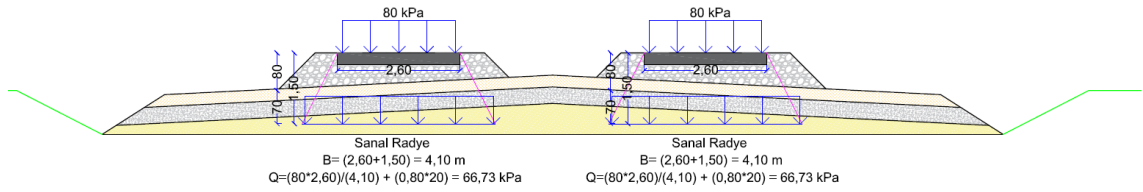
$B$ : Yükün etkiği genişlik

$E$ : Elastisite modülü

$\nu$ : Poisson oranı

$I_s$ : Şekil faktörü (Çizelge 3.12. aracılığıyla belirlenmektedir.)

Hat işletmeye açıldıktan sonra zeminde oluşacak gerilmeler Şekil 4.29.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.29. 0,80 m Dolgu olan kesitler için üstü yapı yükü dağılımı

Hesaplamlarda kullanılan şekil faktörü, Çizelge 3.12.'de bulunmayan L/B oranları için interpolasyonla elde edilmiştir.

#### KM: 160+450 – 160+850 Güzergâh elastik oturma hesabı

$$S = (q_{NET} * B/E) * (1 - \nu^2) * I_s$$

$$E = 12.500 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0,30$$

Zeminde oluşacak gerilme artışı: 66,73 kPa

$$S = (66,73) * 4,10 * (1 - 0,30^2) * 2,52 / 12.500 = 0,0501 \text{ m} = 5,01 \text{ cm}$$

#### KM: 160+450 – 160+850 Konsolidasyon oturması hesabı

Killi zeminlerin konsolidasyon oturması hesabı;

$$S = \Delta q' * H * m_v * \mu \text{ formülü aracılığıyla hesaplanmaktadır.}$$

$\Delta \sigma'$ : Ortalama gerilme artışı

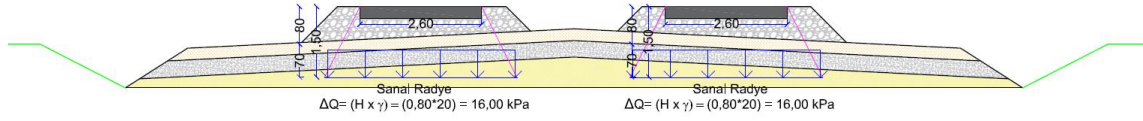
H: Sıkışabilir kil tabakası yaklaşık 14,00m olarak alınmıştır.

$m_v$ : Hacimsel sıkışma katsayısı

$\mu$ : Reolojik faktör (1,00 alınmıştır.)

H: Sıkışabilir tabaka kalınlığı'dır.

Konsolidasyon oturmasına sebep olacak dolgu yükü aşağıdaki Şekil 4.30.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.30. Konsolidasyon oturması oluşturacak dolgu yükü H = 0,80 m

$\Delta\sigma$  = Kil Tabakasının Orta Noktasına Gelen Yükün Dağılmasıyla Oluşan Zemin Gerilmesi

B = Alt temel taban genişliği 16,50m'dir.

Sıkışabilir kil tabakası yaklaşık 3,00m olarak alınmıştır.

Zeminde oluşacak gerilme artışı:  $1,50\text{m} * 20,00 \text{ kN/m}^3 = 30,00 \text{ kPa}$

$m_v = 1/E = 1/12.500 \text{ kN/m}^2 = 8,00 \times 10^{-5} \text{ m}^2/\text{kN}$

Siltli, Kil Tabakasının Ortasına Gelen Sanal Radye Boyutları:

$B_1 = 18,50 + 3,00/2 = 20,00 \text{ m}$

$\Delta\sigma = Q \times B / (B_1) = (16,00) \times 18,50 / (20,00) = 14,80 \text{ kPa}$

$S = 8,00 \times 10^{-5} \times 3,00 \times 14,80 = 0,0036 \text{ m} = 0,36 \text{ cm}$

$S_T = 5,01 + 0,36 = 5,37 \text{ cm}$  (Toplam oturma)

TCDD'nin müsaade edilebilir oturma miktarı Zemin Teknik Şartnamesi-2011'de 5,00cm olarak belirtilmiştir. Analitik hesaplar sonucunda ilgili kesim içerisinde oturma problemi olduğu belirlenmiştir.

### Sıvılaşma riskinin değerlendirilmesi

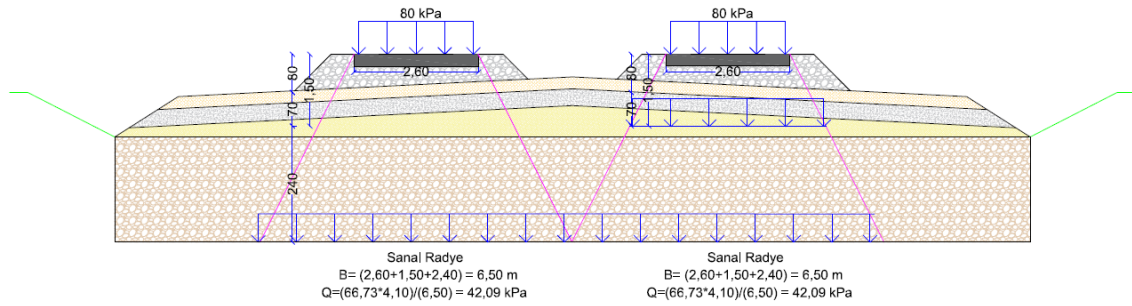
Sıvılaşma problemi genellikle çok sıkı olmayan ve suya doygun kumlu tabakalarda görülür. KM: 160+450 – 160+850 güzergâhının oturduğu zemin birimi kil içerikli olduğundan ve yapılan sondajlarda yeraltı suyuna rastlanılmadığından güzergâhta sıvılaşma problemi beklenmemektedir.

Yapılan taşıma gücü ve oturma analizleri sonucunda güzergâhta taşıma ve oturma problemi belirlenmiştir. Belirlenen taşıma gücü, oturma problemlerinin önüne geçebilmek için zemin iyileştirme yapılması hattın emniyeti açısından önem içermektedir. Hesap yapılan kilometre aralığı için yapılmış sondajlara göre 1,50 – 1,95m derinlikte SPT-N değeri 11, 3,00 – 3,45m aralığında ise 42 olarak ölçülmüştür. Söz konusu bölgede sığ derinlikte zayıf zemin bulunmaktadır. Bu tür sığ derinlikte



karşılaşılan zayıf zeminler kaldırılarak yerine kaya dolgu yapılması en ekonomik ve makul yöntem olarak görülmüştür.

KM: 160+450 – 160+850 arasında yapılan sondaj verilerine göre söz konusu kesimde 2,00 – 3,00m aralığında zayıf zemin bulunmaktadır. Bu zayıf zemin tabakaları kaldırılarak daha sonradan sıkışmayacağı kabul edilen kaya dolgu ile dolgu yapılması durumunda aşağıda bulunan sağlam tabakanın parametreleri kullanılarak yeniden taşıma gücü hesapları yapılmıştır.



Şekil 4.31. KM: 160+450 - 160+850 Arasında 2,40m kalınlığında kaya dolgu yapılmış durum

Şekil 4.31.'de verilen kesite göre demiryolu hattı altında 2,40m kalınlığında kaya dolgu yapılması durumunda zemin gerilmesi hesaplanmıştır.

$\Delta\sigma = \sigma * B / B1$  olduğuna göre;

$B1 = \text{Travers Genişliği} + \text{Dolgu Kalınlığı}$

$\gamma_{\text{dolgu}} = 20,00 \text{ kN/m}^3$

$\Delta\sigma_1 = 80,00 * 2,60\text{m} / (2,60 + 1,50 + 2,40) = 32,00 \text{ kPa}$  (Trenden dolayı oluşacak gerilme)

$\Delta\sigma_2 = 16,00 * 18,50 / (18,50 + 2,40) = 14,16 \text{ kPa}$  (Dolgudan dolayı oluşacak gerilme)

$\Delta\sigma_T = 32,00 + 14,16 = 46,16 \text{ kPa}$  olarak hesaplanmıştır.

Demiryolu hattı altında kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda kaya dolgu tabanında oluşacak zemin gerilmesi 46,16 kPa olarak belirlenmiştir.

KM: 160+450 – 160+850 arasında 2,40 m kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda demiryolu hattı tabanı yüzeyden 3,00m derinlikteki zemin birimlerine oturacaktır. Bu birimlerde SPT-N değeri 42 olarak ölçülmüştür. Bu derinlikteki zeminin drenajsız kayma mukavemeti güvenli tarafta kalınarak 100 kN/m<sup>2</sup> olarak belirlenmiştir. İyileştirilmiş durumda zeminin emniyetli taşıma kapasitesi aşağıdaki hesaplarda gösterilmiştir.

$$(N_c)_{\text{serit}} = 5,20$$

$$q_{nf} = 100,00 * 5,20 = 520,00 \text{ kPa}$$

$$q_{n(\text{emn})} = \frac{520,00}{3,00} = 173,33 \text{ kPa}$$

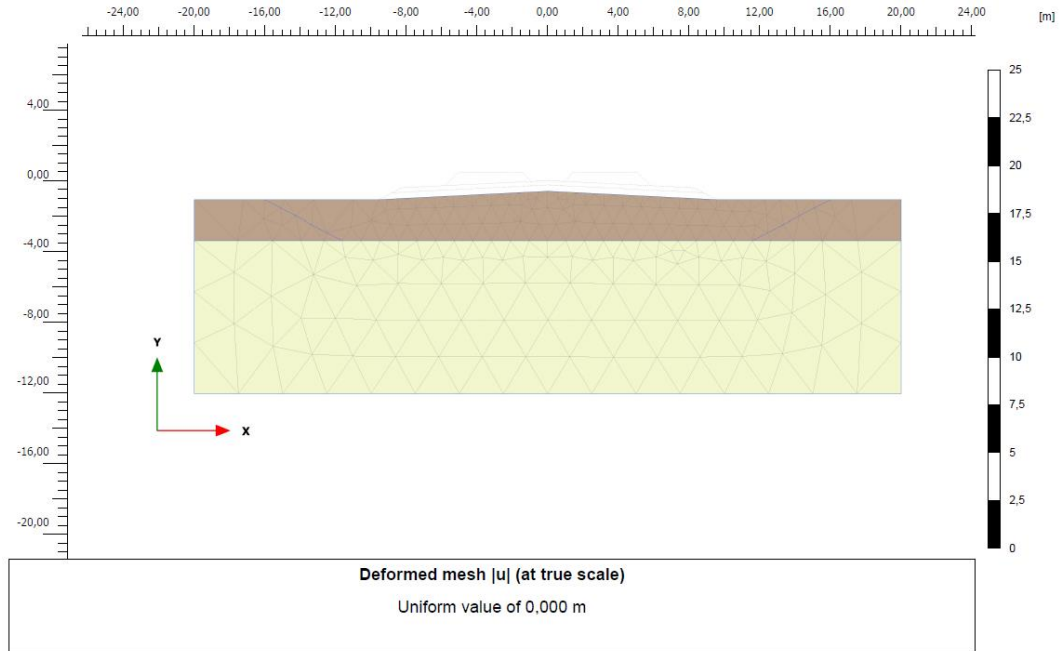
KM: 160+450 – 160+850 güzergâhında 2,40m kalınlığında kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda zemin emniyetli taşıma gücü 173,33 kPa olarak bulunmuştur. İyileştirilmiş durumda zemin gerilmesi 46,16 kPa olduğu için zeminde taşıma gücü problemi beklenmemektedir.

### Kaya dolgu ile iyileştirilmiş zeminde PLAXIS 2D bilgisayar programında oturma tahkiki

KM: 160+450 – 160+850 güzergâhında 2,40 kalınlığında kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda oluşacak oturmalar PLAXIS 2D bilgisayar programıyla tahkik edilmiştir. PLAXIS 2D bilgisayar programında yenilme kriteri olarak Mohr-Coulumb tercih edilmiştir.

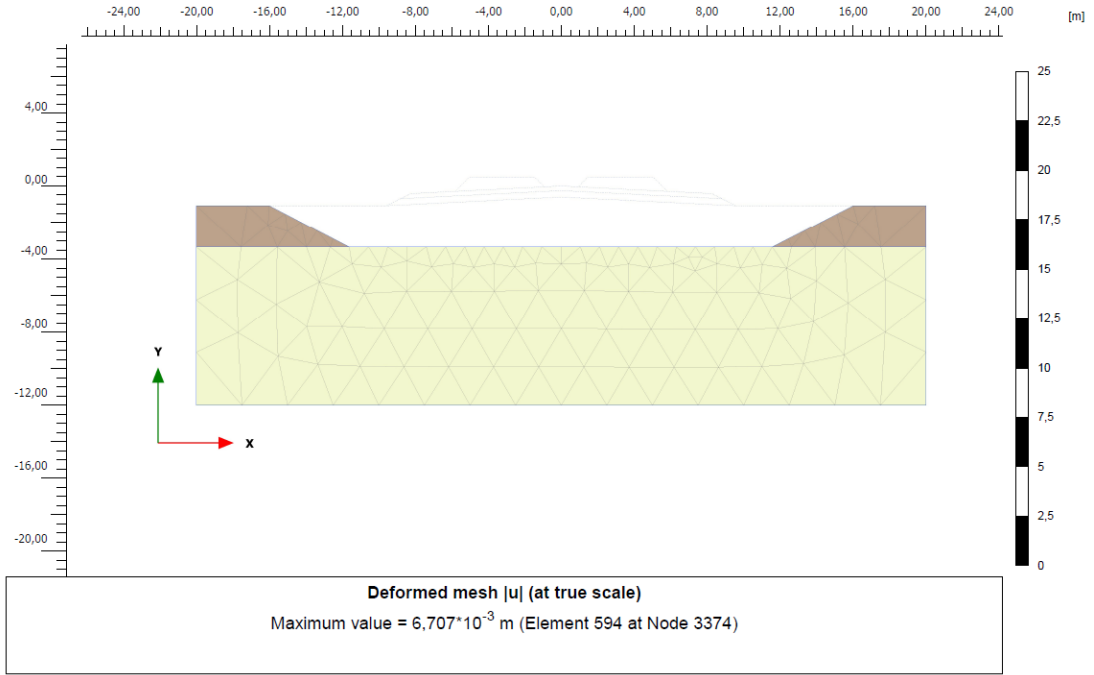
İnşa aşamalarına göre PLAXIS 2D analizleri aşağıda yer almaktadır.

Şekil 4.32.'de arazinin hali hazırdaki PLAXIS 2D modeli gösterilmiştir.



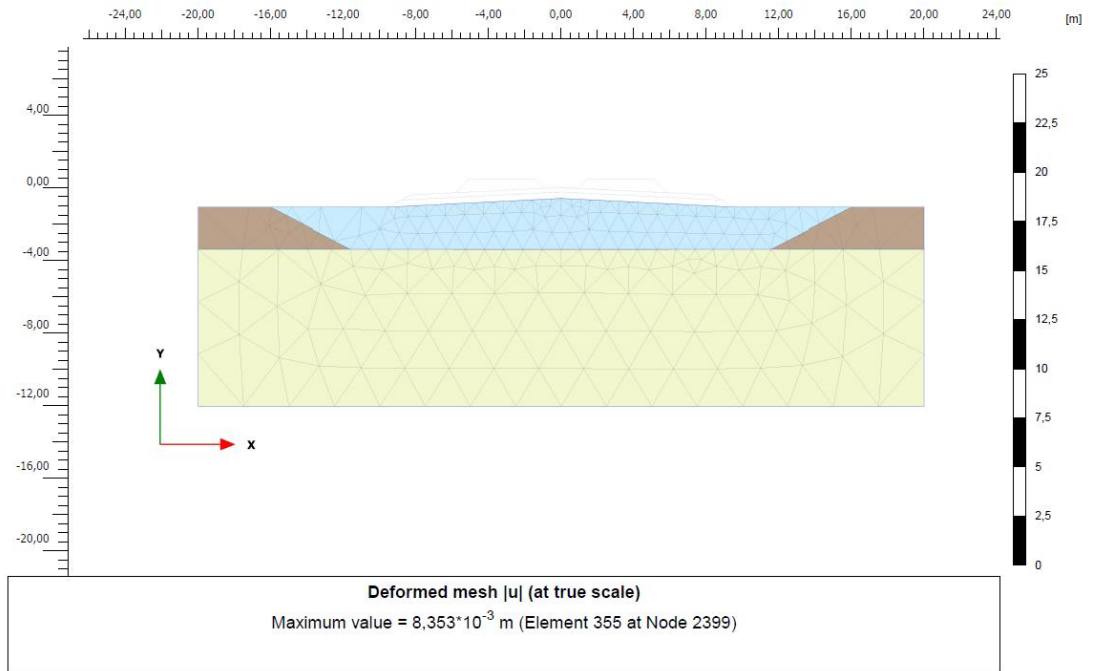
Şekil 4.32. Mevcut durum aşamasında Plaxis 2D modeli

Şekil 4.33.'te zemin iyileştirme işleri yapılması öncesi 2,40m derinliğinde kazı PLAXIS 2D'de modellenmiştir.



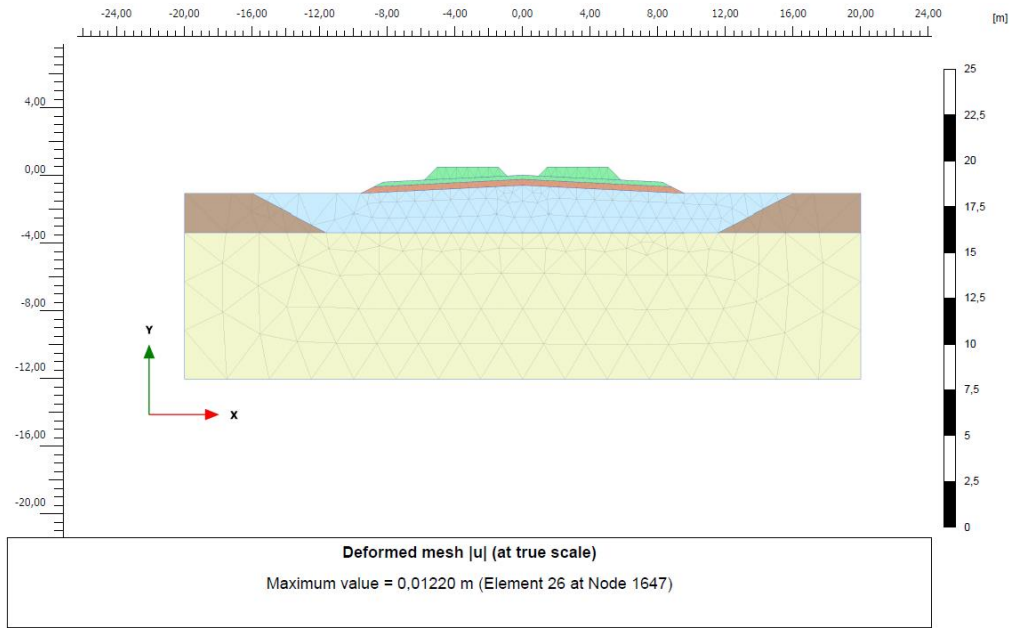
Şekil 4.33. 2,40m Derinliğinde iyileştirme kazısı yapılması

Şekil 4.34.'te 2,40m kalınlığında kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda oluşacak deformasyonlar verilmiştir.



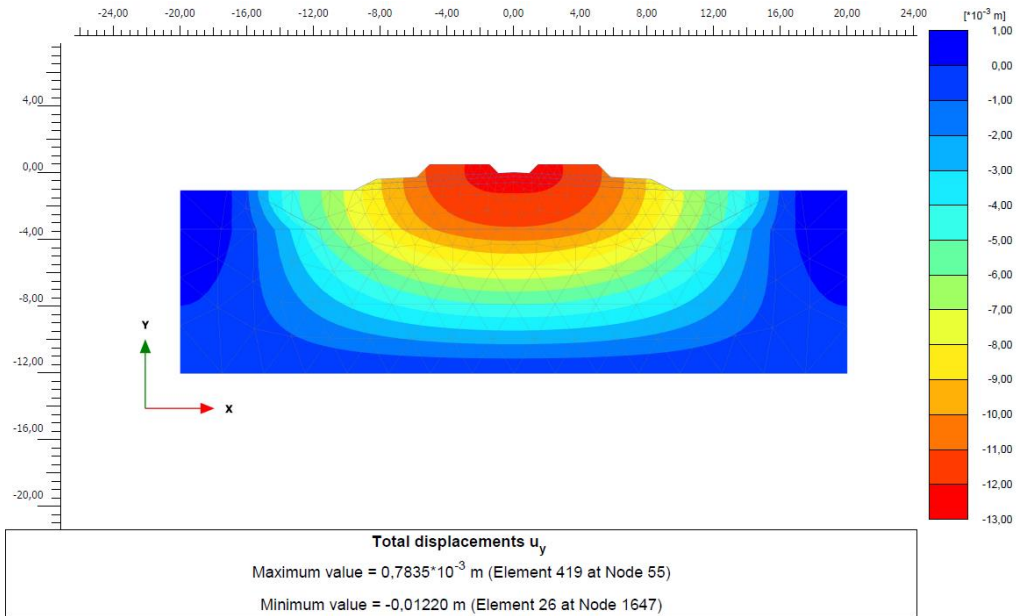
Şekil 4.34. 2,40m kalınlığında kaya dolgu yapılması

Şekil 4.35.'te 2,40m kalınlığında kaya dolgu üzerine alt temel ve sub balast tabakası serilmesi sonucunda oluşacak deformasyonlar verilmiştir.



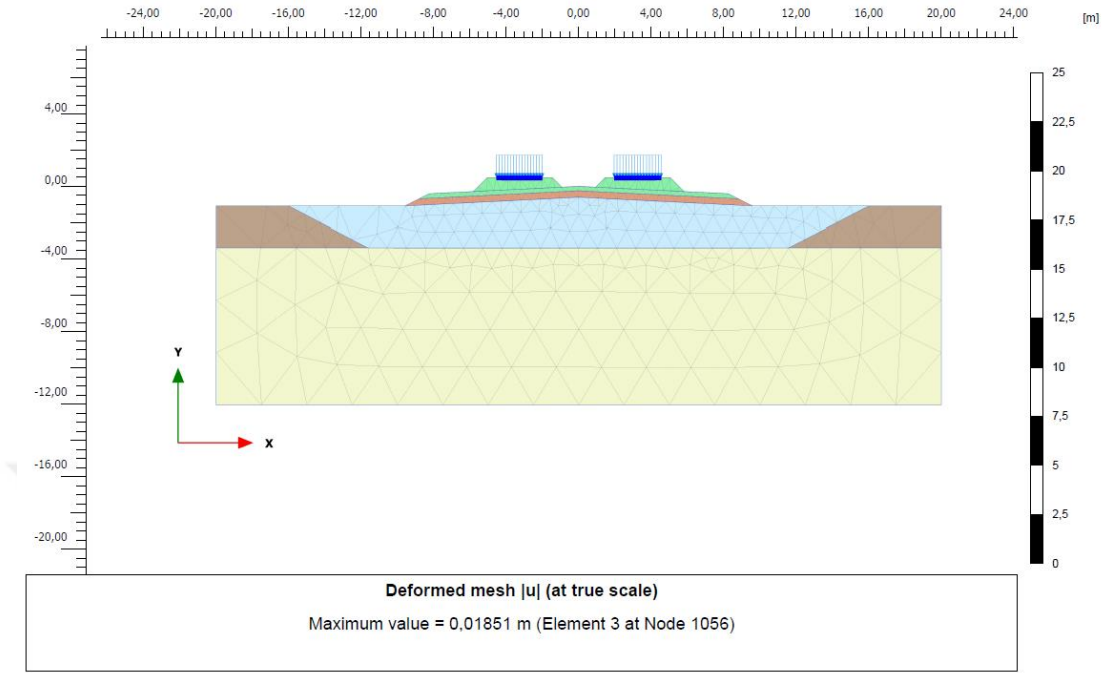
Şekil 4.35. Alt temel ve sub balast tabakalarının imalatı aşamasındaki deformasyon miktarı

Şekil 4.36.'da 2,40m kalınlığında kaya dolgu üzerine alt temel ve sub balast tabakası serilmesi sonucunda oluşacak oturmaların dağılımı verilmiştir.



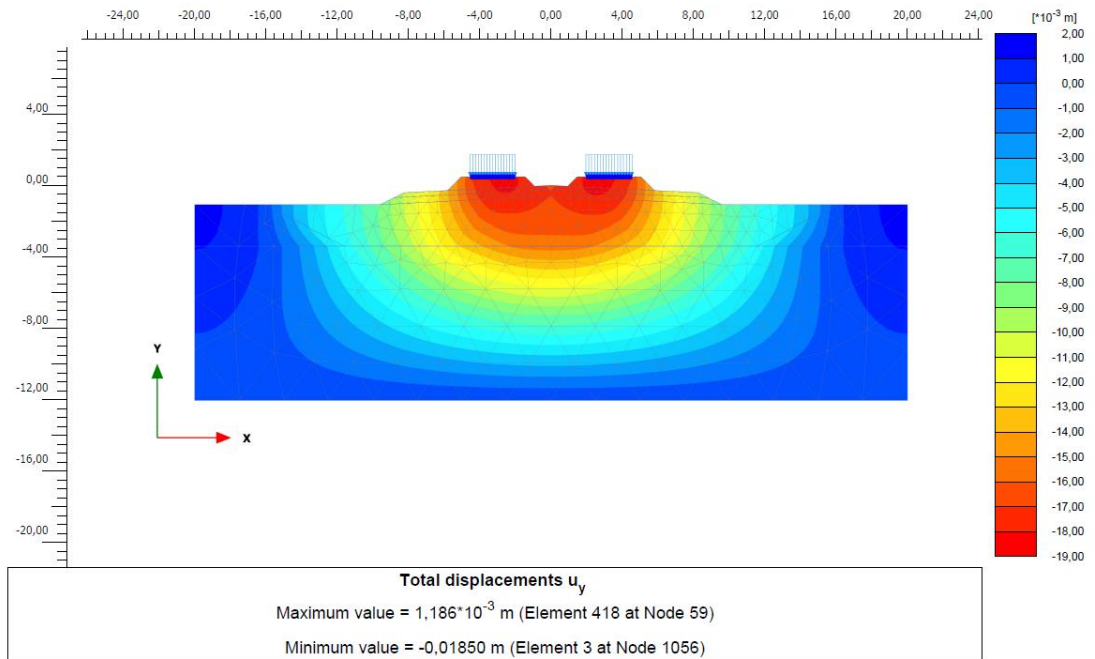
Şekil 4.36. Alt temel ve sub balast tabakalarının imalatı aşamasındaki zeminde oturmaların dağılımı

Şekil 4.37.'de 2,40m kalınlığında kaya dolgu ile iyileştirilmiş demiryolu hattında tren geçişi sırasında oluşacak oturmalar verilmiştir.



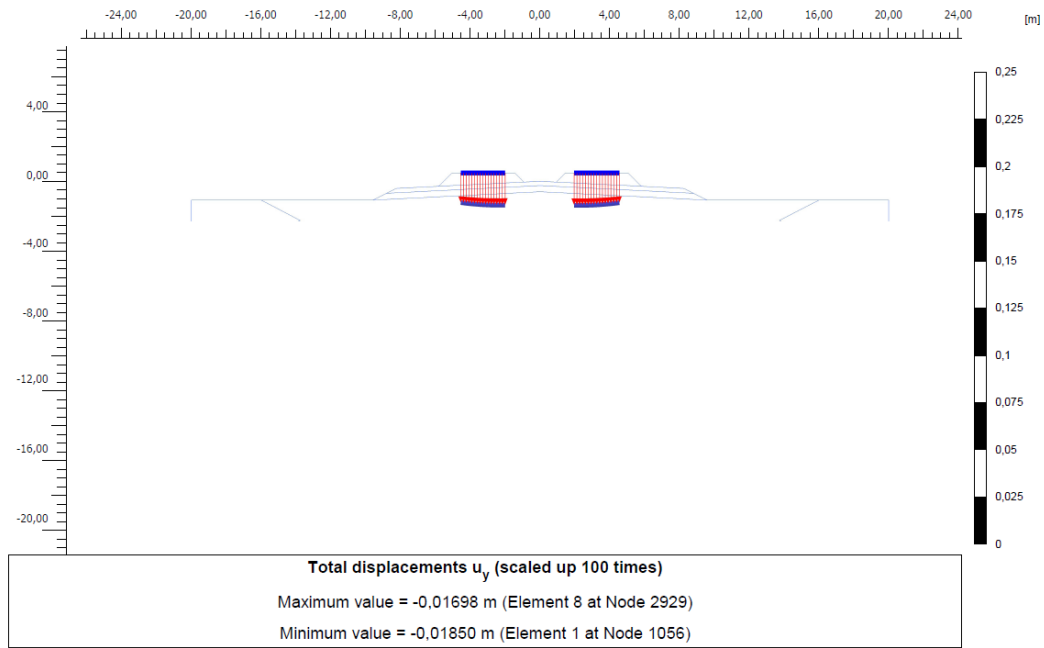
Şekil 4.37. İyileştirilmiş durumda tren geçişi esnasında deformasyon miktarı

Şekil 4.38.'de 2,40m kalınlığında kaya dolgu ile iyileştirilmiş demiryolu hattında tren geçişi sırasında oluşacak oturmaların zemin içerisinde dağılımı verilmiştir.



Şekil 4.38. İyileştirilmiş durumda tren geçişi esnasında zeminde oluşan oturmaların dağılımı

Şekil 4.39.'da 2,40m kalınlığında kaya dolgu ile iyileştirilmiş demiryolu hattında traverslerde oluşacak oturmalar verilmiştir.



Şekil 4.39. İyileştirilmiş durumda tren geçişi esnasında traverslerde oluşan deformasyon miktarı

Yapılan analizlerde ilgili kesimde 2,40m kaz – değiştir metodu ile kaya dolgu yapılması durumunda oluşması beklenen deformasyonlar 1,85cm olarak ölçülmüştür. Elde edilen deformasyon miktarları izin verilebilir limitler içerisinde kalmaktadır.

Yukarıda bölümlerde mevcut durumda oluşacak oturmalar analitik hesaplardan 5,37 cm, olarak ölçülmüştür. Problemlili kesim altında 2,40m kaz – değiştir metodu ile kaya dolgu yapılması durumunda oluşması beklenen deformasyonlar 1,85cm mertebelerine gerilemiştir. Buna göre KM: 160+450 – 160+850 arasında 2,40m kaz – değiştir metodu ile kaya dolgu yapılması durumunda taşıma gücü ve oturma problemi oluşmayacağı düşünülmektedir.

#### 4.3 Karaman – Ulukışla Demiryolu Hattı Sanat Yapılarında Karşılaşılan Problemin Top-Down Yöntemi ile çözümü.

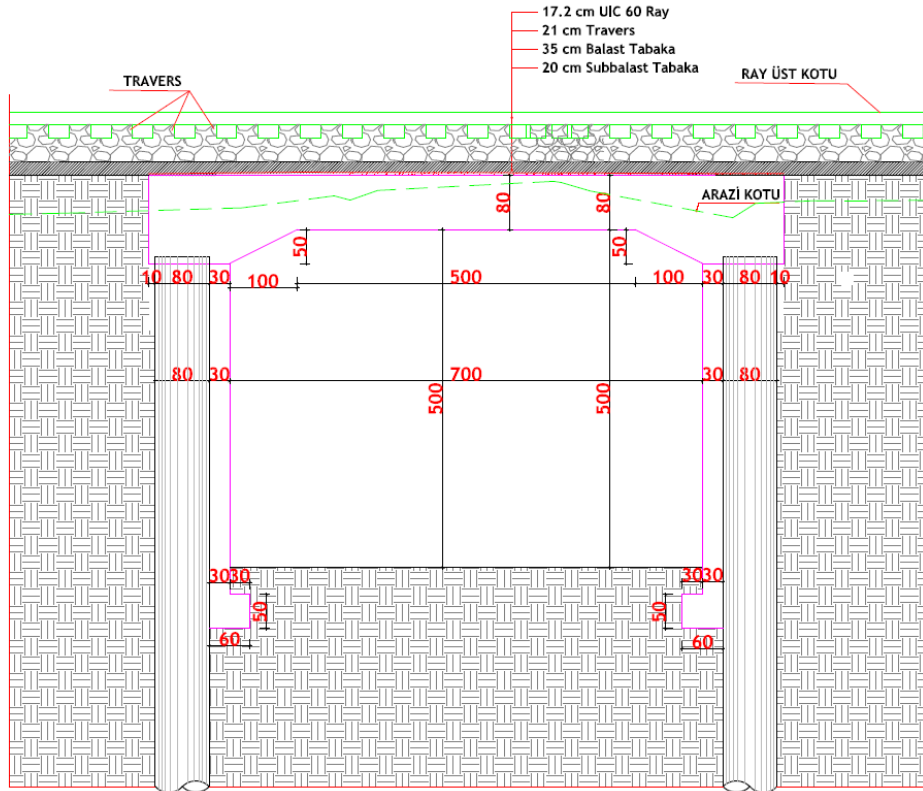
Bu kısımda Karaman – Ulukışla arası hızlı tren projesi altyapı projelendirme çalışmaları kapsamında, demiryolu hattının KM: 201+900 - 202+000 arasında kalan demiryolu – karayolu kesişme güzergâhında karşılaşılan problemin top – down yöntemi ile çözümünden bahsedilmiştir. İlgili alana ait zemin araştırması yapılmış, zemine ait parametreler ve zemin profili belirlenmiştir.

#### 4.4 Top-Down Yöntemi ile Altgeçit Tasarımı

Karaman – Ulukışla 135 km 2. Hat Altyapı ve Üstyapı Yapım işi kapsamında demiryolu ve karayolu kesişim noktalarında alt geçit, üst geçit, köprü vb. yapılar yapılması suretiyle demiryolu ve karayolu ulaşımının kesintisiz olarak devam etmesi hedeflenmiştir.

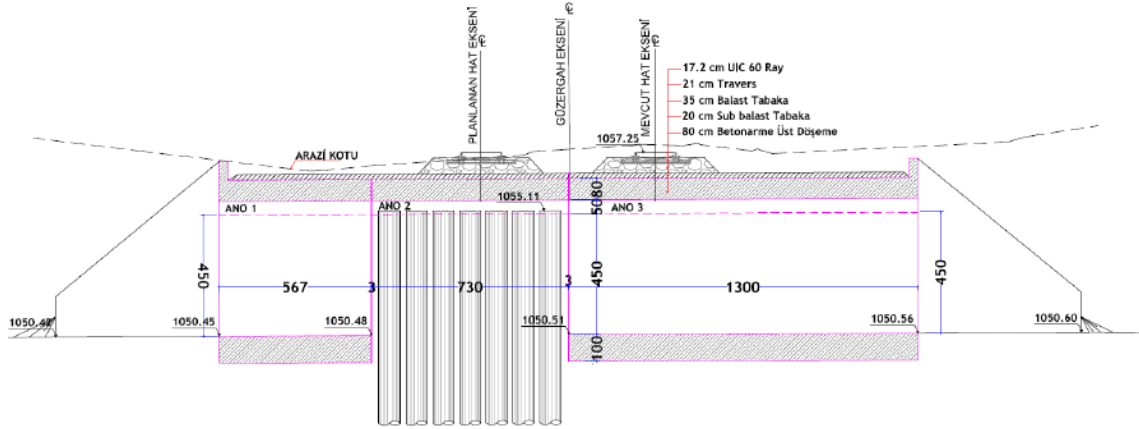
Yapılması düşünülen alt geçit yapıları genelde şehir içerisine denk gelmektedir. Alt geçitlerde ki gabari ve betonarme yapıların kalınlığı göz önünde bulundurulduğunda yaklaşık olarak 6-8m arasında değişen derinliklerde kazılar yapılması gerekmektedir. Yapılacak kazılar şevli olarak yapılamamakta çevre yapıların güvenliğini tehlikeye atmaktadır. Ayrıca inşaat süresince mevcut hat üzerinde çalışan trenin hizmet etmeye devam etmesi gerekmektedir. Bunun için altgeçit inşasının iksalı olarak tatbik edilmesi uygun görülmektedir.

Karaman – Ulukışla 135 km 2. Hat Altyapı ve Üstyapı Yapım işi kapsamında demiryolu ve karayolu kesişim noktasında alt geçidin Top-down yöntemi ile inşası planlanmıştır. Alt geçit Şekil 4.40. ve Şekil 4.41.'de görüldüğü gibi projelendirilmiştir.



Şekil 4.40. Alt geçit en kesiti

Şekil 4.40.'ta verilen 5m x 7m açıklığındaki alt geçit en kesitinde 80cm çapında fore kazıklar, fore kazıkları bağlayan 80cm yüksekliğinde başlık kirişi ve başlık kirişi üzerinde demiryolu dolgusu bulunmaktadır.

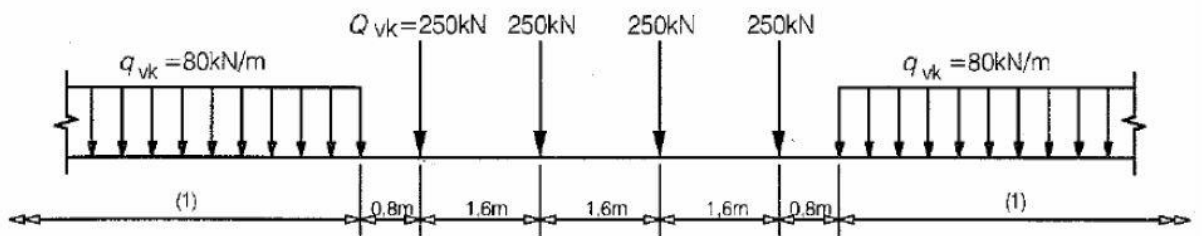


Şekil 4.41. Alt geçit boy kesiti

Top-down imalatına ait analizler PLAXIS 2D bilgisayar programında yapılmış, yapıya ait deformasyonlar ve taşıyıcı elemanlar üzerinde oluşan kuvvetler belirlenmiştir.

#### 4.4.1 Alt geçit yük kabulü ve etkiyen gerilmenin tayini

Normal demiryolu trafiği altında düşey yükün statik etkisini temsil eden yük modeli Eurocode LM 71 Şekil 4.42.'de gösterilmiştir. Trenden etkiyecek sürşarj yükü 80 kN/m olarak alınmıştır.



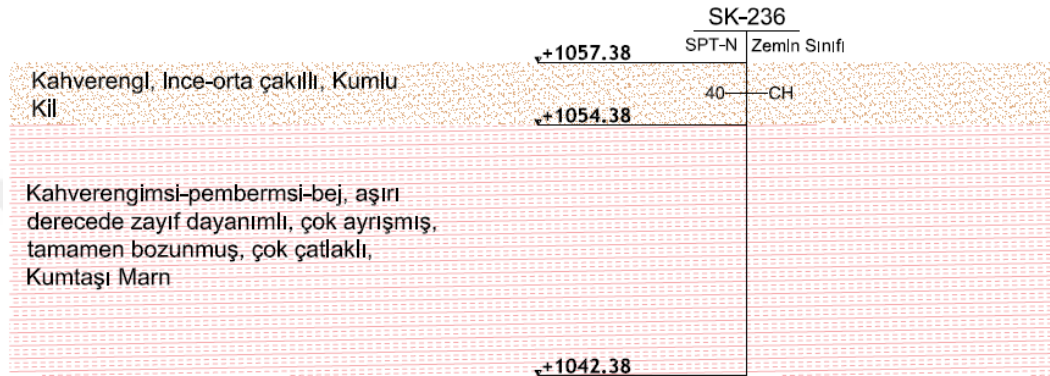
Şekil 4.42. Yük modeli LM 71 ve düşey yükler için karakteristik değerler



#### 4.4.2 Arazi ve laboratuvar çalışmaları

Yapılacak projeye ilişkin jeolojik ve jeoteknik verilerin elde edilebilmesi için incelenen bölgede derinliği 15,00 metreyi bulan sondaj kuyusu açılmıştır.

Açılan sondaj kuyusunda zeminin 0,00 – 3,00m arası kahverengi renkli, iri-orta çakıllı, düşük plastisiteli, kumlu kil, 3,00 - 15,00 m arası kahverengimsi-pembemsi-bej, aşırı derecede zayıf dayanımlı, çok ayrılmış, tamamen bozunmuş, çok çatlaklı Kumtaşı-Marn olarak geçilmiştir (Şekil 4.43.).



Şekil 4.43. Sondaj kuyusunda belirlenen zemin profili

Açılan sondaj kuyusunda yapılan presiyometre deneyi sonuçları Çizelge 4.12.'de verilmiştir.

Çizelge 4.12. Sondaj kuyusunda yapılan presiyometre deneyi sonuçları

Derinlik (m)	Net Limit Basınç $P_{LN}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Menard Modülü $E_M$ (kg/cm <sup>2</sup> )
2,00	13,90	167,00
4,00	14,80	180,00

#### 4.4.3 Tek eksenli basınç deneyi sonuçları

Alınan numuneler üzerinde yapılan tek eksenli basınç deneyi sonuçları Çizelge 4.13.'te verilmiştir.

Çizelge 4.13. Sondaj kuyusuna ait tek eksenli basınç deneyi sonuçları

Numune	Derinlik (m)	$q_u$ (MPa)
KAROT-1	3,00 – 6,00	6,50
KAROT-2	6,00 – 9,00	6,00
KAROT-3	9,00 – 12,00	3,90
KAROT-4	12,00 – 15,00	4,70

#### 4.4.4 Zemin parametrelerinin belirlenmesi ve idealize zemin profili

Zemin parametreleri ve profilinin belirlenmesi için SPT-N değerleri ve Atterberg limitleri kullanılmıştır. Killi birimler için elastisite modülü belirlenirken, Çizelge 3.7.'de belirtilen sınırlar içerisinde güvenli tarafta kalınmıştır.

Oturma hesapları için gerekli olan, zeminlerin poisson oranı değerleri yeraltı su seviyesine göre Bowles (1997)'ye uygun belirlenmiştir (Çizelge 3.8.).

Laboratuvar sonucu olmayıp, presiyometre deneyi yapılmış olan sondaj loglarından elde edilen  $P_{LN}$  değerine göre çeşitli korelasyonlarla drenajsız kayma mukavemeti elde edilmiştir.

Bunlardan Amar vd. (1991)'e göre drenajsız kayma mukavemeti aşağıdaki gibi belirlenmektedir.

$$P_{LN} = P_L - P_{0h} \quad (\text{Presiyometre Net limit basınç değeri}) \quad (3.83)$$

$$P_{LN} = P_L - P_{0h} = c_u * B_p \quad (3.84)$$

$$P_{LN} < 300 \text{ kPa için } B_p = 5,50 \quad (3.85)$$

$$P_{LN} > 300 \text{ kPa için } B_p = 10,00 \quad (3.86)$$

Drenajsız kayma mukavemetinin hesaplanabilmesi amacıyla 3,00m kalınlığındaki tabakanın SPT-N direnci 40 olarak kabul edilmiştir. Buna göre enerji ve tij düzeltilmesi yapıldıktan sonra  $N_{60}$  değeri yaklaşık 22 olarak belirlenmiştir. Buna göre 3,00m kalınlığındaki zemin birimlerinin drenajsız kayma mukavemeti güvenli tarafta kalınarak Denklem 3.2 yardımıyla aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$c_u = 22,00 * 4,20 \cong 100 \text{ kPa}$$

Yapılan presiyometre deney verileri Denklem 3.4'te yerine koyulduğunda aşağıdaki değerler bulunmaktadır.

$$c_u = 0,67 * 1.363^{0,75} \cong 150,00 \text{ kPa} \quad (2,00\text{m derinlikten alınan numune için})$$

$$c_u = 0,67 * 1.451^{0,75} \cong 157,00 \text{ kPa} \quad (4,00\text{m derinlikten alınan numune için})$$

Yapılan presiyometre deney verileri Denklem 3.84 ve 3.86'da yerine koyulduğunda aşağıdaki değerler bulunmaktadır.

$$c_u = \frac{1.363,00}{10,00} \cong 136,00 \text{ kPa} \quad (2,00\text{m derinlikten alınan numune için})$$

$$c_u = \frac{1.451,00}{10,00} \cong 145,00 \text{ kPa} \quad (4,00\text{m derinlikten alınan numune için})$$

Buna göre 3,00m kalınlığındaki birimin drenajsız kayma mukavemeti 100,00 kPa, 3,00m altındaki tabakanın drenajsız kayma mukavemeti güvenli tarafta kalınarak 150,00 kPa olarak kabul edilmiştir.

Hesaplamalarda kullanılan idealize zemin profili ve parametreleri, yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri kullanılarak ayrıca Çizelge 4.14. ve Çizelge 4.15.'te belirtilen sınırlar içerisinde kalınarak belirlenmiştir

**Çizelge 4.14.** Kohezyonlu Zeminlerin Efektif Dayanım Parametreleri (Handbook of Geotechnical Investagation and Design Tables, 2007)

Zemin Tipi	Kıvam	Efektif Kohezyon (kPa)	İçsel Sürtünme Açısı
Kohezyonlu Zeminler	Yumuşak - Organik	5-10	10-20
	Yumuşak	10-20	15-25
	Katı	20-50	20-30
	Sert	50-100	25-30

**Çizelge 4.15.** Kohezyonlu Zeminlerin Efektif Durumda Zemin Parametreleri (Recommandations on Excavation, 2003 )

Zemin Tipi	Durum	Birim Hacim Ağırlığı		İçsel Sürtünme Açısı $\phi'$ (deg)	Kohezyon	
		Su Üstünde $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Su Altında $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )		c' (kPa)	cu (kPa)
		Yüksek plastisiteli kohezyonlu zeminler (PI>%50)	Yumuşak		18,00	8,00
Orta plastisiteli kohezyonlu zeminler (%50>PI>%35)	Katı	19,00	9,00	17,5	10	35
	Orta Katı	20,00	10,00	17,5	25	75
	Yumuşak	19,00	9,00	22,50	0	5
Orta plastisiteli kohezyonlu zeminler (PI<%35)	Katı	19,50	9,50	22,50	5	25
	Yarı Katı	20,50	10,50	22,50	10	60
	Yumuşak	20,00	10,00	27,50	0	0
Yüksek plastisiteli kohezyonlu zeminler (PI<%35)	Katı	20,50	10,50	27,50	2	15
	Yarı Katı	21,00	11,00	27,50	5	40

İdealize edilmiş zemin profili ve parametreleri Çizelge 4.16.'da gösterilmiştir. Yapılan sondajlarda yeraltı su seviyesine rastlanmamıştır.

**Çizelge 4.16.** Güzergâha ait İdealize Zemin Profili ve Parametreleri

Derinlik (m)	Sondaj	Jeolojik Birim	cu (kPa)	c (kPa)	$\phi$	Es (kN/m <sup>2</sup> )	v
0,00 – 3,00	SK-236	Kumlu, Kil	100,00	5	26	40.000	0,30
3,00 – 25,00	SK-236	Ayrılmış Kumtaşı-Marn	150,00	10	28	60.000	0,30

Elde edilen parametreler sonraki aşamada kullanılmıştır.

#### 4.4.5 Mühendislik analizleri ve değerlendirmeler

KM: 201+934'te yapılması planlanan alt geçitte arazi kotunun değişiklik gösterdiği ve kazı alt kotunun 1049,60m olduğu statik projeden belirlenmiştir. Kazı derinliği, kazı mesafesi ve demiryolu hattının çalışması gerektiği dikkate alındığında temel kazısının top-down kazı modeli ile yapılması planlanmıştır.

İksa sistemi olarak Ø80cm fore kazıklar 100cm aralıkla tasarlanmıştır. Top-down sistemine ait tüm detaylar Şekil 4.44'te ki kesitte verilmiştir. İmal edilen kazıkların üstüne 80cm başlık kirişi yapılarak kazıkların beraber çalışması sağlanmıştır. Başlık kirişi imalatı tamamlandıktan sonra her iki anoda kazı işlemi yapılmıştır.

##### 4.4.5.1 Kesit detayları

KM: 201+934 Alt geçit yapısında uygulanması planlanan top-down sisteminin detayları Çizelge 4.17.'de verilmiştir.

**Çizelge 4.17.** KM: 201+934 Alt Geçit İksa Sistemi Detayları

Kazık Çapı (cm)	Kazık Boyu (m)	Kazık Aralığı (cm)	Kazı Derinliği (m)
80,00	13,80	100,00	6,00

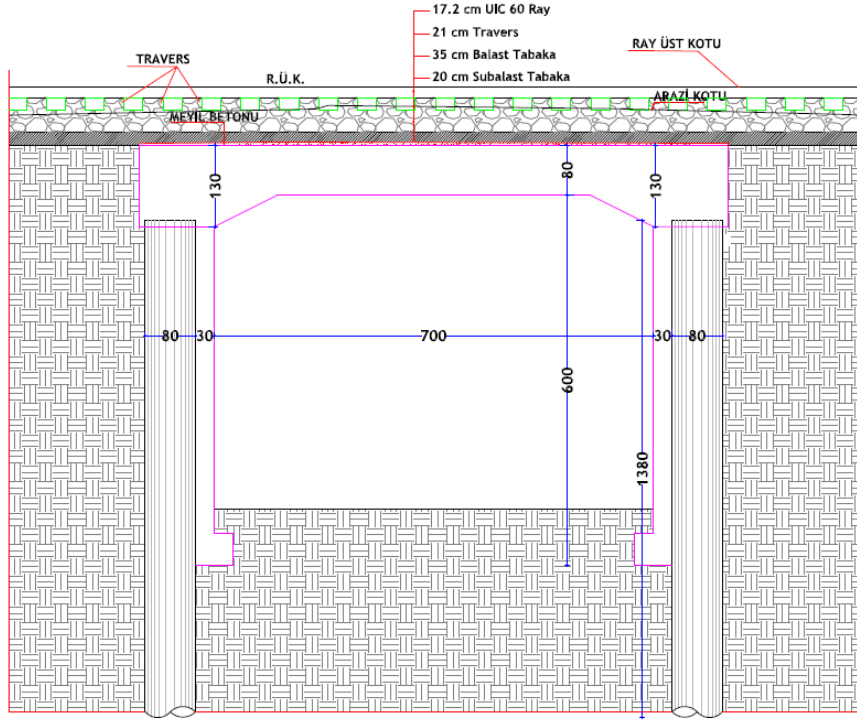
##### 4.4.5.2 PLAXIS 2D analizleri

Proje kapsamında yapılması planlanan alt geçidin en kesiti PLAXIS 2D bilgisayar programında analiz edilerek, top-down inşaat tekniği uygulanmış koşulda sistemde meydana gelecek deformasyonlar ve kazıklar üzerine gelen kuvvetler gözlenmiştir. Analizlerde kullanılan zemin değerleri seçilirken, sondaj verileri, arazi deneyleri ve literatürden yararlanılmış ve Çizelge 4.18.'de verilmiştir.

**Çizelge 4.18.** Plaxis 2D zemin parametreleri

Birim	$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kPa)	$\phi$	E (kPa)
Kumlu, Kil	18	5	26	40.000
Ayrıışmış Kumtaşı Marn	21	10	28	60.000

Alt geçitte kazısı sırasında oluşacak yanal deformasyonları önlemek amacıyla mevcut zemine, Ø80cm L=13,80m fore kazıkların imal edilmesi öngörülmüştür (Şekil 4.44.).



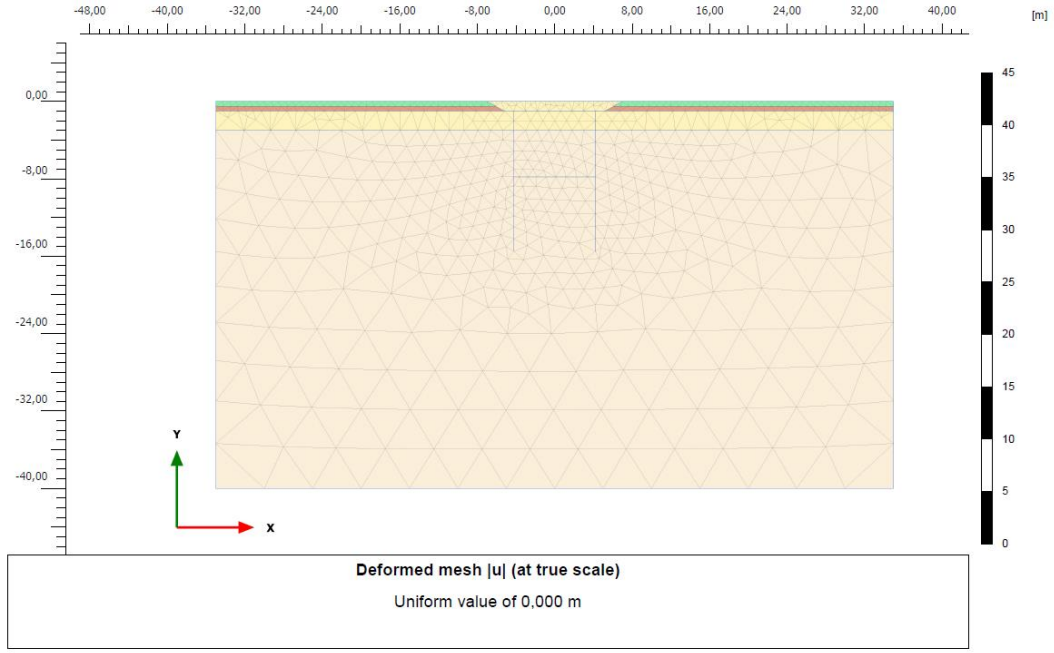
Şekil 4.44. Alt geçit top-down kesiti

PLAXIS 2D programında altgeçit inşası başlangıcından, tren seferlerine açılmasına kadar ki tüm aşamalar sırasıyla modellenmiştir. İnşa aşamaları aşağıda verilmiştir.

- 1-) Mevcut arazide kazık üst kotuna kadar şevli kazı yapılması.
- 2-) Öngörülen boy ve çaptaki fore kazıkların imal edilmesi.
- 3-) İmal edilen fore kazıkların üstüne başlık kirişi yapılarak kazıkların beraber çalışmasının sağlanması.
- 4-) Başlık kirişi imalatından sonra ray üst kotuna kadar dolgu yapılması.
- 5-) Demiryolu hattının ulaşımına açılması.
- 6-) Yol kotuna kadar kazı yapılması.
- 7-) Sisteme deprem kuvvetleri uygulanarak kesit tesirlerinin statik ve dinamik durumlar için belirlenmesi.
- 8-) Analiz için güvenlik katsayılarının belirlenmesi.

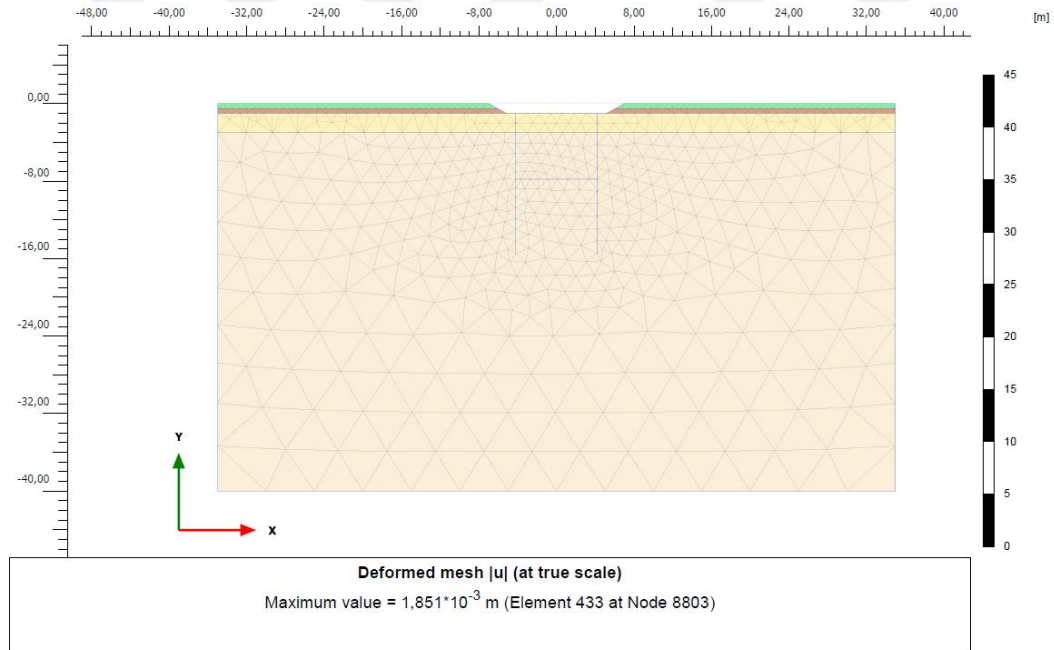
Alt geçitte uygulanacak top-down inşaat yönteminin PLAXIS 2D analizine dair aşamalı çözümler aşağıda verilmiştir.

Şekil 4.45.'te imal edilmesi planlanan alt geçidin oturacağı zemin birimleri görülmektedir. Bu aşamada sistemde herhangi bir deformasyon yoktur.



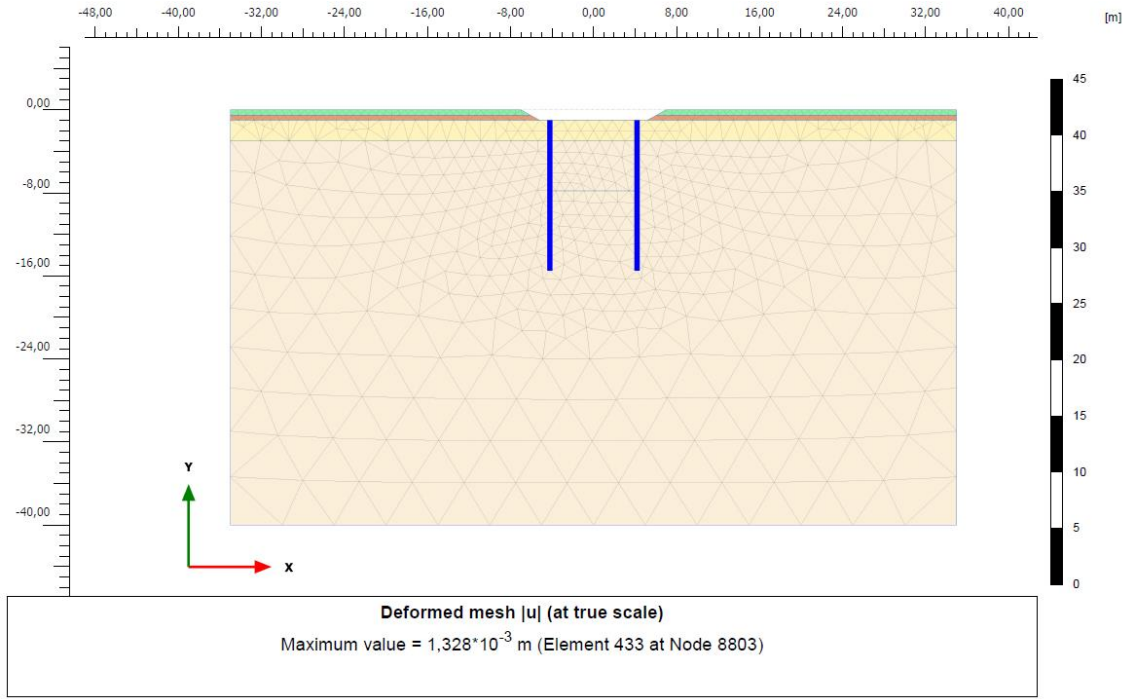
Şekil 4.45. Alt geçit hâlihazır mevcut durum

Şekil 4.46.'da Alt geçit iksa kazıklarının imalatı için şevli kazı yapılması aşaması çözülmüştür. Bu aşamada zeminde 2 mm deformasyon ölçülmüştür.



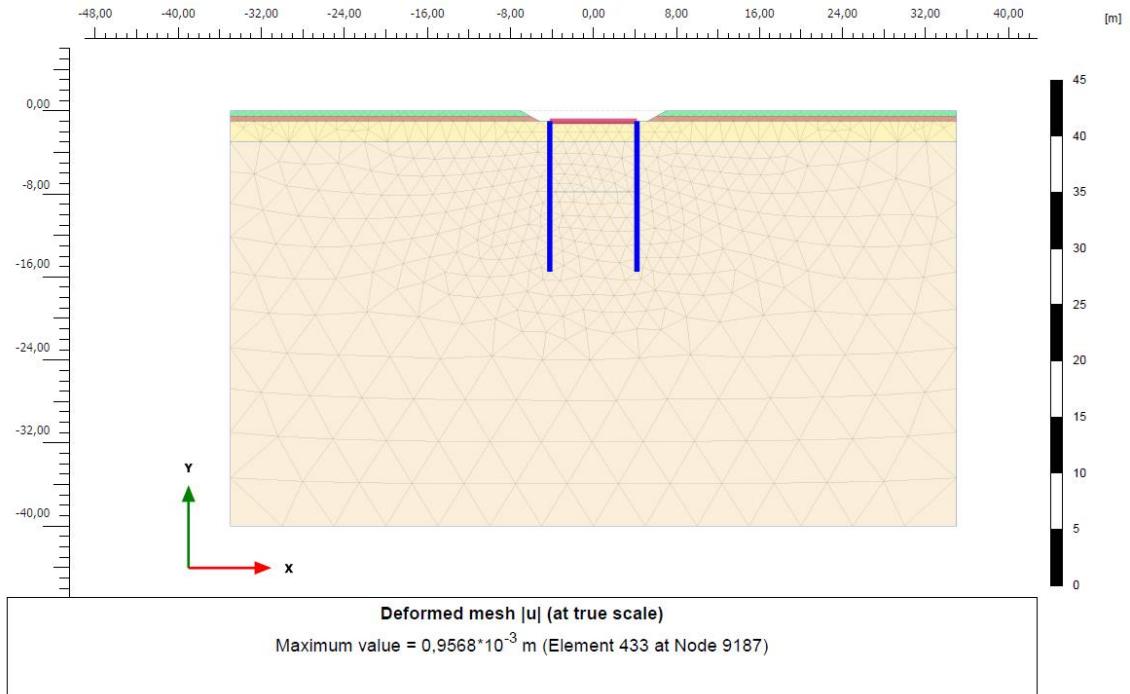
Şekil 4.46. Fore kazık imalatı için şevli kazı yapılması

Şekil 4.47.'de verilen görselde alt geçitte Ø80cm L=13,80m kazıklar oluşturulmuştur.



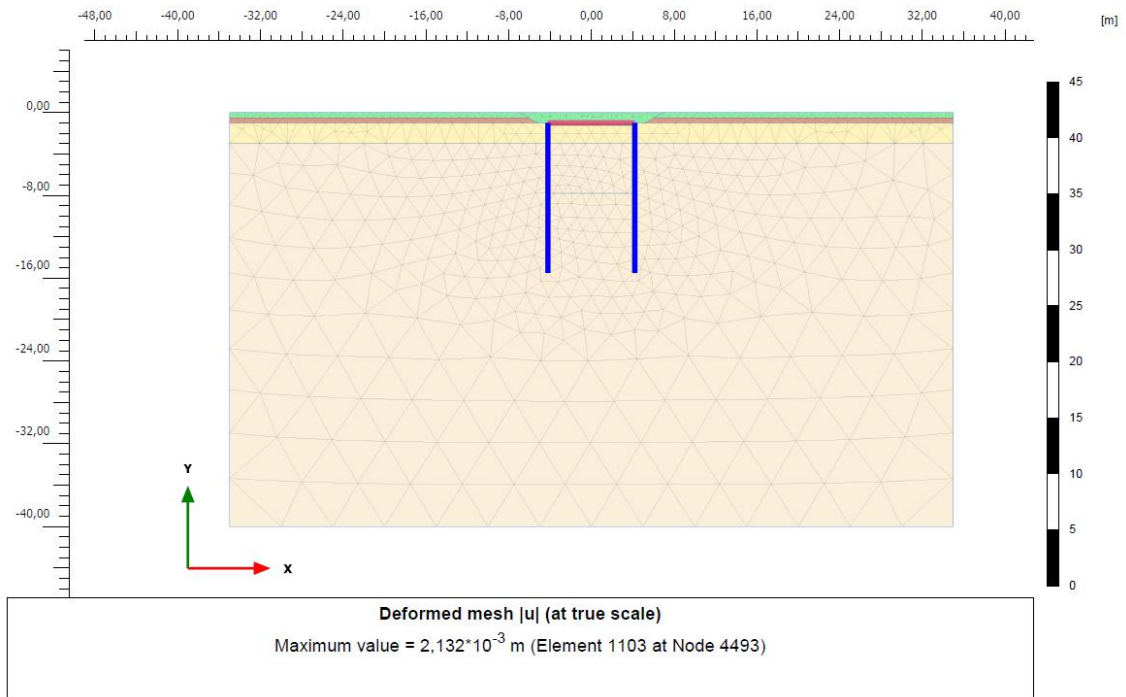
Şekil 4.47. Ø80cm L=13,80m fore kazıkların imal edilmesi

Şekil 4.48.'de verilen görselde alt geçitte imal edilen kazıkların üzerine başlık kirişi yerleştirilmiş ve tüm kazıkların beraber hareket etmesi sağlanmıştır.



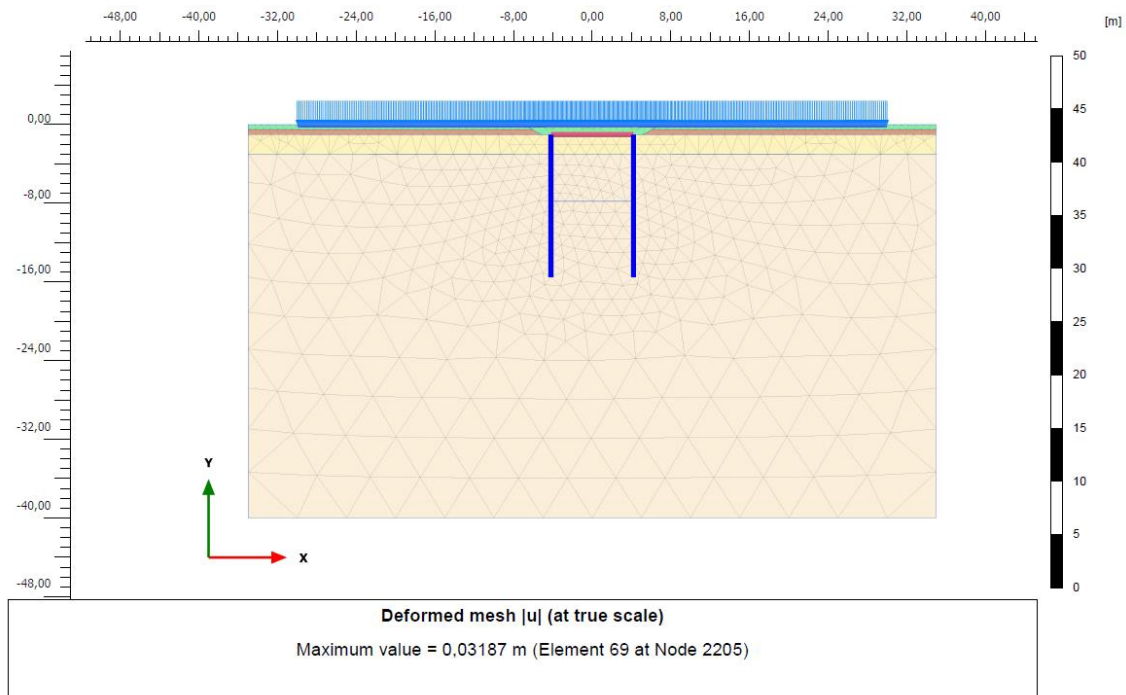
Şekil 4.48. Kazıkların başlık kirişinin imal edilmesi ve kazıkların birbirine bağlanması

Şekil 4.49.'da verilen görselde başlık kirişi üzerinden ray üst kotuna kadar geri dolgu yapılmıştır.



Şekil 4.49. Başlık kirişinden ray üst kotuna kadar geri dolgu yapılması

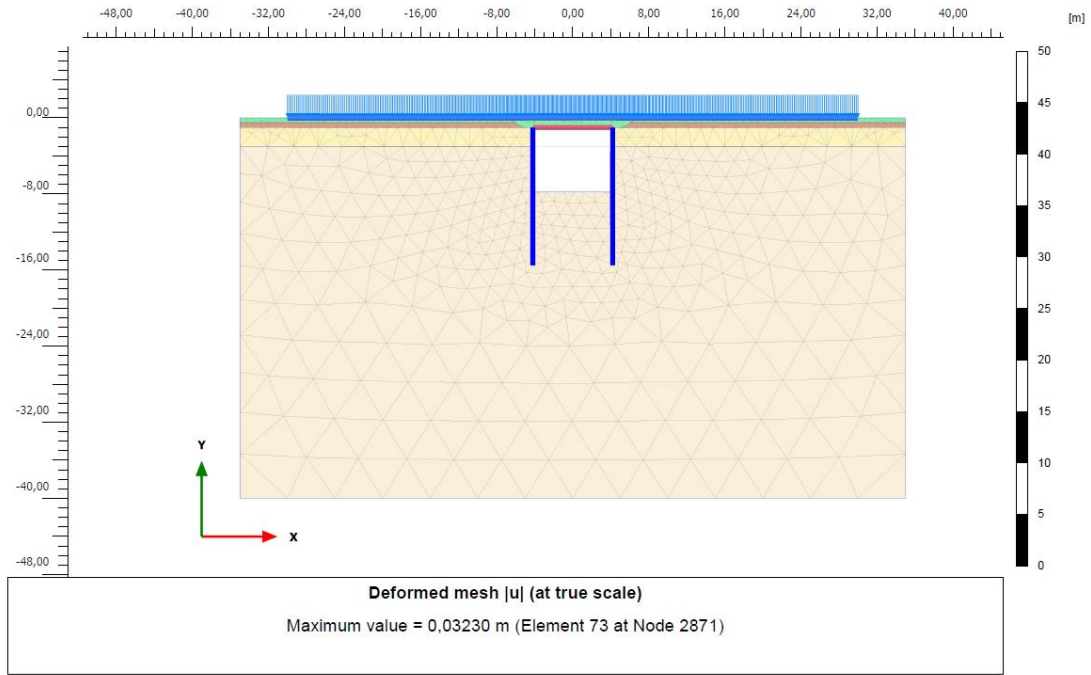
Şekil 4.50.'de verilen görselde alt geçit üzerinden tren geçişi esnasında demiryolu hattında oluşacak oturmalar yer almaktadır.



Şekil 4.50. Demiryolu hattının ulaşım açılması ve demiryolu yüklerinin aktif hale gelmesi

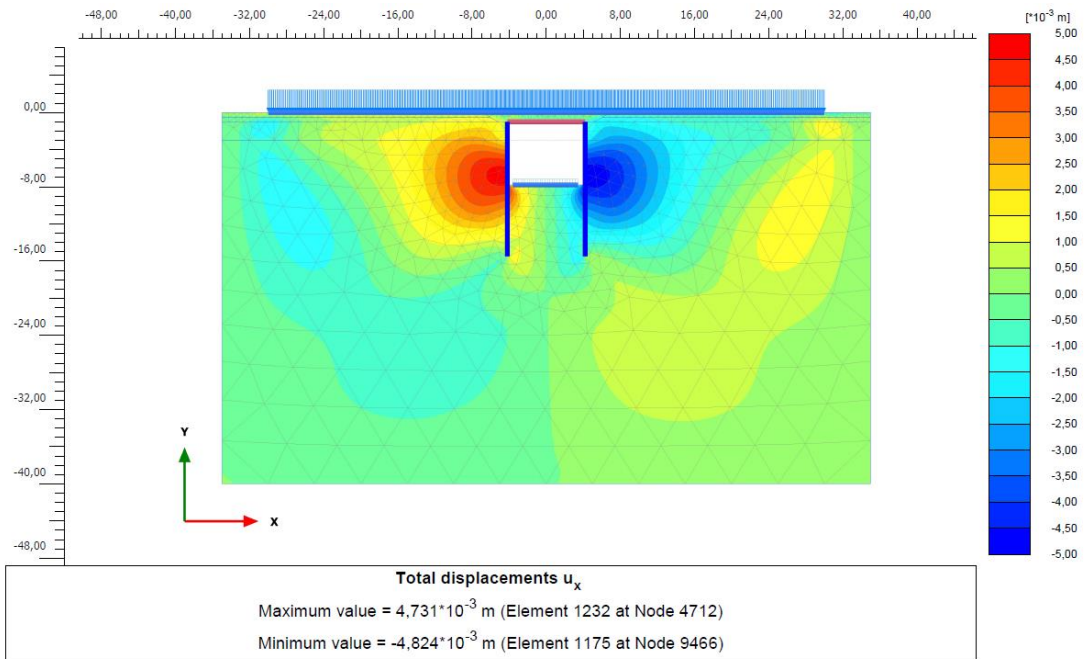


Şekil 4.51.'de verilen görselde alt geçit üzerinden tren geçişi esnasında demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak oturmalar yer almaktadır.



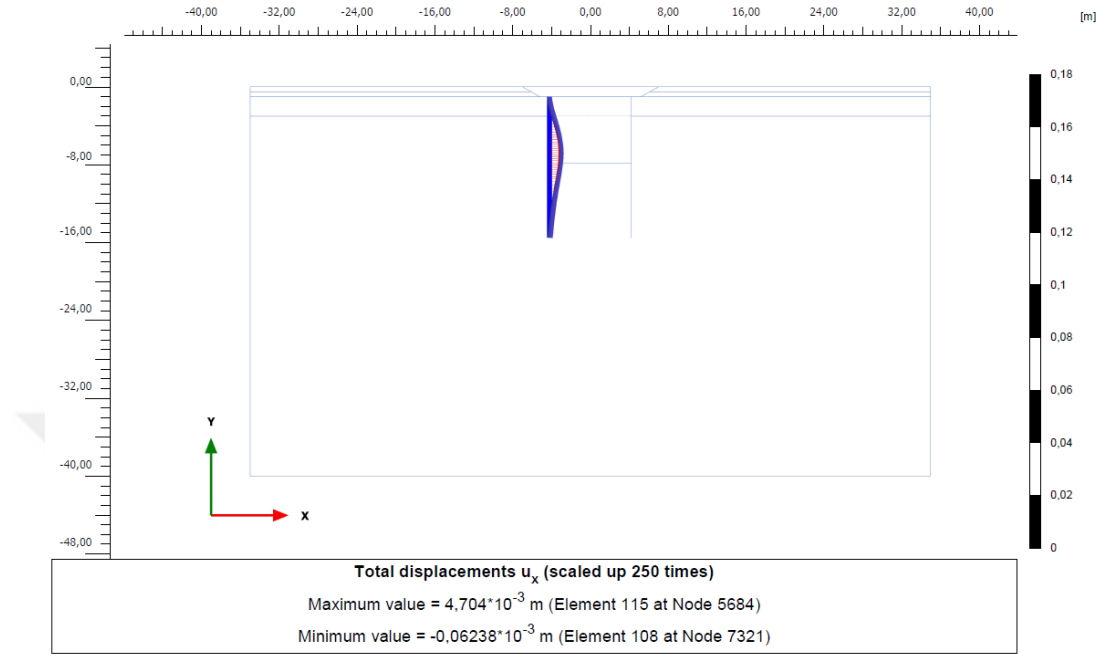
Şekil 4.51. Başlık kirişinden karayolu kotuna kadar kazı işleminin tamamlanması

Şekil 4.52.'de verilen görselde alt geçit üzerinden tren geçişi esnasında demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak yatay deformasyonlara yer verilmiştir.

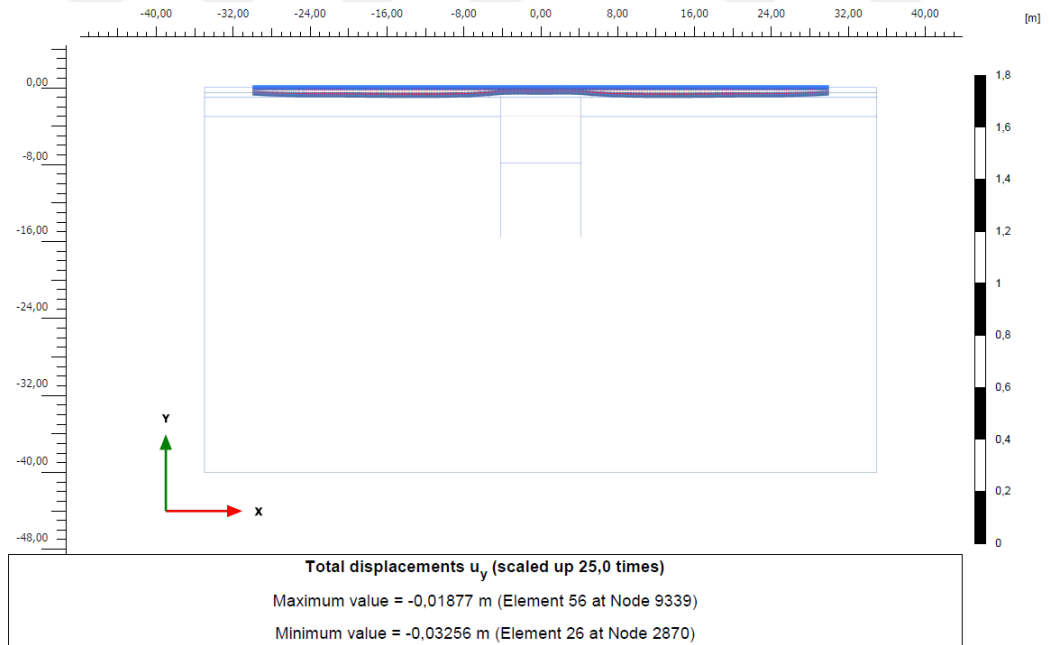


Şekil 4.52. Yapılan kazı sonrası sistemde meydana gelen yatay deformasyonların dağılımı

Şekil 4.53.'te verilen görselde alt geçit üzerinden tren geçişi esnasında demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda fore kazıklarda oluşacak yatay deformasyonlara yer verilmiştir.



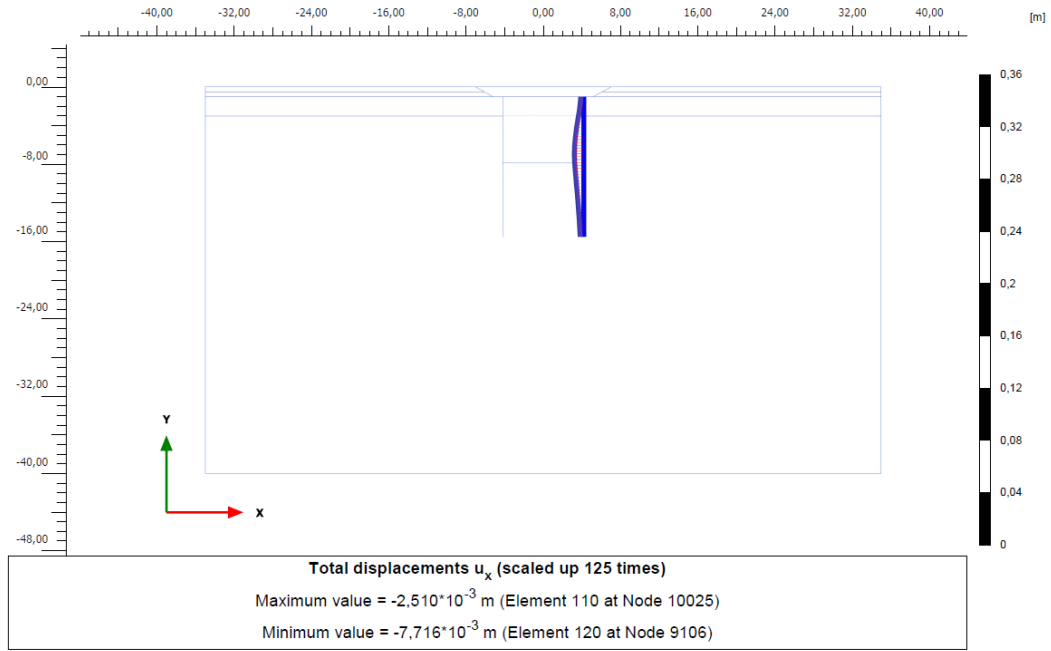
Şekil 4.53. Statik durumda kazıklarda meydana gelen yatay deformasyonlar



Şekil 4.54. Statik durumda sistemde meydana gelen düşey deformasyonlar

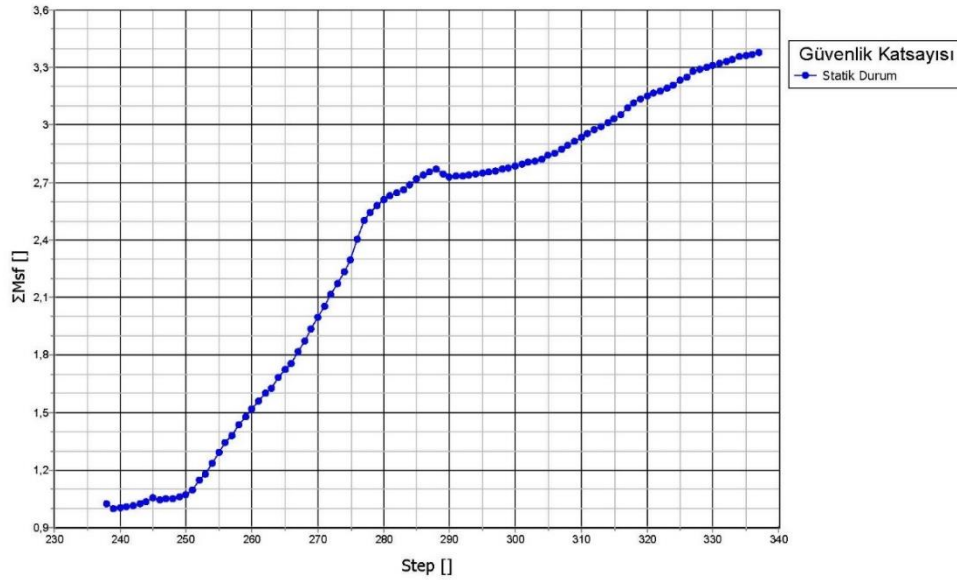
Şekil 4.54.'te verilen görselde alt geçit üzerinden tren geçişi esnasında demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda demiryolu hattında oluşacak düşey deformasyonlara yer verilmiştir.

Şekil 4.55.'te verilen görselde altgeçit üzerinden tren geçişi esnasında dinamik durumda fore kazıklarda oluşacak yatay deformasyonlara yer verilmiştir.

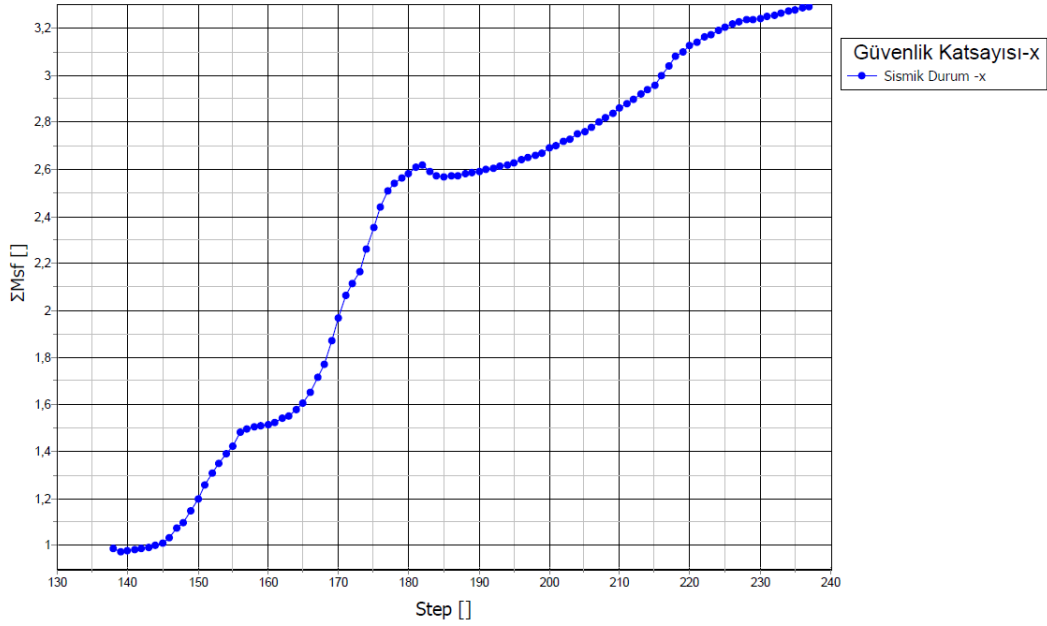


Şekil 4.55. Dinamik durumda kazıklarda meydana gelen yatay deformasyon

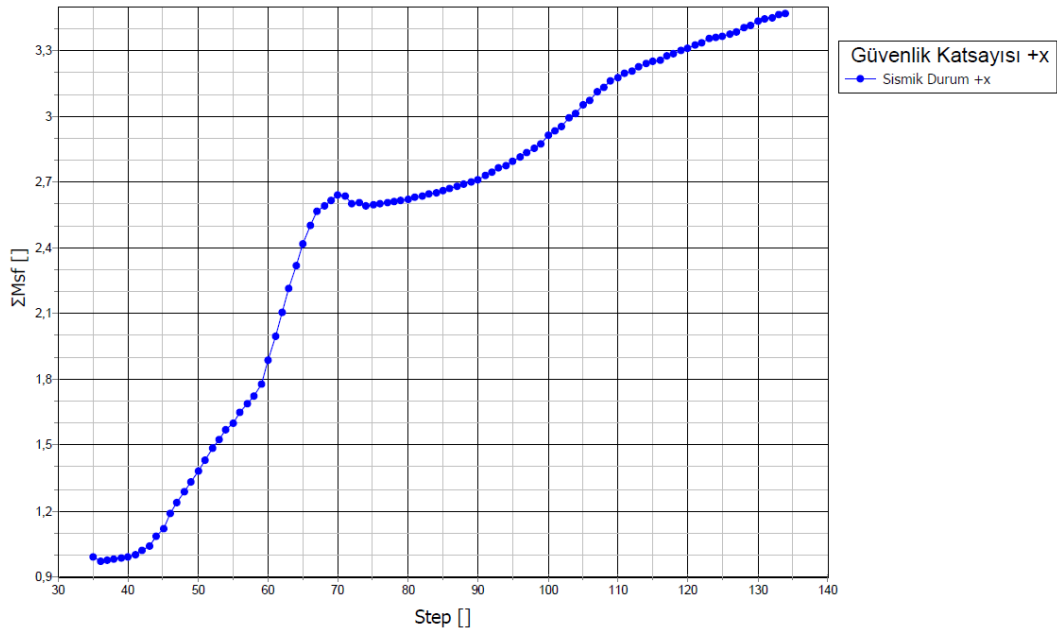
Statik ve dinamik durumda sistemin güvenlik katsayıları Şekil 4.56., – Şekil 4.58.'de verilmiştir.



Şekil 4.56. Statik durumda sistemin güvenlik katsayısı



Şekil 4.57. (-x) yönünde sismik durumda sistemin güvenlik katsayısı

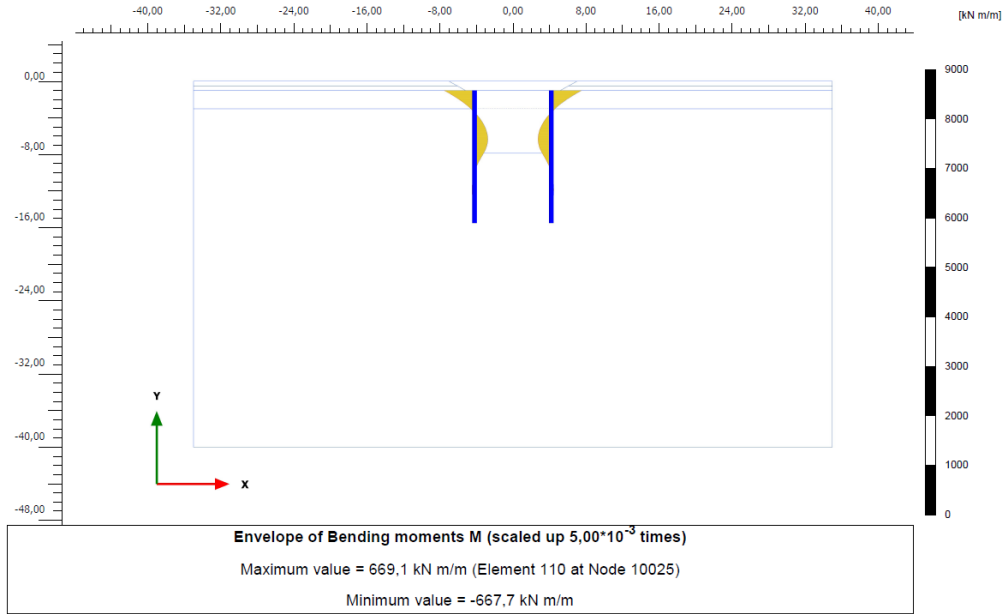


Şekil 4.58. (+x) yönünde sismik durumda sistemin güvenlik katsayısı

Yapılan analizlerde statik durumda (Şekil 4.53.) sistemde 0,47cm yatay deformasyon ölçülmüştür. Tasarımı yapılan sistem statik durumda ve 0,05g deprem ivmesi ile sismik etki altında bırakılarak güvenlik katsayıları ölçülmüştür. Tasarlanan sistemin statik ve dinamik durumdaki güvenlik katsayıları sırasıyla 3,33 ve 3,23 olarak belirlenmiştir (Şekil 4.56. ve Şekil 4.57.) Analiz sonucunda belirlenen deformasyonlar ve güvenlik katsayıları izin verilebilen limitler içerisinde kalmaktadır.

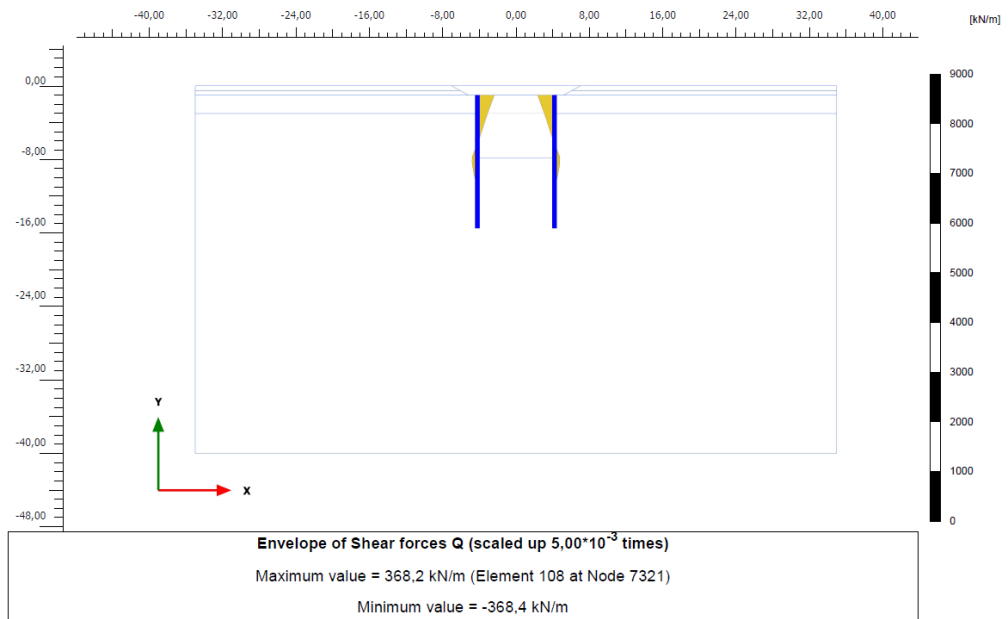
Analiz sonucunda demiryolu hattı aktif durumda iken alt geçit kazısı yapılması durumunda statik ve dinamik koşullarda kazıklarda oluşacak kesit tesirleri aşağıdaki şekillerde verilmiştir.

Şekil 4.59.'da tasarımı yapılan alt geçit kazıklarında statik durumda demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak moment değeri verilmiştir.



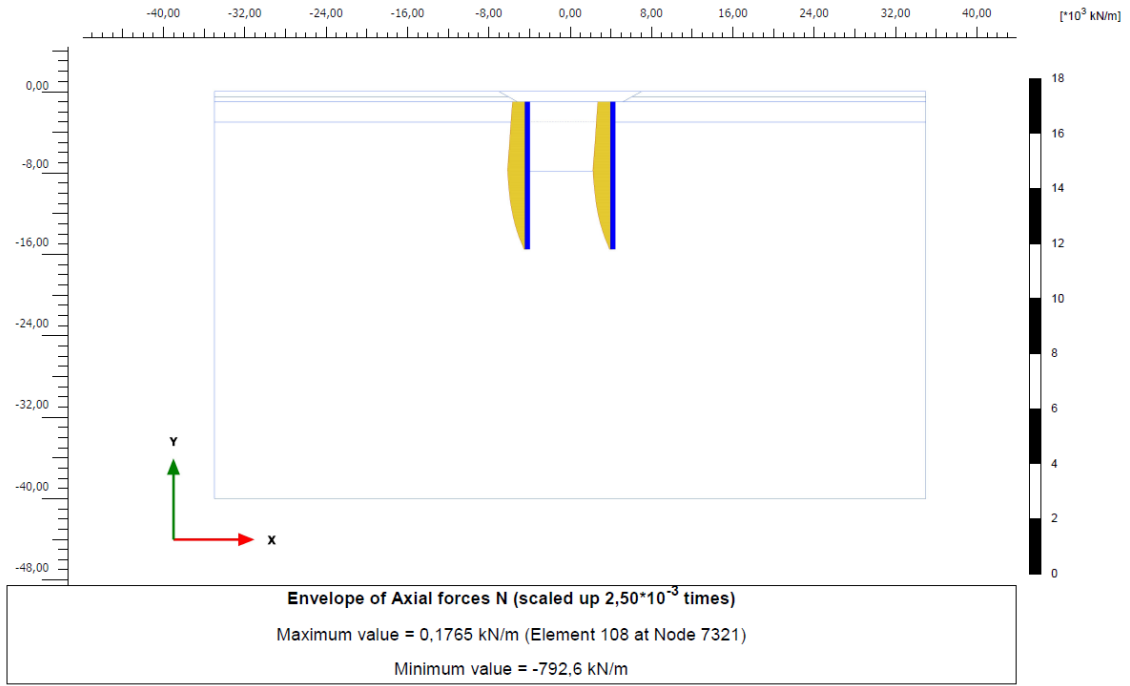
Şekil 4.59. Statik durumda kazıklarda oluşacak moment değeri

Şekil 4.60.'ta tasarımı yapılan alt geçit kazıklarında statik durumda demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak kesme kuvveti değeri verilmiştir.



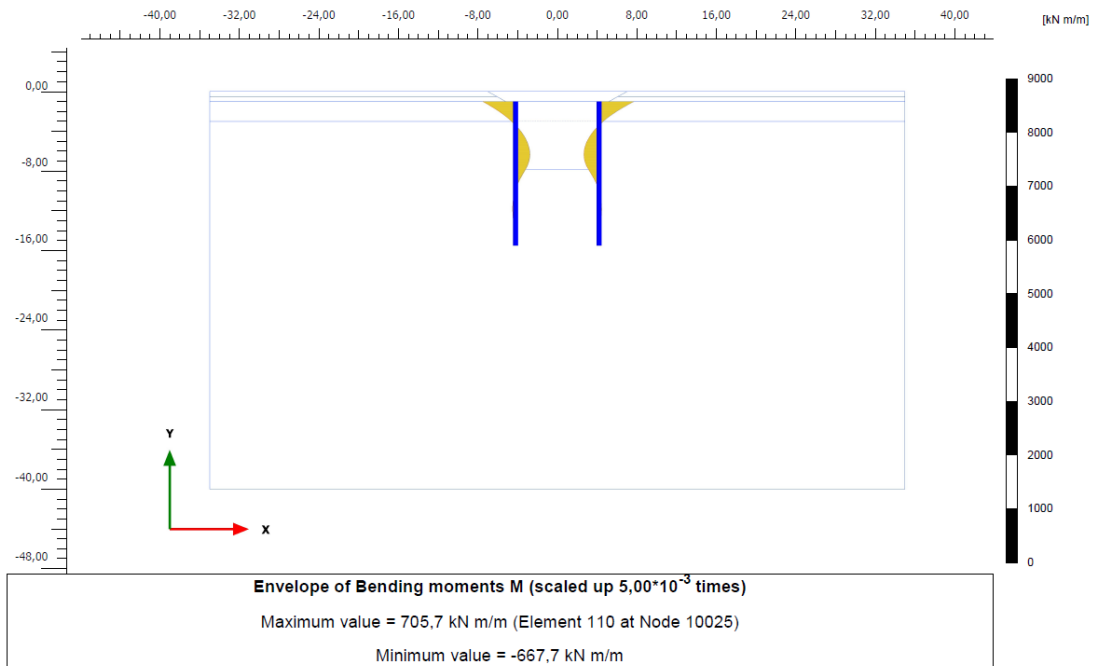
Şekil 4.60. Statik durumda kazıklarda oluşacak kesme kuvveti değeri

Şekil 4.61.'de tasarımı yapılan alt geçit kazıklarında statik durumda demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak eksenel kuvvet değeri verilmiştir.



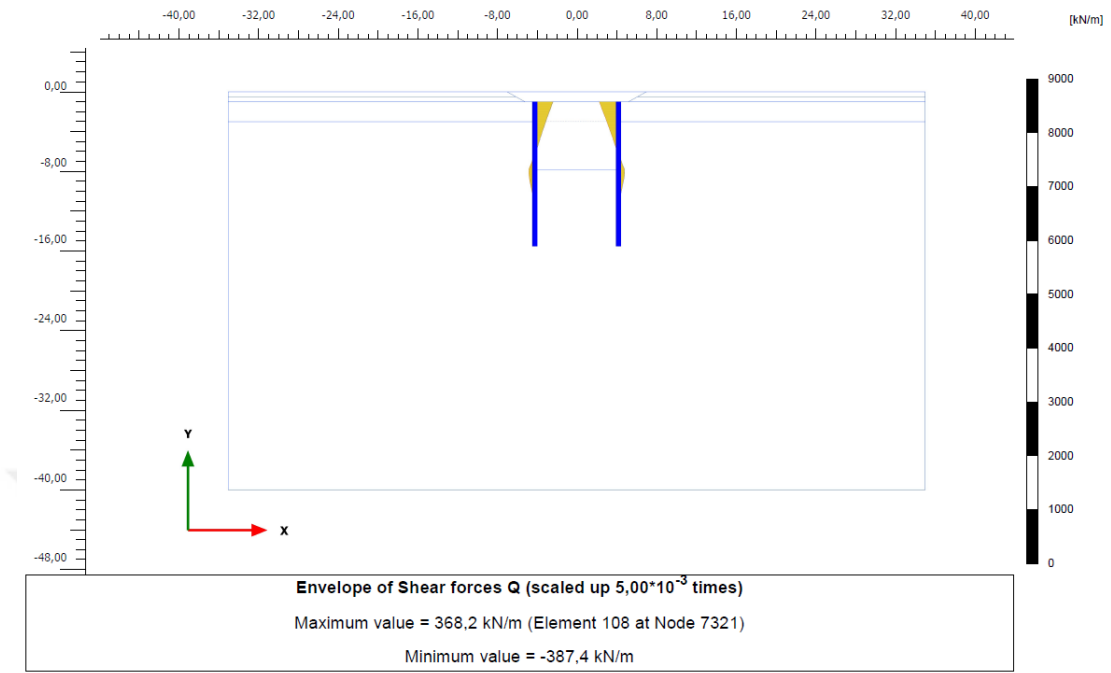
Şekil 4.61. Statik durumda kazıklarda oluşacak eksenel kuvvet değeri

Şekil 4.62.'de tasarımı yapılan alt geçit kazıklarında dinamik durumda demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak moment değeri verilmiştir.



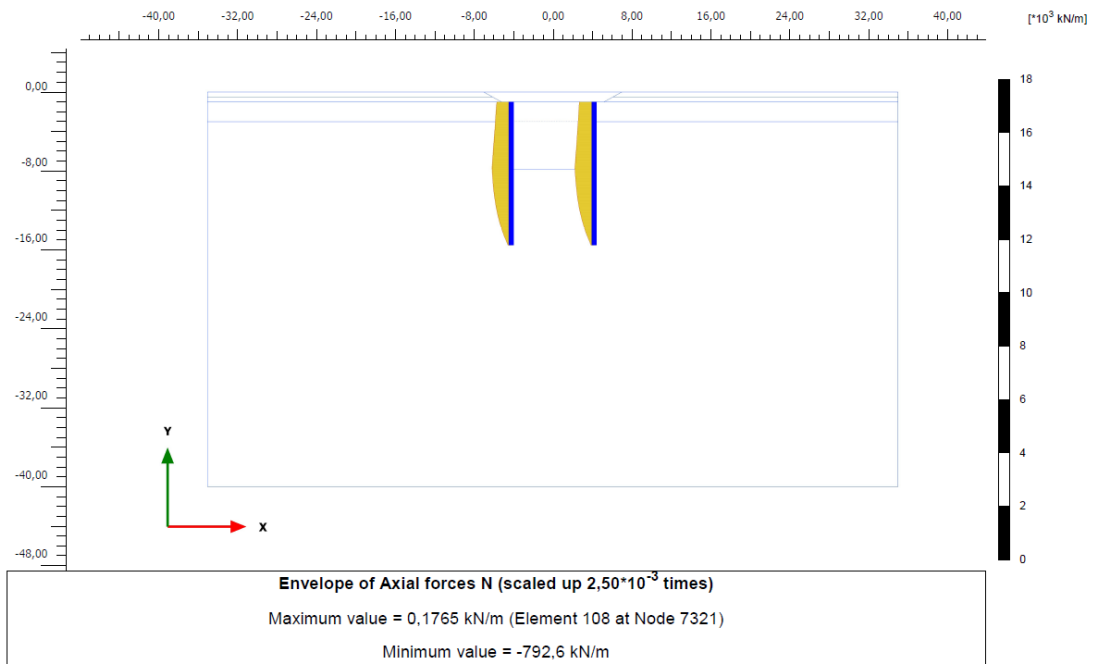
Şekil 4.62. Dinamik durumda kazıklarda oluşacak moment değeri

Şekil 4.63.'te tasarımı yapılan alt geçit kazıklarında dinamik durumda demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak kesme kuvveti değeri verilmiştir.



Şekil 4.63. Dinamik durumda kazıklarda oluşacak kesme kuvveti değeri

Şekil 4.64.'te tasarımı yapılan alt geçit kazıklarında dinamik durumda demiryolu hattı altında kazı yapılması durumunda oluşacak aksenal kuvvet değeri verilmiştir.



Şekil 4.64. Dinamik durumda kazıklarda oluşacak aksenal kuvvet değeri

## 5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

### 5.1 Sonuçlar

Yüksek lisans tez çalışması kapsamında “Karaman – Ulukışla Hızlı Tren Hattı Güzergâhı ve Sanat Yapılarında Karşılaşılan Geoteknik Problemler konu edinilmiş ve günümüzde kullanılan geoteknik tasarım esasları kullanılarak çözüm yolları araştırılmıştır.

Karaman – Ulukışla 135 km 2. Hat Altyapı ve Üstyapı Yapım işi kapsamında demiryolu hattının KM: 139+100 - 139+750 arasında kalan demiryolu güzergâhı ile KM: 160+450 – 160+850 güzergâhı (farklı yapıdaki iki güzergâh) tez kapsamında incelenmiştir. Yüklenici firma tarafından yapılmış olan arazi ve laboratuvar çalışmaları birlikte değerlendirilip, ilgili kesimde geoteknik açıdan taşıma gücü, sıvılaşma ve oturma problemleri incelenmiş, demiryolu tasarımı ve hesap ilkelerinden bahsedilmiş ve geoteknik tasarım yapılarak ilgili güzergâh projelendirilmiştir.

Demiryolu hatlarında karşılaşılan taşıma gücü, oturma, sıvılaşma, şişme problemlerini belirlemeye yönelik analizler analitik ve nümerik olarak yapılabilmektedir. Taşıma gücü hesaplarında; Terzaghi, Skempton taşıma gücü yöntemleri ve arazi deneyleri (Standart Penetrasyon, Koni Penetrasyon ve Presiyometre Deneyi) sonuçları kullanılarak zeminin taşıma kapasitesi hesaplanmakta, üst yapıdan zemine etkiyecek gerilme ile karşılaştırılarak zeminde taşıma gücü problemi oluşup oluşmadığı belirlenmektedir.

Yapılan taşıma gücü hesaplarından sonra zeminde oluşacak elastik ve konsolidasyon oturmaları hesaplanmaktadır. Tren yükleri ve dolgular tarafından zemine etkileyen yükler zeminlerde deformasyonlara yol açmaktadır. Yüksek dolgular altında zeminde konsolidasyon oturmaları oluşmakta ve çalışan hatta zarar vermektedir. Analitik ve nümerik hesaplarla oturmalar hesaplanarak izin verilebilir limitleri aşp, aşmadığı kontrol edilmektedir.

Sıvılaşma genellikle gevşek ve gevşeye yakın ince kumlu zeminlerde deprem etkisiyle görülmektedir. Çalışma alanında ve laboratuvar ortamında yapılan deneyler sonucunda belirlenen zemin özellikleri kullanılarak sıvılaşma analizi yapılmaktadır. Sıvılaşma esnasında hafif yapılarda yüzme, ağır yapılarda ise batma eğilimi görülmektedir. Sıvılaşma analizleri yapılarak çalışma alanının sıvılaşma riski içerip içermediği belirlenmektedir.

Demiryolu güzergâhları kil birimlere oturabilmektedirler. Kil birimler yapısı gereği su tutuculuğu yüksek ve su etkisiyle şekil değiştirebilen zeminlerdendir. Kil



birimler üzerinde oluşan gerilmenin azalması ya da zeminin su muhtevasının artması sonucunda killer şişecek ve çalışan hatta zarar verecektir.

Çalışma kapsamında Top-Down inşaat yöntemi incelenmiş ve uygulamadan örnekler verilmiştir. İncelenen proje kapsamında yapılacak alt geçit imalatında kullanılan top-down modeli PLAXIS 2D bilgisayar programıyla analiz edilerek tasarlanan sistemde meydana gelen deformasyonlar ve güvenlik katsayıları belirlenmiştir.

**Karaman – Ulukışla arasında yapımı devam eden demiryolu hattına ait KM: 139+100 – 139+750 arasındaki çalışmalar incelenerek ilgili kesimdeki geoteknik problemler belirlenmiş ve zemin iyileştirmeye yönelik tasarım yapılmıştır.**

İncelenen kesimde yapılan sondajlara göre demiryolu hattı altında yer alan zeminler killi birimler olarak belirlenmiştir. Demiryolu hattı altında kalan zeminin ortalama SPT-N değeri 10 olarak seçilmiştir. İnşa edilecek demiryolu hattı için zeminden 1,50m yüksekliğinde dolgu yapılması gerekmektedir. Killi birimlerde Skempton taşıma kapasitesi formülü kullanılarak zeminin emniyetli taşıma kapasitesi 43,33 kPa hesaplanmıştır. Eurocode LM-71 standardına göre demiryolu yükü 80,00 kPa olarak belirlenmiş ve dolgu tabanı altında oluşacak gerilme artışı hesaplanmıştır. Dolgu tabanı altındaki zemine dolgu ve demiryolu yüklerinin toplamı olarak 80,73 kPa yük etkiyeceği öngörülmüştür. Bunun sonucunda zeminde taşıma gücü problemi oluşacağı görülmüştür.

Öngörülen zemin gerilmesi altında oluşacak elastik ve sadece dolgu yüküne bağlı olarak oluşacak konsolidasyon oturmaları hesaplanmış ve bu iki bileşenin toplamı olarak toplam oturmalar analitik hesaplardan 8,50cm olarak belirlenmiştir. İlgili demiryolu kesiti PLAXIS 2D bilgisayar programı yardımıyla analiz edilmiş ve 7,98cm deformasyon izlenmiştir. Yapılan analizler sonucunda demiryolu hattı altında taşıma gücü ve oturma problemi yaşanması beklenmektedir. Buna karşın demiryolu tabanı altında 2,50m x 2,50m karelajla tasarlanmış Ø100cm, L=9,00m derin karıştırma kolonlarıyla zemin iyileştirme yapılması durumunda oluşması beklenen deformasyonlar ve kolonlardaki deformasyonlar ölçülmüştür. Elde edilen deformasyon miktarları izin verilebilir limitler içerisinde kalmaktadır.

**Karaman – Ulukışla arasında yapımı devam eden demiryolu hattına ait KM: 160+450 – 160+850 arasındaki çalışmalar incelenerek ilgili kesimdeki**

**geoteknik problemler belirlenmiş ve zemin iyileştirmeye yönelik tasarım yapılmıştır.**

İncelenen kesimde yapılan sondajlara göre demiryolu hattı altında yer alan zeminler killi birimler olarak belirlenmiştir. Demiryolu hattı altında kalan 2,00 – 3,00m kalınlığındaki zeminin ortalama SPT-N değeri 11 olarak seçilmiştir. İnşa edilecek demiryolu hattı için zeminden 0,80m yüksekliğinde dolgu yapılması gerekmektedir. Killi birimlerde Skempton taşıma kapasitesi formülü kullanılarak zeminin emniyetli taşıma kapasitesi 43,33 kPa hesaplanmıştır. Eurocode LM-71 standardına göre demiryolu yükü 80,00 kPa olarak belirlenmiş ve dolgu tabanı altında oluşacak gerilme artışı hesaplanmıştır. Dolgu tabanı altındaki zemine dolgu ve demiryolu yüklerinin toplamı olarak 66,73 kPa yük etkiyeceği öngörülmüştür. Bunun sonucunda zeminde taşıma gücü problemi oluşacağı belirlenmiştir.

Öngörülen zemin gerilmesi altında oluşacak elastik ve sadece dolgu yüküne bağlı olarak oluşacak konsolidasyon oturmaları hesaplanmış ve bu iki bileşenin toplamı olarak toplam oturmalar 5,37cm olarak belirlenmiştir. Yapılan analizler sonucunda demiryolu hattı altında taşıma gücü ve oturma problemi yaşanması beklenmektedir. Buna karşın demiryolu tabanı altında 2,40m kalınlığında kaya dolgu ile zemin iyileştirme yapılması durumunda oluşması beklenen deformasyonlar ölçülmüştür. Yapılacak kaya dolgu sonrası SPT-N değeri 42 olan birime oturacaktır bu nedenden dolayı zeminin taşıma gücünde artış beklenmektedir. Bu doğrultuda yapılan hesaplar sonucunda iyileştirme yapılması durumunda zeminin yeni emniyetli taşıma kapasitesi 173,33 kPa olarak belirlenmiştir. Oturma analizleri sonucunda elde edilen deformasyon miktarları (1,85cm) izin verilebilir limitler içerisinde kalmaktadır.

**İncelenen projeler kapsamında KM: 201+934'te imal edilmesi planlanan alt geçit için iksalı kazı yapılması gerekmektedir. Bu çalışmada alt geçidin imalatında top – down inşaat yönteminin uygulanması ve analizi incelenmiştir.**

Top-down inşaat tekniği ile imal edilen yapılar hizmet etmeye devam ederken kalan imalatlara da müsaade etmektedirler. Karaman – Ulukışla demiryolu hattı KM: 201+934'te yapılan alt geçit PLAXIS 2D bilgisayar programında modellenmiş ve analiz edilmiştir. İksa sistemi olarak Ø80cm L=13,80m fore kazıklar 100cm'de bir tasarlanmıştır. İmal edilen kazıkların üstüne 80cm yüksekliğinde başlık kirişi yapılarak kazıkların beraber çalışması sağlanmıştır.

Yapılan analiz sonucunda statik durumda sistemde 0,47cm yatay deformasyon ölçülmüştür. Tasarımı yapılan sistemin statik durumda ve 0,05g deprem ivmesi ile

sismik etki altında bırakılarak güvenlik katsayıları ölçülmüştür. Tasarlanan sistemin statik ve dinamik durumdaki güvenlik katsayıları sırasıyla 3,33 ve 3,23 olarak belirlenmiştir. Analiz sonucunda belirlenen deformasyonlar ve güvenlik katsayıları izin verilebilen limitler içerisinde kalmaktadır. Ayrıca statik ve dinamik durum için tasarlanan Ø80cm L=13,80m fore kazıklarda oluşacak moment, kesme ve eksenel yük değerleri belirlenmiştir.

## 5.2 Öneriler

Yapılan çalışma kapsamında demiryolu dinamik etkisi EUROCODE LM-71'e göre 80,00 kPa alınmıştır. Demiryolu altında gerilme ölçümü yapılarak balast ve sub balast tabakasında gerilmenin ne kadar azaltılarak zemine etkidiği belirlenmesi yapılan hesapların gerçekliği bakımından önem içermektedir.

Oturma hesaplarında kullanılan elastisite modülü değerleri malzemelerin statik yükler altında gösterdiği elastisite modülüdür. Demiryolu hatlarında trenlerin dinamik etkisinde yüklenen malzemelerin elastisite modülleri statik durumdaki elastisite modülünden farklı olacağı düşünülmektedir. Bunun için analizler öncesinde zemin birimlerinden alınan numunelerin dinamik elastisite modülünü tayin etmek hesaplanan oturmaların en gerçekçi sonuca ulaşmasına yardım edecektir.

## 6. KAYNAKLAR

Anonim, 2007, T.C. Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar, Hava meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü, *Yüksel Proje*.

Anonim, 2011, TCDD Demiryolu Yapım Dairesi Başkanlığı Zemin Etütlerinin Yapılmasına Ait Mühendislik Hizmetleri Teknik Şartnamesi.

Anonim, 2016, Samsun Kalın Demiryolu Hattı Modernizasyon Projesi KM: 108+900 – 111+800 ile Km: 112+100 – 115+200 Jeolojik – Jeoteknik Değerlendirme Raporu, *TCDD, Ankara*.

Anonim, 2017, Hilal – Bandırma Hattı Menemen – Manisa Arasının 3 Hatlı Hale Getirilmesi İşİ KM: 33+337 – 66+113 Arası Güzergâh Geoteknik Değerlendirme Raporu, *TCDD, Ankara*.

Anonim, 2017, Kastamonu – Çankırı - Ankara Yolu (Ilgaz Kavşağı-Çankırı İskilip Kavşağı Arası) Uygulama Projeleri Hazırlanması Etüt Proje Danışmanlık Hizmet Alımı İşİ Acısu Varyantı Geoteknik Değerlendirme Raporu, *KGM, Ankara*.

Anonim, 2018, İstanbul İli, Kemerburgaz İlçesi, Havalimanı Bağlantı Yolları K04 Terminal – 02 Kavşağı KOL-2 Viyadüğü KM:0+000 – 0+670 Derin Karıştırma Kolonları WSM İle Zemin İyileştirme Projesi Hesap Raporu, *KGM, Ankara*.

Anonymous, 2012, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, customary U.S. units, *Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials*, 1230 – 1237.

Arıkoler, T., 2011, Top-Down Yöntemi ile Derin Kazı Yapılması ve Top-Down Yöntemine Bir Örnek, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Akçelik, N., Etkesen. Z., Mısırlı. E., Timur. İ., Karayollarında Zayıf Zemin Problemleri ve Önlemler, *T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı Karayolları Genel Müdürlüğü*, 4-20.

Arak, H., 2015, TCDD'nin 2023 Hedefleri ve Konya – Karaman Hızlı Tren Hattının İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, *Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Konya, 5-20.

Akbaş, G., 2008, Demiryollarında Altyapının Teknik Tasarımı, Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul, 1-20.

A. Sridharan, Y. Gurtug., 2003, Swelling behaviour of compacted fine-grained soils, *Engineering Geology*, 72 (2004) 9 –18, 15-17.

Başköse, Y., 2016, Manisa Devlet Hastanesi Zemininin İyileştirilmesi ve İki Farklı Yöntemin Performansının Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, *Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara.

Bergado, D. T., Ruenkrairergsa, T., Taesiri, Y., Balasubramaniam, A. S. 1999, Deep soil mixing used to reduce embankment settlement. *Ground Improvement*, 1993 - 3, 145-162.

Bergado, D. T., Lorenzo, G. A., Soralump, S. 2005, New and economical mixing method of cement-admixed clay for DMM application, *Geotechnical Testing Journal*, 29(1), 54-63.

Berry, P. L. ve Reid, D., 1987, An Introduction to Soil Mechanics, *The McGraw-Hill Companies, Inc.*, New York.

Bezgin, Ö. N., 2018, Demiryolları Üzerine Etki Eden Düşey Dinamik Darbe Kuvvetlerinin Tahmini için Geliştirilen Yeni Bir Yöntem Araştırma Makalesi, *Demiryolu Mühendisliği Dergisi*, 2018 (8): 40-51, İstanbul, 40-50.

Birand, A. A., 2007, Kazıklı Temeller, *Teknik Yayınevi*, 2. Baskı, Ankara, 57-65.

Bowles, J., E., 1997, Foundation Analysis and Design, 5th Edition, *The McGraw-Hill Companies*, USA.

Burland, J. B., Burbridge, M.C.,1985, Settlement of Foundations on Sand and Gravel, *Proc. Inst. Of Civil Engrns*. Part 1, Vol.78.

Cao, X. D., Wong, I. H., Chang, M.. 2004, Behavior of model rafts resting on pile-reinforced sand, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (2), 129-138.

Clarke, B.G., 1995, Pressuremeters in Geotechnical Design, *Chamann & Hall*, London.

Craig, R.F., 1988, Soil Mechanics, *Van Nostrand Zeinhold*, UK.

Çinicioğlu, S. F., 2005, Zeminlerde Statik ve Dinamik Yükler Altında Taşıma Gücü Anlayışı ve Hesabı, *İMO Seminer*, İstanbul, 1-12.

Das, B. M., 2007, Principles of Foundation Engineering, 6th Edition, *Washington USA*, 240-244.

Durgunoglu, H. T., Mitchell J. K., 1975, Static penetration resistance of soils, Proc. Os ASCE, *Specialty Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, North Caroline, 1, 151 – 189.

Erol, O. A., Bayram, Z., Kuruoğlu Ö., 2016, Vibro Sıkıştırma ve Taş Kolonlar, *Yüksel Proje*, Ankara, 3-5.

Eslamizaad, S., Robertson, R. K., 1996, Cone Penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands, *Proc.of 49th Canadian Geotechnical Conference*, St.Jones Newfoundland.

Gökçeoğlu, C., Kayabaşı, A., 2012, Taşıma Kapasitesi ve Oturma Miktarının Hesaplanmasında Yaygın Kullanılan Yöntemlerin Mersin Arıtma Tesisi Temeli Örneğinde Uygulanması, *Jeoloji Mühendisliği Dergisi*, 36 (1), 20-22.

German Society for Geotechnics, 2003, Recommendation of Excavation, Germany

Harr, M. E., 1966, Fundamentals of Theoretical Soil Mechanics, *McGraw-Hill*.

Janbu, N., Bjerrum, L., Kjamsli, B., 1956, Veiledning Ved Losning av Fundamentering-Soppgaver, *Publication No.16 NGI*, 30-32.

Karagül, B., 2007, Yol Dolgularının Geogrid Kullanılarak İyileştirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Kaya, Z., 2016, Derin Karıştırma Kolonlarının Ölçülen ve Hesaplanan Kapasitelerinin Tam Ölçekli Yükleme Deneyleri İle İncelenmesi, Yüksek Lisans Tezi, *Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Ankara, 20-30.

Kılıç, O., 2013, Derin Karıştırma Yöntemi Tasarım ve Uygulaması, Yüksek Lisans Tezi, *Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Eskişehir.

Küçükali, N., 2008, Demiryolu Altyapısının Jet Enjeksiyon Yöntemi ile İyileştirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, *Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, Trabzon.

Lunne T., P.K. Robertson, J.J.M. Powel., 1997, Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, *Blackie Academic Professional*.

Menard l., 1963, Calcul de la force portante des fondations sur la base des resultats des essais presiometriques, *Sols-Soils*, Vol.2 No.5 - 6.

Mungan, H., 2016, Zeminin Kırmataş Kolonları ile İyileştirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Kültür Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Murthy, V. N. S., 2002, Geotechnical Engineering, CRC Press.

NAVFAC DM: 7-1., 1982, Soil Mechanics, *Naval Facilities Engineering Command. Dept. Of Navy*, Alexandria, Virginia USA.

OCDI-Japan 2002, The Overseas Coastal Area Development Institute of Japan, Technical Standarts and Commentaries For Port and Harbour Facilities in Japan.

Onur, İ., Tuncan, M., Kılıç, O., Tuncan, A., 2016, Yeni Bir Derin Zemin Karıştırma Sistemi Tasarımı ve Arazi Uygulamaları, Araştırma Makalesi.

Önalp, A., Arel, E., 2013, Geoteknik Bilgisi 1 – Zeminler Mekaniği, *Birsen Yayınevi*, İstanbul.

Öncü, G., 2009, Derin Kazılı İksa Sisteminde Oluşan Yer Değişikliklerinin Hesaplanarak Aletsel Gözlemlerle Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi*, İstanbul.

Özsoy B., Durgunoğlu T., 2003, Sıvılaştırma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin – Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması, Araştırma Makalesi.

Peck R. B., Hanson, W. E., Thornburn, T. H., 1974, Foundation Engineering, *John Wiley & Sons*, New York.

Priebe, H. J., 1995, The Design Of Vibro Replacement. *Ground engineering*, 28(10), 31.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., 1983, Interpretation of cone penetration test, Sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), 718 – 733.

Saride, S., Archeewa, E., Puppala, A. J., Nazarian, S., Williammee, Jr, R. 2010, Deep soil mixing (DSM) columns to improve foundation support for bridge approach embankments, *Advances in Analysis, Modeling & Design*, GeoFlorida, 1866-1875.

Schmertman, J.H., Hartman, J. P., Brown, P. D., 1978, Improved Strain Factor Influence Diagrams, *ASCE, J.GED.*, Vol:104, 1131-1135.

Seed, H. B., Idriss, I. M., 1971, A Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, *ASCE*, No. SM6.

Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Reimer, M. F., 2001, Recent advances in soil liquefaction engineering and seismic site response evaluation.

Skempton, A. W., Bjerrum, 1957, A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay *Oeotechnique* Vol. 7, 168-178.

Sowers, G.F., 1979, Introductory soil mechanics and foundations, *Macmillan*, New York.

Stroud, M. A., 1975, The Standard Penetration Test in Insensitive Clays and Softrock Proceedings, *1st European Symposium on Penetration Testing*, Stockholm, Sweden, 2(2): 367 - 375.

Stroud M.A. 1989 Standart penetration test: *Introduction Part:2, Penetration Testing in U.K.*, Thomas Telford, London, 29 – 50.

Şengezer, L., 2010, Granüler Zeminlerde Dinamik Kompaksiyon Uygulaması, Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

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

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G., 1967, Soil Mechanics in Engineering Practice, *John Wiley & Sons. Inc.*, New York.

Toksoy, S., 2017, Demiryolu Altyapı Güçlendirmesinde Geosentetiklerin Kullanımı, Yüksek Lisans Tezi, *Bahçeşehir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Todd, M. K., 2017, Handbook Of Geotechnical Investigation And Design Tables. CRC Press.

Uzuner, B, A., 2007, Temel Zemin Mekaniği, *Derya Kitabevi*, Trabzon.

Ye, G., Xu, C.A., Gao, Y., 2006, Improving Soft Soil Using Combined Cement Deep Mixing Column and Preloading With Prefabricated Vertical Drains, Ground Modification And Seismic Mitigation, *ASCE*, 152, 23-28.

Yı, Y. L., Liu, S. Y., & Du, Y. J. 2009, Additional Stress Distribution Behavior Of T-Shaped Deep Mixed Column Composite Foundation Under Embankment Load. *China Journal Of Highway And Transport*, 5.

Youd, T. L., Idriss, I. M., eds. 1997, Proc., NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Nat. Ctr. for Earthquake Engrg. Res., State Univ. of New York at Buffalo. Youd, T. L., Kayen, R. E., and Mitchell, J. K.

Yüce A., 2015, Ülkemizde Planlanan, Yapılmakta Olan ve Yapılan Yüksek Hızlı Demiryolu Hatlarının İncelenmesi ve Karşılaştırılması Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Yüksel Proje., 2007, T.C. Ulaştırma Bakanlığı Demiryolları, Limanlar, Hava Meydanları İnşaatı Genel Müdürlüğü Demiryolları Malzeme, Yapım, Kontrol ve Bakım Onarım Esasları, Ankara.



## 7. ÖZGEÇMİŞ

### KİŞİSEL BİLGİLER

#### **ARİF EMRE KAAN GÜNDOĞDU** (İnşaat Mühendisi)

GSM: +90 537 952 4042

E-mail: [emre\\_gundogdu06@hotmail.com](mailto:emre_gundogdu06@hotmail.com)

Adres: Osman Temiz Mah. 1026. Cad 35/12 Dikmen/ANKARA



### KİŞİSEL BİLGİLER

Uyruğu : T.C.  
Doğum Yeri : Ankara  
Doğum Tarihi : 30.07.1993  
Medeni Durum : Bekâr  
Askerlik Durumu : Yapıldı  
Ehliyet : B (2012)

### İŞ/KARİYER HEDEFİ

İnşaat sektöründe öncü, daima gelişmeye açık, araştıran ve sorgulayan, işini hakkıyla yapan kurum ya da kuruluşlarda görev almak.

### EĞİTİM DURUMU

- 2015 – Devam ediyor: Konya Teknik Üniversitesi, Lisansüstü Eğitim Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik Anabilim Dalı (Yüksek Lisans)
- 2011 - 2015: Aksaray Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
- 2007 - 2011: Sokullu Mehmet Paşa Lisesi

### STAJLAR

15.07.2012 -15.08.2012: ASELSAN Gölbaşı Yerleşkesi (As İnşaat)

15.08.2013 – 15.08.2013: Ankara Muhtelif Cadde, Yol ve Mahallelerin Altyapı imalatları ve Asfaltlanması İşi ( Söğüt İnşaat)

### **İŞ DENEYİMLERİ**

11.2016 – Devam: Progeo Proje Mühendislik, (Proje ve Raporlama)

10.2016 – 11.2016: İksa Mühendislik, ART Park İş Merkezi İksa Destek Sistemi Yapılması İşi - ANKARA

07.2016 – 08.2016: Cömertler İnşaat, Niğde Organize Sanayi Cadde ve Sokakların Asfaltla Kaplanması İşi, - AKSARAY

09.2015 – 07.2016: Cömertler İnşaat, Brisa Lastik Fabrikası, Altyapı ve Fabrika Yolları Yapım İşi - AKSARAY

07.2015 – 09.2015: Mehmet Zeki Kalya İnşaat, Özkaya Dondurma Fabrikası İnşaatı-AKSARAY

### **YABANCI DİL BİLGİSİ**

İngilizce: İyi seviyede

### **BİLGİSAYAR BİLGİSİ**

- Microsoft Office (Word, Excel, Powerpoint, Outlook)
- AutoCAD
- Rocscience- Slide
- Sap2000
- PLAXIS 2D
- Midas GTS NX 2D-3D

### **BECERİLER ve İLGİ ALANLARI**

Taşıma gücü, oturma analizleri, sınılaşma riski vb. geoteknik hesapları yapabilmek ve raporlamak, bilgisayar programlarıyla modelleyip analiz etme, İksa-derin kazı sistemleri tasarlama, heyelan önleme projeleri modelleme ve raporlama, Şantiye ve ofis içi koordinasyon, Altyapı, üstyapı, karayolu, demiryolu imalatları, yapılan imalatları kontrol etmek, hakediş ve teslimini yapmak.

**YAYINLAR**

Yıldız M., Gündoğdu A. E. K., (2019), “Underpass Design with Top-Down Construction Technique On Railway and Highway Intersection Lines” International Symposium for Environmental Science and Engineering Research (ISESER) Konya, Turkey, May 25-27, 2019

Yıldız M., Gündoğdu A. E. K., (2019), “Demiryolu – Karayolu Kesişme Güzergâhında Top-Down İnşaat Yöntemi ile Altgeçit Tasarımı” International Conference on Innovation, Sustainability, Technology and Education in Civil Engineering (İSTE-CE'2019) İskenderun-Hatay, Turkey, Haz 13-15, 2019

