

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN KAZILARDA YATAY JET GROUT UYGULAMASININ
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet TARAKÇI

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2017

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN KAZILARDA YATAY JET GROUT UYGULAMASININ
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Mehmet TARAKÇI
(501141311)**

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Yrd. Doç. Dr. Berrak TEYMUR

HAZİRAN 2017

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501141311 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Mehmet TARAKÇI, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “DERİN KAZILARDA YATAY JET GROUT UYGULAMASININ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Yrd. Doç. Dr. Berrak TEYMUR**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Hüseyin YILDIRIM**
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK
İstanbul Üniversitesi

Teslim Tarihi : 05 Mayıs 2017
Savunma Tarihi : 09 Haziran 2017





Aileme,



ÖNSÖZ

Bu yüksek lisans tezinde, çok sıra ankrajlı derin kazı destekleme sistemlerinin tasarımı ve ankrajlı iksa sistemlerinde yatay jet grout uygulaması üzerinde durulmuştur. Çalışma kapsamında örnek bir derin kazı projesi vaka analizi olarak ele alınarak; yatay jet grout uygulamasının iksa sistemi üzerindeki etkileri sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilmiştir.

Tez çalışmam süresince bana destek olan, bilgi ve deneyimlerini benimle paylaşan değerli hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Berrak TEYMUR'a, bu süre zarfında manevi desteğini her an bana hissettiren sevgili meslektaşım İnş. Müh. Seniyye KONUR'a teşekkürlerimi sunarım.

Teknik bilgi ve uygulama tecrübelerini benimle paylaştıkları için İnş. Yük. Müh. Barış YILMAZ'a ve İnş. Müh. Emre COŞKUN'a teşekkürü borç bilirim.

Eğitim hayatım boyunca beni destekleyen ve her zaman yanımda olan aileme gösterdikleri sabır ve anlayış için teşekkür ederim.

Haziran 2017

Mehmet TARAKÇI
(İnşaat Mühendisi)



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SEMBOLLER	xiii
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ	1
1.1 Genel	1
1.2 Amaç	1
1.3 Yöntem ve Süreç	2
2. İKSA SİSTEMİNE ETKİYEN YÜKLER	3
2.1 Yanal Toprak Basıncı.....	3
2.1.1 Rankine Teorisi	5
2.1.2 Coulomb Teorisi	7
2.2 Çok Sıra Ankrajlı Sistemlerde Toprak Basıncı	10
2.3 Sürşaj Yükleri.....	15
2.4 Yeraltı Su Seviyesi	15
3. DERİN KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ.....	17
3.1 Düşey Destek Elemanları	17
3.1.1 Fore kazıklar	17
3.1.1.1 Aralıklı kazıklar	19
3.1.1.2 Teğet kazıklar.....	19
3.1.1.3 Kesişen kazıklar	19
3.1.2 Mini kazıklar	20
3.1.3 Diyafram duvarlar	21
3.1.4 Kuyu perdeler.....	23
3.1.5 Palplanş perdeler	24
3.2 Yatay Destek Elemanları.....	25
3.2.1 Öngermeli ankrajlar	25
3.2.1.1 Ankrajların sınıflandırılması	25
3.2.1.2 Ankrajların yapısal kısımları.....	26
3.2.1.3 Ankrajların imalat yöntemi	28
3.2.1.4 Ankrajlarda kalite kontrol	30
3.2.2 Zemin çivileri	31
3.2.3 Boru destekler	33
3.3 Destek Yapısının Gözlenmesi	34
4. ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN TASARIMI	39
4.1 Ankrajların Taşıma Gücü	40

4.2 Kazıkların Taşıma Gücü.....	42
4.3 Stabilité Tahkikleri	43
4.3.1 Toptan göçme analizi	44
4.3.2 Kranz Metodu.....	44
4.4 Göçme Durumları.....	45
4.4.1 Ankrajlarda göçme durumu.....	45
4.4.2 Kazıklarda göçme durumu	46
4.5 Ankrajlı Sistemlerde Yatay Jet Grout Uygulaması	47
5. ÇOK SIRA ANKRAJ DESTEKLİ BİR DERİN KAZI UYGULAMASI	49
5.1 Zemin Özellikleri.....	49
5.1.1 İdealize zemin profili	49
5.1.2 Zemin parametrelerinin belirlenmesi	50
5.2 İksa Sistemi	54
5.2.1 Düşey elemanlar.....	54
5.2.2 Yatay elemanlar.....	54
5.3 Aletsel Gözlem	56
5.3.1 İnklinometre ölçümleri.....	56
5.3.2 Yük hücreleri ölçümleri	57
5.3.3 Reflektör ölçümleri	58
6. PLAXIS SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİ İLE YAPILAN ANALİZLER	59
6.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Plaxis Programı	59
6.2 Yatay Jet Grout Uygulaması Üzerine Yapılan Analizler	60
6.2.1 Tasarım parametrelerinin elde edilmesi	61
6.2.2 Enjeksiyonsuz zeminde yapılan analizler	69
6.2.2.1 Deplasman değerlerinin incelenmesi	70
6.2.2.2 Statik kuvvet değerlerinin incelenmesi	73
6.2.3 Enjeksiyonlu zeminde yapılan analizler.....	75
6.2.3.1 Deplasman değerlerinin incelenmesi	76
6.2.3.2 Statik kuvvet değerlerinin incelenmesi	80
7. BULGULAR VE TARTIŞMA	83
8. SONUÇLAR	89
KAYNAKLAR.....	93
EKLER	97
ÖZGEÇMİŞ.....	119

KISALTMALAR

AKO	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
ASCE	: American Society of Civil Engineers
ASTM	: American Society for Testing and Materials
BS	: British Standards
EA	: Normal Rijitlik
EI	: Eğilme Rijitliği
FHWA	: Federal Highway Administration
HS	: Pekleşen Zemin (Hardening Soil) Modeli
NATM	: New Austrian Tunneling Method
NAVFAC	: Naval Facilities Engineering Command
RQD	: Rock Quality Designation
SPT-N	: Standart Penetrasyon Sayısı
TS	: Türk Standardı



SEMBOLLER

$\emptyset$	: Kayma Mukavemeti Açısı
γ_n	: Doğal Birim Hacim Ağırlık
γ_d	: Doygun Birim Hacim Ağırlık
c_u	: Drenajsız Kayma Mukavemeti
ν	: Poison Oranı
δ	: Yatay Yer Değiştirme
D	: Kazık / Enjeksiyon Çapı
E	: Elastisite Modülü
H	: Duvar Yüksekliği
k	: Geçirgenlik Katsayısı
Ψ	: Dilatasyon Açısı
S_v	: Düşey Ankraj Aralığı
S_h	: Yatay Ankraj Aralığı
E_{50}	: Üç Eksenli Yükleme Rijitliği
E_{ur}	: Üç Eksenli Boşaltma-Yükleme Rijitliği
E_{oed}	: Ödometre Yükleme Rijitliği
R_{inter}	: Dayanım Azaltma Faktörü



ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Zemin cinslerine göre K_0 değerleri (Uzuner, 2005).	4
Çizelge 2.2 : Zemin sınıfına göre deplasman ve açısal dönme değerleri (Das, 2010). 7	
Çizelge 4.1 : Bazı kayalar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983).	41
Çizelge 5.1 : İdealize zemin profiline ait zemin parametreleri.	50
Çizelge 5.2 : Akasya Acıbadem Projesi zemin parametreleri (Özalp, 2010).	51
Çizelge 5.3 : Kohezyonsuz zeminlerde SPT ve CPT sonuçları ile kayma mukavemeti açısı korelasyonları (FHWA, 2003).	51
Çizelge 5.4 : Presiyometre deneylerinden elde edilen elastisite modülleri.	52
Çizelge 5.5 : Presiyometre deneyinden elde edilen drenajsız kohezyon değerleri... 53	
Çizelge 5.6 : SPT N' 'e göre killi zeminlerin kıvamı ve c_u arasındaki değişim aralığı (Sivrikaya ve Toğrol, 2007).	54
Çizelge 5.7 : Jet-Grout test kolonları uygulama parametreleri.	55
Çizelge 6.1 : İncelenen geometrik modeller.	61
Çizelge 6.2 : Drenajlı koşullar için zemin parametreleri.	66
Çizelge 6.3 : Zeminlerin (k) geçirimsizlik katsayısına göre tanımlanması (Terzaghi ve Peck, 1967).	67
Çizelge 6.4 : Bazı zeminlere göre poisson oranları (Tan, 2013).	67
Çizelge 6.5 : Mevcut zemine ait tasarım parametreleri.	68
Çizelge 6.6 : Önerilen dayanım azaltma faktörleri (Brinkgreve ve Shen, 2011).	68
Çizelge 6.7 : Zonguldak/Çatalağzı jet grout kolonunu parametreleri (Erdil, 2008).. 68	
Çizelge 6.8 : Jet grout kolonu deney sonuçları (Nikbakhtan ve Osanloo, 2008).	68
Çizelge 6.9 : Jet grout kolonu tasarım parametreleri.	69
Çizelge 6.10 : Ankraj ve fore kazıya ait tasarım parametreleri.	69
Çizelge 6.11 : Jet grout yapılan modellere ait düşey eleman üzerindeki maksimum yatay deplasman mertebeleri.	78
Çizelge 6.12 : Jet grout bulunan geometrik modellere ait düşey eleman üzerindeki maksimum yatay deplasman değerleri.	79
Çizelge 6.13 : Enjeksiyonlu modellere ait statik kuvvet değerleri.	82



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Aktif ve pasif plastik denge durumu (Tan, 2013).	4
Şekil 2.2 : Kohezyonsuz zeminlerde aktif ve pasif durumlar için oluşan yanal toprak basıncı dağılımı.	6
Şekil 2.3 : Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif durumlar için oluşan yanal toprak basıncı dağılımı.	6
Şekil 2.4 : Zeminin tabakalı olması durumunda yanal toprak basıncı dağılımı.	7
Şekil 2.5 : Yeraltı suyunun olması durumunda yanal toprak basıncı dağılımı.	7
Şekil 2.6 : Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemine göre aktif toprak basıncı (Tan, 2013).	8
Şekil 2.7 : Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemine göre pasif toprak basıncı (Tan, 2013).	10
Şekil 2.8 : Destekli ve desteksiz durumda toprak basıncı dağılımının basit ifadesi..	11
Şekil 2.9 : Terzaghi-Peck (1967) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.	11
Şekil 2.10 : Tschebotarioff (1973) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.	12
Şekil 2.11 : Lehmann(1973) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.	13
Şekil 2.12 : NAVFAC (1988) tarafından önerilen ankrajlı duvarlarda kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b,c) toprak basıncı dağılımları.	13
Şekil 2.13 : Klenner tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımı.	14
Şekil 2.14 : İsveç Yapı Şartnamesi (1974) tarafından önerilen düşük relatif sıkılıklı (a) ve yüksek relatif sıkılıklı (b) toprak basıncı dağılımları.	15
Şekil 2.15 : İksa yüzeyine etkileyen hidrostatik basınç dağılımı.	16
Şekil 3.1 : Örnek iksa kesiti.	19
Şekil 3.2 : Kesişen, teğet ve aralıklı fore kazıkların yatay kesitleri (TS3168 EN 1536, 2001).	20
Şekil 3.3 : Kazı aşaması (a), uç tüplerinin yerleştirilmesi (b), donatı kafesinin yerleştirilmesi (c), beton dökümü (d).	23
Şekil 3.4 : Joes-Laughlins tipi (a), U.S tipi (b), Larssen (c/d) tipi çelik palplanşlar ve birleşim detayları.	24
Şekil 3.5 : İmalat yöntemine göre ankraj tipleri.	26
Şekil 3.6 : Tipik ankraj kesiti (BS-8081).	27
Şekil 3.7 : Tipik ankraj başlığı detayı.	27
Şekil 3.8 : Geçici ankraj kesiti.	28
Şekil 3.9 : İmalata hazırlanan ankraj demetleri.	29
Şekil 3.10 : Ankraj kabul deneyi.	30
Şekil 3.11 : Zemin çivisi uygulama aşamaları (FHWA, 1998).	32

Şekil 3.12 : İnklinometre düzeneği.	35
Şekil 3.13 : Düşey iksa hareketi – iksa aynasından uzaklık ilişkisi (Peck, 1969).	35
Şekil 3.14 : İksa duvarı deplasman yaklaşımı (Clough ve O’Rourke, 1990).	36
Şekil 3.15 : Düşey iksa hareketi - iksadan uzaklık ilişkisi (O’Rourke, 1990).	37
Şekil 4.1 : Ankrajlı sistemlerde yenilme durumları.	40
Şekil 4.2 : Granüler zeminlerde ankraj nihai taşıma gücünün zemin türü, sıklık ve kök boyu ile değişimi (NAVFAC, 1988).	42
Şekil 5.1 : İdealize zemin profili.	50
Şekil 5.2 : $c_u - P_L$ ilişkisi (Baguelin v.d., 1978).	53
Şekil 5.3 : Ankraj gruplarının yerleşimi.	55
Şekil 5.4 : Jet-grout test kolonları.	56
Şekil 5.5 : İnklinometre ve yük hücresi yerleşim planı.	57
Şekil 5.6 : Yük hücresi ve ölçüm ekipmanı.	58
Şekil 6.1 : Toplam deplasmanlar.	62
Şekil 6.2 : Düşey eleman üzeri yatay deplasman dağılımı.	62
Şekil 6.3 : Revize zemin parametreleri ile yatay deplasman dağılımı.	65
Şekil 6.4 : Düşey eleman üzeri deplasman dağılımları mukayesesi.	66
Şekil 6.5 : Plastisite indisi – efektif kayma açısı ilişkisi (Terzaghi v.d., 1996).	67
Şekil 6.6 : Enjeksiyonsuz sistemin mevcut geometrik modeli.	69
Şekil 6.7 : M-1 modeli toplam deplasman.	71
Şekil 6.8 : M-1 modeli yatay deplasman.	71
Şekil 6.9 : M-1 modeli düşey deplasman.	72
Şekil 6.10 : M-1 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.	72
Şekil 6.11 : M-1 modeli için zemin yüzeyindeki düşey deplasman dağılımı.	73
Şekil 6.12 : M-1 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.	74
Şekil 6.13 : M-1 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.	74
Şekil 6.14 : M-1 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.	75
Şekil 6.15 : Enjeksiyon uygulanan mevcut sistemin geometrik modeli.	75
Şekil 6.16 : M-2 modeli toplam deplasman.	76
Şekil 6.17 : M-2 modeli yatay deplasman.	77
Şekil 6.18 : M-2 modeli düşey deplasman.	77
Şekil 6.19 : M-2 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.	78
Şekil 6.20 : M-2 modeli için zemin yüzeyindeki düşey deplasman dağılımı.	79
Şekil 6.21 : İksa aynasından uzaklık – düşey deplasman – derinlik ilişkisi.	80
Şekil 6.22 : M-2 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.	81
Şekil 6.23 : M-2 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.	81
Şekil 6.24 : M-2 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.	82
Şekil 6.25 : Deplasmanlara ait genel durum.	84
Şekil 6.26 : Düşey elemana etkiyen statik kuvvetlere ait genel durum.	84
Şekil 6.27 : M-2 ve M-3 modeli düşey eleman üzeri deplasman dağılımı.	85
Şekil 6.28 : M-4 modeli deformed mesh.	86
Şekil 6.29 : Düşey eleman üzeri maksimum yatay deplasman değerleri.	86
Şekil 6.30 : Değişken R_{inter} katsayıları için yatay deplasman dağılımları.	87

DERİN KAZILARDA YATAY JET GROUT UYGULAMASININ SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE İNCELENMESİ

ÖZET

Nüfusun ve kentleşmenin hızla geliştiği günümüzde arazi maliyetlerindeki gözle görülür artış, bu alanların yeraltında kalan kısımlarının da ihtiyaç doğrultusunda kullanılabilmesi düşüncesini gündeme getirmiştir. Böylelikle otopark, depo ve bazı sosyal kullanıma ayrılan birimler gibi daha geri plandaki kullanım alanlarının, inşa edilecek çok katlı yapı projesi için yer altında kalan kısmına taşınması söz konusu olmuştur. Yeraltı yapılarının inşası için yapılacak olan kazılar, çevredeki mevcut yapılaşma ve kazının geometrik sınırları nedeniyle birtakım zorlukları beraberinde getirmiştir. Bu zorluklar, derin kazı ve seçilen iksa sisteminin önemini arttırmıştır.

Bu çalışma kapsamında derin kazı iksa sistemi olarak yaygın olarak tercih edilen çok sıra ankrajlı bir destekleme sisteminde yatay jet grout uygulaması incelenmiş; jet grout enjeksiyon tekniği ile iyileştirilen ve iyileştirilmeyen zeminlerin çeşitli geometrik sınırlar için mevcut iksa sistemi üzerindeki etkilerinin araştırılması amacıyla hazırlanmıştır.

Yapılan çalışmada, bir iksa sistemine etkiyen toprak basınçlarından bahsedilerek, çok sıra ankrajlı destek sistemleri için çeşitli zemin koşulları altında oluşması öngörülen toprak basıncı dağılımlarına değinilmiştir. Öngermeli ankraj elemanlarının yatay eleman, fore kazıkların ise düşey eleman olarak seçildiği destekleme sistemleri ele alınarak tasarımda göz önüne alınması gereken temel prensipler açıklanmıştır. Bu tür sistemlerde uygulanan yatay jet grout enjeksiyonu ile zemin ıslahı ile ilgili birtakım açıklamalara yer verilmiştir.

Tez kapsamında İstanbul ili, Kadıköy ilçesinde gerçekleştirilen örnek bir iksa uygulaması vaka analizi olarak incelenmiştir. İncelenen proje ile ilgili genel bilgiler verilerek; zemin yapısı ve karakteristik özellikleri, derin kazı iksa sistemi ve destekli kazıların gözlemlenmesiyle ilgili aletsel gözlem tekniklerinden bahsedilmiştir.

Çalışmanın son bölümünde incelenen derin kazı iksa uygulaması, geoteknik problemlerin çözümünde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar yöntemi ve bu yöntemin geoteknik tasarımlar için uyarlanmış bilgisayar yazılımı olan Plaxis programı hakkında genel bilgiler verilmiştir. Daha sonra, yatay jet grout uygulamasının derin kazı iksa sistemi çalışma performansına olan etkileri sonlu elemanlar yöntemi ile araştırılmıştır. Bu kapsamda, jet grout ile iyileştirme yapılan ve iyileştirme yapılmayan zeminler, farklı geometrik parametreler belirlenerek oluşturulan geometrik modeller ile analiz edilmiştir. Yapılan analizler neticesinde; iyileştirilen ve iyileştirme yapılmayan geometrik modeller kendi içlerinde ve birbirleriyle, deplasmanlar ve düşey elemana etkiyen statik etkiler açısından mukayese edilerek sonuçlar değerlendirilmiştir.



INVESTIGATION OF HORIZONTAL JET GROUT APPLICATION IN DEEP EXCAVATIONS BY FINITE ELEMENT METHOD

SUMMARY

As the population and urbanization have developed rapidly, the noticeable increase in the cost of land has brought the idea that the underground parts of these lands can be used when it is needed. It is thus possible to move the secondary usage areas, such as parking lots, store and some social units, to the underground part of the multi-storey building project to be built. The excavations to be carried out for the construction of underground structures brought with it some difficulties due to the geometrical conditions of the excavation and surrounding settlements. These difficulties have increased the importance of deep excavation and shoring system selected.

There is no doubt that geotechnical site investigation plays the most important role before any kind of construction project. It is needed to assess the field conditions, such as soil conditions, road and existing building situations. Taking into account the soil profile obtained from boreholes in the excavation region, groundwater level, geometry of the excavation, neighboring structures and environmental factors, shoring system should be decided based on safe and economy. On the other hand, the stress increase in the ground and settlements in neighboring buildings due to long-term draining of groundwater may occur. To design safe and economical shoring system, selected parameters and assumptions made should be close to reality.

In the case of a deep excavation, it is necessary to select the appropriate support system based on the data obtained from the construction site. Today, deep excavation can be made with various shoring systems. Most preferred ones are bored piles, mini piles, diaphragm walls, well curtains and sheet piles. These systems can be defined as vertical supports and also be increased in terms of bearing capacity by horizontal supporting systems like prestressed anchors, soil nails and struts.

In this study, horizontal jet grout application is investigated in a multi-row anchorage system which is widely used as a shoring system in deep excavations. Different geometric models were created with different diameter and length of jet grout columns and strength reduction factors for interface between structural elements and soils layers affect of these on soils treated with jet grouting injection were investigated. The study aims to investigate the effects of jet grout application on the displacement of an excavation system with finite element modelling.

In order to be able to design the retaining structures with sufficient level of safety, the lateral forces acting on the system must be analyzed and calculated correctly. Generally, loads that influence shoring system can be defined as lateral earth pressure, thrust from surcharge loads and hydrostatic pressure. In the scope of the study, detailed explanations of soil pressure distributions for various supported systems under different soil conditions are given.

Shoring systems in which prestressed anchors are selected as horizontal elements and bored piles as vertical elements are discussed, and the basic principles to be considered in design are explained. An overview of the system's general stability assessments is provided, including information on the assessment of bearing capacity of anchors and bored piles and on the state of collapse of these structural elements.

Soil properties in anchorage systems directly affect the anchorage load capacity. As a result, improving the soil properties can be an alternative solution for such structures. In this study, soil improvement technique with jet grout injection applied horizontally in anchorage support systems is mentioned and importance is given for the system.

In this thesis, an example of a shoring application constructed in Istanbul is analyzed as a case study. By giving general information regarding the project investigated, the soil structure was determined by examining borehole data obtained from the site. Then, idealized soil profile was created. In determination of soil parameters in the soil profile, various field and laboratory experiments conducted within the scope of the geotechnical studies conducted in the field of investigation and literature studies was used. Additionally, details of the application of the horizontal and vertical elements of the deep excavation system examined are explained. A summary of instrumental observation techniques used for the safety of the excavation and shoring system is given.

In the last part of the study, general information is given about deep excavation application, finite element method widely used for solving geotechnical problems and Plaxis program which is a computer software adapted to geotechnical design. In the following it is aimed to investigate the effect of horizontal jet grouting on the performance of the deep excavation system performance by using the finite element method.

Plaxis was used to analyze the design and calculation methods of the design parameters required for the analysis. The accepted parameters for the jet grouting column and existing soil layers are obtained from the geotechnical investigations conducted on construction site and from literature studies. Design parameters have been calculated considering all geometric models created and the improved soil unit behind the shoring system taking into account the areas that anchoring or anchorage groups have in the system.

The displacement capacity of the excavation system studied by Hardening Soil model in the analyzes has been examined in detail. The maximum horizontal and vertical displacement ratios that occur in the soil and region in which they occur are expressed together with the plaxis output. As well as the vertical displacement distribution on the soil surface and horizontal displacement distributions on the vertical element are also included.

The dimensioning of the structural element is directly connected to the order of the elementary static forces. For this reason, bending moment, shear force and axial load values acting on vertical element are calculated for all models created were compared to determine the optimal load distribution for the most unfavorable case.

The results of the analysis acquired from finite elements method, Plaxis, can be useful to give a prediction to the designer before construction. Additionally, it should not be forgotten that the results depend on the parameters entered in the programme. Therefore, it is important to compare the values obtained from software analysis with

the instruments placed in the field. For the safety of the excavation, instrumental analyses are essential.

Within the scope of the thesis, geometric models designed to investigate the effect of horizontal jet grout application on the system were analyzed and evaluated in terms of static effects acting on vertical element and displacement levels. The results acquired from analysis can be summarised as follows:

- In the untreated soil, the root of anchors was not able to provide adequate adherence during the reaching of the target prestress load.
- Application of the jet grout significantly reduced displacements and the shear force, axial load and bending moment values acting on vertical elements under the same project prestress load.
- Since increasing the jet grout column diameter will increase the friction surface between the soil layers and the jet grout columns, a relatively larger portion of the prestressing load will encounter the interface friction. Thus, it is likely to increase static forces acting on vertical element and the displacement levels under the project prestressing load.
- It is obvious that during the horizontal jet grout application, the surface of shoring system will be exposed to high pressure and this pressure will create additional displacement and cross-sectional effects on the vertical element. For this reason, the continuity of jet grout columns must be terminated at a certain distance or reduced in pressure value. In the analysis which jet grout columns are terminated 5 meters behind from surface of shoring system, there is a visible increase in displacement rates and static forces acting on the vertical element.
- The increase or decrease of the R_{inter} coefficient defined for the interface element between the jet grout columns and the ground shows parallel behavior in the shear force and axial force values acting on the vertical element. The opposite is true for bending moment values when parallel behavior is shown. It is also observed that the displacement of the increased R_{inter} value on the vertical element is further shifted in the direction of the excavation area.



1. GİRİŞ

1.1 Genel

Derin kazılar, nüfusun ve kentleşmenin hızla arttığı yaşam alanlarında sık karşılaşılan yapım yöntemidir. Artan nüfusa kentleşme açısından yeterli karşılığı veremeyen coğrafyalarda arazilerin yer altında kalan kısımlarının kullanılması düşüncesini önem kazanmıştır. Bu durum, derin kazıların önemini ve ihtiyacını gündeme getirmiştir.

Yeraltı yapılarının sıkça çözüm alternatifi olarak değerlendirilmeye başlanması, geoteknik çalışmaların derin kazılar etrafında yoğunlaşması sonucunu doğurmuştur. Yapıların zemin içerisinde inşa edilmesi konusunda, sistemin inşa aşamaları sırasında çevrenin ve kazı alanının güvenliğini sağlayabilecek bir iksa sisteminin oluşturulması en temel amaçtır.

Kazı destek sisteminin seçilmesinde esasen iki husus belirleyicidir; güvenlik ve ekonomik koşullar. Çevredeki yeraltı ve yerüstü yapılarının konumu ve önem derecesi, zemin türü ve karakteristik özellikleri, yeraltı suyunun varlığı ve hareket kabiliyeti, kenar ve taban duraylılığı güvenlik seviyesini ve dolayısıyla tasarımı etkileyen temel başlıklardır. Bu başlıkların değerlendirilmesiyle oluşan çözüm yolları için en ekonomik olanının tercih edilmesi muhtemeldir.

Derin kazı destekleme sistemleri beton, ahşap, çelik veya kompozit yapı birimlerinden oluşabilir. Genellikle düşey elemanlar ile problemin çözümü sağlanmaktadır. Düşey elemanların yetersiz kaldığı, kazı derinliğinin artması sonucunda yatay destek elemanları ile etkili sistemler oluşturulabilir. Günümüzde derin kazılarda pratikte en çok uygulanan destekleme yapıları yerinde dökme kazıklar, kuyu perdeler, diyafram duvarlar, ankrajlı ve boru destekli yapılardır.

1.2 Amaç

Tezin amacı, çok sıra ankrajlı bir derin kazı destekleme yapısında yatayda uygulanan

basınçlı enjeksiyon (jet grout) yöntemi ile iyileştirilen zeminin, iksa çalışma performansına olan etkisinin sonlu elemanlar yöntemi ile analizinin sağlanması ve elde edilen bulgular ile bu konuda geoteknik mühendisliği için bir fikir edinilmesini sağlamaktır.

Jet grout kolonlarına ait değişken geometrik parametreler ile oluşturulan modeller ile mevcut uygulama projesi ankraj aralıkları ve proje öngerme yükü altında deplasman değerleri ve düşey elemana etkileyen statik kuvvetlerin mukayesesi sağlanarak belirlenen parametrelerin iksa sistemi üzerindeki etki mertebelerini incelemektir.

1.3 Yöntem ve Süreç

Yatay jet grout enjeksiyonu uygulanan ve uygulanmayan zeminler için, farklı geometrik özelliklere sahip jet grout kolonları ve jet grout-zemin arayüzey sürtünme değerleri ile geometrik modeller oluşturulmuştur. Oluşturulan geometrik modellerin, sonlu elemanlar analiz programı olan Plaxis 2D programı ile çözümü sağlanır. Çözülen her problem için deplasman ve kuvvet limitleri belirlenir.

Çalışmanın ikinci bölümünde bir iksa yapısına etkileyen yükler ana hatlarıyla incelenmiş ve yanal toprak basıncı teorilerine detaylı olarak yer verilmiştir. Üçüncü bölümde, derin kazılarda kullanılan destekleme yapılarına değinilerek düşey eleman olarak fore kazıklar, yatay destek elemanı olarak ankrajlı sistemler açıklanmıştır. Dördüncü bölümde ankrajlı sistemlerin yatay destek elemanı olarak seçildiği fore kazıklı derin kazı destekleme yapılarının tasarım esasları konu alınmıştır. Beşinci bölümde çalışma kapsamında incelenen proje ana hatlarıyla ele alınmıştır. Altıncı bölümde sonlu elemanlar yöntemine değinilmiş, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak farklı geometrik modeller için hesaplanan deplasman değerleri ve statik kuvvet verileri mukayese edilerek açıklanmıştır. Son bölümde analiz çıktıları değerlendirilerek çalışmanın sonuçları yorumlanmıştır.

2. İKSA SİSTEMİNE ETKİYEN YÜKLER

2.1 Yanal Toprak Basıncı

Yanal zemin hareketleri geoteknik mühendisliği kapsamında sıkça karşılaşılan ve çözülmesi önem arz eden bir problemdir. Dayanma yapılarının dizayn edilebilmesi için bu yapılara etkiyecek olan yanal zemin itkisinin mertebesinin bilinmesi gerekmektedir. Yanal zemin basınçları; zemin tarafından düşey veya düşeye yakın tasarlanan destekleme sistemine etkiyen basınçlardır. Hem normal hem de kesme gerilmeleri içerebilirler. Destekleme sistemi, arkasındaki zemin kütlesinin yanal hareketini sınırlandırırken, herhangi bir derinlikte sisteme etkiyen basınca “yanal toprak basıncı” denir. Hidrostatik durumda suda, yatay ve düşey basınçlar eşittir. Bunun nedeni kayma direncinin sıfır olmasıdır. Herhangi bir derinlikte etkiyen yanal toprak basıncı, P_h (2.1) bağıntısı ile hesaplanır.

$$P_h = K \cdot P_v \quad (2.1)$$

Burada K terimi yanal toprak basıncı katsayısını, P_v terimi ise o noktadaki düşey basıncı ifade eder. Yanal toprak basınçları destekleme sistemi ve zeminin rölatif hareketinin şekline bağlı olarak tariflenmektedir. Sistemin arkasındaki zemine göre veya zeminin sisteme göre hareketsiz kalması durumunda “sükunetteki toprak basıncı”, sistemin zemin dışına doğru yeterli miktarda hareket etmesi durumunda “aktif toprak basıncı”, tersi durumda sistemin arkasındaki zemin kütlesine doğru hareket etmesi durumunda ise “pasif toprak basıncı” meydana gelir.

Sükunetteki toprak basıncı dağılımı (2.1) bağıntısı ile hesaplanırken, K_o , sükunet halindeki yanal toprak basıncı katsayısı granüler zeminler için Jaky (1948)’nin (2.2) ifadesi ile, kohezyonlu zeminler için Mayne ve Kulhawy (1982)’nin killerde konsolidasyon oranına bağlı olarak verdiği (2.3) bağıntısından yararlanılarak hesaplanabilir.

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad (2.2)$$

$$K_o = (1 - \sin \phi)(AKO)^{\sin \phi} \quad (2.3)$$

Burada AKO, aşırı konsolidasyon oranı; ϕ kayma mukavemeti açısıdır.

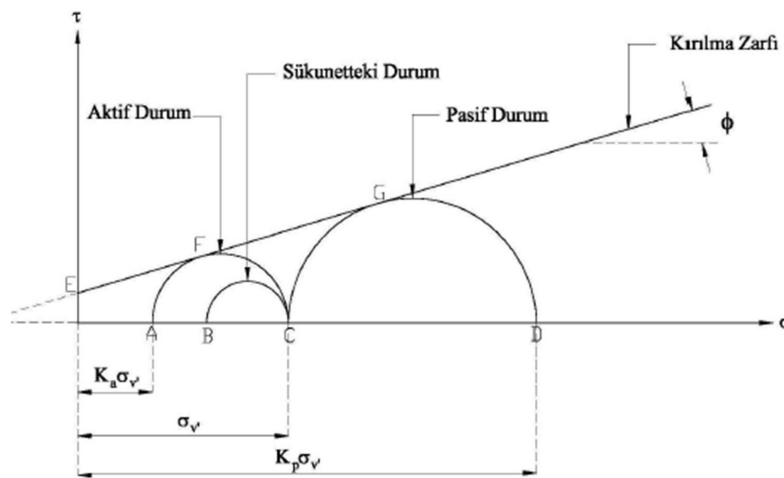
Çizelge 2.1’de bazı zemin türlerine göre kabul edilebilecek K_o değerleri verilmiştir.

Çizelge 2.1 : Zemin cinslerine göre K_o değerleri (Uzuner, 2005).

Zemin Cinsi	K_o
Gevşek Kum	0.4
Sıkı Kum	0.6
Yumuşak Kil	0.5
Katı Kil	0.5

Toprak basınçları zemindeki yer değişimlerden ve dolayısıyla gerilmelerden meydana gelmektedir. Bir ortam elastik denge durumunda ise gerilmelerdeki küçük bir artış küçük bir miktarda deformasyona neden olur. Gerilme arttırılmaya devam edildiğinde zemin kayma mukavemetine yaklaşıldığında gerilme arttırılmamasına rağmen deformasyonların artmaya devam ettiği görülür. Zeminin akma haline geçtiği bu duruma plastik denge durumu denir (Tan, 2013).

Yanal toprak basıncı hesabında kullanılan plastik sınır metodu Şekil 2.1’de verilen aktif ve pasif plastik denge durumunu ifade eden Mohr daireleri grafiği ile gösterilebilir. Kayma düzleminde, zemin kütlesinin her bölgesinde plastik sınır koşulunu sağlanamaması ve kırılma çizgisinin kesin olarak elde edilebilmesi zor olduğundan, toprak basınçların değerinin kesin olarak tespiti mümkün olmayabilir. Çizgisel ve bölgesel kırılmaların oluşması için göreceli yer değiştirmelerin az olması durumunda, plastik sınır durumunun oluşması mümkün değildir. Şekil 2.1’de görünen kırılma sınırına gelene kadar toprak basıncı, sistemin elastik ve plastik yer değiştirmeleri incelenerek elde edilebilir.



Şekil 2.1 : Aktif ve pasif plastik denge durumu (Tan, 2013).

2.1.1 Rankine Teorisi

Rankine (1857) teoremi, zeminin kohezyonsuz, homojen ve izotrop, zemin ile duvar arasındaki sürtünmenin ihmal edilebileceği kabullerini esas almaktadır.

Rankine teorisi; zemin ortamının plastik denge durumuna ulaştığı andaki gerilmeleri dikkat almaktadır. Zemin ortamının her noktasında kırılma varsa, öyle bir duruma plastik denge denilmektedir. Zemin sükunetteki durumu ise elastik denge olarak tanımlanmaktadır (Uzuner, 2005).

Arkasında zemin tutan bir istinat yapısının düşey ($\theta=90^\circ$) olması, arkasındaki zeminin üst yüzeyinin yatay ($\beta=0^\circ$) olması ve duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısının olmadığı ($\delta=0^\circ$) ortamda bir z derinliğine etkiyen P_a aktif toprak basıncı (2.4) bağıntısı ile P_p pasif toprak basıncı (2.5) bağıntısı ile hesaplanabilir (Şekil 2.2).

$$P_a = \gamma' z K_a \quad (2.4)$$

$$P_p = \gamma' z K_p \quad (2.5)$$

Burada K_a ve K_p zemin aktif ve pasif yatay basınç katsayıları olup; (2.6) ve (2.7) bağıntılarından hesaplanır.

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.7)$$

Duvar arkasındaki zemin üst yüzeyinin eğimli ($\beta \neq 0^\circ$) olması durumunda P_a aktif toprak basıncı (2.8) bağıntısı ile P_p pasif toprak basıncı (2.9) bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' K_a h^2 \cos \beta \quad (2.8)$$

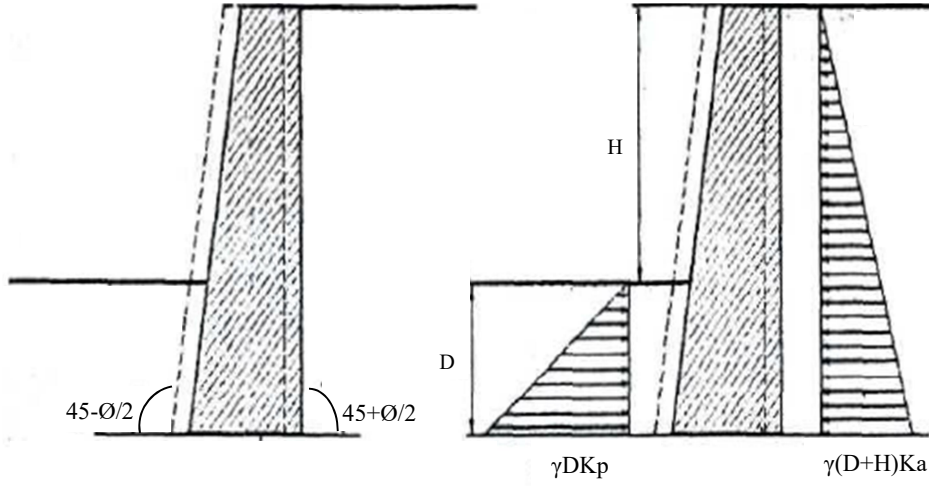
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' K_p h^2 \cos \beta \quad (2.9)$$

K_a ve K_p katsayıları hesabı için (2.10) ve (2.11) bağıntıları kullanılır.

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \sin^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \sin^2 \phi}} \quad (2.10)$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \sin^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \sin^2 \phi}} \quad (2.11)$$

Kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımı Şekil 2.2'de verilmiştir.

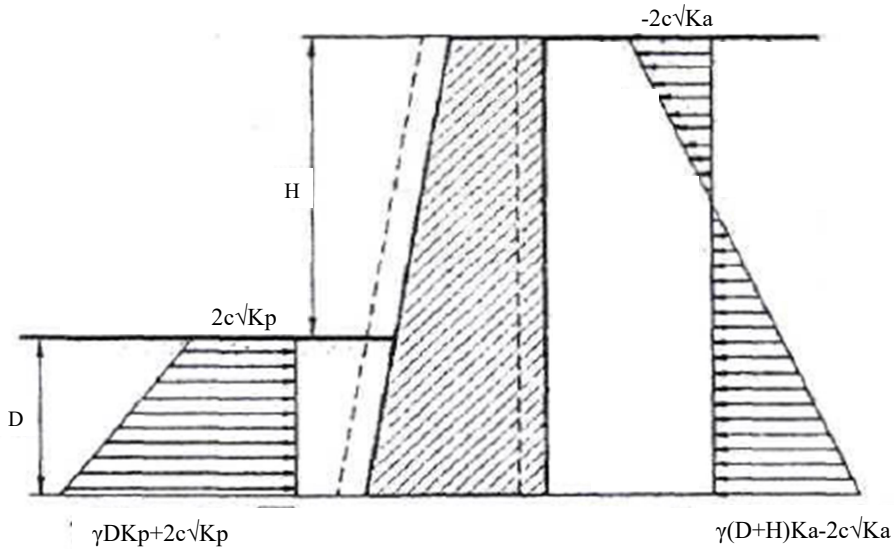


Şekil 2.2 : Kohezyonsuz zeminlerde aktif ve pasif durumlar için oluşan yanal toprak basıncı dağılımı.

Rankine toprak basıncı teorisi Bell (1915) tarafından genelleştirilerek, c (kohezyon) terimini Rankine ifadelerine dahil etmiştir. Buna göre Kohezyonlu zeminlerde P_a aktif toprak basıncı (2.12) bağıntısı ile P_p pasif toprak basıncı (2.13) bağıntısı ile hesaplanabilir (Şekil 2.3).

$$P_a = \gamma'zK_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.12)$$

$$P_p = \gamma'zK_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.13)$$



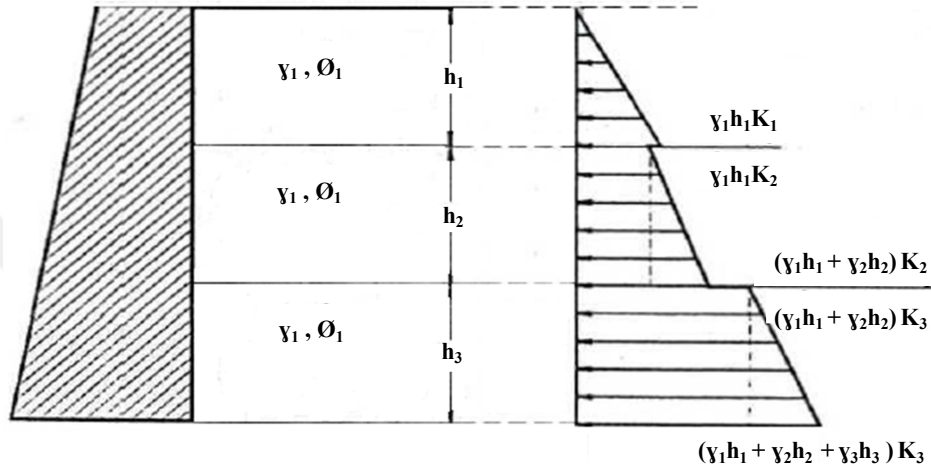
Şekil 2.3 : Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif durumlar için oluşan yanal toprak basıncı dağılımı.

Çeşitli sıklık ve kıvam özelliklerine göre zeminlerde aktif ve pasif durumun olduğu tipik yatay deplasman ve açıl dönme değerleri Çizelge 2.2'de verilmektedir.

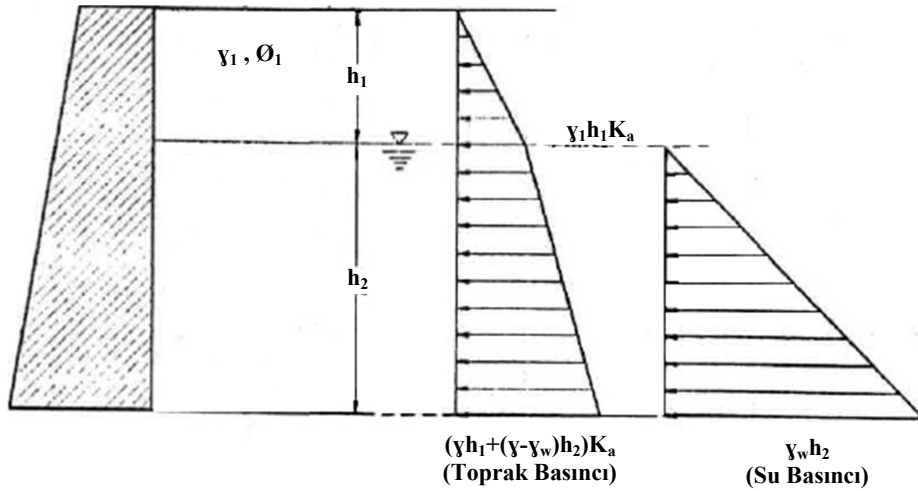
Çizelge 2.2 : Zemin sınıfına göre deplasman ve açısıl dönme değerleri (Das, 2010).

Zemin Cinsi	Aktif Durum (δ/H)	Pasif Durum (δ/H)
Gevşek Kum	0.001 – 0.002	0.01
Sıkı Kum	0.0005 – 0.001	0.005
Yumuşak Kil	0.02	0.04
Katı Kil	0.01	0.02

Rankine teorisi tek tabakalı zeminler için tanımlanmış olup, zemin profilinin tabakalı olması durumunda toprak basınçları her bir tabakaya ait γ, ϕ, c zemin parametreleri ile hidrostatik etkenler ve derinlik faktörü dikkate alınmalıdır (Şekil 2.4 ve Şekil 2.5).



Şekil 2.4 : Zeminin tabakalı olması durumunda yanal toprak basıncı dağılımı.



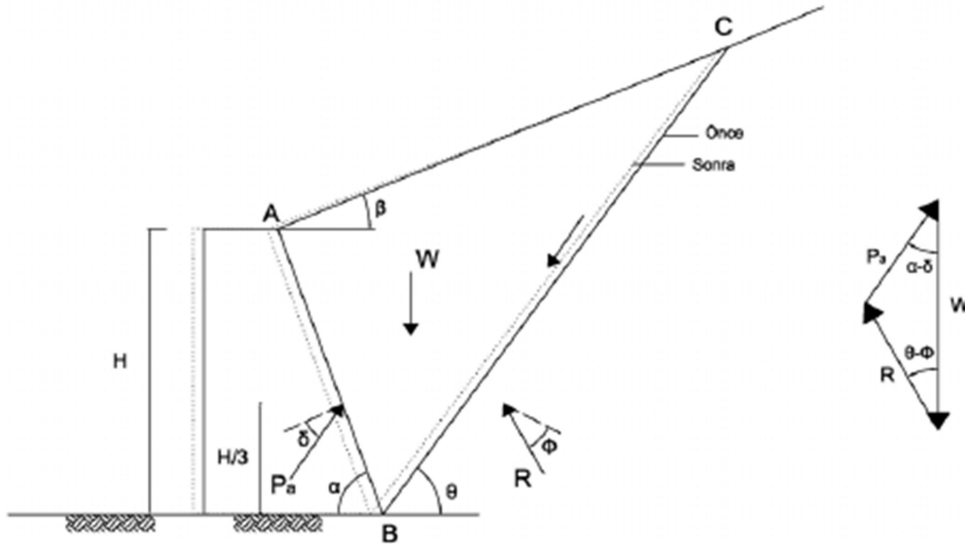
Şekil 2.5 : Yeraltı suyunun olması durumunda yanal toprak basıncı dağılımı.

2.1.2 Coulomb Teorisi

Coulomb (1776) yanal toprak basıncı ile ilgili Rankine'den farklı olarak kama teorisini baz almış ve istinat duvarı ile zemin arasında sürtünme olduğunu kabul ederek çalışmalar yapmıştır. Ayrıca çalışmaları esnasında duvar arkasındaki zeminin kohezyonsuz olduğunu varsaymıştır (Das, 2008).

Coulomb teorisi; duvar arkasındaki bir eğik düzlem üzerinde kırılma olduğunu ve bir kama oluştuğunu varsayarak bu kamanın dengesini kullanmak yolu ile toprak basınçlarını saptar. Bu kamanın rijit bir kitle oluşturduğu ve kırılma düzlemi üzerinde hareket ederek duvara yaslandığı kabul edilir. Aynı zamanda zeminin homojen ve izotrop olması, duvar ile zemin arasında sürtünme olduğu ve bu sürtünme kuvvetlerinin kayma yüzeyi boyunca uniform dağıldığı Coulomb teorisinin diğer varsayımlarındandır.

Şekil 2.6’da ABC kaması dengede olup, kamaya etkiyen kuvvetler; ABC kamasının kendi ağırlığı W , BC kayma düzlemine etkiyen R bileşke kuvveti ve zeminin duvara yaptığı itki neticesinde duvarın zemin kütlelerine yaptığı P_a tepki kuvvetidir. Kama aşağı doğru hareket ettiği için, P_a tepki kuvveti etkidiği yüzey normali ile δ (duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı), R kuvveti ise etkidiği yüzey ile ϕ (zeminin kayma mukavemeti açısı) açısı yaparlar. Bu durumda ABC kamasının ağırlığı W , duvar sürtünme açısı ve zemin sürtünme açısı bilindiğine göre, P_a tepkisi ve R kuvveti bulunabilir.



Şekil 2.6 : Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemine göre aktif toprak basıncı (Tan, 2013).

Denge ifadeleri kurulduğunda toplam aktif basınç (2.14) ifadesi ile hesaplanır.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' \frac{1}{\sin \theta \cos \delta} K_a h^2 \quad (2.14)$$

Burada K_a Coulomb teorisi aktif basınç katsayıları olup; (2.15) bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi) \cos \delta}{\sin \theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (2.15)$$

Duvar sürtünmesinin ihmal edilmesi durumunda ($\delta=0^\circ$) aktif basınç katsayısı (2.16) formülünden;

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (2.16)$$

Duvar sürtünmesinin ihmalı ve duvar arkasının dikey olması durumunda ($\delta=0^\circ, \theta=90^\circ$) aktif basınç katsayısı (2.17);

$$K_a = \frac{\cos 2\phi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos \beta}} \right]^2} \quad (2.17)$$

Duvar sürtünmesinin olmaması, duvar arkasının dikey olması ve arkadaki zemin yüzeyinin yatay konumda olması halinde ($\delta=0^\circ, \theta=90^\circ, \beta=90^\circ$) aktif basınç katsayısı (2.18);

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.18)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanır. Duvar arkasındaki zeminin kohezif özellikte olması durumunda, zeminin duvara uyguladığı toplam aktif toprak basıncı (2.19) bağıntısı ile hesaplanır.

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' K_a h^2 - 2c \sqrt{K_a h} \quad (2.19)$$

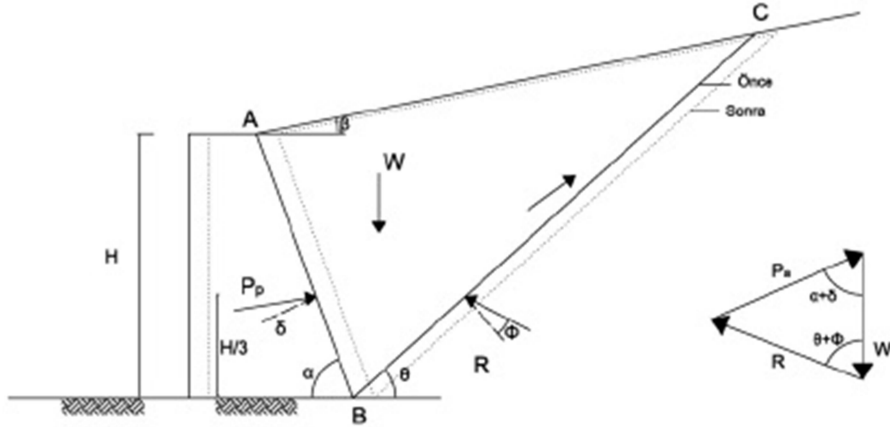
Aktif durumun aksine, pasif durum göz önünde bulundurulduğunda zemin Şekil 2.7'de gösterildiği gibi yukarı doğru hareket eder.

Aktif toprak basıncındaki gibi denge ifadeleri kurulduğunda toplam pasif basınç değeri (2.20), K_p Coulomb pasif basınç katsayıları ise (2.21) bağıntısından elde edilebilir.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' \frac{1}{\sin \theta \cos \delta} K_p h^2 \quad (2.20)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta - \phi) \cos \delta}{\sin \theta \sin(\theta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (2.21)$$

Coulomb kama yöntemine göre kohezyonsuz zeminler için pasif toprak basıncının oluşumu Şekil 2.7'de ifade edilmiştir.



Şekil 2.7 : Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb kama yöntemine göre pasif toprak basıncı (Tan, 2013).

Duvar sürtünmesinin ihmalı ve duvar arkasının dikey olması durumunda ($\delta=0^\circ, \theta=90^\circ$) pasif basınç katsayısı (2.22);

$$K_p = \frac{\sin^2 \phi}{1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos \beta}}} \quad (2.22)$$

duvar sürtünmesinin olmaması, duvar arkasının dikey olması ve arkadaki zemin yüzeyinin yatay konumda olması halinde ($\delta=0^\circ, \theta=90^\circ, \beta=90^\circ$) pasif basınç katsayısı (2.23);

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.23)$$

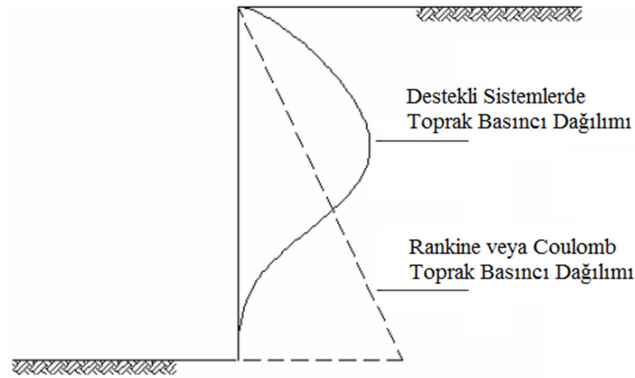
bağıntısı kullanılarak hesaplanır. Duvar arkasındaki zeminin kohezif özellikte olması durumunda, zeminin duvara uyguladığı toplam aktif toprak basınç ise (2.24) bağıntısı ile hesaplanır.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' K_a h^2 + 2c \sqrt{K_p h} \quad (2.24)$$

2.2 Çok Sıra Ankrajlı Sistemlerde Toprak Basıncı

İksa sistemine gelen yanal toprak basınçları, iksanın esnekliğine ve rijitliğine göre değişiklik gösterir. Esnek dayanma yapılarının eğilmeye karşı rijitlikleri daha az, göreceli olarak deformasyon miktarları daha fazla iken, rijit sistemlerde tam tersi durum söz konusudur. Destekleme sistemi arkasındaki toprak basınç dağılımları sistemin şekil değişimine bağlı olarak meydana gelmektedir. Bu sebepten ötürü iksa sistemine etkiyen basınç dağılımının belirlenmesi için öncelikle düşey elemanın

yaptığı şekil değiştirmelerinin incelenmesi gerekmektedir. Şekil 2.8’de desteksiz bir dayanma yapısı ile destekli bir sisteme ait tipik basınç dağılımlarının basit şekliyle ifadesi görülebilir.

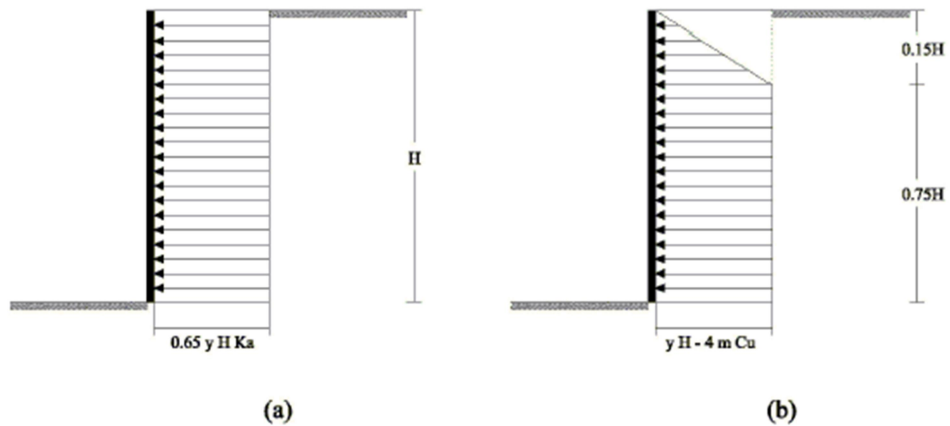


Şekil 2.8 : Destekli ve desteksiz durumda toprak basıncı dağılımının basit ifadesi.

Kazı ve öngerme işlemleri sırasında öne ve arkaya doğru birbirine doğru zıt yönlerde perde hareketleri olduğundan duvara gelebilecek toprak basınçları değeri ve dağılımını kestirmek oldukça güçtür. Bu nedenle tasarım daha çok deneyim ve ölçümler sonucu elde edilen gerilme zarflarına göre yapılmaktadır.

Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasına esas birçok araştırmacı tarafından zemin cinsine göre çeşitli toprak basıncı dağılımları sunulmuşlardır.

Terzaghi-Peck tarafından farklı zemin türleri için 6 metreden fazla kazı derinliği, yeraltı su seviyesinin kazı tabanının altında olması, kohezyonsuz zemin ise kuru olması, kohezyonlu zemin ise drenajsız koşulların geçerli olması şartları altında Şekil 2.9’daki dağılımları önermiştir.



Şekil 2.9 : Terzaghi-Peck (1967) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.

Burada kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı;

$$P_a = 0.65K_a\gamma H \quad (2.25)$$

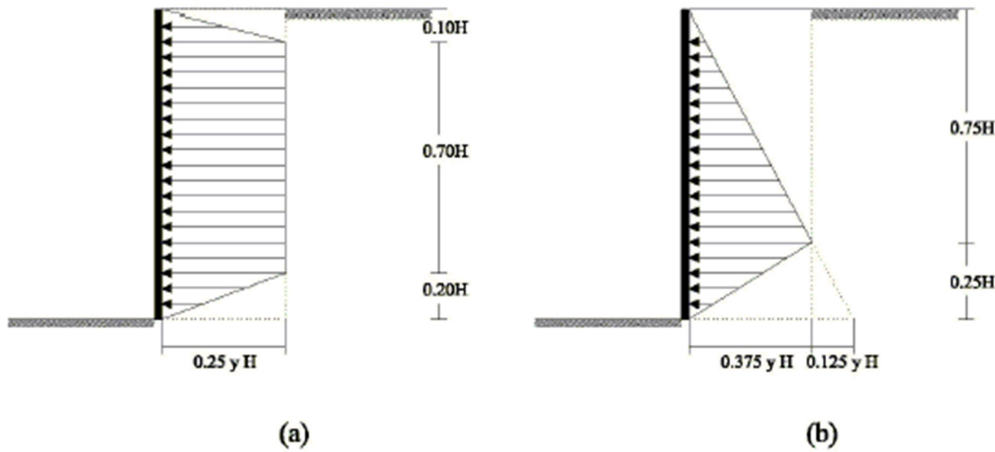
bağıntısından hesaplanabilir. Bu bağıntı öncelikli olarak kazı derinliği 8,5m – 12m arasındaki sistemler için etkili sonuç vermektedir. Terzaghi-Peck, kohezyonlu zeminler için kullanılacak aktif toprak basıncı katsayısında zemin özelliklerine göre değişen azaltma katsayısı önermiştir. Buna göre toprak basıncı (2.26), aktif toprak katsayısı (2.27) ifadesinden hesaplanabilir.

$$P_a = K_a\gamma H \quad (2.26)$$

$$P_a = 1 - m \frac{4C_u}{\gamma h} \quad (2.27)$$

Burada m terimi azaltma katsayısı olup; yumuşak killerde 0.4' den katı killerde 1.0 mertebelerine kadar alınabilir.

Destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımları ile ilgili bir diğer öneri de Tschobotarioff tarafından önerilmiştir. Kumlu ve/veya kazı derinliğinin 16 m den fazla olduğu durumlarda Tschobotarioff metodunun daha geçerli olduğu kabul edilmektedir (Şekil 2.10).



Şekil 2.10 : Tschobotarioff (1973) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.

Tschobotarioff kohezyonsuz zeminlerde toprak basıncı (2.28) ifadesinden elde edilir.

$$P_a = 0.25\gamma H \quad (2.28)$$

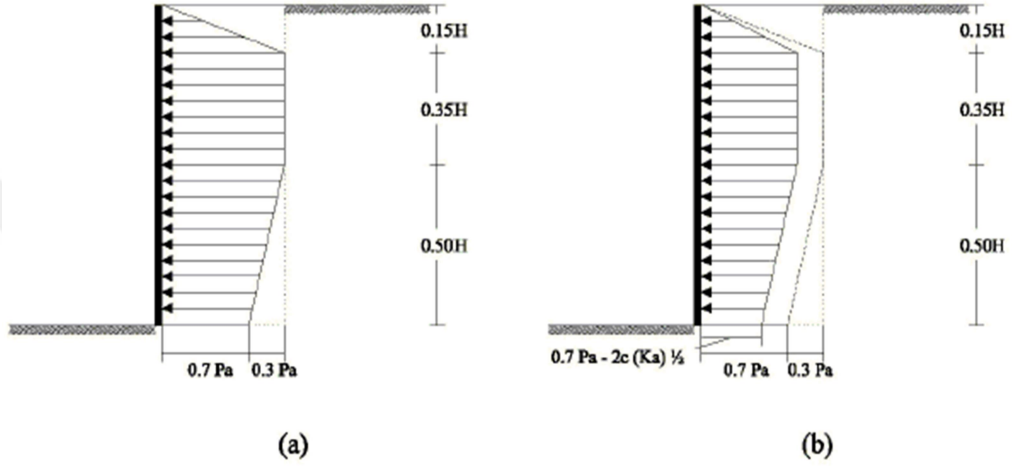
Kohezyonlu zeminlerde ise toprak basıncı değerleri orta katı kilde geçici iksa sistemleri için (2.29), kalıcı iksa sistemleri için (2.30) bağıntılarından hesaplanabilir.

$$P_a = 0.375\gamma H \quad (2.29)$$

$$P_a = 0.50\gamma H \quad (2.30)$$

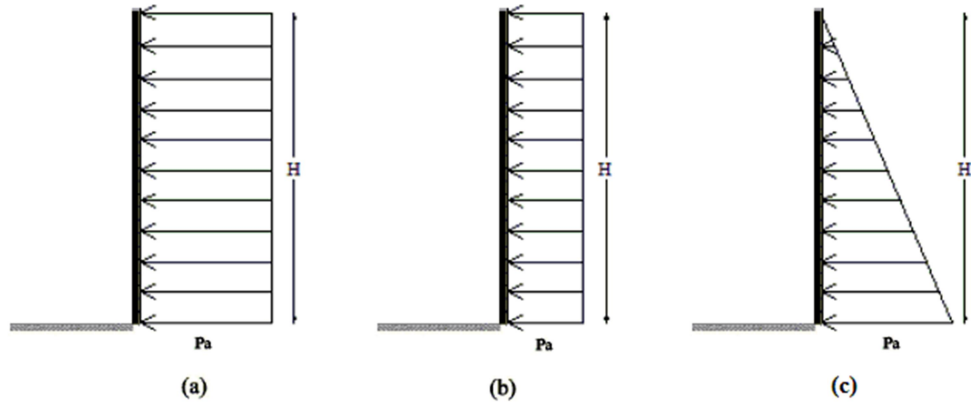
Lehmann kohezyonsuz Şekil 2.11'deki gibi bir toprak basıncı dağılımı sunmaktadır. Lehmann'ın bu dağılımında zemindeki maksimum toprak basıncı (2.31) ifadesinden elde edilir.

$$P_a = 0.60K_a\gamma H \quad (2.31)$$



Şekil 2.11 : Lehmann(1973) tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları.

NAVFAC (1988) ankrajlı duvarlarda gerilme dağılımı için Şekil 2.12'deki dağılımları öngörmektedir. Bu basınçlar içten destekli duvarlara göre hareketin daha az olacağı gerekçesi ile daha fazladır. Diğer bir fark üst sıra ankraj yükünün gereğinden fazla tahmin edilip “yumuşak orta katı kilde” zeminin aşırı yüklenmesinin önlenmesidir (Yıldırım, 2004).



Şekil 2.12 : NAVFAC (1988) tarafından önerilen ankrajlı duvarlarda kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b,c) toprak basıncı dağılımları.

NAVFAC önerisi için kohezyonsuz zeminlerde (Şekil 2.9/a),

$$P_a = (0.40 - 0.50)\gamma H K_a \quad (2.32)$$

katı – çok katı kil zeminlerde (Şekil 2.9/b),

$$P_a = (0.15 - 0.30)\gamma H \quad (2.33)$$

yumuşak - orta katı kil zeminlerde (Şekil 2.9/c),

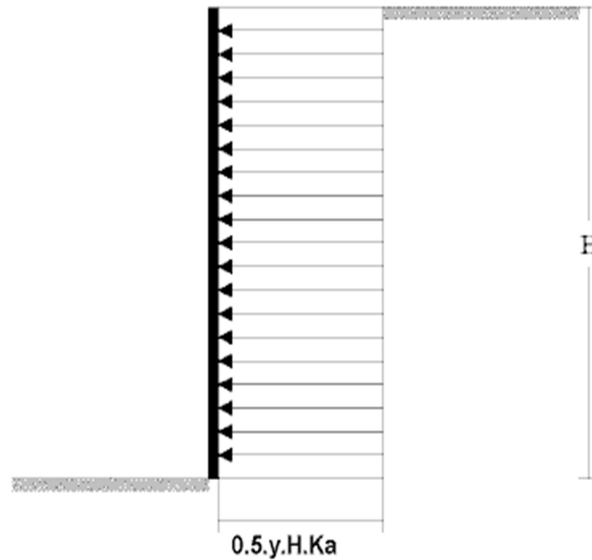
$$P_a = (0.50 - 0.60)\gamma H \quad (2.34)$$

ifadeleri ile çözüme gidilebilir.

Kohezyonsuz zeminler için bir başka toprak basıncı dağılımı yaklaşımı da Klenner tarafından önerilmektedir. Klenner'e göre kohezyonsuz zeminlerde derinlikle değişmeyen bir toprak basıncı dağılımı kabul edilebilir. Klenner'in kohezyonsuz zeminler için önerdiği dağılımda maksimum toprak basıncı değeri (2.35) bağıntısından hesaplanabilir.

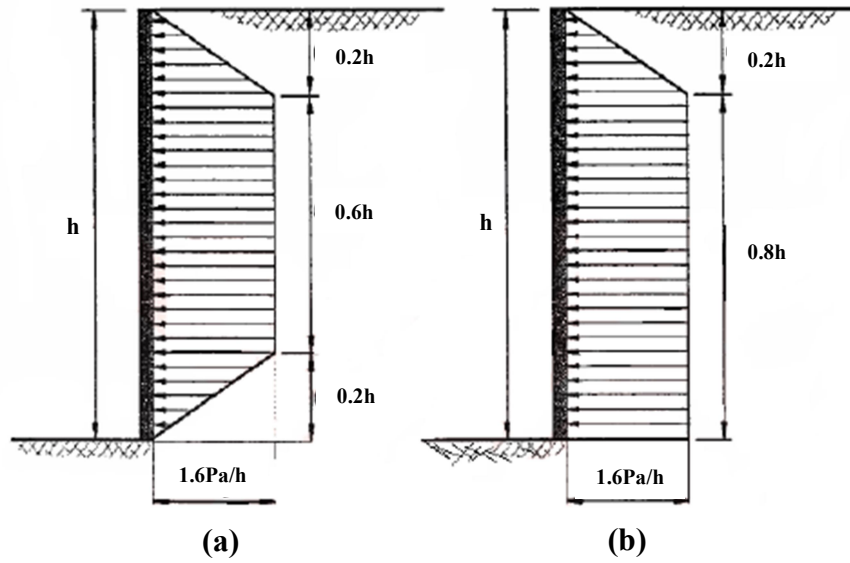
$$P_a = 0.5K_a\gamma H \quad (2.35)$$

Klenner tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için toprak basınç dağılımı Şekil 2.13'te verilmiştir.



Şekil 2.13 : Klenner tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı dağılımı.

İsveç Yapı Şartnamesi (1974)'ince önerilen toprak basıncı dağılımı Şekil 2.14'te belirtilmiştir. Buna göre düşük relatif sıkılık ve yüksek relatif sıkılıklara sahip zemin birimleri için iki farklı yanal toprak basıncı dağılımı önerilmiştir.



Şekil 2.14 : İsviçre Yapı Şartnamesi (1974) tarafından önerilen düşük relatif sıkılıklı (a) ve yüksek relatif sıkılıklı (b) toprak basıncı dağılımları.

2.3 Sürşaj Yükleri

Derin kazı iksa sistemi arkasında çeşitli nedenlerden dolayı noktasal, çizgisel veya yayılı yükler meydana gelebilir. Bu yükler genel olarak taşıt yükleri, yapı yükleri, serbest dolgular vb. olarak değerlendirilebilir. Duvar arkası zemin yüzeyinde yayılı yük varlığı söz konusu olması durumunda, derinlik boyunca düşey gerilme sabit ve q kadar artar. Artan düşey gerilmenin iksa sisteminde oluşturduğu yatay basınç, düşey gerilme ile aktif toprak basıncı katsayısının çarpılması ile elde edilir.

Yüzeydeki yayılı yükün duvara etkisi;

$$P_a = qK_a \quad (2.36)$$

olarak hesaplanır ve zeminin kendi ağırlığının aktif etkisi ile toplanır. Herhangi bir derinlikteki aktif toprak basıncı, bu etki ile birlikte;

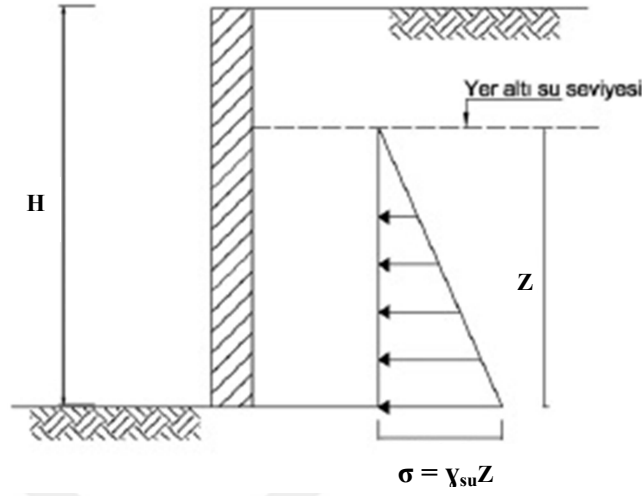
$$P_a = \gamma zK_a + qK_a \quad (2.37)$$

formülü ile hesaplanır.

2.4 Yeraltı Su Seviyesi

Birçok geoteknik problemin çözümünde dikkate alınması gereken en önemli unsurlardan birisi de zemin ortamında suyun varlığıdır. Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu zeminlerde iksa sistemine ek olarak hidrostatik yük ilavesi olacaktır. Şekil

2.15'te derinlik ile doğrusal artış gösteren hidrostatik basınç dayanma yapısına yanal etkidiği görülmektedir.



Şekil 2.15 : İksa yüzeyine etkiyen hidrostatik basınç dağılımı.

Derinlikle lineer artan su basıncı yeraltı su seviyesinin başladığı noktadan itibaren (2.38) bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$P_w = \gamma_w z_w \quad (2.38)$$

Hidrostatik basınç ile gelen ilave gerilmelerin etkisi iksa arkasında biriken suyun drene edilmesi ile azaltılabilir. Duvar arkasındaki su, duvar kesitini büyütürük ekonomik olmayan bir çözüme de yol açar.

3. DERİN KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ

Yapının inşası öncesinde temel sistemini oluşturmak için zemin içerisinde açılan çukur kazı alanındaki zemin gerilme dağılımını etkilemektedir. Temel çukurunun açılması sırasında ve kazı sonrasında zeminde yatay ve düşey hareketliliğin oluşması muhtemel bir durumdur. İnşa sırasında mümkün oldukça mevcut zemin gerilme ve deplasman miktarını güvenli mertebelerde tutmak gerekmektedir.

Derin kazının başarıyla yapılarak yeraltı yapısının inşa edilmesi titiz bir geoteknik araştırma, doğru değerlendirme ve yorumlama, güvenli bir destek sistemi seçilmesi ve kazı işleminin hızlı bir biçimde yapılması ile mümkündür. Kazı sırasında, kazının derinliği ve mühendislik yapısının planları değiştirilmemelidir (Sağlam, 1987).

Kazı çukuru için uygun destekleme sisteminin belirlenmesinde komşu üst ve yeraltı yapılarının konumu, yeraltı suyu koşulları, kazı çukuru için öngörülen açık kalma süresi ve derinlik faktörü, kenar ve taban duraylılığı, zemin tabakalarının karakteristik özellikleri gibi unsurlar dikkate alınmalıdır. Bir kazı çukurunda destekleme sisteminin seçimi bir veya birden fazla farklı prensipte çalışan sistemler olabilir. Güvenlik unsuru ve ekonomik koşullar bu seçimlerde belirleyici etkenlerdir.

Derin kazıların desteklenmesi için birçok sistem geliştirilmiştir. Genel olarak destek elemanlarını düşey ve yatay olarak gruplandırılabilir. Derin kazı geometrik özellikleri, çevre yapılar ve zeminin karakteristik özellikleri göz önünde bulundurularak uygun yatay ve düşey destek elemanları seçilmelidir.

3.1 Düşey Destek Elemanları

3.1.1 Fore kazıklar

“TS 3168 EN 1536” standardına göre kazık; etkileri aktarmak için zemine yerleştirilen narin yapı elemanı, fore kazık ise; zeminde kazı veya sondaj ile açılan kazık yuvasının donatısız veya donatılı betonla doldurulması ile koruma borulu (kılıflı) veya koruma borusuz (kılıfsız) yapılmış kazık olarak tanımlanmıştır (TS 3168 EN 1536, 2001).

Fore kazıklar geoteknik problemlerin çözümünde yaygın kullanılan yöntemlerden bir tanesidir. İhtiyaç doğrultusunda kısa sürede, değişik çap ve uzunluklarda rahatlıkla imalatının gerçekleştirilebiliyor olması fore kazıkları diğer sistemlere göre avantajlı kılan önemli özelliklerindendir. Diğer yandan, zemin koşulları, yeraltı su seviyesinin mevcudiyeti kazık imalatını olumsuz yönde etkileyebilir. Foraj işlemi sırasında kuyu çeperinde döküntülerin olması imalat hızını etkiler. Bunun önüne geçmek için kuyu, bentonit süspansiyonu gibi zemin çeperinin bütünlüğünün bozulmasını engelleyen katkı maddeleri ile doldurularak delgi işlemine devam edilebilir veya muhafaza borusu ile sondaj başlatılabilir. Bu durum kullanılan malzeme ve işçilik, proje maliyetini arttırmakla beraber imalat süresinde ciddi gecikmelere yol açabilir.

Bahsi geçen betonarme yapı elemanı için donatı hazırlığı betonlama işlemine başlamadan önce yapılarak kazık çukuruna yerleştirilir. Betonlama, tremi borusu ile kazık çukurunun altından başlanarak veya beton pompası hortumuyla yapılır. Betonun kazık çukurunun altında başlanarak tamamen doldurulması ve araya yabancı maddelerin karışmaması imalat kalitesi açısından önem arz etmektedir. Betonlamada bu tarz durumların yaşanması halinde kazıkta bütünlük ile ilgili problemler çıkacaktır.

Fore kazıkların imalat kalitesini etkileyen maddeler aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Beton döküm tekniğindeki uygulama hataları, betonda segregasyon oluşmasına yol açar. Bu durum beton mukavemetini olumsuz etkiler.
- Betonlama işlemi sırasında kuyu içerisinde betona yabancı madde karışması, kılıfın hızlı çekilmesi neticesinde kesite suyun hücum etmesi gibi durumlarda delgi boyunca her derinlikte istenilen kazık kesitine ulaşılamayabilir.
- Kazık çukurunun açılması sırasında, kazık ucunun yerleştirileceği zemin örselenmiş veya çeperden dökülen zemin ile dolmuştur. Uç kısımdaki örselenme, geniş bir kesimi kapsıyor olabilir.
- Donatı kafesinin, kazık çukuruna uygun biçimde yerleştirilememesi.

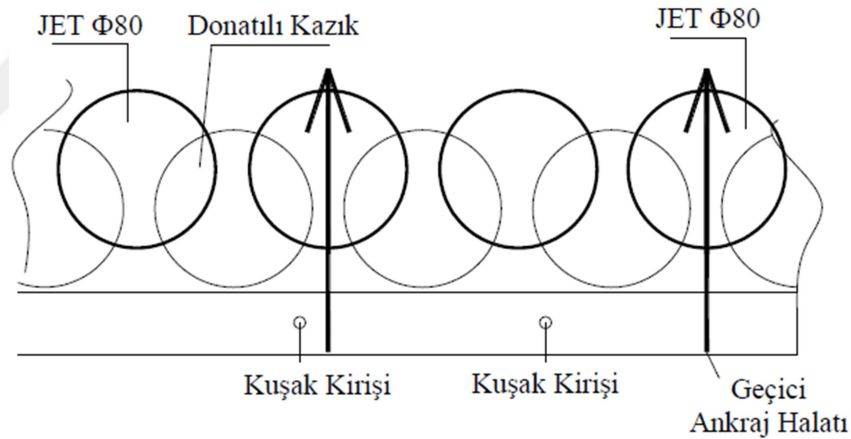
Düşey destek elemanı olarak kullanılan betonarme kazık donatıları, eğilme momenti ve kesme kuvveti tesirlerine göre boyutlandırılır. Hesaplanan boyuna donatı oranı, minimum boyuna donatı oranından büyük olmalıdır. İksa kazıklarında minimum boyuna donatı oranı için %1 değeri önerilmektedir (Celep ve Kumbasar, 2005).

Hesaplanan eğilme momentlerinin; geçici sistemler için 1.3, kalıcı sistemler için ise, 1.5 güvenlik çarpanı ile büyütürken boyutlandırma yapılması tavsiye edilmektedir.

3.1.1.1 Aralıklı kazıklar

Su seviyesinin kazı tabanının altında ve kendini tutabilen zemin türlerinde fore kazıkların aralıklı imal edilmesi muhtemel bir durumdur. Hızlı ve pratik olarak imal edilebilen bu tür kazıkların boyutlandırılması ve aralık seçiminde zemin koşulları dikkate alınmalıdır. Aralıklı kazıklar kaya tabakalar, kohezyonlu zeminler ve granüler zeminler için uygun olup; yumuşak kıvamdaki kohezyonlu tabakalar için pek uygun tercih değildir.

Yeraltı suyunun yüksek olduğu ortamlarda aralıklı imal edilen kazıklar arasından geçirimsizliği engellemek amacıyla jet grout enjeksiyonu uygulanabilir. Bu uygulamanın yapılabilmesi için kazık aralarındaki açıklığın fazla olmaması gerekir; imal edilen jet grout kolonunun kazık aralığını sağlıklı bir şekilde kapatması gerekir (Şekil 3.1).



Şekil 3.1 : Örnek iksa kesiti.

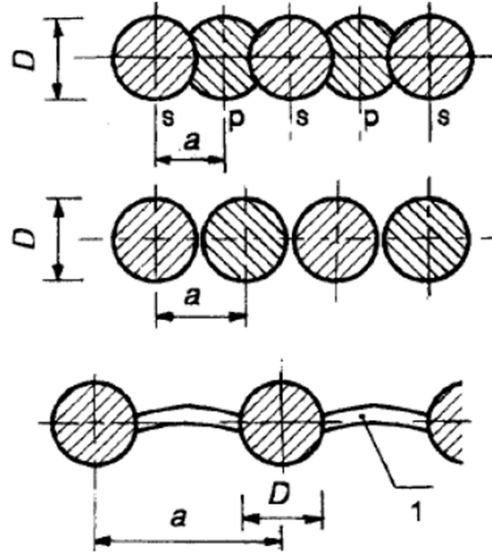
3.1.1.2 Teğet kazıklar

Genellikle granüler tabakalarda rastlanan döküntü probleminin önüne geçmek için “teğet kazıklar” tercih edilir. Yeraltı su seviyesinin yüksek olması durumunda aralıklı kazık modelindeki gibi jet grout enjeksiyonu geçirimsizlik perdesi oluşturulabilir.

3.1.1.3 Kesişen kazıklar

Günümüzde fore kazıklar, temel altı sistemlerin yanı sıra derin kazılarda düşey destek elemanı olarak kullanımına da sıklıkla rastlanmaktadır. Zemin özellikleri ve

yeraltı su seviyesi fore kazıklı iksa sistemi tasarımını etkileyen unsurlardır. Yeraltı su seviyesinin ortamdaki varlığı, sızdırma sorununun önüne geçmek amacıyla “kesişen kazık” imalatının tercih edilmesini sağlar (Şekil 3.2).



Şekil 3.2 : Kesişen, teğet ve aralıklı fore kazıkların yatay kesitleri (TS3168 EN 1536, 2001).

3.1.2 Mini kazıklar

Mini kazıklı destek sistemlerinin ilk uygulamaları 1970’li yıllarda başlamıştır. Günümüzden yaklaşık 40 yıl önce mini kazıklar mevcut bina temellerinin desteklenmesinde kullanılmıştır. Mini kazıklı sistemler çoğunlukla normal kazık ekipmanının yaklaşmadığı tavan yüksekliği sınırlı olan bodrum katlarında, temel yanlarında kullanılmaktaydı. Teknolojik gelişmeler sonrasında mini kazıklar çekme ve basınç taşıyan düşey destek elemanları olarak kullanılabilir.

Çok derin olmayan kazılarda yanal yükü karşılaması için imalatı ve çalışma prensibi fore kazıklarla özdeş, fakat fore kazıklara göre imalat çapları düşük (250 mm-300 mm) olan düşey betonarme yapısal destek elemanları mini kazık olarak adlandırılır. Mini kazıklar farklı kapasite ve boyutta makine ve ekipmanlar kullanılarak inşa edilebilir. Ancak zemin şartlarının uygun olduğu durumlarda, ve genellikle standart ankraj delgi makinaları ile inşa edilmektedir. Fore kazıklara benzer şekilde delgi ve betonlama işlemi ile kazık imalatı sonlanır.

Delgi işlemi kum, kil ve benzeri alüvyonel bir zeminde yapılıyor ise delgi ekipmanı olarak CFA (Continuous Flight Auger), kayada yapılıyor ise delgi ekipmanı olarak DTH (Down The Hole Hammer) seçilmelidir. Açılan deliğin içerisine standartlara

göre yerinde hazırlanmış donatı kafesi veya çelik profil indirilir. Donatı kafesini saracak ve mini kazığa mukavemet verecek malzeme, beton veya kırmataş + çimento enjeksiyonu olabilir. Mini kazık imalatlarında düşeyden sapma maksimum 1/50 olmalıdır.

3.1.3 Diyafram duvarlar

Diyafram duvar denemeleri ilk olarak 1948'de başlamıştır. İlk diyafram duvar İtalyan şirketi ICOS tarafından 1950'de İtalya'da bir barajın geçirimsizlik perdesini oluşturabilmek için inşa edilmiştir. 1950'nin sonlarına doğru diyafram duvarlar ICOS tarafından Milan Metrosu inşaatında aç-kapa imalatlar için kullanılmıştır. Bu yöntem daha sonrasında Milan metodu olarak adlandırılmıştır. Birleşik Krallık'taki ilk diyafram duvar, 1961 yılında Londra'daki Hyde Park Corner için yine ICOS tarafından inşa edilmiştir. ICOS Avrupa'da birçok projeye imza atmıştır. Altgeçit inşaatları, deniz yapıları ve metro çalışmalarından oluşan bu projelerde kazı işlemleri önceleri tripod teçhizatlarından sarkıtılan borular ile yapılmıştır. Ardından paletli vinçlerden sarkıtılan ipli kepçeler kullanılmaya başlanmıştır. Diyafram duvar imalat tekniğindeki gelişmeler birbirleriyle yarış halinde olan uluslararası uzman firmalar sayesinde 1960'ların ortalarında hız kazanmıştır. Avrupa ve ABD'de ICOS, Fransa'da Soletanche ve Bachy, İtalya'da Trevisani ve Rodio ile Birleşik Krallık'ta Cementation firmalarının her biri kendi kazı tekniklerini geliştirmişlerdir (Puller, 2003).

Geçirimsizlik perdesi olarak kullanılan diyafram duvarlar, en yüksek rijitliğe sahip düşey destek elemanlarından biridir. Genellikle yeraltı su seviyesinin altında yapılan kazılarda, temel çukurunu kuru tutmak için tercih edilirler. Geçici veya kalıcı olarak tercih edilecek bir sistem olan diyafram duvarlar, sahip oldukları yüksek rijitlik ile güvenli bir kazı ortamı sağlarlar. Diyafram duvarlı destek sisteminde; kuyu bentonit ile desteklenerek, imalat esnasındaki stabilite sağlanmaktadır. Diyafram duvarlar, her türlü zeminde uygulanabilmektedir. Diğer teknikler ile delinemeyecek sertliğe sahip olan kayalar, freze kullanılarak kolayca delinebilmektedir. Diyafram duvarlar aynı zamanda istinat yapısı olarak da kullanılmaktadır.

Diyafram duvarlar, imalatı için özel geliştirilen; 600-1000 mm kalınlığında delgi yapabilen hidrolik kazıcı makine (trench cutter) kullanılarak inşa edilen yüksek rijitliğe sahip, geçirimsiz betonarme perdelerdir. Diyafram duvarlar, çeşitli

mukavemete sahip zeminlerde rahatlıkla inşa edilebilmektedir. Diğer delgi esaslı imalat tekniklerine nazaran yüksek sertlik derecesine sahip kayalar zaman kaybı olmaksızın kolayca delinebilmektedir. Metro istasyonları, yer altı yapıları, yol kavşakları diyafram duvarları için sıkça karşılaşılan uygulama alanlarından biridir.

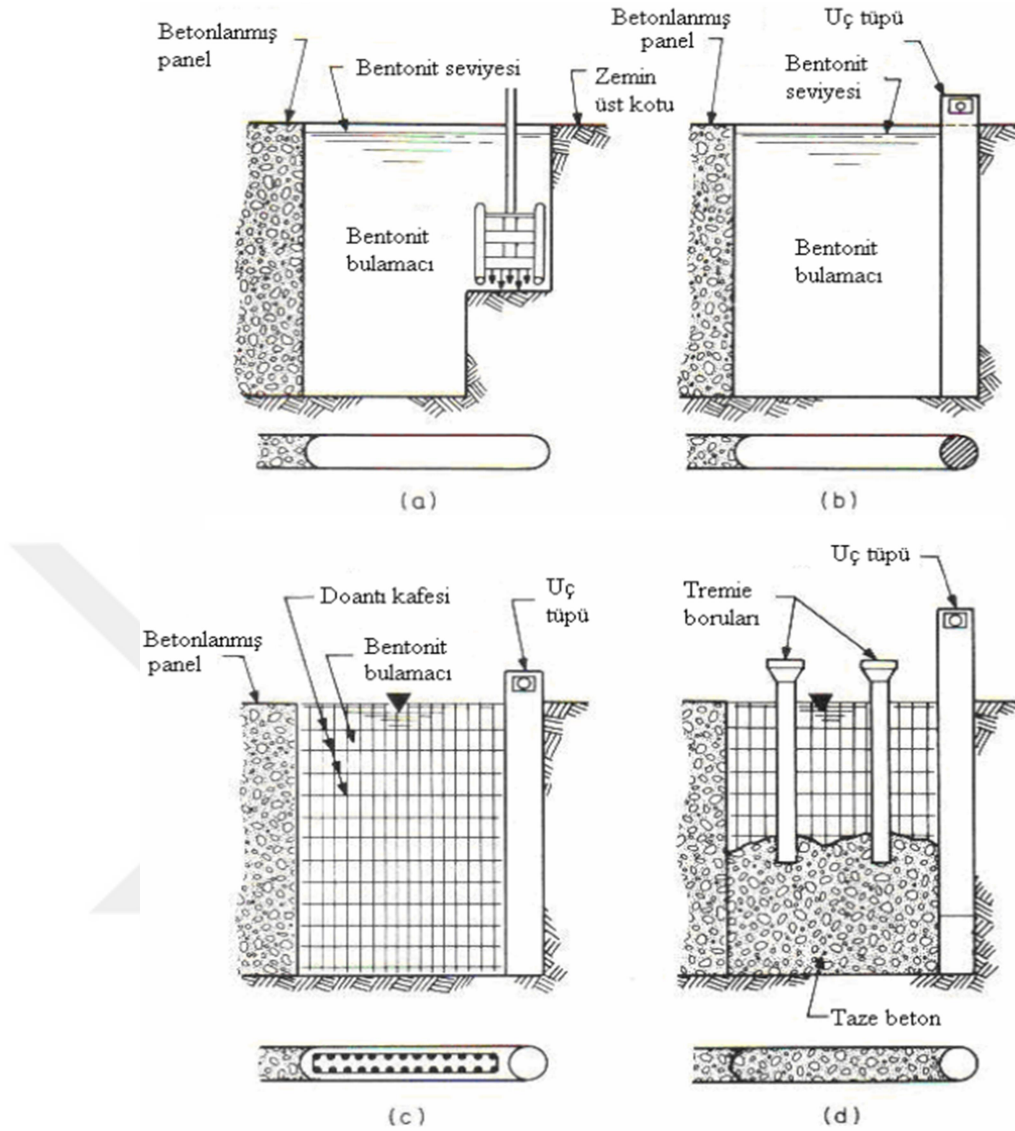
Duvar imalatı kazı aşamasında kazı çukurunun stabilitesinin sağlanması için bentonit süspansiyonu kullanılmaktadır. Bu sebeple mobilizasyon planlaması yapılırken, uygun bir alanda yeterli miktarda bentonit karışımının stoklanması ve ara bağlantılarının işleyişi engellemeyecek şekilde kurulması gerekmektedir. Hidrolik kazıcının delgi esnasında çukura bentonit doldurularak stabilize sağlanır. Mevcut zemin daneleri ile karışan bentonit, pompalar yardımıyla tekrar yüzeye çıkartılır, temizlenerek (zemin danelerinden arındırılarak) tekrar kullanılmak üzere kuyuya gönderilir.

Kazı yapılırken, iş makinesinin hareketi ve kazı çukurundaki bentonit seviyesinin değişimi nedeniyle zemin çeperinde oluşması öngörülen yıkıntı ve çökmelere karşı koruyucu olması, kazının yatay ve düşey yönde sapmasız bir şekilde yapılmasına imkan sağlanması ve kazıcı ekipmana kılavuzluk etmesi amacıyla kılavuz duvar yapılmalıdır. Onaylı proje hattına uygun olarak belirlenen güzergah boyunca imal edilecek olan bu duvar cepheleri daima dik ve pürüzsüz olmalıdır. Diyafram duvar imalatı kılavuz duvar içinde yapılacaktır. Kılavuz duvarların avantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Diyafram duvar imalatının projeye uygun ve düzgünlüğü,
- Referans noktalarının ve kotlarının hassas kontrolü,
- Bentonit için başlangıç rezervuarı oluşturması,
- Stop-end boruları ve demir donatı için destek vazifesi,
- Kazı çeperindeki döküntülere karşı destek vazifesi.

Projesine göre kazısı yapılmış diyafram duvar anosuna, projeye ve mevcut taşıma kapasitelerine göre daha önceden sahada hazırlanmış donatı kafesi, vinç veya benzer makine ekipman yardımıyla kuyuya uygun pozisyon yerleştirilir. Kafesin yerleştirilmesi esnasında bir taraftan betonlama yapılır. Kuyu içerisinde hali hazırda bulunan bentonitin beton ile karışmaması için süspansiyon, başka bir pompa ile emilerek arıtma tankına geri yollanır.

Diyafram duvar imalat aşamaları Şekil 3.3'te ifade edilmiştir.



Şekil 3.3 : Kazı aşaması (a), uç tüplerinin yerleştirilmesi (b), donatı kafesinin yerleştirilmesi (c), beton dökümü (d).

3.1.4 Kuyu perdeler

Yeraltı su seviyesinin problem teşkil etmediği, kendini tutabilen zeminlerde insan gücü yoğun olarak kullanılan bir derin kazı destekleme yapısıdır. Perde genişlikleri 1,50 – 3,00 m, yüksekliği ise 25,00 – 30,00 m seviyelerine kadar çıkabilmektedir. Zemin belli seviyeye kadar desteksiz bir şekilde el ile kazılır. Daha sonra zemin yapısına göre projeye uygun şekilde yatay ve düşey destek elemanları kullanılarak stabilite sağlanır ve kazı temel kotuna kadar kazı işlemi devam eder. Kazı esnasına çıkan hafriyat malzemeleri zaman zaman vinç yardımıyla yukarı çekilir. Kazı etabından sonra donatı montajı yapılır. İmalat anolar halinde atlamalı olarak yapılır.

Bu sebepten dolayı anolar arasında statik bütünlüğün sağlanabilmesi için filizler bırakılmalıdır.

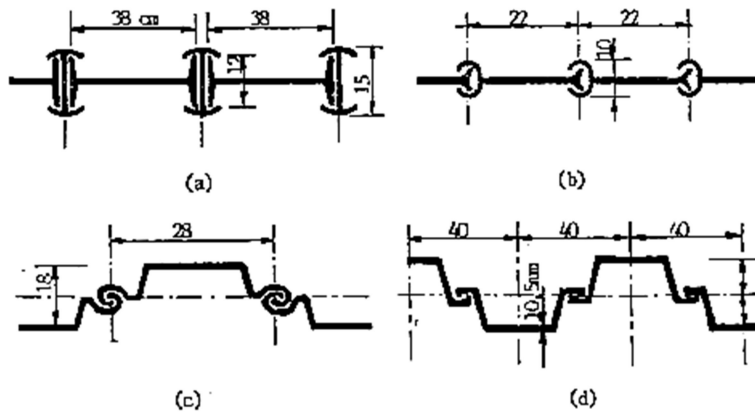
Dökülmeye meyilli, kum, çakıl, çamur malzeme ile karşılaşılması durumunda, ahşap destek elemanları ve taşıyıcı ahşap destekler sıklaştırılmalı, gerekli görüldüğü takdirde çok zayıf zemin tabakalarında çimento enjeksiyonu yapılarak zemin iyileştirilmesi sağlanmalıdır.

İnsan gücü esasına dayanan bu imalat yönteminde kuyunun güvenliği önemlidir. Yağışlı havalarda göçme ve su baskını ihtimaline karşın önlemler alınmalı; su tahliyesi için hazırda pompa bekletilmelidir. Kuyu içerisine herhangi bir cismin düşmemesi için önlem alınmalı, gırgır vinç gibi kullanılan ekipmanların yeterli stabilitesinin sağlanması gerekmektedir. Yatay ve düşey destek elemanlarına ilave yanal etki oluşturabilecek ağır iş makinelerinin çalışma alanlarından uzak tutulması gerekmektedir.

3.1.5 Palplanş perdeler

Geçirimsizliği engellemek, zeminin kaymasını ve akmasını engellemek amacıyla kullanılan diğer bir yöntem palplanş perdelerdir. Su geçirmez olan bu perdeler ahşaptan, betonarmeden veya çelikten imal edilebilir.

Genellikle tercih edilen çelik palplanşlar kolayca kesilebilir veya birbirine kaynaklar ile ilave yapılarak istenilen boylarda kullanılabilirler. Taşınması ve zemine çakılması kolaydır. Her bir ünite birbirine kitlenerek çakılma anında perdelerin rijitliğini sağlar. Ayrıca betonarme ve ahşap seçeneklerine göre çelik palplanşlar birçok kez kullanılabilirler (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 : Joes-Laughlins tipi (a), U.S tipi (b), Larssen (c/d) tipi çelik palplanşlar ve birleşim detayları.

Kenetlenme bölgelerindeki bağlantı detayı ve zemin tabakasının özellikleri geçirimsizlik için önemli etkenlerdir. Kil tabakasında uygulanan bir palplanş perdesinin bağlantı detayları iyi imal edilememişse bile kilin geçirimsizlik özelliğinden dolayı iksa cephesinde sızıntılar gözlenmeyecektir. Kum tabakasında uygulanan palplanş perdelerinde geçirimsizlik iyi bir şekilde sağlanamadıysa, yeraltı suyu yardımıyla iksa gerisindeki kum birimleri boşalacak ve oturmalar yaşanacaktır (Ou, 2006).

Palplanş perdeleri zemine darbe, titreşim veya basınç yardımıyla çakılmaktadır. Fakat uygulanabilirlik açısından zemin tabakasının özellikleri önemlidir. Sert zeminlerde palplanşların sürülmesinde güçlükler yaşanmakta ve palplanş elemanlarında yırtılmalar meydana gelebilmektedir. Zemin tabakası ile ilgili kuşku varsa uygun görülen yerlerde çakma deneylerinin yapılması gerekmektedir. Çakma deneyi doğrultusunda palplanşların sürülme metodu ve uygulanabilirliği incelenmektedir (TS EN 12063, 2000).

3.2 Yatay Destek Elemanları

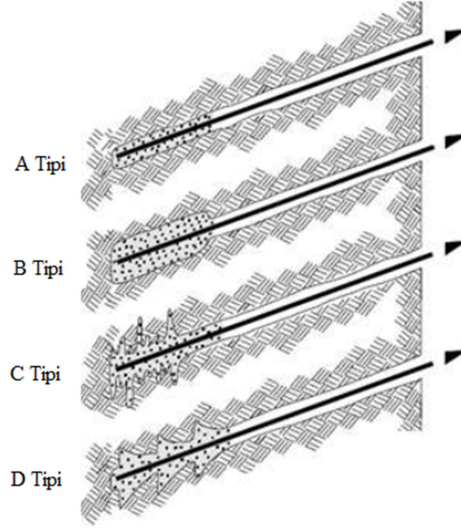
3.2.1 Öngermeli ankrajlar

Kazı derinliğinin artması, artan yanal etkiyi karşılayan ve rijit tasarlanan bir zemin tutma yapısı için ekonomik olmayan boyutlandırmalar yapılmasını zorunlu kılabilir. Bu gibi durumlarda elastik sistemler geliştirilmiştir.

Günümüzde benzer geoteknik problemlerin çözümünde en çok karşılaşılan yöntem ankrajlı sistemlerin kullanımudur. Bu yöntemde yatay kuvvetlere maruz bırakılan düşey destek elemanı yetersiz kaldığı için, yatay destek elemanı olarak kullanılan ankrajlar yükü karşılamaktadır. Uygulanan çekme yükü, ankrajlar aracılığıyla aktif kayma kamasının arkasında yer alan sağlam zemine aktararak denge sağlanır.

3.2.1.1 Ankrajların sınıflandırılması

Ankrajlar genel olarak kullanım sürelerine kalıcı ve geçici ankrajlar; imalat yöntemine göre A tipi (yer çekmi ile enjeksiyonlanan ankrajlar), B tipi (basınçla enjeksiyonlanan ankrajlar), C tipi (ikincil enjeksiyonla oluşturulan ankrajlar) ve D tipi (çok köklü enjeksiyonlama tekniği ile oluşturulan ankrajlar) olarak ayrılırlar (Şekil 3.5).



Şekil 3.5 : İmalat yöntemine göre ankraj tipleri.

Zemin ankrajları yapım tekniği ve servis süreleri dikkate alındığında, geçici ve kalıcı ankrajlar olarak ikiye ayrılmaktadırlar. Geçici ankrajın servis ömrü 1.5 ila 3 yıl arasında değişmektedir. Kalıcı ankrajlar için bu süre korozyon önleyici tedbirler ve özel yapım malzemeleri kullanılarak 75 ila 100 yıla uzatılabilmektedir (FHWA-IF-99-015, 1999).

Ankrajlar imalat yöntemine ve zemin çeşidine göre çeşitli başlıklar altında gruplandırılabilir.

A tipi ankrajlar; kaya zeminlerde veya katı kohezyonlu zeminlerde hızlı ve ekonomik bir imalat gerçekleştirilebilir. Delgi ile açılan düz şafta öngörme halatı yerleştirilerek tremi yardımıyla yer çekimi etkisi altında enjeksiyonlama işlemi yapılır.

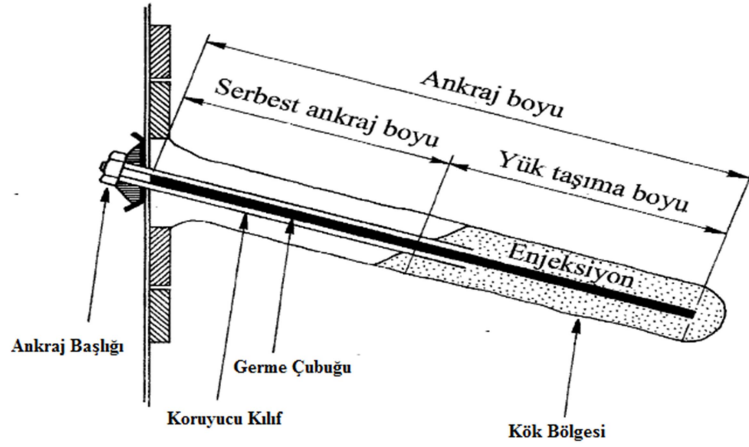
B tipi ankrajlar; genellikle granüler zemin veya çatlaklı kayalarda kullanılmaktadır. Düzgün açılan şaft içerisine enjeksiyon işlemi basınçla yapılır.

C tipi ankrajlar; yapılan ilk enjeksiyonun yeterli mukavemeti sağlamasıyla tendona bağlı bırakılan enjeksiyon borularıyla patlatılarak ikincil bir enjeksiyon yapılmasıyla meydana gelirler. Böylelikle enjeksiyon soğanının çapı büyümüş olur.

D tipi ankrajlar; kök bölgesindeki aparatlar yardımıyla bir dizi kök oluşturularak sıyrılmaya karşı kayma direnci arttırılmaktadır.

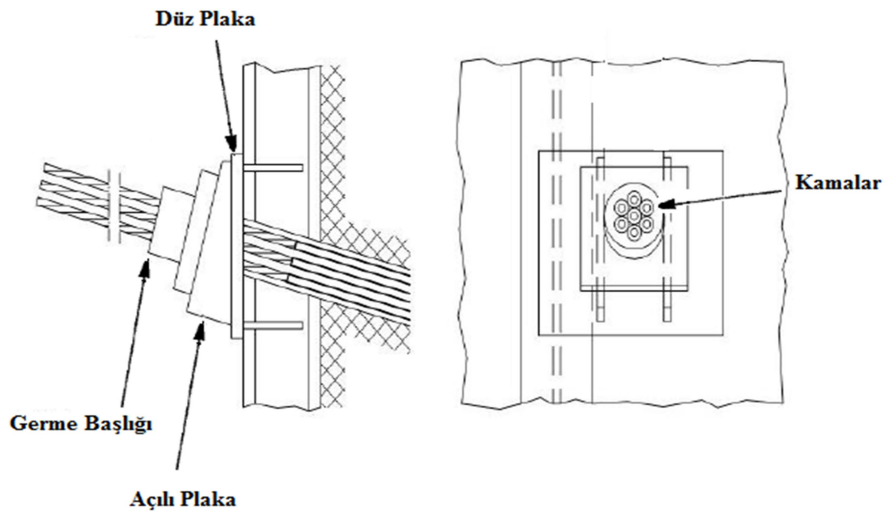
3.2.1.2 Ankrajların yapısal kısımları

Bir öngermeli ankraj genel olarak 3 bölümden oluşur; ankraj başlığı, serbest boy ve kök bölgesi (Şekil 3.6).



Şekil 3.6 : Tipik ankraj kesiti (BS-8081).

Ankraj başlığı; düz plakası, açılı plaka, kama ve germe başlığından oluşmaktadır. Düz plaka ankraja gelen yükleri duvara aktaran ve aynı şekilde duvardan gelen tepkileri öngerme halatına ileten yapısal kısımdır. Bu sebeple yüke dayanıklı, deforme olmayacak elemanlar seçilmelidir. Ankraj delgi açısı ile kafa bölgesinde kullanılan elemanların açısının uyuşması için, duvara temas eden plakaya açılı bir çelik plaka daha kaynatılabilir. Tendonu oluşturan sarmal çelik halatların düz plakadan geçerek germe başlığına sabitlenir. Sabitleme, hidrolik krikolarla istenilen yüke gerilen halatların griplerle (dişli kısıkaç kelepçeler) kilitlenmesiyle sağlanır. Germe esnasında hidrolik krika ile düz plaka arasındaki reaksiyonu sağlayan silindirik geometriye sahip germe başlığı da ankraj plakası gibi eğilememeli, bükülmemeli ve özellikle yükleme esnasında ezilmemelidir. Uygun boyutlarda ankraj başlığı kullanılmadığı takdirde ankraj yükleme deneylerinde yanlış sonuçlar çıkabilir. Tipik bir ankraj başlığı uygulama detayı Şekil 3.7’de verilmiştir.



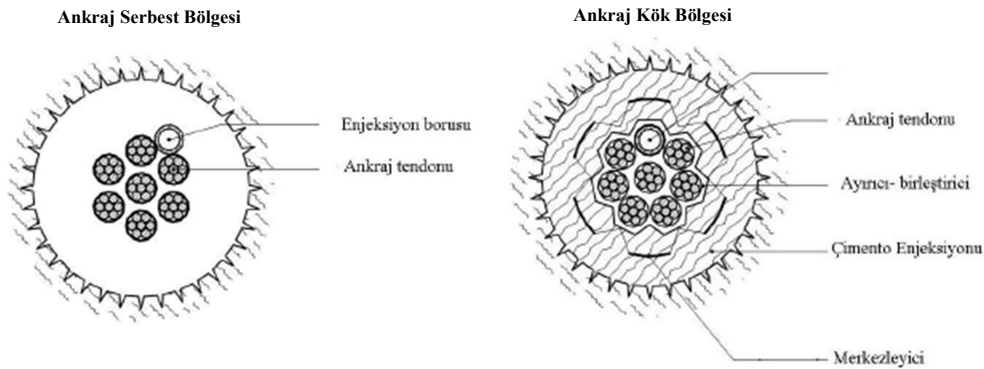
Şekil 3.7 : Tipik ankraj başlığı detayı.

Serbest ankraj uzunluğu; öngerme kuvvetini kök bölgesine ileten ankraj kök bölgesi ile başlık bölgesi arasındaki bağlantıyı sağlayan kısımdır. Serbest ankraj uzunluğunun yapısı ankrajdan beklenen işlevlere bağlıdır. Bunlar aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Ankrajın geçici ya da kalıcı olarak teşkil edilmesi
- Korozyon ve mekanik örselenmeye karşı koruma düzeneği
- Çekme kuvvetini her an ölçme olasılığı
- Germe elemanlarının boşaltılması ve sonradan tekrar gerilmesi zorluğu
- Zeminin olası enine hareketlerinin karşılanma olasılığıdır.

Ankraj kök bölgesi; genellikle yüksek basınç altına çimento harcının ankraj deliğine enjeksiyonu ile oluşturulur. Enjeksiyon çeperi ile zemin arasında yeterli aderansın sağlanarak öngerme kuvvetini karşılayan kısımdır.

Geçici ankrajlar için tasarlanan ankraj serbest bölgesi ve kök bölgesini ifade eden tipik ankraj kesitleri Şekil 3.8’de verilmiştir.



Şekil 3.8 : Geçici ankraj kesiti.

3.2.1.3 Ankrajların imalat yöntemi

Ankraj imalatının ilk aşaması delgi işlemidir. Delgi yapılacak nokta yüzeye işaretlenir, uygun pozisyonu alan delgi makinesinde delgi açısı ayarlanarak delgi işlemi başlatılır. Delgi işlemi kayada tabancalı (DTH) yöntem, zeminde ise augerli (CFA) ile yapılır. Delginin tamamlanmasının ardından varsa yıkıntı ve çöküntüler temizlenerek öngerme halatları yerleştirilir.

Projedeki miktarına göre bir araya getirilen çelik öngerme halatları ankraj demetini oluşturur. Çelik halatlar her biri yüksek mukavemete sahip 7 adet telin sarmal yapıda

hazırlanması ile oluşturulur. Halatlar krik o payı da düşünölerek gerekli boylarda kesilmelidir. Serbest bölgenin enjeksiyon ile temas etmemesi için halatlar plastik kılıf ile kaplanır. Aynı şekilde kök bölgesinden serbest bölgeye enjeksiyonun geçişini engellemek için aradaki yalıtım sağlanmalıdır. Şekil 3.9’da imalat için hazırlanan ankraj demetleri verilmiştir.



Şekil 3.9 : İmalata hazırlanan ankraj demetleri.

Hazırlanan ankraj demeti, temizlenen ankraj deliklerine krik o payı dışarıda kalacak şekilde yerleştirilir. Yerleştirme işlemi delik imalatının tamamlanmasından en fazla 12 saat sonra tamamlanmalıdır (FHWA-IF-99-015, 1999). Aksi takdirde deliklerin tekrar temizlenmesini gerektirecek yıkıntı, çöküntüler oluşabilir.

Halat yerleştirilmesi sırasında bir yandan da enjeksiyon harcının hazırlanması gerekmektedir. Enjeksiyon karışımının ağırlıkça su çimento oranı yaklaşık 0.45 olması gerekmektedir. Bu iş için enjeksiyon mikseri – dinlendiricisi ve pompası kullanılmalıdır. Ölçüsü oranında alınan çimento ve su, mikserde 3-5 dakika karıştırılarak dinlendiriciye alınır, düşük devirde dinlendirilir. Enjeksiyon harcına priz hızlandırıcı, akışkanlığı arttırıcı kimyasal katkılar da ihtiyaç halinde ilave edilebilir. Enjeksiyon, ankraj demeti üzerindeki polietilen hortuma belirli basınç aktarılır. Enjeksiyon işlemine delgi ağzından harç taşana kadar devam edilir. Bu işlem 1. enjeksiyon olarak adlandırılır. Eğer ankraj kuyusunda bir kaçak söz konusu ise yaklaşık 1 saat sonra 2. enjeksiyon borusundan patlatma tabir edilen basınçlı bir enjeksiyon daha yapılır. 2. enjeksiyon işlemi genelde kaçak riski olabilecek çatlaklı kayalarda, sulu ortamlarda yapılır. Böylelikle ankraj yük performansı önemli ölçüde iyileştirilmiş olur.

Enjeksiyon işleminden en az 7 gün sonra germe işlemi yapılabilir. Enjeksiyon harcında priz hızlandırıcı katkı maddeleri kullanılması durumunda bu süreyi 4 – 5

gün civarına indirgenebilir. Enjeksiyonun yeterli prizinin sağlanmasıyla birlikte başlık kısmının projeye uygun hazırlanması ile öngerme işlemi başlatılır.

3.2.1.4 Ankrajlarda kalite kontrol

Ankrajlar, imalat kalitesi hakkında bilgi edinmek amacıyla çeşitli testlere tabii tutulur. Bu testler ile imalatı tamamlanan ankrajın yük kapasitesinin tespiti, sünme potansiyeli ve ankraj serbest boyunun belirlenmesi sağlanır.

Genel olarak ankraj deneyleri araştırma, uygunluk ve kabul deneyleri olmak üzere 3 başlık altında açıklanabilir: Araştırma deneyi; çalışan zemin ankrajlarının tesisinden ve kullanılan malzemeler ve zemin şartlarına bağlı olarak nihaî yük direncinin belirlenmesinden önce yüklenicinin uzmanlığını ve/veya enjeksiyon/zemin ara yüzeyinde yenilme oluşturarak yeni zemin ankraj tipinin yeterliliğini tespit etmek için yapılır. Zemin davranışları için ankraj çalışma tecrübelerinin olmadığı yerlerde veya şimdiye kadar karşılaştırılabilir zemin davranışları içerisinde daha yüksek çalışma yükünün talep edildiği kısımlarda araştırma deneyleri uygulanmalıdır (TS EN 1537, 2001).

Uygunluk deneyi ile ispat yükünde ankrajların taşıma gücü ve sünme miktarı incelenerek, ankraj serbest boyu hakkında bilgi edinilebilir. Bu deney bir kazıda minimum 3 ankrajda uygulanmalıdır.

Kabul deneyi; deney metoduna bağlı olarak ispat yükünün ankraj tarafından karşılandığını göstermek, görünür serbest tendon boyunu belirlemek, sürtünme hariç, tasarımılanmış yük seviyesinde kilit yükünü sağlamak, gerektiği zaman sınır durumunda kullanım şartlarında sünme veya yük kaybı karakteristiklerini belirlemek için uygulanır (Şekil 3.10).



Şekil 3.10 : Ankraj kabul deneyi.

Her ankraj için kabul deneyi yapılmalıdır (TS EN 1537, 2001). Diğer kontrol mekanizmalarına daha pratik ve hızlı uygulandığından ülkemizde en çok tercih edilen tekniktir. Kabul deneyi esnasında öncelikle krikonun ve tendonun boşluğunun alınması ve düzene sokulması için dizayn yükünün %10 ila %15 'i kadar referans yükü uygulanır. Referans yükünde ölçülen ilk uzunluk referans uzunluğudur. Diğer yüklemelerde ölçülen uzamalardan bu değer çıkarılarak değerlendirme yapılır. Referans yükünün uygulanmasının ardından sırasıyla; dizayn yükünün 0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.20 ve 1.33 katı yüklemeler yapılır ve her kademede halatların ne kadar uzadığı belirlenir (FHWA-IF-99-015, 1999). Bu uygulama ile her kademe yük için deformasyon okumaları kaydedilerek işlem sonucunda oluşturulan yük-deformasyon eğrisi grafiği elde edilir. Bu grafik sayesinde, elastisite modülü bilinen halatların değişen yükler altında yapacağı minimum ve maksimum uzama kriterlerinin kontrolü sağlanır.

Deney sırasında ulaşılan son yük ispat; bir başka deyişle test yüküdür. Bu değer, ankraj dizayn yükünün minimum 1,25 katı olmalıdır. Test yükü altında belirli bir süre beklenerek ankrajın sünme yetisi test edilir. Uygun sonuçların elde edilmesini takiben yük değeri dizayn yükünün 1,15 katı olan kilit yüküne indirgenerek kamalar yardımıyla kilitleme yapılır.

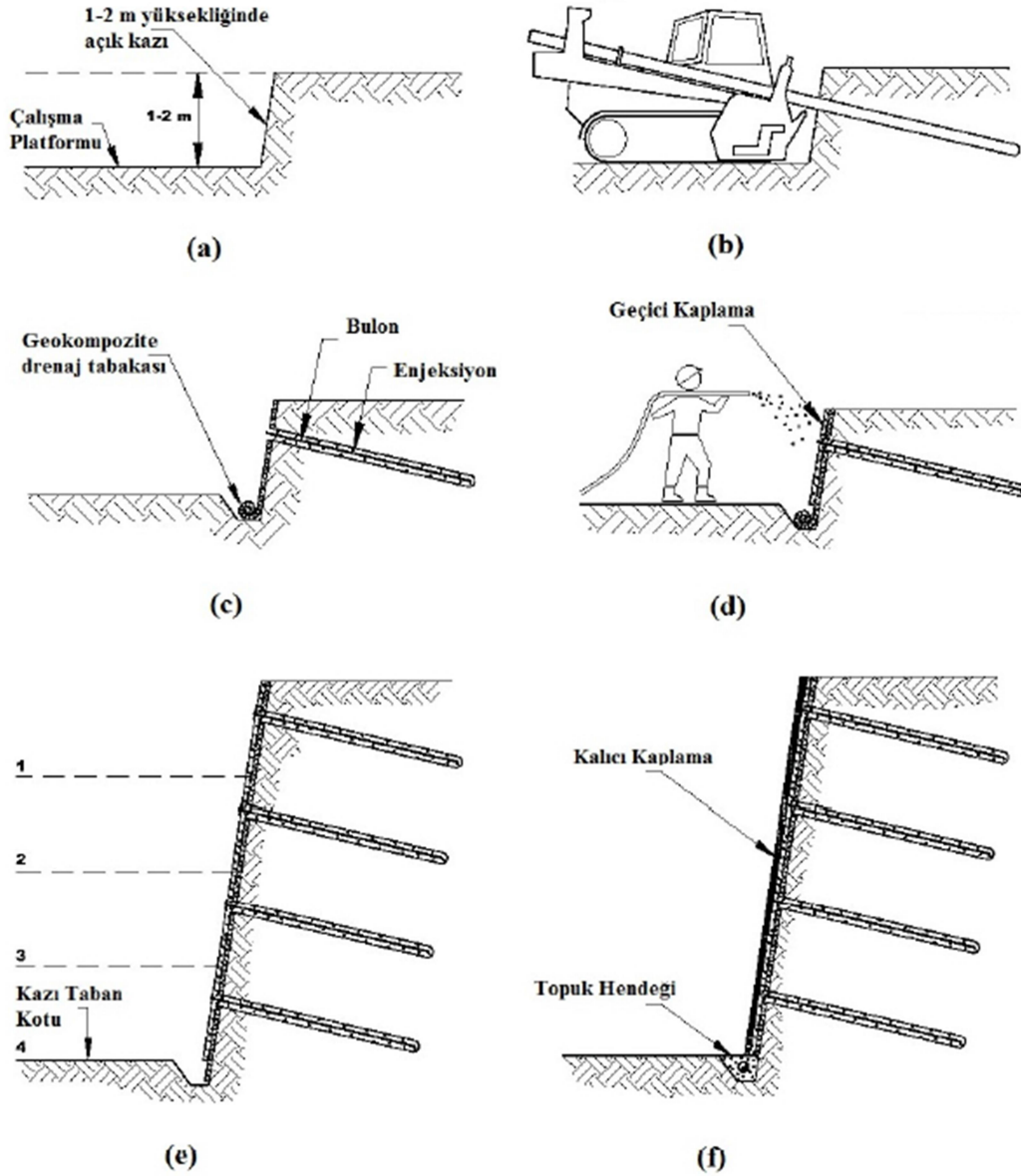
3.2.2 Zemin çivileri

Zemin çivisi, kazı takviye uygulamalarında ve şev stabilitesinin desteklenmesinde zemine yük aktarımını sağlayan yapı elemanıdır. Zemin çivileri genellikle çelik veya fiber donatılardan oluşmaktadır, ancak zemine yük transferini geliştirmek ve paslanmaya karşı korumak amacıyla genellikle etrafı çimento enjeksiyonu ile kaplanmaktadır. Aynı zamanda, çivi etrafındaki enjeksiyon çevre alanını büyütür birim boyda mobilize olan çevre kuvvetini arttırmaktadır. Ayrıca zemin çivili dayanma yapılarında yapılan kaplama, aktif bölgenin stabil kalmasında önemli bir rol oynamaktadır. Zemin çivisi çok basit bir tabirle zemine tesis edilmiş pasif ankraj olarak da tanımlanabilir.

Zemin çivileri genellikle NATM (Yeni Avusturalya Tünel Metodu) ile açılan tünellerde, tünel aynasının stabilitesinin problemlerinin çözümü için kullanılmasının yanı sıra kazılarda ve kayma potansiyeli olan şev stabilitesinin sağlanması amacıyla da etkin olarak yararlanılmaktadır. Yatay açılı bir şekilde mevcut zemine yerleştirilen

zemin çivileri, zemine ait kesme dayanımını arttırarak oluşması muhtemel yatay ve düşey deplasmanları minimize etmektedir.

İksa yapılarında kullanılan zemin çivileri kayma eğilimi gösteren aktif zemin kütlelerini bu birim arkasındaki pasif kütleye bağlayarak kararlı bir zemin kütlesi oluşturur. Bu kararlı yapı arkasındaki zemin için bir nevi ağırlık yapısı olarak çalışmaktadır. Şekil 3.11’de zemin çivileri için imalat aşamaları görülmektedir.



Şekil 3.11 : Zemin çivisi uygulama aşamaları (FHWA, 1998).

Zemin çivisi imalat yönünden zemin ankrajlarına benzemesine rağmen, çalışma prensibi olarak farklılık gösterir. Ankrajlı sistemler gibi aktif olarak yüklenmedikleri için pasif ankraj olarak da isimlendirilirler.

Ankrajlar; kaymaya çalışan zemini destekleyen düşey elemanları, ön yükleme altında sağlam tabakalara mesnetlemesi sayesinde tutabilmektedir. Yoğun karelaajla zemine yerleştirilen çiviler ise kaymaya çalışan zemini, yani potansiyel kayma kamasını veya başka bir tabirle aktif bölgeyi, kaymayan ve stabil olan kitleye yani direnç bölgesine tutturmaya çalışmaktadır. Bu nedenle ankraj ve çivi, zemine yük aktarımı yapabilen yapısal bir eleman görevi yapmaktadır. Ancak; ankraj kafa bölgesinde yük aktarırken çivi, bu işi tüm uzunluğu boyunca ortaya koymaktadır. Ankraj ile çivi arasındaki en önemli fark da buradan kaynaklanmaktadır.

Delgi aşamasından sonra, zemin çivileri yerleştirilerek enjeksiyon işlemi tamamlanır. Akabinde kazı yüzeyi kaplaması yapılır. Yüzey kaplamaları; püskürtme beton kaplama, kaynaklı hasır çelik kaplama, yerinde dökme betonarme kaplama ve prefabrike beton kaplama olarak yapılmaktadır. Ülkemizde genellikle çelik hasır yerleştirilen zemin yüzeyi, püskürtme beton uygulaması ile kaplanmaktadır. Püskürtme beton uygulaması ile aynı zamanda kazı yüzeyindeki çatlaklar ve boşluklar beton ile doldurularak estetik bir yüzey görünümü elde edilmektedir.

3.2.3 Boru destekler

Yanal destek elemanlarını kendi içerisinde, dıştan destek sağlayan ve içten destek sağlayan elemanlar olarak ikiye ayırmak mümkündür. Ankrajlar ve zemin çivileri iksa sistemini, kazı çukuru dışındaki sağlam zemin tabakasından aldıkları kuvvetle tutmaktadır. Bu nedenle dıştan destek elemanları olarak da anılmaktadır. İçten destekli elemanlar ise reaksiyon kuvvetlerini iksa sisteminin içerisindeki, karşı veya komşu düşey elemanlarından alarak birbirlerine aktarırlar. İçten destek elemanlar için; kafes kirişleri, farklı tipte çelik profiller ve boru profiller kullanılabilir. Kolay yerleştirilebilir olmaları, her iki atalet momentinin eşit olması yani zayıf ekseninin bulunmaması, kaynak işçiliğinin kolaylığı ve uygulama tecrübesinin yoğunluğu sebebiyle boru destekler tercih edilirler.

Boru destekler genellikle zemin koşulları ve çevre yer altı yapılarının varlığından dolayı ankraj yapılamayan dar açıklıktaki derin kazılarda tercih edilmektedir. Böyle bir sistemde boru destekler diğerlerinin aksine basınca maruz kalmaktadır. Dolayısıyla projelendirme aşamasında burkulma yüküne maruz kalan yapı elemanı için uygun kesit seçilmelidir. Ayrıca kazı genişliğinin artması, yatay destek elemanı olarak kullanılacak çelik boru elemanlarının boyutlarını arttıracaktır. Bu hususta

kaynaklı veya bulonlu birleşimler ile destek boyunun arttırılması seçeneği değerlendirilebilir. Eksenel yüklemeye maruz kalan destek elemanlarının boyunun uzatılması durumunda kendi ağırlığının artmasından dolayı boru kesitinde ilave olarak kesme kuvveti ve eğilme momenti oluşturacaktır. Tasarım esnasında bu noktalar dikkate alınmalıdır.

Boru destek sistemlerinin kuşak kirişlerinde bağlantı detayları yük taşıma açısından önemlidir. Birleşimler, kamalı sistem ve kaynaklı olarak yapılmaktadır. Boruların yerleştirildikten sonra cephede oluşabilecek deplasmanlara müdahale edilecek şekilde olmalıdır. Bu yüzden birleşim bölgelerinde boruların aktif olarak yük taşımalarını geciktirecek ve deplasmana müsaade edebilecek yapısal boşlukların bulunmamasına dikkat edilmelidir.

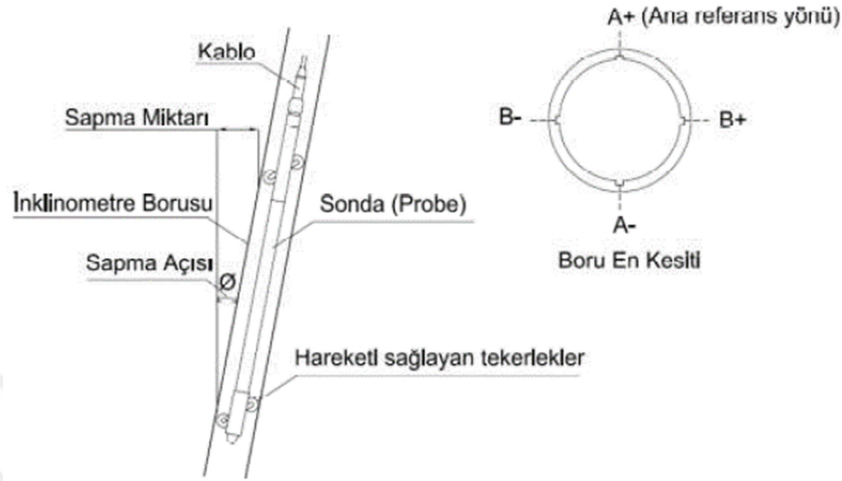
Boru desteklerin yerleştirildiği karşılıklı veya komşu iki duvarın arkasındaki zeminle yaptığı reaksiyonun kaybolması ve/veya diğerine göre daha düşük olması halinde, sistem güçsüz tarafa doğru kaymak isteyecektir. Bu durumda, bir taraftaki deplasmanlar kazı içine doğru artarken karşı taraftaki deplasmanlar aksi istikamette oluşacaktır. Buna ilaveten, boru desteklerin yerleştirildiği cephelerden birinin diğerine göre farklı davranış sergilemesi ile boru desteklerde dönme, burulma ve burkulma gibi problemler oluşabilir.

Boru desteklerin yerleştirildiği konumlar ileriki adımlar için önemlidir. Borular kazıyı sürdüren makine ekipman çalışmalarına ve kazı aşamasından sonra inşası başlayacak olan yapının oluşturulmasına engel olmayacak şekilde yerleştirilmelidir. Ayrıca kazı sonlanmasının ardından kazı çukuru içerisinde kalan makine ekipmanın gerekirse vinç yardımıyla dışarı çıkarılabileceği seçeneği unutulmamalıdır.

3.3 Destek Yapısının Gözlenmesi

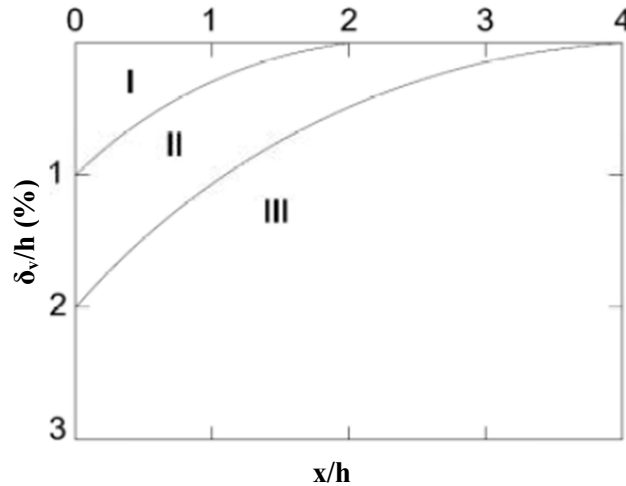
Derin kazı iksa uygulamalarında iksa güvenliğinin sağlanması için duvar davranışının gözlenmesi önemlidir. Bu sayede, iksa duvarında meydana gelen hareketler kontrol edilebilir. Duvar davranışının gözlenmesi aletsel gözlem teknikleri ile mümkündür. İksa uygulamalarında kullanılan en yaygın aletsel gözlem metodu inklinometredir. Her kazı kademesinde alınan ölçümler ile iksa güvenliği ve iksa sınırına yakın üst yapıların güvenliği sağlanmış olur. İnklinometre ölçüm düzeneği, iksa aynasının gerisinde kazı derinliği boyunca yukarıdan aşağıya yerleştirilen kalıcı

boru, boru icerisine indirilen ölçeklendirilmiş kabloya bağılı sonda (probe) ve sonda eğimini elektronik olarak algılayan el terminalinden oluşmaktadır (Şekil 3.12). 50 cm’de bir alınan okumalar sonucu elde edilen deplasmanlar sonda eğimi ile boyunun trigonometrik bir fonksiyonu olarak ifade edilebilir.



Şekil 3.12 : İnklinometre düzeneği.

Derin kazı iksa uygulamalarında meydana gelen deplasmanlar ile ilgili çeşitli yaklaşımlar vardır. Aletsel gözleme dayalı verilerin bu yaklaşımlar ile korele edilerek sınır koşulların sağlandığı kontrol edilmelidir. Bu konuda Peck’in yaklaşımı oldukça bilinen bir yaklaşımdır (Şekil 3.13).



Şekil 3.13 : Düşey iksa hareketi – iksa aynasından uzaklık ilişkisi (Peck, 1969).

Burada,

x: İksa aynasından olan yatay uzaklık

h: Kazı derinliği

δ_v : Düşey deplasman olarak ifade edilmektedir.

I, II, III nolu kısımlar ise şu şekilde temsil edilmektedir:

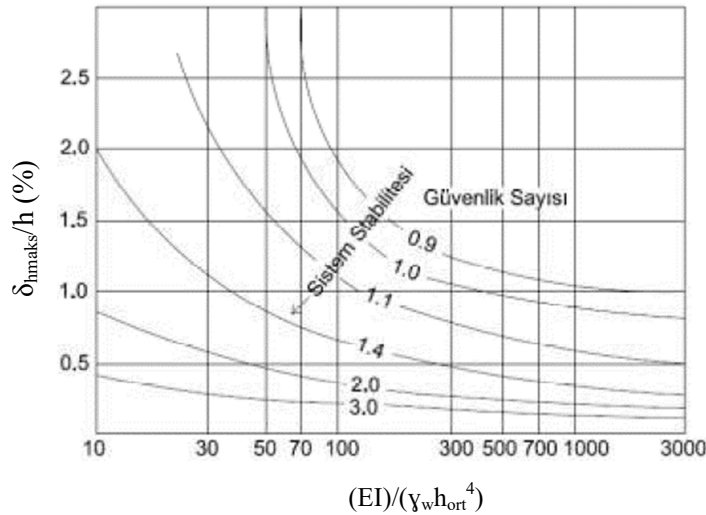
I: Kum ve yumuşak-katı kil

II: Çok yumuşak-yumuşak kil (yüksek güvenlikli)

III: Çok yumuşak-yumuşak kil (düşük güvenlikli)

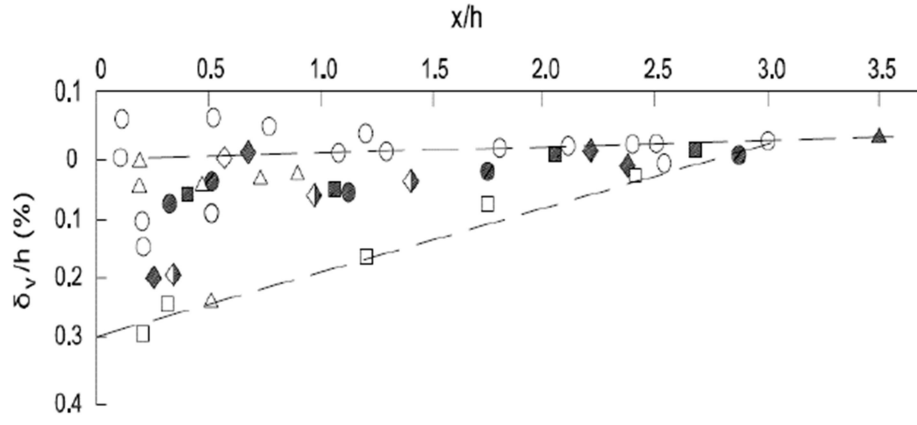
$\delta_{v,maks} / h$ oranı, I nolu kısım için %1'den, III nolu kısım için >%2'ye değişmektedir.

Clough ve O'Rourke (1990), tarafından sunulan bir diğer yaklaşım ise iki ayrı kategoride incelenmiştir. Bunlar, sert kil, kalıntı zemin, kum ve yumuşak – orta katı kil şeklinde sınıflandırılmıştır. Sert kil, kalıntı zemin ve kum birimler için maksimum yatay ve düşey deplasmanlar yaklaşık olarak sırasıyla %0.2 ve %0.15 mertebelerinde öngörülmüştür. Yumuşak – orta katı killer için ise güvenlik sayısının da dahil edildiği bir yaklaşımda bulunulmuştur. Buna göre, güvenlik sayısının 1.2'den küçük olduğu durumlarda $\delta_{h,maks} > \%2h$ ve güvenlik sayısının 2'den büyük olduğu durumlarda $\delta_{h,maks} < \%0.5h$ olarak kabul edilmiştir. Şekil 3.14'te bu yaklaşım sunulmuştur.



Şekil 3.14 : İksa duvarı deplasman yaklaşımı (Clough ve O'Rourke, 1990).

O'Rourke (1990), tarafından sunulan bir diğer yaklaşım ise, iksa aynasından uzaklık ile düşey iksa hareketi arasındaki ilişkiyi göstermektedir (Şekil 3.15). Çok katı – sert kil zeminde uygulanan yatay destekli iksa duvarlarında, meydana gelen deplasmanların gözlenmesi sonucu elde edilen üçgen sınır, düşey iksa hareketi ile ilgili yaklaşımda bulunmayı sağlar (Clough ve O'Rourke, 1990).



Şekil 3.15 : Düşey iksa hareketi - iksadan uzaklık ilişkisi (O'Rourke, 1990).



4. ANKRAJLI DESTEKLEME SİSTEMLERİNİN TASARIMI

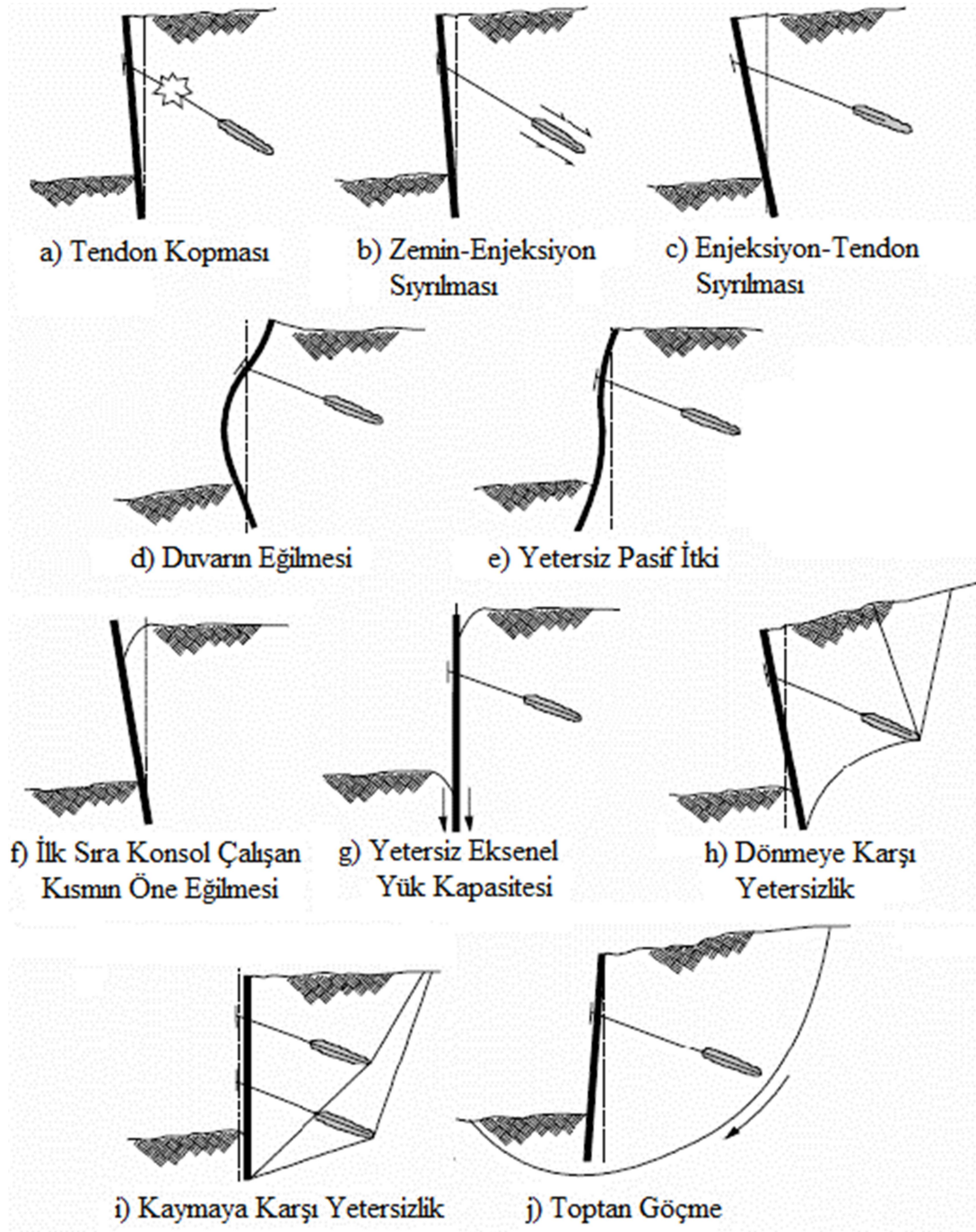
Kazıda derinliğin artması, derinlikle orantılı artan gerilmeler ile zeminin stabil kalmasını güç kılmakta, uygun iksa yapısının seçilmesi için önem arz etmektedir. Bu bağlamda klasik istinat yapıları, derin kazılarda ihtiyacı karşılayamamakta yetersiz kalabilmektedir.

Derin kazılarda, büyük toprak itkilerinin güvenli ve ekonomik imkanlar çerçevesinde karşılanması için toprak tutma yapısı olarak ankrajlı sistemler yaygın şekilde tercih edilmektedir. Ankrajlı destek yapılarında, yatay destek elemanı olarak zemin ankrajları, düşey eleman olarak ise zemin özellikleri, yeraltı su seviyesi, yakın çevredeki yapılaşma gibi etkenler dikkate alınarak farklı seçenekler değerlendirilebilir.

Çok sıra ankrajlı bir iksa yapısında, sistemin tasarımında izlenilecek yol aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Tasarıma esas alınacak kritik kesitlerin seçilmesi ve bu kesitlere etkiyecek toprak basıncı dağılımının belirlenmesi
- Çok sıra ankrajlı iksa yapıları için uygun toprak basıncı dağılımı kabulünün seçilmesi
- Sistemin düşey elemanı için uygun kesitin belirlenmesi
- Düşey ankraj aralıkları belirlenerek, sistemin etkiyen tüm yatay etkiler (toprak basıncı dağılımı, sürşaj yükü, hidrostatik yük vb.) dikkate alınarak sürekli kiriş olarak çözümü
- Ankraj yatay aralıklarının ve eğimlerinin belirlenmesi
- Düşey elemanın seçilerek boyutlandırılması
- Ankraj serbest ve kök boylarının hesaplanması ve seçilmesi
- Stabilitate tahkiklerinin yapılması

Ankrajlı iksa sistemlerinde oluşabilecek yenilme durumlarını Şekil 4.1’de görsel açıdan ifade edilmiştir.



Şekil 4.1 : Ankrajlı sistemlerde yenilme durumları.

4.1 Ankrajların Taşıma Gücü

Zemin ankrajı, zeminden sağladığı direnci plağa ve dolayısıyla duvara aktaran bir yapı elemanıdır. Dolayısıyla bir zemin ankrajının taşıma gücü kapasitesi, doğrudan zemin ile olan etkileşimiyle ilgilidir. Taşıma gücü hesabının yapılabilmesi için enjeksiyon ile zemin ara yüzeyinin ilişkisinin tam olarak bilinmesi gerekmektedir.

Zemin ankrajının maksimum taşıma gücü kapasitesi, ankraj kök bölgesinin çevre yüzeyi boyunca sağlayabildiği maksimum yük olarak tanımlanabilir. Bu kapasiteyi etkileyen faktörler aşağıdaki maddeler ile açıklanabilir:

- Ankraj kökünün geometrik özellikleri
- Kökün oluşturulduğu zeminin karakteristik özellikleri
- Ankraj kökleri üzerindeki jeolojik yük
- Enjeksiyon basıncı ve sayısı
- Ankraj serbest ve kök boyu
- Ankrajın gerilme-şekil değiştirme ilişkisi

Ankrajların taşıma gücü tahmini bazı ampirik ifadeler veya çeşitli analizler ile yapılabilir fakat birçok parametrenin ankraj performansını etkilediği göz önünde bulundurulursa ankraj yükleme deneyi ile ankraj taşıma gücü kapasitesinin belirlenmesi daha sağlıklı sonuçlar vermektedir.

Kaya zeminlerde ankraj kök bölgesi çevresinde uniform çevre sürtünmesinin olduğu kabulü ile ankrajın taşıma kapasitesi (4.1) formülü ile hesaplanabilir.

$$P = \pi \cdot D \cdot L_k \cdot \tau \quad (4.1)$$

Burada D ankraj kök çapını, L_k kök boyunu, τ terimi ise zemin-enjeksiyon ilişkisi için kayma gerilmesini ifade etmektedir. Bazı kayaç tipleri için τ değeri Çizelge 4.1’de verilmiştir.

Çizelge 4.1 : Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983).

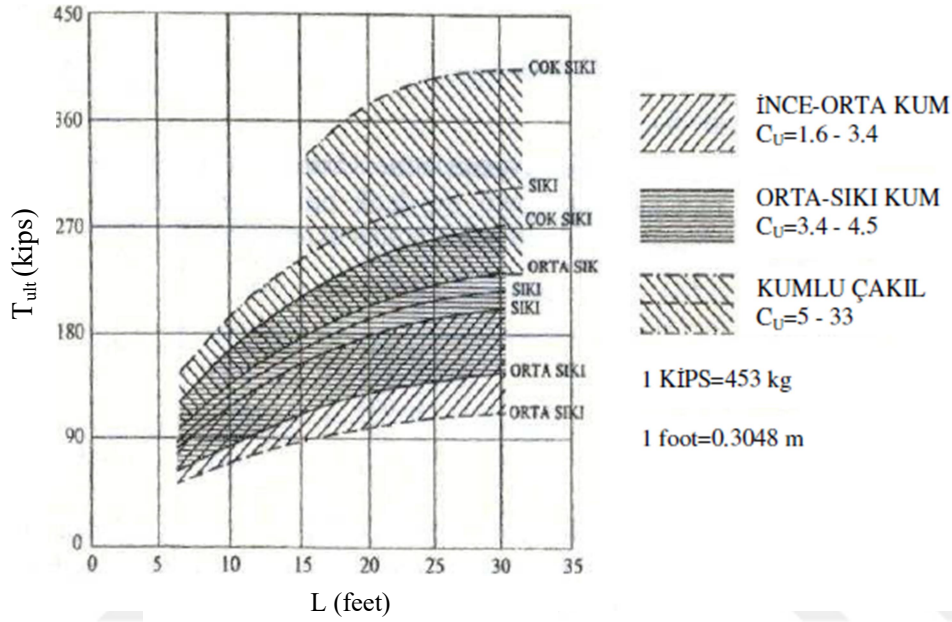
Kayaç Tipi	Enjeksiyon Kökünde Nihai Kayaç- Enjeksiyon Gerilmesi (kPa)
Granit ve Bazalt	1725-3100
Kireçtaşı	207-2760
Yumuşak Kireçtaşı	1035-1520
Kayrak ve Sert Şeyl	830-1380
Yumuşak Şeyl	205-830
Kumtaşı	830-1035
Tebeşir	205-1035
Marn	170-250

Granüler tabakalarda ankrajların taşıma gücü,

$$T_{ult} = 1.5(L_k \tan \phi) \cdot \pi \cdot D \cdot p'_o \quad (4.2)$$

ifadesi ile hesaplanır. Bu bağıntıda, D kök çapını, ϕ kayma mukavemeti açısını, p'_o ankraj kökünün orta noktasındaki düşey gerilmeyi ifade eder. Bu ilişki zeminin sıklık derecesine ve kök boyuna bağlıdır.

Yukarıdaki bağıntıdan elde edilen ankraj taşıma gücü değeri, Şekil 4.2'den yola çıkarak zemin sıklığı ve kök boyuna göre elde edilen T_{ult} değerini aşmaması gerekmektedir.



Şekil 4.2 : Granüler zeminlerde ankraj nihai taşıma gücünün zemin türü, sıklık ve kök boyu ile değişimi (NAVFAC, 1988).

İksa, kohezyonlu zeminlerde düz şaftlı olan ve “Tremie” yöntemi enjeksiyon yapılarak oluşturulan ankrajlar için tasarım esasları bu şekilde imal edilen fore kazıklar ile aynıdır ve drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin kullanımına dayalı sonuç alınır. Maksimum taşıma gücü kapasitesi;

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L_k \cdot \alpha \cdot C_u \quad (4.3)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanabilir.

4.2 Kazıkların Taşıma Gücü

İksa sisteminde düşey seçilen düşey elemanlara etkiyen eksenel ve yanal yükler elemanın taşıma gücü kapasitesinin dizaynı için önemlidir.

Düşey eleman olarak kazıkların değerlendirildiği bir ankrajlı destekleme sisteminde, ankrajlardan gelecek olan yüklerin düşey bileşkeleri kazık elemana ilave eksenel yük

olarak etkiyecektir. Bu durumda kazıkların oturma yapabileceği dikkate alınmalı ve mümkünse kazık uçlarının sağlam tabakaya yerleştirilmesi avantaj sağlayabilir. Düşey elemana iksa sistemi içerisinde yataydan etkiyen jeolojik yük veya hidrostatik yük gibi etkilerin yanı sıra ankrajın aktardığı gerilmenin yatay bileşeni de ilave yanal etki olarak düşey elemanın belirli noktalarına etkiyecektir. Bu ilaveler düşey eleman üzerindeki moment ve kesme kuvveti mertebelerini arttırabilmekte; seçilen elemanın boyutlandırılmasında etkin rol alabilmektedir.

Ankrajlı sistemlerde düşey elemanın kazı tabanı altında kalan gömülü kısmı gerilme dağılımına etkisi olduğu göz önünde bulundurulmalıdır. Gömülü bölgenin arka tarafındaki aktif toprak itkisinin ön tarafındaki pasif toprak itkisi ile karşılanabileceği gösterilmelidir. Yatay destekle desteklenen aralıklı kazıklarda, kazı taban seviyesi altındaki kısmın taşıma gücü tahmini için Broms kuramı kullanılabilir. Drenajlı koşullarda yapılan analizlerde pasif direnç, kazık genişliğinin 3 katı genişlikte Rankine pasif etki katsayısı ile tahmin edilebilir. Drenajsız analizlerde ise kohezyonlu zemin türleri için gömülü derinliği $1.5B$ kadarlık kısmı göz ardı edilerek kalan bölgenin derinlikle uniform, kazı genişliği boyunca $9 c_u$ mertebelerinde bir direnç değeri düşünülebilir. Pasif etki katsayısının 1.5 güvenlik değerine bölünürken elde edilen taşıma gücü değeri, kazı düzeyi seviyesindeki R destek kuvveti değeri ile karşılanıp karşılanamadığı değerlendirilebilir.

Gevşek granüler zeminler ve yumuşak-orta katı killerde pasif itkinin doğabilmesi için aşırı şekil değiştirmeler gerekebilir. $N_s > 4$ olan koşullarda net gerilme aktif tarafta kalacağı için taban kabarmasına karşı veya zemin hareketlerini sınırlamak için uzatma gereği yoksa duvarın $0.2H$ 'dan daha derine gömülmesi önlenmelidir. Bu durumlarda duvarın bu kesimi en alt sıra ankraj seviyesinde tutulmuş konsol gibi göz önüne alınmalıdır. Duvar kesitini bu momentin belirleyebileceği unutulmamalıdır. Konsola etkiyecek yük bu seviyenin altında dış tarafta aktif, kazı tarafında pasif gerilmeler olarak değerlendirilmelidir (Yıldırım, 2014).

4.3 Stabilité Tahkikleri

Ankrajlı iksa sistemlerinde taşıma gücünün yeterli olmadığı durumlarda oluşan göçme modellerinin yanı sıra sistemin bütün olarak ele alınıp stabil kalma kapasitesinin incelenmesi gerekmektedir. Aksi durumda sistemde göçme durumu oluşabilir. Bu göçme durumu iki şekilde oluşur.

- a) İksa sisteminin bir kayma yüzeyi boyunca kayması
- b) Düşey elemanın uç kısmından ankrajların ucuna doğru bir kayma düzlemi oluşarak ankraj yüklerinin boşalarak sistemin öne doğru devrilmesi

Bu iki durum için derin kayma düzleminde stabilite analizlerinin yapılması gerekmektedir.

4.3.1 Toptan göçme analizi

Toptan göçme tahkiki yapılırken ankrajlı perde ile zemin bir bütün olarak kabul edilir. Zemin, üzerine etkiyen yüklemeler, yeraltı su seviyesi hareketliliği nedeniyle bir eğri yüzeyi boyunca hareket eder. Düşey elemanın ucu öne doğru hareket eder.

Toptan göçmede zeminin silindirik kayma daireleri veya logaritmik bir spiral boyunca kaydığı esas alınarak yapılan analiz yöntemlerinden en yaygın kullanılanları Fellenius (1936), Krey ve Bishop (1955) yöntemleridir. Bu yöntemlerde, kayma daireleri küçük dilimlere ayrılır ve her dilim için ayrı hesap yapılır.

“İsveç Dilim Metodu” olarak da bilinen “Fellenius Metodu” yaygın olarak kullanılan en eski ve pratik bir yöntemdir. Sistemin güvenlik sayısı, kaymaya karşı olan kuvvetlerin momentleriyle kaymayı destekleyici kuvvetlerin momentlerinin oranından elde edilir. Oluşan kayma dairesi ankrajlar ile kesişiyorsa, kesişen ankrajların kuvveti hesaplamalarda dikkate alınmalıdır. Daire içinde kalan ankrajlar hesaba katılmaz. Kayma tahkikinde ankrajların hesaba katılmasında ortaya çıkan çeşitli fikirlerin en basiti ankraj kuvvetinin kayma dairesi merkezine göre momentinin hesaba katılmasıdır. Toprak basıncı teorilerine en yakın görüleni ise, ankraj kuvvetini kayma yüzeyi üzerine yayılı yük olarak etkitmektir. Bu yayılı yük, perdeye gelen birim toprak basıncını geçmemelidir. İsveç dilim metodunda dilimler arasındaki yatay toprak basınçları göz önüne alınmadığından yatay denge şartı dikkate alınmamaktadır. Krey'e göre yapılan tahkikte ise yatay kuvvetler göz önüne alınır.

4.3.2 Kranz Metodu

Kayma düzleminde stabilite tahkiki için bir yöntem de Kranz tarafından geliştirilmiştir. Bu metodta amaç, ankrajın gerilmesi ile ankraj kökünün belirlediği bir zemin kamasının ana kitleden koparılmasına karşı yeterli güvenliğin sağlanıp sağlanamadığını tahkik etmektir. Tek ankrajlı ve serbest perdeler için geliştirilen bu

yönteme göre, sistemin stabil ve dengede kalabilmesi için sisteme etkiyen kuvvetlerin ankraj kuvvetleri doğrultusundaki bileşkesi ile hesapta bulunan mevcut ankraj kuvvetleri oranı güvenlik katsayısından büyük olmalıdır. Güvenlik derecesi sağlanamadığı durumda ankraj boyu uzatılabilir veya kök bölgeleri derinleştirilebilir.

Ostermayer ve Panke, Kranz'ın tek sıra ankrajlı perdeler için geliştirdiği bu yöntemi çok sıra ankrajlı sistemlere uygulamıştır. Tek sıra ankrajlı sistemler için önerilen temel prensipler, çok sıra ankrajlı sistemler için de geçerlidir.

Çok sıra ankrajlı perdelerde ankrajlarda boyutlandırma parametrelerine göre sık karşılaşılan durumlar aşağıdaki gibidir;

- a) Üstteki ankraj boyunun alttaki ankraj boyundan kısa olması ve alttaki ankrajdan çizilen aktif kayma kamasının içinde kalması.
- b) Üstteki ankraj boyunun daha uzun olması ve alttaki ankraj boyundan çizilen aktif kamanın içinde kalması.
- c) Üstteki ankraj, alttaki ankrajdan çizilen aktif kamanın dışında kalması.

4.4 Göçme Durumları

Ankrajlı sistemlerde, her bir eleman için öngörülen taşıma gücü kapasitesinin üzerindeki etkilere maruz kalması sonucunda çeşitli göçme durumları söz konusu olabilir.

4.4.1 Ankrajlarda göçme durumu

Ankraj elemanlarda genel olarak karşılaşılan göçme durumları aşağıdaki gibidir.

- Tendon kopması
- Zeminde göçme
- Zemin – enjeksiyon sıyrılması
- Enjeksiyon-tendon sıyrılması

Ankraj tendonlarına çoğunlukla tellerin sarmal yapıda halat şeklinde, bazen de çelik çubuk veya borular şeklinde rastlanmaktadır. Tendon malzemesinin yapısal taşıma gücünden fazla yük etkisinde bırakılması durumunda kopmanın gerçekleşmesi en muhtemel durumdur. Tasarım aşamasında ankrajlara gelecek yüklere göre uygun yapıda ve sayıda tendon seçilmelidir. Bu seçim sırasında, halat kopma yükünün 0.6

katı ankraja gelecek maksimum yük olarak hesaplanmalıdır. Ankraj deneylerinde ise bu katsayı 0.8 olarak uygulanmalıdır. Genellikle kalıcı sistemlerde karşılaşılan korozyon faktörü de ankrajların taşıma gücünü negatif yönde etkilediği göz ardı edilmemelidir.

Ankrajların taşıdığı yük, ankraj kök bölgesindeki zemin ile sağladığı aderans ile karşılanır. Ankraja gelen yükün kök çeperinin zemin ile sürtünmesinden oluşan yükü aşması durumunda zemin kitlesinin koparılması durumu söz konusu olabilir. Bölgede bulunan zemin kitlesinin sağlam olması durumunda ise bu vakaya enjeksiyon-zemin sıyrılması olarak karşılaşılabılır. Çeşitli enjeksiyon yöntemleri ile zemin ile enjeksiyon arasındaki arayüzey arttırılarak daha fazla yükün sürtünme ile karşılanması sağlanır. Böylelikle sıyrılmanın da önüne geçilmiş olur.

Adezyon, sürtünme ve mekanik kilitlenme ile tanımlanan üç ayrı bileşenin tendonun enjeksiyondan sıyrılma dayanımını oluşturduğu bilinmektedir. Adezyon, mikroskobik ölçekte pürüzlü çelik ile enjeksiyon arasındaki fiziksel bir ilişki olup göreceli hareket arttıkça sürtünmeye dönüşür. Büyüklüğü uygulanan gerilmeye, pürüzlülüğe ve hareketin derecesine bağlıdır. Mekanik kilitlenme ise çıkıntı ve burgular gibi süreksizliklerle enjeksiyon arasındaki ilişki olup nervürlü çelikte toplam sıyrılmanın temel bileşenini oluşturur. Pürüzsüz çelik tendonlarda ise enjeksiyon-tendon ilişkisi, zemin-enjeksiyon ilişkisi gibi gittikçe gelişen biçimde mobilize olur. Araştırmalar enjeksiyon-tendon sıyrılmasının enjeksiyon basınç dayanımı ile doğrudan ilgili olmadığını göstermektedir. Diğer yandan tendonun enjeksiyon içerisindeki uzunluğunun arttırılması da sıyrılma yükünün aynı oranda artışı sonucu doğurmamaktadır. Kısa süreli atmosferik koşullarda kalarak üzerinde toz halinde oluşan pas, tendonlarının sıyrılmasında etkili değildir. Yapraklanmış pas, sıyrılma dayanımını azaltmakla birlikte bu levhaların temizlenmesiyle pürüzlü yüzey elde edileceğinden passız tendona eşit veya daha fazla dayanım elde edilebilir. Karıncalanmış tendonlar ise sıyrılma yönünden elverişli olsalar bile kabul edilemezler (Yıldırım,2004).

4.4.2 Kazıklarda göçme durumu

Düşey eleman olarak sisteme dahil edilen kazıklar düşey ve yatay yönde kuvvet karşılamaktadırlar. Bu kuvvetlerden genel olarak düşeyde ankraj yükünün düşey bileşeni ve kendi ağırlıkları nedeniyle oluşan yükler iken, yatayda ise zemin

gerilmeleri, ankraj yüklerinin yatay bileşenleri, sürşaj yükleri, hidrostatik itki, çevre yapılarından gelen etkiler olarak söz edilebilir.

Kazık elemanlardaki göçme durumu ankraj elemanlarına göre daha nadir gerçekleşen bir durumdur. Kazık elemanına etki edecek yükler ve seçilen kazık elemanının karakteristik özellikleri dikkate alınarak uygun boyutlandırma yapılması gerekmektedir. İlk sıra ankraj için düşey elemanın rijitliği doğrultusunda güvenli konsol yüksekliğinin belirlenmesi, eksenel yüklemenin kazık düşey taşıma kapasitesini aşmaması, ankraj birleşim noktalarında oluşabilecek beklenmedik ilave yüklerinin hareketi doğrultusunda tasarlanması dikkate alınması gereken diğer önemli noktalardır.

4.5 Ankrajlı Sistemlerde Yatay Jet Grout Uygulaması

Jet grout uygulaması temel zemin iyileştirme yöntemlerinden bir tanesidir. Genel olarak bu uygulama ile yapı inşası öncesinde zeminin taşıma gücünü arttırması ve zamana bağlı oturma mertebelerini minimize edilmesi hedeflenir. Bazı durumlarda jet grout kolonları ile bir zemin tutma yapısı olarak dizayn edilebilir veya şev stabilitesi sağlanabilir.

Ankrajlı sistemler ile oluşturulan derin kazı iksa yapılarında, öngerme verilen ankrajın zeminden sağladığı sürtünme kuvveti ile sistemin stabilitesinin sağlanması amaçlanır. Zeminden sağlanan sürtünme kuvvetinin istenilen düzeyde olması, enjeksiyon kalitesine ve geometrik özelliklerine bağlı olmakla beraber zeminin karakteristik özellikleriyle doğrudan ilişkilidir. Zemin ile enjeksiyon arasında öngerme yükünü karşılayacak yeterli adhezyon değerinin sağlanamaması durumunda zemin ıslahı yapılarak zemin parametreleri iyileştirilebilir. Böylelikle sürtünme kuvveti istenilen seviyelere çekilebilir.

Ankrajlı sistemlerde zemin ıslahının sağlanması gereken durumlarda yatay jet grout uygulaması etkili sonuçlar vermektedir. Ankraj delgisi öncesinde, delgi konumu, uzunluğu ve doğrultusunda basınçlı enjeksiyon işlemi ile jet grout kolonları açılı bir şekilde oluşturulur. Kolonların yeterli mukavemete erişmesini takiben tekrar delgi yapılarak iyileştirilen zemin yani jet grout kolonu içerisinde ankraj sistemi oluşturulur. Çok sıra ankraj destekli iksa yapısında tüm ankrajlar için bu yöntem uygulandığında, iksa arkasında ankraj sayısı kadar jet grout kolonlarının oluştuğu

görülür. Bu durum iksa arkasında önceki zemin yapısına göre iyileştirilmiş parametrelere sahip bir zemin biriminin oluşmasını sağlar.

İksa sisteminde basınçlı enjeksiyon işlemi için zemin yapısına göre uygulama parametrelerinin seçimi önemlidir. Uygulanan basınç ile iksa sistemi üzerinde ek gerilmeler ve deplasmanların meydana gelebileceği göz ardı edilmemelidir.



5. ÇOK SIRA ANKRAJ DESTEKLİ BİR DERİN KAZI UYGULAMASI

Tez çalışması kapsamında çok sıra ankraj destekli bir derin kazı iksa projesi incelenmektedir.

Çalışma alanını çevreleyen yolların değişken kotlarda olması nedeniyle yapılması planlanan kazı derinliği 20,20 m ile 21,50 m aralığında değişmektedir. Derin kazı iksa sistemi olarak kazı alanının tüm cepheleri için çok sıra öngermeli ankrajların yatay destek elemanı olarak kullanıldığı fore kazıklı sistem tercih edilmiştir.

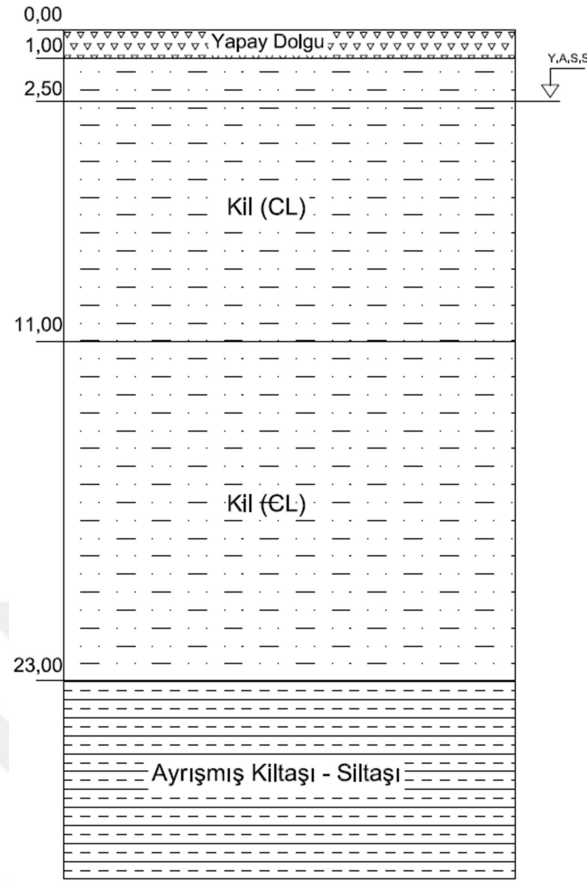
5.1 Zemin Özellikleri

İnceleme alanındaki birimlerin özelliklerini, birbirleriyle ilişkilerini, kaya ise kaya kalitelerini; zemin ise kıvamı, sıklığını ve yeraltı suyu düzeyi derinliğini tespit etmek için, derinlikleri 35.00 – 45.00 arasında değişen toplam 8 adet sondaj yapılmıştır. Sondaj verileri incelendiğinde zemin yapısının genellikle farklı özelliklerde kil birimlerden oluştuğu belirlenmiştir; yüzeyde kalınlığı 1m ile 3 metre arasında değişen yapay dolgu tabakasından sonra ortalama 20 m değişken mukavemet özelliklerine sahip ve kısmi kum tabakalarını barındırabilen kil birimler geçilerek ayrılmış kil taşı – silt taşı tabakasına girilmiştir.

Sondaj logları ve koni penetrasyon deneyi (CPT) verileri incelendiğinde ortalama 2.5 – 3.0 metrelerde değişken yeraltı su seviyesi olması nedeniyle kazının su altında yapılması durumu aşikar olup, destek sistemi seçiminde sızdırma sorunlarının dikkate alınması gerekmektedir.

5.1.1 İdealize zemin profili

Proje zemin etüd çalışmaları kapsamında gerçekleştirilen arazi çalışmaları ve laboratuvar deneyleri göz önünde bulundurularak sondaj logları baz alınarak çıkartılan idealize zemin profili Şekil 5.1’de, idealize zemin profiline ait zemin parametreleri Çizelge 5.1’de verilmiştir.



Şekil 5.1 : İdealize zemin profili.

Çizelge 5.1 : İdealize zemin profiline ait zemin parametreleri.

Zemin Tabakası	Derinlik (m)	Doğal Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ (°)	Elastisite Modülü, E (MPa)	Drenajsız Kayma Mukavemet, c_u (MPa)
Dolgu	0-1	18	25	7	5
Kil CL	1-11	17	5	10	90
Kil CL	11-23	17	5	18	125
Ayrışmış Kiltası-Siltası	>23	20	35	100	200

İdealize zemin profilinde yer alan zemin birimlerine ait tahmini zemin parametrelerinin elde edilmesine dair izlenen yol ve kullanılan yöntemler 5.1.2 başlığında detaylı olarak incelenmiştir.

5.1.2 Zemin parametrelerinin belirlenmesi

Arazi ve laboratuvar deneyleri neticesinde zeminlerin karakteristik özellikleri ve parametreleri ile ilgili bilgiler edinilmiştir. Bazı parametreler doğrudan tespit edilirken, bazılarına ise ampirik ifadeler aracılığıyla ulaşılmıştır.

Birim hacim ağırlığı ve kayma mukavemeti açısının belirlenmesi: Çizelge 5.1’de ifade edilen bu parametreler, inceleme alanından alınan zemin numuneleri ile yapılan laboratuvar deneyleri ve bölgede bulunan “Akasya Acıbadem Projesi” için yapılan geoteknik çalışmalardan (Çizelge 5.2) faydalanılarak belirlenmiştir. Kayma mukavemeti açısı tayini için ek olarak Çizelge 5.3 de dikkate alınmıştır.

Çizelge 5.2 : Akasya Acıbadem Projesi zemin parametreleri (Özalp, 2010).

Zemin Tabakası	Doğal Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ (°)
Dolgu	18	30
Alüvyon	19	30
Kumtaşı - Silttaşı	20	36

Çizelge 5.3 : Kohezyonsuz zeminlerde SPT ve CPT sonuçları ile kayma mukavemeti açısı korelasyonları (FHWA, 2003).

	Arazi Test Sonuçları	Relatif Sıklık	ϕ (°)	
			Peck, Hanson ve Thomburn (1974)	Meyerhof (1965)
SPT N (1)	0-4	Çok Gevşek	<28	<30
	4-10	Gevşek	28-30	30-35
	10-30	Orta Sıkı	30-36	35-40
	30-50	Sıkı	36-41	40-45
	>50	Çok Sıkı	>41	>45
SPT N (1)	<20	Çok Gevşek	<30	
	20-40	Gevşek	30-35	
	40-120	Orta Sıkı	35-40	
	120-200	Sıkı	40-45	
	>200	Çok Sıkı	>45	

Elastisite modülünün (E) belirlenmesi: Yapılan CPT neticesinde 0 - 10 m derinliklerinde ortalama uç direncinin 1 MPa, 10 - 18 m arasında 1.5 MPa, 18 m sonrasında ise 15 MPa mertebesini üstüne çıktığı belirlenmiştir.

Trofimenkov (1974)’a göre yapılan çalışmalarda killer için elastisite modülü (5.1) bağıntısına göre hesaplanabilir.

$$E = 7q_c \quad (5.1)$$

Buna göre zeminin ilk 10 metresi için ortalama elastisite modülü değeri 7000 kN/m² olarak hesaplanırken; 10-20 metre aralığında ise 17500 kN/m² seviyelerinde hesaplanmıştır.

Presiyometre deneyinden elde edilen elastisite modüllerinin değerleri Çizelge 5.4’teki gibidir.

Çizelge 5.4 : Presiyometre deneylerinden elde edilen elastisite modülleri.

Sondaj / Derinlik (m)	S1 (kN/m ²)	S2 (kN/m ²)	S4 (kN/m ²)	S6 (kN/m ²)	S8 (kN/m ²)	S10 (kN/m ²)
3		10154	12101			
6		18511	9834			
9		12648	8930			
12		14319	10433			
15		18613	9194			
18		14566	11329			
21		54977	10532		231394	
24	148691	79254	159616		469678	
27	227040	81341	186580	97172	294022	264977
30	164130	95366	131081	111950	327658	269218
33		97799	170373	142997	409828	305438
36		126345			341581	513228

Presiyometrik elastisite modülleri incelendiğinde 0 – 10 m arasında elde edilen elastisite modüllerinin 13.000 kN/m² mertebelerinde olduğu, 10 - 20 m sonrasında elde edilen elastisite modüllerinin 19.000 kN/m² mertebelerinde olduğu belirlenmiştir.

CPT ve Presiyometre verilerinden elde edilen elastisite modüllerinin ortalaması alındığında ilk 10 m için ortalama değerin 10.000 kN/m² mertebelerinde alınabileceği, 10 – 20 m arasında ise bu değerin 18.000 kN/m² değerinde alınabileceği belirlenmiştir.

Ayrıca idealize zemin profilinde belirtilen ilk kademe dolgu tabakası için elastisite modülü değeri CPT deneylerinin ilk metrelerdeki sonuçları incelenerek ortalama 7.000 kN/m² mertebelerinde alınabileceği öngörülmüştür. 20 m sonrası ayrılmış kıltaşı – silttaşı tabakası için için presiyometre deneyi sonuçlarına göre 100.000 kN/m² olarak belirlenmiştir.

Drenajsız kayma mukavemetinin (c_u) belirlenmesi:

Mayne ve Kamper (1988) göre CPT deneyine göre drenajsız kohezyon değeri;

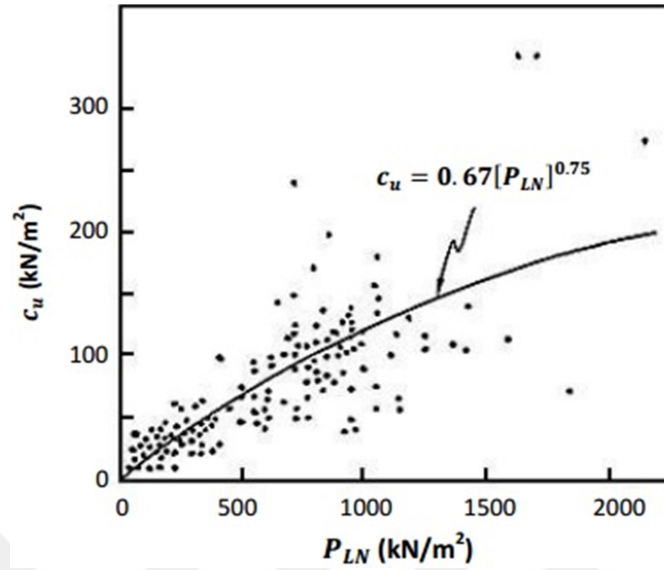
$$c_u = \left(\frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \right) \quad (5.2)$$

N_k = Koni Faktörü (elektronik CPT için Mayne ve Kamper önerisi 15'tir.)

σ_v = Ölçüm derinliğindeki toplam düşey gerilmeler olarak verilmiştir.

Buna göre drenajsız koyezhon değerleri 0-10 m için c_u değeri 55 kN/m², 10–20m için ise 80 kN/m² olarak hesaplanmıştır.

Presiyometre deneyinden elde edilen drenajsız kohezyon değerleri Şekil 5.2'ye göre hesaplanarak sonuçlar Çizelge 5.5'te verilmiştir.



Şekil 5.2 : $c_u - P_L$ ilişkisi (Baguelin v.d., 1978).

Çizelge 5.5 : Presiyometre deneyinden elde edilen drenajsız kohezyon değerleri.

Sondaj / Derinlik (m)	S2 (kN/m ²)	S4 (kN/m ²)	S8 (kN/m ²)
3	145,33	157,35	
6	146,89	143,12	
9	138,82	136,86	
12	183,53	146,55	
15	161,48	121,55	
18	123,23	110,36	
21	268,32	115,83	273,15
24	270,36	285,66	287,66

Presiyometre verilerinden yola çıkılarak elde edilen kohezyon değeri 0 – 10m arasında 140 kN/m² mertebelerinde, 10 – 20m arasında ise 175 kN/m² olduğu görülmüştür.

İdealize zemin profili kil birimler için kohezyon değeri, CPT ve Presiyometre verilerinden elde edilen kohezyon değerlerinin ortalaması olarak 0 - 10m arasında 90 kN/m² alınabileceği, 10 - 20m arasında ise bu değer 125 kN/m² olarak kabul edilmiştir.

Son kademedeki karşılaşılan ayrılmış kiltası – silttaşı tabakası (>23 metre) için Çizelge 5.5 ve Çizelge 5.6 göz önünde bulundurularak c_u değeri 200 kPa olarak belirlenmiştir.

Çizelge 5.6 : SPT N'e göre killi zeminlerin kıvamı ve c_u arasındaki değişim aralığı (Sivrikaya ve Toğrol, 2007).

N	Zemin Kıvamı	Drenajsız Kayma Mukavemeti, C_u (kPa)		
		Tschebotarioff (1973)	Parcher ve Means (1968)	Terzaghi ve Peck (1967)
< 2	Çok Yumuşak	15	< 12	< 12.5
2 – 4	Yumuşak	15-30	12-25	12.5-25
4 – 8	Orta Katı	30-60	25-50	25-50
8 - 15	Katı	60-120	50-100	50-100
15 – 30	Çok Katı	120	100-200	100-200
> 30	Sert	> 225	> 200	> 200

5.2 İksa Sistemi

İksa sistemi tüm proje alanını çevreleyen ve genel olarak fore kazık, jet grout kolonları, kuşak kirişleri ve ankraj sisteminden meydana gelen bir kombinasyon öngörüsü ile tasarlanmıştır. Düşey elemanlar olarak fore kazıklar ve jet grout kolonları; yatay destek elemanları olarak kuşak kirişleri, başlık kirişleri ve jet grout kolonları ile ıslah edilmiş zeminde oluşturulan ankraj sistemi iksa projesi içerisinde yer almaktadır.

5.2.1 Düşey elemanlar

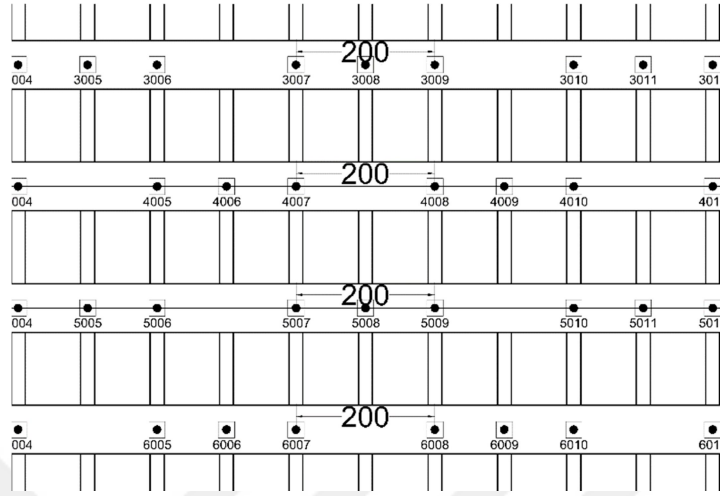
Düşey destek elemanı olarak kullanılan fore kazıklar $D=0.80m$ çapında ve merkezleri arasındaki mesafe $1.00m$ olarak şekilde projelendirilmiştir. Kazıklar ayırık olarak imal edilmiş olup aralarındaki mesafe $0.20 m'$ dir. Boyları değişkenlik gösteren fore kazıklar, temel alt kotundan itibaren A-B aksı boyunca $9,10$ metre ; B-C, C-D ve D-A aksı boyunca $5,10$ metre zemine soketlenmiştir. Bu durumun nedeni kazıkların yeterli mukavemetteki zemine soketlenmek istenmesidir.

Yeraltı su seviyesinin yüksek olması nedeniyle inşaat esnasında kazı alanındaki su seviyesinin yeterli seviyeye düşürülmesi ve iksa yapısından su sızıntısını engellemek amacıyla fore kazıkların arkasında, kazık boyunca jet grout kolonları imal edilmiştir. Jet grout kolonları aynı zamanda aralıklı imal edilen fore kazıkların arasından malzeme dökülmesini engellemektedir.

5.2.2 Yatay elemanlar

Sistemde yatay destek elemanı olarak kuşak kirişleri, başlık kirişleri, öngermeli ankrajlar ve zemin ıslahının sağlanarak ankrajların taşıma gücünü arttırması amacıyla imal edilen jet grout kolonları tasarlanmıştır.

Ankraj sistemi 3'lü gruplar halinde ve bütüne bakıldığında şaşırtmalı bir yapıda kuşak kirişleri üzerinde yerleştirilmiştir. Şekil 5.3'te görüldüğü gibi ankraj grupları 2 metre aralıklarla yerleştirilmiş; eğim açısı ise 15° olarak imalatı gerçekleştirilmiştir.



Şekil 5.3 : Ankraj gruplarının yerleşimi.

İnceleme alanındaki zemin ile ankraj kök bölgesi arasındaki çeper sürtünmesinin değerinin mevcut zeminde 150 kPa mertebelerinde olduğu tahmin edilmektedir. Bu durum zemine ait germe yüklerinin ankraj kökleri ile karşılanamayacağını göstermektedir ve bu yüklerin karşılanabilmesi için ankraj delgisi öncesinde D=60 cm çapındaki jet grout kolonları ile mevcut zemine ait parametrelerin iyileştirilmesi hedeflenmiştir.

Düşey ve yatay eleman olarak kullanılan jet grout kolonlarının imalat parametreleri inceleme alanı zemininde yapılan deneme kolonları ile tespit edilmiştir. Çizelge 5.7'de gösterilen imalat parametreleri ile yapılan testler neticesinde 60 cm çaplı kolon oluşturmak için 2 numaralı test grubuna ait imalat parametreleri, 80 cm çaplı kolon oluşturmak için 6 numaralı test grubuna ait imalat parametrelerinin kullanılması uygun bulunmuştur. Oluşturulan test kolonları Şekil 5.4'te görülmektedir.

Çizelge 5.7 : Jet-Grout test kolonları uygulama parametreleri.

Parametre	Birim	60 cm Çaplı Kolonlar			60 cm Çaplı Kolonlar		
		Test-1	Test-2	Test-3	Test-4	Test-5	Test-6
Basınç	bar	400	400	450	425	450	400
Çekme Hızı	cm/dak	51	56	54	60	30	29
Dönme Hızı	tur/dak	15	15	15	15	15	15
Nozzle	mm-ad	2 – 2	2,2-2	2-2	2,2-2	2,2-2	2,2-2
Çimento Miktar	kg/m	127	127	127	226	226	226



Şekil 5.4 : Jet-grout test kolonları.

5.3 Aletsel Gözlem

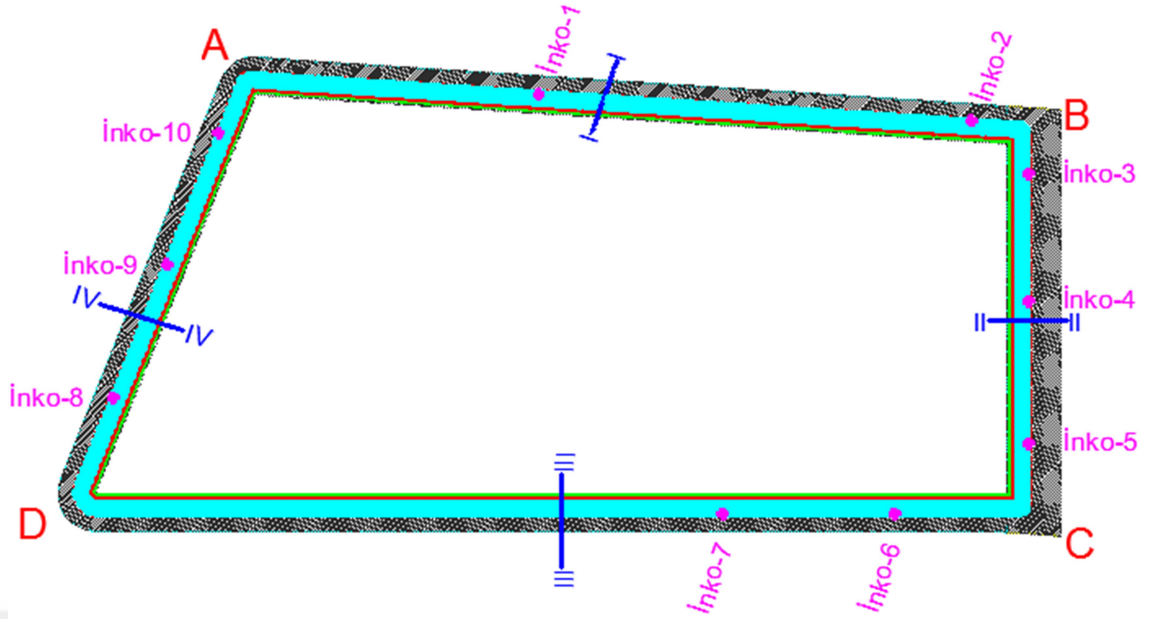
Temel kazısı süresince iksa sisteminde meydana gelecek yatay deplasmanların hesap edilen veya izin verilebilen değerler dahilinde olup olmadığının periyodik olarak gözlenmesi gerek iksa sisteminin kendi güvenliği ve gerekse çevre yapıların ve yolların güvenliği açısından büyük önem arz etmektedir (Özalp, 2010).

Proje iksa sistemindeki deplasmanların gözlenmesi amacıyla inklinometre ve reflektörler kullanılmıştır. Ayrıca ankrajlardaki gerilme miktarlarını takip etmek amacıyla muhtelif ankrajlarda loadcell kurulumları yapılmış; değerler sistematik olarak kayıt altına alınmıştır.

5.3.1 İnklinometre ölçümleri

Proje sahasında kazı için tasarlanan iksa sisteminin deplasman değerlerinin tüm cephelerde periyodik kontrolünün yapılabilmesi için inklinometre ile ölçüm alınması gereklidir. Ölçümü alınan 10 adet inklinometrenin iksa cephesindeki yerleşim yerleri Şekil 5.5'te verilmiştir; A-B cephesinde 2, B-C cephesinde 3, C-D cephesinde 2, D-A cephesinde 3 adet inklinometre bulunmaktadır.

İnklinometre tesisleri kazı alt kotundan yaklaşık 5 m daha aşağıya inilerek açılan sondaj delgilerine oluklu boruların yerleştirilmesiyle oluşturulmaktadır. Oluklu yapısı ölçümlerin eksenel (x ve y ekseninde) yapılmasını sağlamaktadır.



Şekil 5.5 : İnklinometre ve yük hücresi yerleşim planı.

5.3.2 Yük hücreleri ölçümleri

Yük hücreleri mühendislik yapılarında amaca yönelik çeşitli yöntemler ile yük ölçümü sağlayan elektronik okuyucu sisteme sahip bir çeşit sensördür. İksa sistemlerinde genel olarak ankraj plakaları arasına yerleştirilerek gerilen ankraja gelen yükü iki plak arasında maruz kaldığı basınç ile elektronik ortamda sistematik olarak kayıt altına alır.

Yük sensörleri germe anından itibaren kayıt altına alınan yük değerlerinin periyodik gözlemlemesi yapılmalıdır. Bu hususta başlangıçta ankraj halatlarının germe-kilitleme safhasında bir miktar yük kaybının olması muhtemel durumdur. Bu yük kaybından sonra zamana bağlı ölçülen basınç değerleri arasında ciddi farklılıklar olması o ankrajda muhtemel 2 durumun söz konusu olduğunu belirtir; ankraj plakasına herhangi nedenden dolayı dışarıdan etki edilmiştir veya ankrajın çalışma sisteminin olağan yürümediğini gösterir (genellikle sensördeki ani yük düşüşü kök bölgesinin kazı alanına doğru hareket ettiği yorumuna ulaştırırken, aşırı yük artışı ise ankrajda öngörülen yüklemeden fazlasına çıkılma durumu yorumuna ulaştırır). Bu durumda gerekli aksiyonun ivedilikle alınması gerekmektedir. Şekil 5.6'da yük hücresi ölçüm aleti ve ankraj başlığındaki yerleşimi görülmektedir.

İksa sisteminde ankrajlara gelen yüklerin tespiti ve gözlemlenmesi için bazı ankraj başlıklarına yük hücreleri yerleştirilmiştir. Kayıt alınan hücreler Şekil 5.6'da görüldüğü üzere A-B aksında I-I kesiti düzlemi üzerindeki LC-1 ve LC-3 hücreleri,

II-II kesiti düzlemi üzerindeki LC-2 ve LC-4 hücresi, III-III kesiti düzlemi üzerindeki LC-5, LC-6 ve LC-7 hücreleri, IV-IV kesiti üzerindeki LC-8 ve LC-9 numaralı hücrelerdir. Burada 1 ve 5 numaralı yük hücreleri 1. Sıra ankraj başlıklarında; 2, 6 ve 8 numaralı yük hücreleri 3. Sıra ankraj başlıklarında; 3, 4 ve 7 numaralı yük hücreleri 5. Sıra ankraj başlıklarında ve son olarak 9 numaralı yük hücresi 7. Sıra ankraj başlıklarında yer almaktadır. Uygulamada kullanılan yük hücresi ölçüm ekipmanı Şekil 5.6'da sunulmuştur.



Şekil 5.6 : Yük hücresi ve ölçüm ekipmanı.

5.3.3 Reflektör ölçümleri

Proje kapsamında gerçekleştirilen derin kazı esnasında oluşabilecek deplasmanların tespit edilebilmesi ve gerektiğinde önleyici tedbirlerin alınabilmesi inkle metre okumalarını desteklemek amacıyla reflektör okumaları yapılmıştır.

İksa sisteminin kritik görülen noktalarda başlık kirişlerine sabit reflektörler yerleştirilerek olası bir durumda cephelerde oluşabilecek hareketler jeodezik olarak gözlemlenmiştir. Ölçümler esnasında referans olarak alınan noktaların sabitliği, hava koşulları ve okuma uzaklıkları gibi sorunlar reflektör okumalarının doğruluklarını tartışılır konuma getirmektedir. Bundan dolayı reflektör okumaları, deplasmanlarının sayısal büyüklüğünden ziyade hareket yönü hakkında bilgi edinmek amaçlı kullanılmıştır.

6. PLAXIS SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ İLE YAPILAN ANALİZLER

6.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Plaxis Programı

Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması durumuna göre çözüm yapmaktadır. Bahsi geçen “sonlu elemanlar”, mesh denilen küçük parçalardan oluşur ve her biri için analiz sırasında matris çözümü gerçekleştirilir. Meshlerin sayısı yani parçaların küçüklüğü çözümün hassaslığını belirler.

Bu yöntem, karmaşık sınır koşullarına sahip, düzgün olmayan geometriye sahip, zamana bağlı ve özdeğer problemlerine, lineer ve lineer olmayan problemlere rahatlıkla uygulanabilir. Ayrıca problemin çözümü esnasında sistemi oluşturan elemanların sınır koşulları, sistemin özellikleri, dış etkilerin ani değişimleri değerlendirilmesi, analizin gerçeğe daha yakın çıktılar vermesini sağlar.

Geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan problemlerde yaygın biçimde kullanılan yöntemin, belli aşamalar takip edilerek sonuca ulaştığı görülmektedir. Öncelikle problemin belirlenmesi gerekmektedir. Sonrasında sırası ile zemin özellikleri ve yeraltı suyu seviyesinin belirlenmesi, probleme uygun zemin modelinin seçilmesi, sınır koşullarının belirlenmesi, sırasıyla inşa aşamalarının belirlenmesi, belirlenen tüm koşulların sonlu elemanlar yöntemine göre çizilmesi ve analiz edilmesi ile prosedür sonlandırılmaktadır (Xanthakos, 1991).

Plaxis programı geoteknik problemlerin çözümünde yaygın olarak kullanılan sonlu elemanlar programıdır. Plaxisin gelişimi Hollanda Bayındırlık İşleri ve Su Bakanlığı'nın girişimiyle 1987 yılında Delft University of Technology'de başlamıştır. İlk amaç Hollanda ovalarında yumuşak zeminlerdeki su bentlerinin analizi için kolay bir 2 boyutlu sonlu eleman kodu geliştirmek olmuştur. Sonraki yıllarda, Plaxis geoteknik mühendisliğin diğer alanlarını içermesi için geliştirilmiştir. İlk Plaxis 2D programı gerilme-şekil değiştirme analiz programı 1998 yılında oluşturulmuştur. Diğer programlar da zamanla geliştirilmiştir.

Program basit grafiksel girdi işlemleri, karışık sonlu eleman modellerinin çabuk bir şekilde oluşturulmasını sağlamaktadır. Çıktı olarak da, hesaplanan sonuçların ayrıntılı bir şekilde sunumuna olanak sağlamaktadır. Geoteknik uygulamalar, zeminlerin doğrusal olmayan ve zamana bağlı davranışını örneklemek için gelişmiş başlangıç modelleri gerektirmektedir. Her yeni tasarım için, ilk olarak bir model yaratmak önemlidir. Bir modelin, alttaki doğal zemin tabakalarını, yapısal nesneleri, inşa aşamalarını ve yükleri temsil edecek bir çerçevede olması gerekir (Saydal,1996).

Bu tez çalışmasında analizler, zemin mekaniği problemlerinin analizinde yaygın olarak kullanılan Pekleşen Zemin (Hardening Soil) modeli ile yapılmıştır. Pekleşen zemin modeli, farklı tiplerdeki zemin davranışlarının modellenebileceği kapsamlı bir modeldir. Özellikle gerilmeye bağlı rijitlik artışı, üç farklı rijitlik parametresi ile yükleme-boşaltma ve elastik-plastik ayrımının göz önüne alınması, Hardening Soil modeli kullanılarak yapılan analizlerin gerçeğe daha yakın sonuçlar vermesini sağlamaktadır. Hardening Soil modeli için kullanılan zemin parametreleri c (kohezyon), ϕ (kayma mukavemeti açısı) ve ψ (genleşme açısı) gibi plastik parametrelerin yanında elastisite modülü E_{50} (üç eksenli yükleme rijitliği), E_{ur} (üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği) ve E_{oed} (ödometre yükleme rijitliği) olmak üzere üç farklı şekilde tanımlanmıştır.

6.2 Yatay Jet Grout Uygulaması Üzerine Yapılan Analizler

Ankrajlı sistemlerin yatay destek elemanı olarak seçildiği derin kazı iksa uygulamalarında mevcut zeminin öngermeden doğan gerilmeleri karşılaması gerekir. Öngermeden kaynaklanan gerilmeler, ankraj kök bölgesinin çevresinin zemin ile sağladığı sürtünme mukavemeti ile karşılanmaktadır. Zeminin gerilmeleri karşılayamaması durumunda ankraj kök bölgesi zeminden sıyrılabilir veya hidrolik germe aletinin, ankrajları proje yükünden daha düşük değerlerde kilitlenmesi durumu söz konusu olabilir. Bu gibi durumlarda genelde ankraj kökünün çapının arttırılması ile çevre yüzeyi ile zemin arasındaki aderansın iyileştirilerek germe yüklerinin karşılanması beklenir.

Zemin parametrelerinin elverişsiz olması durumunda zemin iyileştirme seçeneği de ankrajların istenilen performansı sağlaması için diğer alternatif yöntem olarak tercih edilebilmektedir. Böylelikle iyileştirilen zemin içerisinde, yeterli enjeksiyon – zemin arayüzeyi aderansı sağlanması hedeflenir. Bu yöntem

kapsamında derin kazılarda yatay jet grout uygulaması problemlerin çözümünde etkili olabilmektedir.

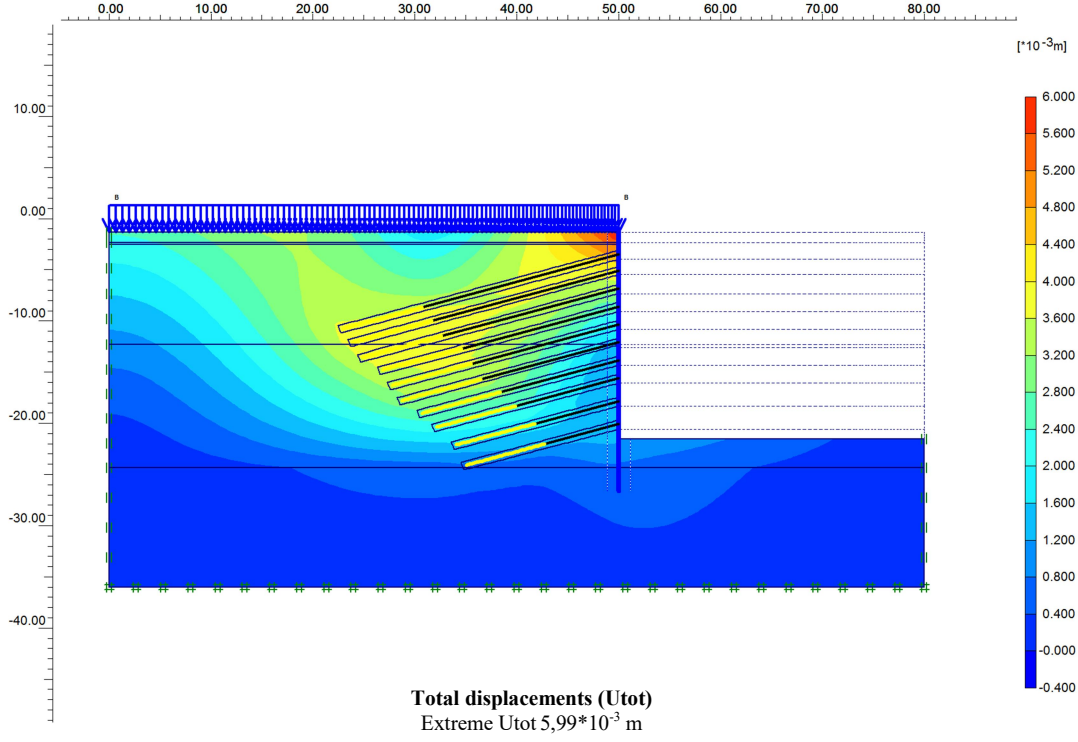
Yatay jet-grout uygulamasının derin kazı iksa sistemi üzerindeki etkisini incelemek amacıyla mevcut sistem enjeksiyonlu ve enjeksiyonsuz olarak analiz edilmiştir. Enjeksiyon yapılan sistemlerde jet grout uygulamasının iksa performansına olan etkisini araştırmak amacıyla değişken çap ve boylarda jet grout kolonlarının bulunduğu boyunda geometrik modeller oluşturulmuştur. Oluşturulan modellerde jet grout kolonlarının çapları 60 cm ve 80 cm olmak üzere 2 farklı tipte, boyları ise jet grout uygulamasının ankraj boyunca sürekli yapılması ve iksa aynasının 5 metre gerisinde sonlandırılması şeklinde ele alınmıştır. Ek olarak jet grout kolonlarının sürtünmeye çalışan uzun kenarları boyunca arayüz tanımlanarak, zemin ile jet grout kolonları arasında oluşturulan arayüz varlığının etkisi $R_{inter} = 0,7$ ve $R_{inter} = 0,8$ değerleri için de ayrıca irdelenmiştir. Değişken parametrik sınırlar ile oluşturulan geometrik modeller Çizelge 6.1’de verilmiştir.

Çizelge 6.1 : İncelenen geometrik modeller.

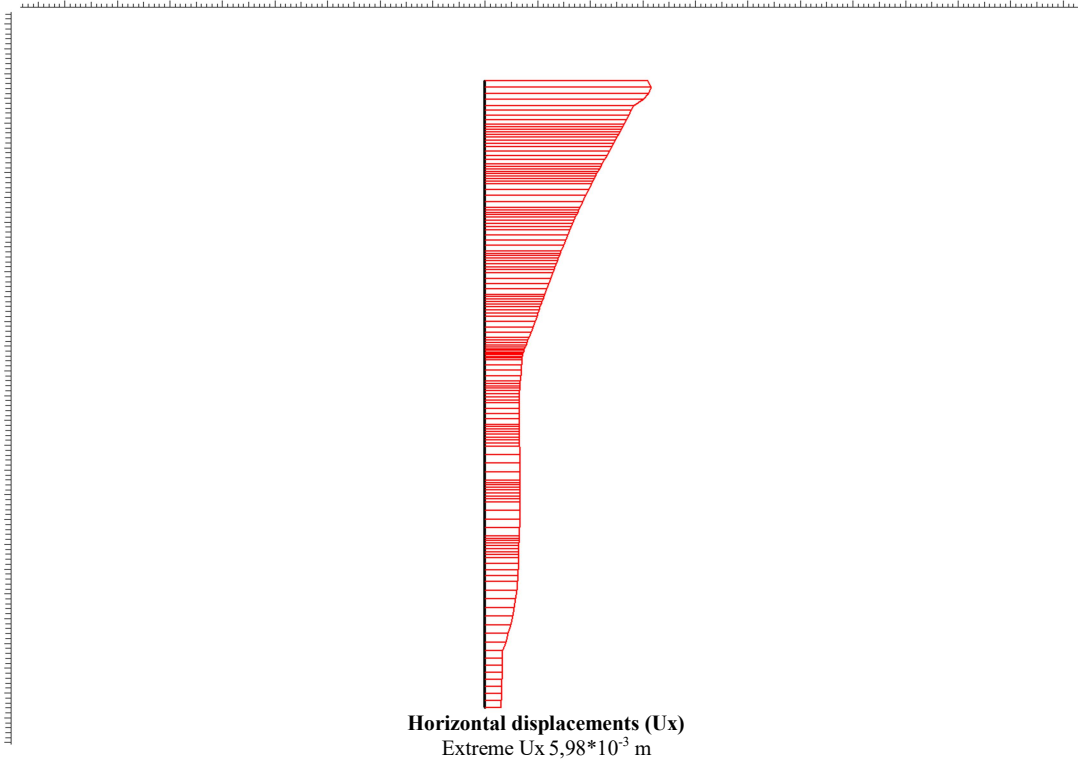
Geometrik Model	Enjeksiyon Kolon Çapı, D (m)	Enjeksiyon Kolon Boyu, L (m)	R_{inter}
M-1	-	-	-
M-2	0,6	Sürekli	-
M-3	0,8	Sürekli	-
M-4	0,6	5 m geride	-
M-5	0,8	5 m geride	-
M-6	0,6	Sürekli	0,7
M-7	0,6	Sürekli	0,8

6.2.1 Tasarım parametrelerinin elde edilmesi

Sonlu elemanlar yaklaşımı ile çözüm sağlayan plaxis programı arayüzünde analiz için iksanın tüm yapı elemanlarına ait dizayn parametrelerinin belirlenerek sisteme tanımlanması gerekmektedir. Çizelge 5.1’de laboratuvar ve arazi çalışmalarından elde edilen tahmini zemin parametreleri verilmiştir. Elde edilen parametreler ile başlangıç durumunda drenajsız koşullarda analiz sağlanmıştır. Yapılan analiz neticesinde zeminde meydana gelen toplam deplasmanlar ve iksa üzerindeki oluşan maksimum yatay deplasman değerleri 6mm mertebelerinde ve düşey elemanın üst bölgelerinde olduğu görülmüştür. Zeminde oluşan toplam deplasmanlar ve düşey eleman üzerindeki deplasman dağılımı Şekil 6.1 ve Şekil 6.2’de sunulmuştur.



Şekil 6.1 : Toplam deplasmanlar.

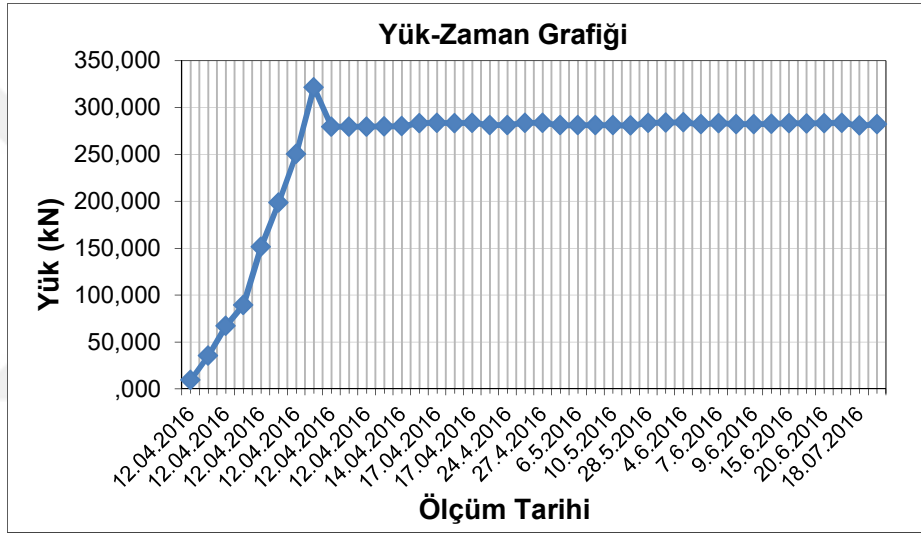


Şekil 6.2 : Düşey eleman üzeri yatay deplasman dağılımı.

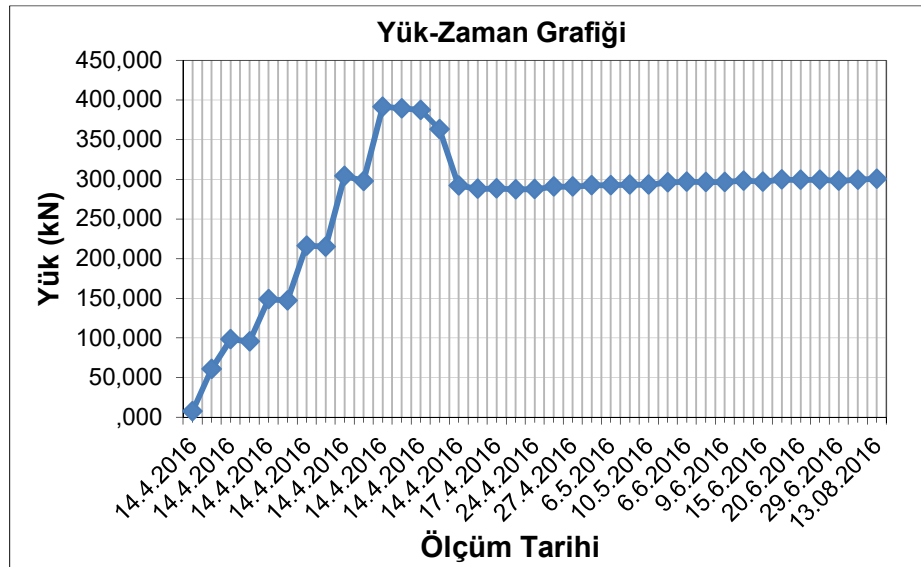
Drenajsız koşullar için yapılan analizde kullanılan tahmini zemin parametreleri ile arazide yapılan aletsel ölçümler göz önünde bulundurularak drenajlı koşullar için ters analiz yöntemi ile daha gerçekçi zemin parametrelerinin belirlenmesi hedeflenmiştir.

Bu amaç doğrultusunda Şekil 5.5'te ifade edilen; B-C cephesinde yer alan 4 ve 5 numaralı inklinometre ölçümleri ile II-II kesiti üzerindeki 3. ve 5. kademe ankraj başlıklarına yerleştirilen LC-2 ve LC-4 yük hücreleri kayıtları dikkate alınmıştır.

Şekil 6.3 ve Şekil 6.4'te yer alan LC-2 ve LC-4 yük hücrelerinin zamana bağlı yük değişim grafiklerine bakıldığında, ankrajların ulaşılan pik öngerme değerinde kilitlenmesinin ardından ankrajlara gelen yükler 300 kN mertebelerinde ölçülmüştür. Bu durum mevcut durumda o seviyelerde bulunan ankrajların dizayn yükünün çok altında yük aktarımı yaptığını göstermektedir. Bu nedenle iksanın mevcut durumda oluşan deplasman davranışına ters analiz ile yaklaşabilmek için analizde o bölgede bulunan ankrajlar için öngerme kuvveti 300 kN mertebelerinde uygulanmalıdır.

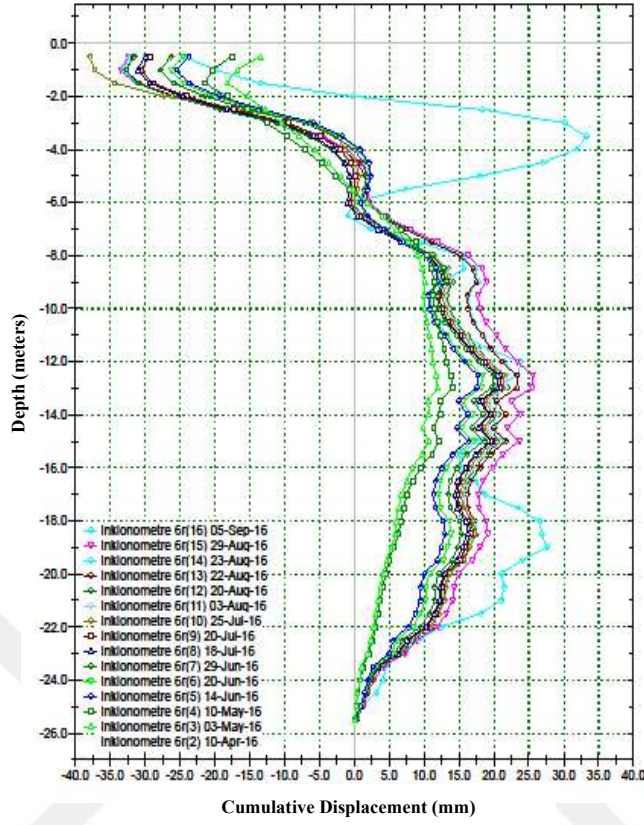


Şekil 6.3 : Yük hücresi, LC-2'ye ait kayıtlar.

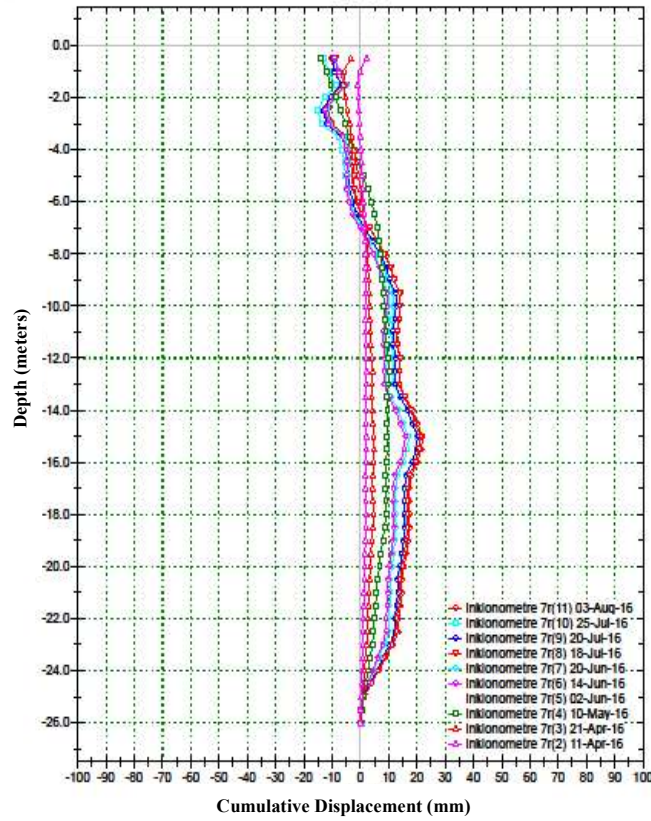


Şekil 6.4 : Yük hücresi, LC-4'e ait kayıtlar.

4 ve 5 numaralı inklinometrelere ait ölçümler Şekil 6.5 ve 6.6’da verilmiştir.



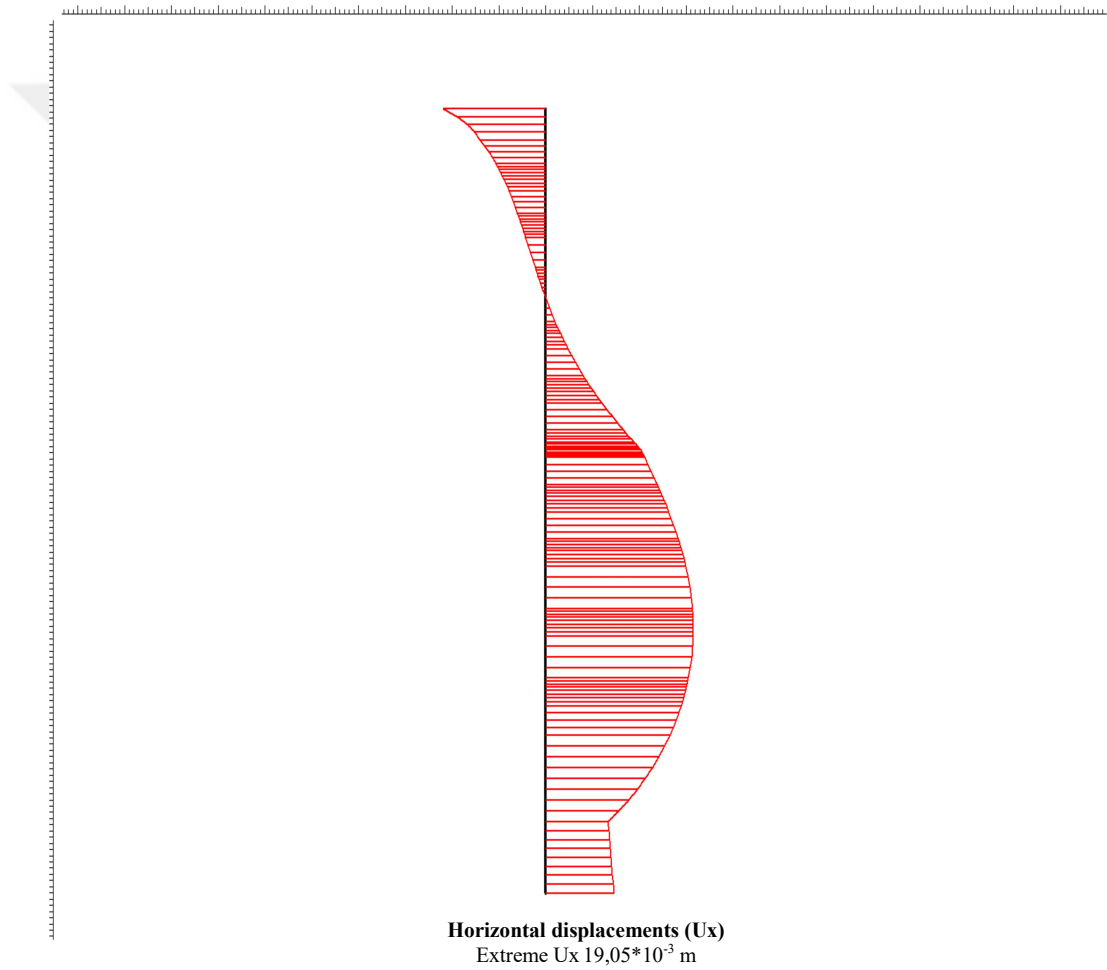
Şekil 6.5 : İnkö-4 tesisine ait inklinometre ölçümü.



Şekil 6.6 : İnkö-5 tesisine ait inklinometre ölçümü.

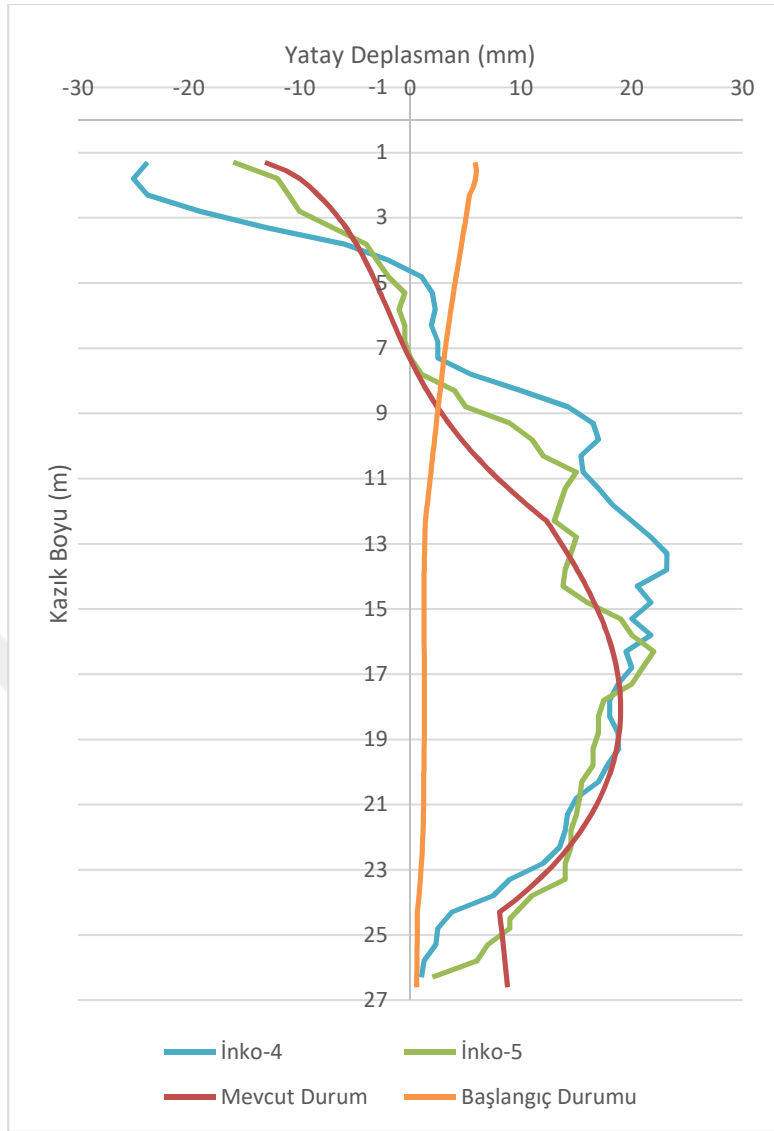
İnklinometre ve yük hücresi ölçümleri doğrultusunda başlangıç zemin parametreleri revize edilerek iksanın mevcut durumdaki deplasman davranışının belirlenmesi hedeflenmiştir. Drenajlı koşullarda yapılan analizlerde iksa üzerindeki yatay deplasman dağılımı ile incelenen 4 ve 5 numaralı inklinometre ölçümlerinin benzer davranış gösterdiği deplasman dağılımı elde edilerek, zemin parametreleri drenajlı koşullarda analizlerin sağlanması amacıyla revize edilmiştir.

Aletsel gözlem verileri dikkate alınarak tekrar düzenlenen zemin parametreleri ile analiz edilen sistemde, Şekil 6.7’de verilen düşey eleman üzerinde oluşan yatay deplasman dağılımı elde edilmiştir.



Şekil 6.7 : Revize zemin parametreleri ile yatay deplasman dağılımı.

Başlangıç drenajsız koşullarda ve mevcut drenajlı koşullarda belirlenen zemin parametreleri ile yapılan analizlerden elde edilen düşey eleman üzerindeki yatay deplasman dağılımları, 4 ve 5 numaralı inklinometre kayıtları ile Şekil 6.8’de mukayese edilmiştir.



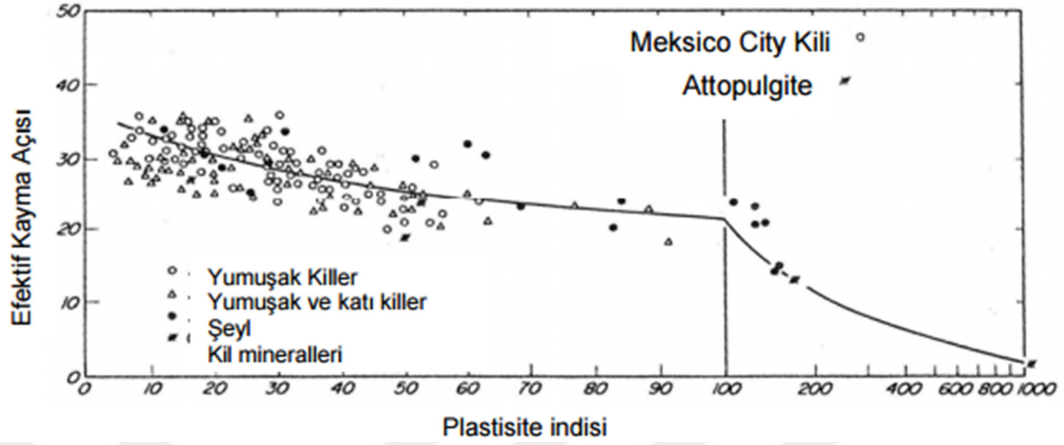
Şekil 6.8 : Düşey eleman üzeri deplasman dağılımları mukayesesi.

Drenajlı koşullarda yapılan ters analizde, efektif kayma mukavemeti açısı, elastisite modülü ve kayma mukavemeti değerleri revize edilmiştir. Zeminlerin karakteristik özelliklerini daha gerçekçi ifade eden revize zemin parametreleri Çizelge 6.2’de verilmiştir.

Çizelge 6.2 : Drenajlı koşullar için zemin parametreleri.

Zemin Tabakası	Derinlik (m)	Doğal Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	Efektif Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ' (°)	Elastisite Modülü, E (MPa)	Kayma Mukavemeti, c (MPa)
Dolgu	0-1	18	27	8	0
Kil CL	1-11	17	26	13	5
Kil CL	11-23	17	26	18	5
Ayrışmış Kilitaşı - Silttaşı	>23	20	28	120	5

Çizelge 6.2’de verilen efektif kayma mukavemeti açısı değerleri, mevcut durumda plastisitesi 14 ile 19 arasında değişen kil zemin birimleri için Şekil 6.9’dan elde edilmiştir.



Şekil 6.9 : Plastisite indisi – efektif kayma açısı ilişkisi (Terzaghi v.d., 1996).

İnceleme alanında -4,00 kotunda yapılan arazi permeabilite deneyi ile permeabilite katsayısının 10^{-5} m/s mertebelerinde olduğu tespit edilmiştir. Buna ithafen Çizelge 6.3 dikkate alınarak zemin kademeleri için geçirgenlik katsayıları belirlenmiştir.

Çizelge 6.3 : Zeminlerin (k) geçirimlilik katsayısına göre tanımlanması (Terzaghi ve Peck, 1967).

Tanım	Geçirimlilik Derecesi	Geçirimlilik Katsayısı, k (m/s)
Temiz Çakıllar	Yüksek Derecede Geçirimli	10^{-2} -1
Temiz Kumlar, Çakıllar ve Çakıllı Kumlar	Orta Derecede Geçirimli	10^{-5} - 10^{-2}
İnce Kumlar, Siltler ve Bazı ayrılmış killer	Az Geçirimli	10^{-9} - 10^{-5}
Killer	Geçirimsiz	$< 10^{-9}$

Zeminlerin poisson oranları tespitinde Çizelge 6.4 dikkate alınmıştır.

Çizelge 6.4 : Bazı zeminlere göre poisson oranları (Tan, 2013).

Zemin	Poisson Oranı (ν)
Suya Doygun Kil	0.4 – 0.5
Doygun Olmayan Kil / Kumlu Kil	0.2 – 0.4
Sıkı Kum	0.4
Gevşek Kum	0.2
Silt	0.3 – 0.35
Kaya	0.2 – 0.3

Plaxis programında dilatasyon açısının değeri $\Psi = 0 - 30^\circ$ eşitliği kullanılarak hesaplanmaktadır. İçsel sürtünme açısının 30° den küçük olduğu durumlarda dilatasyon açısının değeri sıfır olarak alınır (Bolton, 1986).

Çizelge 6.5 : Mevcut zemine ait tasarım parametreleri.

Zemin Tabakası	Geçirimlilik Katsayısı, k (m/s)	Poisson Oranı, ν	Dilatasyon Açısı, Ψ
Dolgu	10^{-3}	0.30	0
Orta Katı Kil	10^{-5}	0.35	0
Katı Kil	10^{-7}	0.35	0
Ayrışmış Kiltası - Silttaşı	10^{-8}	0.25	0

Zemin ile yapı elemanı arasında tanımlanan arayüzey değeri (R_{inter}) ne kadar düşük olursa eğilme momenti değerini de o kadar fazla oluşur. Burada önemli olan makul değer tahmin edilmesidir (Liong, 2014). Brinkgreve ve Shen (2011) tarafından önerilen R_{inter} değerleri Çizelge 6.6’da verilmiştir.

Çizelge 6.6 : Önerilen dayanım azaltma faktörleri (Brinkgreve ve Shen, 2011).

Arayüzey Tanımı	R_{inter}
Kum / Çelik	0.6 – 0.7
Kil / Çelik	0.5
Kum / Beton	1.0 – 0.8
Kil / Beton	1.0 – 0.7
Zemin / Geogrid (Grout)	1.0

Düşük plastisiteli kil zeminlerde yapılan jet grout kolonlarının parametrelerinin belirlenmesinde literatürde aynı karakteristik yapıya sahip zeminlerde yapılan çalışmalar incelenerek sonuca varılmıştır (Çizelge 6.7 ve Çizelge 6.8).

Çizelge 6.7 : Zonguldak/Çatalağzı jet grout kolonunu parametreleri (Erdil, 2008).

Parametre	Jet Grout Kolonu
Doğal Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	22
Suya Doygun Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	22
Elastisite Modülü, E (MPa)	4.500
Poisson Oranı, ν	0,2

Çizelge 6.8 : Jet grout kolonu deney sonuçları (Nikbakhtan ve Osanloo, 2008).

Parametre	Üç Eksenli Deney
Drenajsız Kayma Mukavemeti, c_u (mPa)	0.77
Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ ($^\circ$)	25

Literatür çalışmalarından elde edilen parametreler esas alınarak yapılan ters analiz neticesinde ulaşılan jet grout parametreleri Çizelge 6.9'daki gibi revize edilmiştir.

Çizelge 6.9 : Jet grout kolonu tasarım parametreleri.

Parametre	Jet Grout Kolonu
Doğal Birim Hacim Ağırlık, γ_n (kN/m ³)	22
Suya Doygun Birim Hacim Ağırlık, γ_d (kN/m ³)	22
Elastisite Modülü, E (mPa)	4.000
Drenajsız Kayma Mukavemeti, c_u (mPa)	0,770
Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ (°)	33
Poisson Oranı, ν	0,2

Ankraj ve fore kazık için hesaplanan tasarım parametreleri Çizelge 6.10'da verilmiştir.

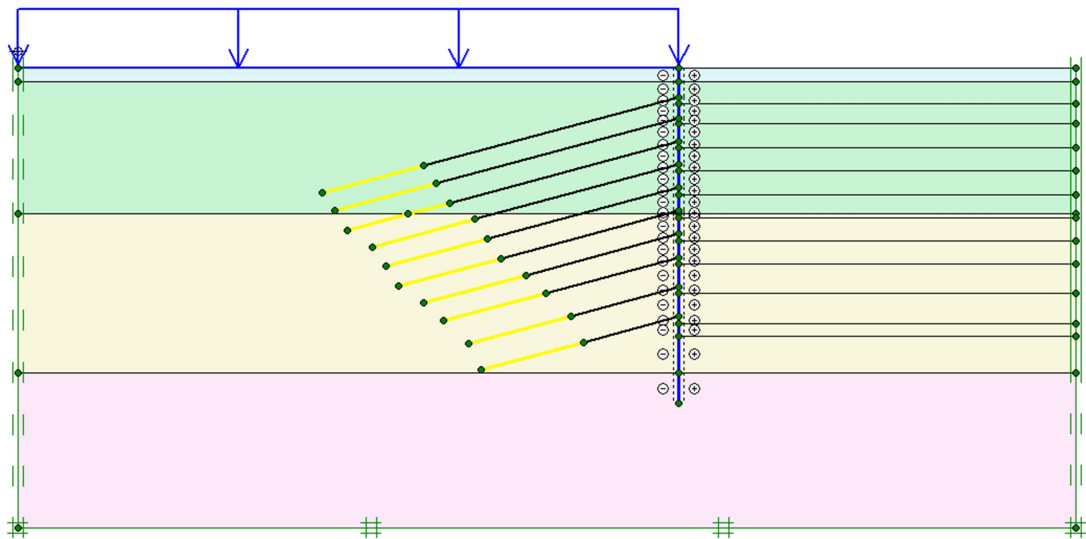
Çizelge 6.10 : Ankraj ve fore kazığa ait tasarım parametreleri.

	Ankrajlar	Fore Kazık
EA (kN)	$8,19 \times 10^4$	$1,659 \times 10^7$
EI (kN)	-	$6,635 \times 10^5$
W (m)	-	4,8
ν	-	0,2

6.2.2 Enjeksiyonsuz zeminde yapılan analizler

Yatay jet grout uygulamasının iksa sistemi üzerindeki etkisini daha iyi görebilmek amacıyla mevcut sistem, jet grout uygulaması olmadan analiz edilmiştir.

Jet grout enjeksiyonu yapılmayan mevcut sistemin geometrik modeli Şekil 6.10'da verilmiştir.



Şekil 6.10 : Enjeksiyonsuz sistemin mevcut geometrik modeli.

Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlere ilave olarak mevcut zemin karakteristik özelliklerinin proje öngerme yükü altında ankraj kök bölgesi üzerindeki etkisi irdelenmiştir.

Ankraj kök bölgesinin sıyrılmaya karşı direnci ve izin verilebilir sıyrıılma kapasitesi (6.1) ve (6.2) formüllerinden hesaplanabilir.

$$T_{ult} = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau_{ult} \quad (6.1)$$

D : Azami delgi çapı

L : Ankraj kök Boyu

τ_{ult} : Azami çeper sürtünmesi

$$T_{allow} = T_{ult} / k \quad (6.2)$$

τ_{ult} : Azami çeper sürtünmesi

k : Dayanım Azaltma katsayısı (BS 8081)

BS 8081'e göre düz şaftlı ve basınçlı enjeksiyon işlemi uygulanan katı killer için ortalama çeper sürtünme değerini $\tau_{ult} = 250$ kPa ve geçici ankrajlar için dayanım azaltma katsayısı 2,5 olarak alınırsa, mevcut uygulama projesinde yer alan ankrajların geometrik özellikleri esas alındığında ankraj köklerinin izin verilebilir sıyrıılma kapasitesi;

$$T_{ult} = \pi \times 0,125 \times 8 \times 250 = 785 \text{ kN}$$

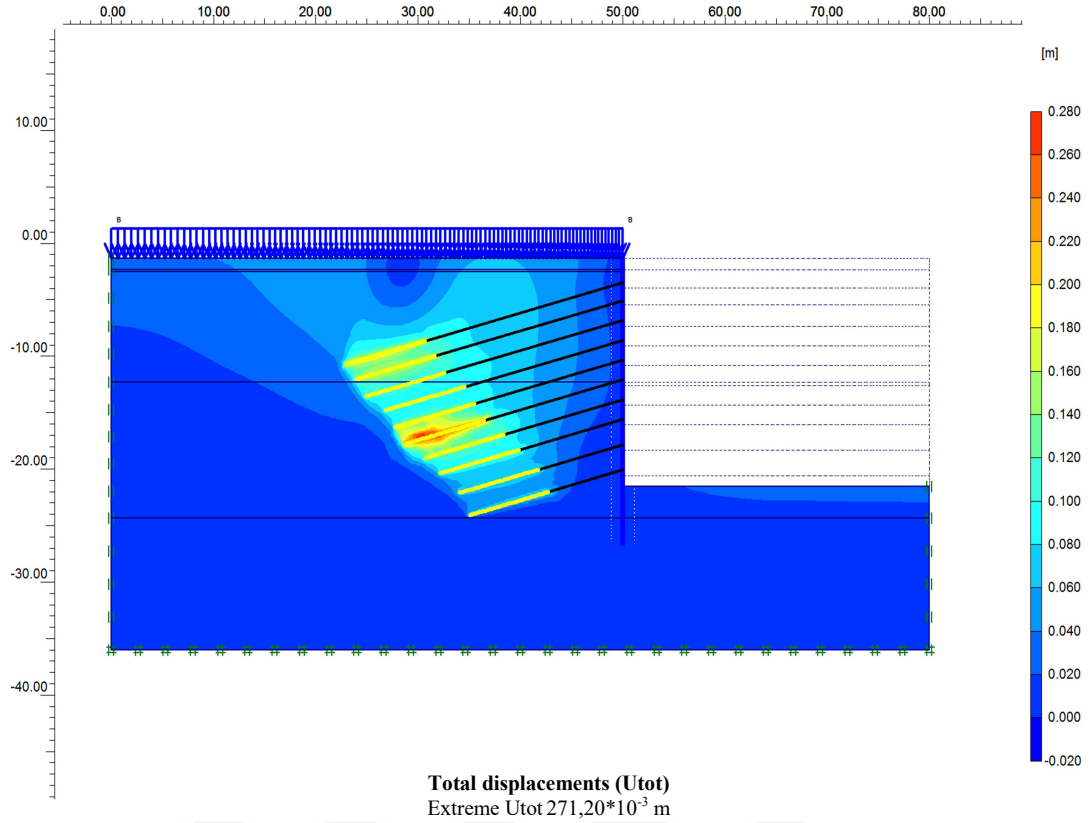
$$T_{allow} = 785 / 2,5 = 314 \text{ kN}$$

olarak hesaplanır. Elde edilen bu değer proje öngerme yükü olan 400 kN değerinin altında kalacağından ankraj kökünün iyileştirilme yapılmayan zemin koşullarında sıyrılabileceği sonucuna ulaşılmıştır.

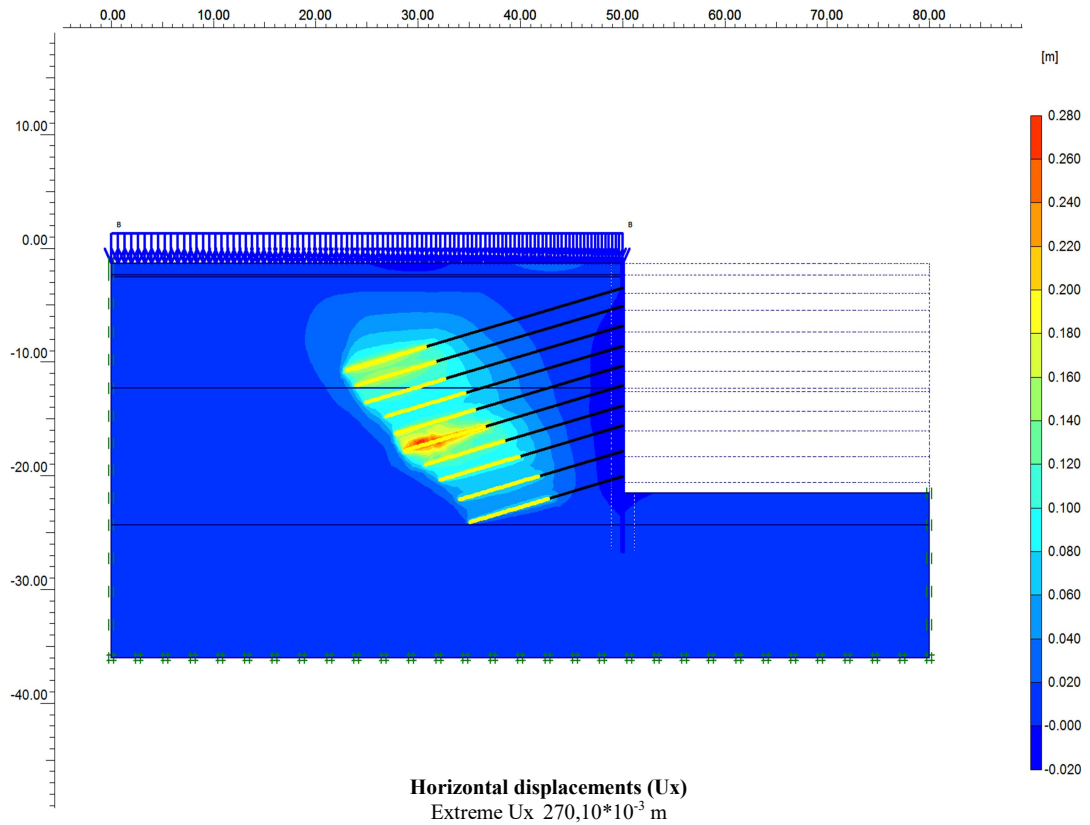
6.2.2.1 Deplasman değerlerinin incelenmesi

Pekleşen zemin modeli kullanılarak yapılan analizlerde deplasman miktarları incelendiğinde, toplam deplasman miktarı 271 mm mertebesinde hesaplanmıştır (Şekil 6.11). Yatay deplasman miktarı 270 mm, düşey deplasman ise 91 mm düzeyinde olduğu görülmüştür.

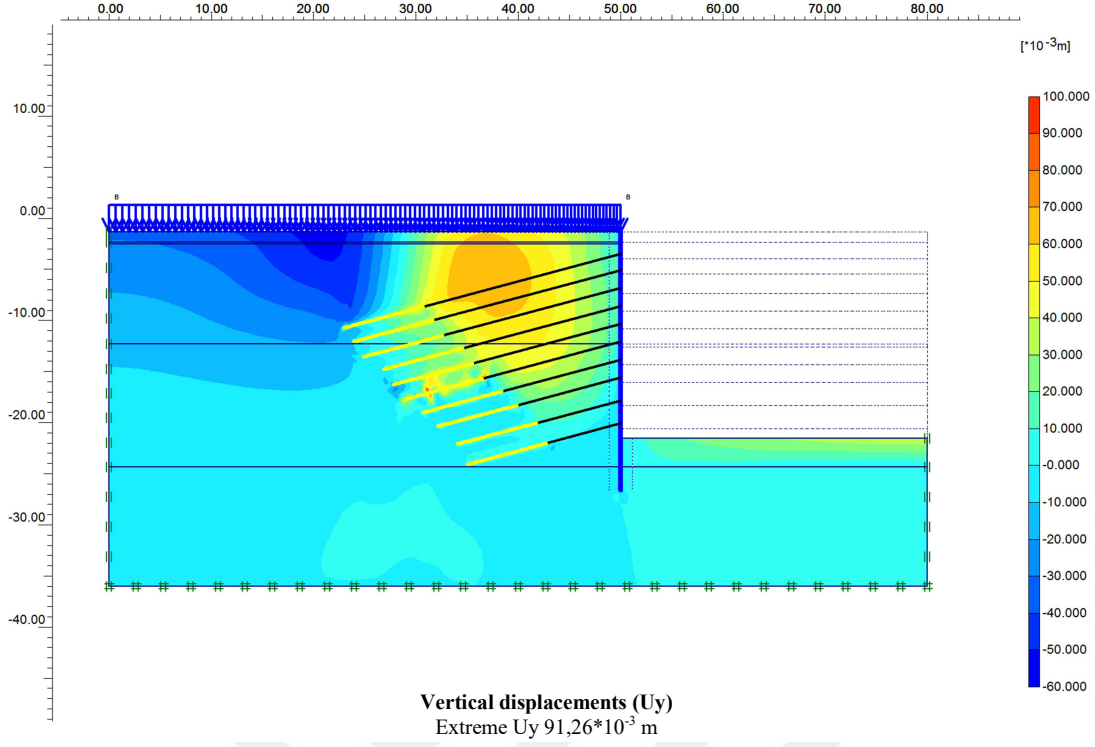
M-1 modeli ile ifade edilen analize ait yatay ve düşey deplasman dağılımları Şekil 6.12 ve Şekil 6.13'te yer almaktadır.



Şekil 6.11 : M-1 modeli toplam deplasman.



Şekil 6.12 : M-1 modeli yatay deplasman.



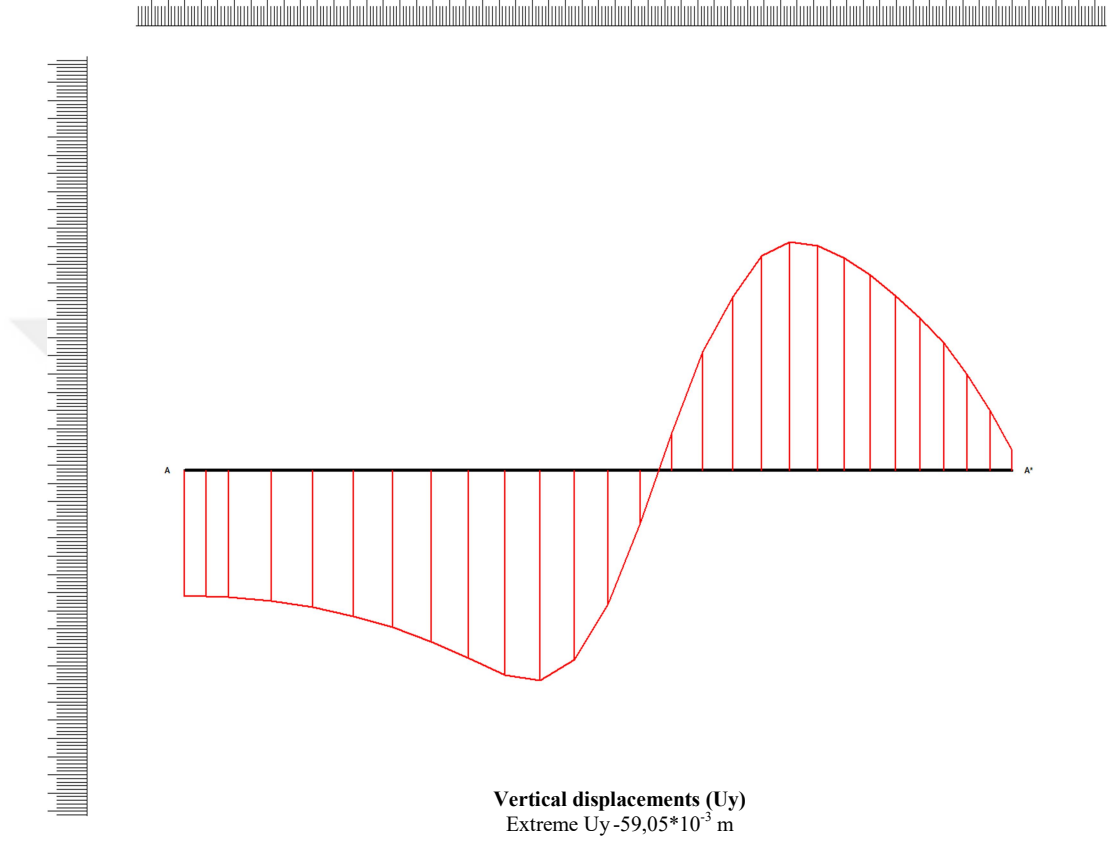
Şekil 6.13 : M-1 modeli düşey deplasman.

M-1 geometrik modeli için düşey elemanda oluşan maksimum yatay deplasman dağılımı Şekil 6.14'te görüldüğü üzere orta kısımlarda ve kazı alanı tersi yönünde - 19 mm seviyelerinde hesaplanmıştır.



Şekil 6.14 : M-1 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.

İksa arkasındaki zemin için yüzeyde meydana gelen düşey deplasman kapasitesi incelenmiştir. Zemin yüzeyinde düşey deplasmanların iksa konumundan yaklaşık 28 metre ötede sıfırlanarak deplasman yönünün değiştiği görülmüştür. Maksimum düşey deplasman değeri ise -59,05 mm olarak iksanın yaklaşık 36 metre arkasında olduğu tespit edilmiştir (Şekil 6.15).

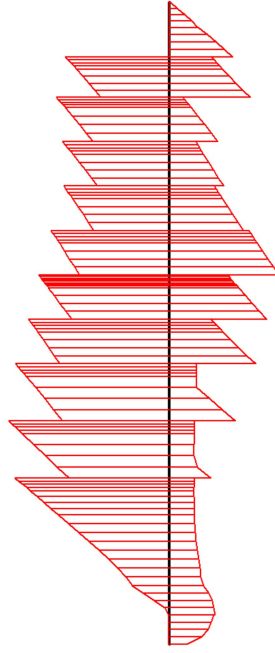


Şekil 6.15 : M-1 modeli için zemin yüzeyindeki düşey deplasman dağılımı.

6.2.2.2 Statik kuvvet değerlerinin incelenmesi

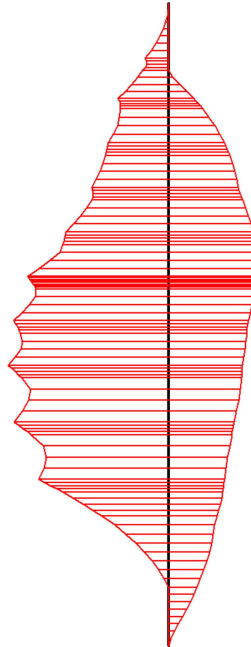
M-1 modeli analizinden elde edilen düşey eleman üzerine etkiyen eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti birim metre genişlik için hesaplanarak en elverişsiz koşullarda sisteme etkiyen maksimum yüklemeler tespit edilmiştir.

Hesaplanan maksimum kesme kuvvet değeri 240 kN/m mertebelerinde olup Şekil 6.16'da görüldüğü üzere iksa sistemi düşey elemanının orta noktalarında oluşmaktadır. Kesme kuvvetine paralel olarak aynı bölgelerde 715 kNm/m mertebelerinde eğilme momenti olduğu görülmektedir (Şekil 6.17). Şekil 6.18'de ise analiz sonucunda hesaplanan -108 kN/m seviyelerinde eksenel kuvvet dağılımı görülmektedir.



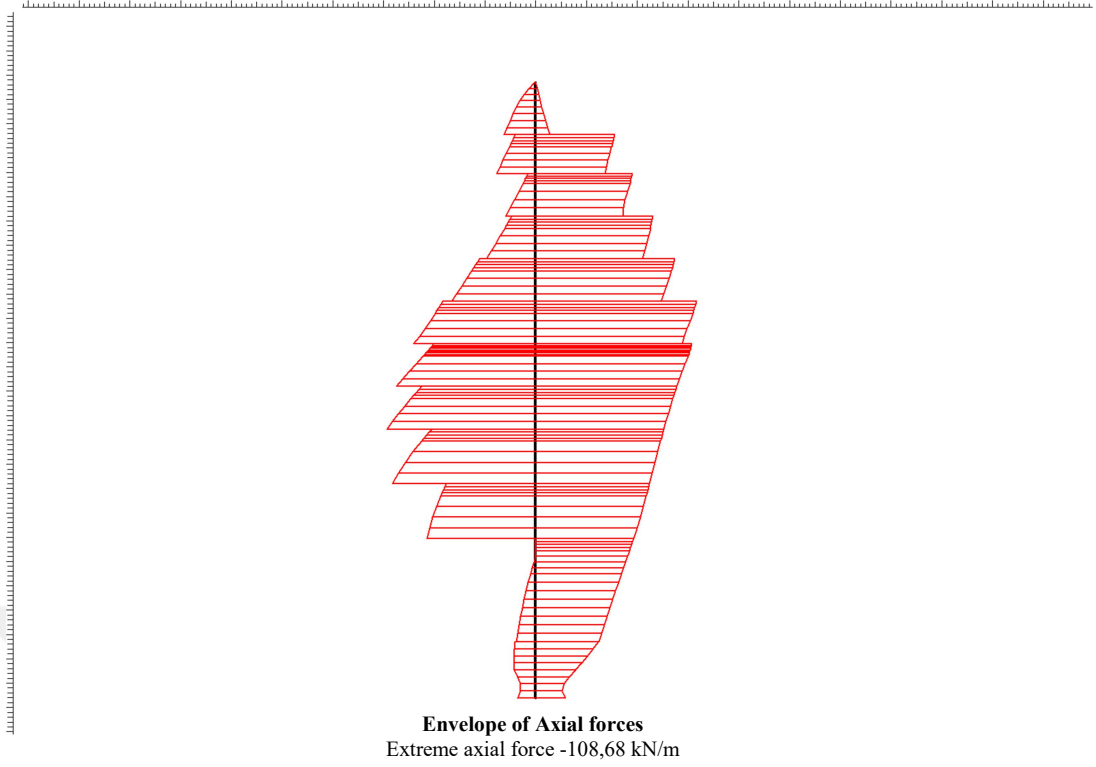
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force 240,52 kN/m

Şekil 6.16 : M-1 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.



Envelope of Bending moments
Extreme bending moment 715,30 kNm/m

Şekil 6.17 : M-1 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.

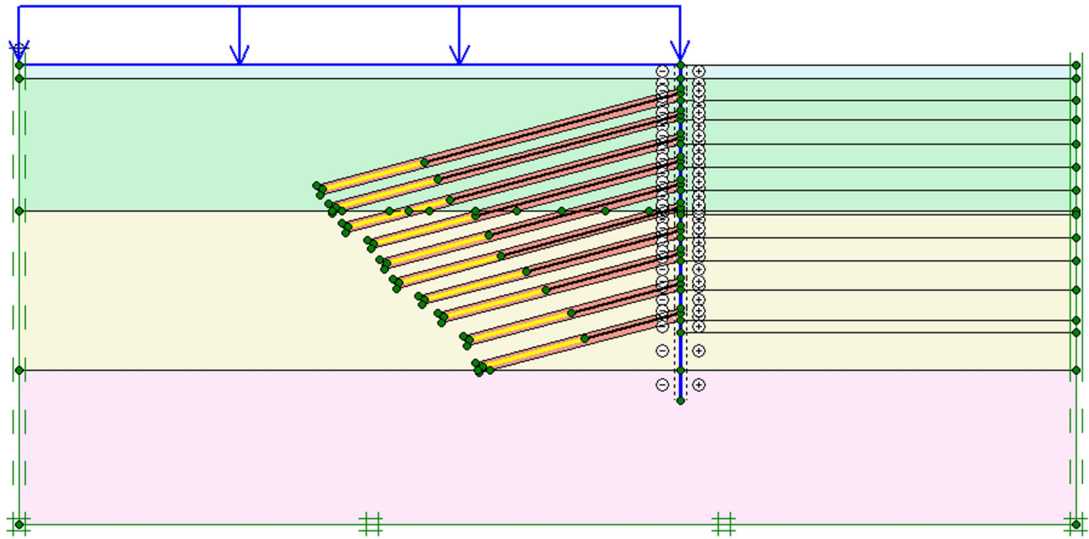


Şekil 6.18 : M-1 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.

6.2.3 Enjeksiyonlu zeminde yapılan analizler

Mevcut durumda uygulanan geometrik model esas alınarak aynı ankraj aralıkları ve proje öngerme yükü altında farklı jet grout çapı ve uzunluklarında analizler yapılarak deplasman miktarları ve statik kuvvet değerleri incelenmiştir.

Mevcut sistemin jet grout enjeksiyonu yapılan geometrik modeli Şekil 6.19’da verilmiştir.



Şekil 6.19 : Enjeksiyon uygulanan mevcut sistemin geometrik modeli.

Şekil 6.19’da görüldüğü üzere mevcut uygulama projesindeki gibi tüm ankrajlar için ankraj imalatı öncesinde ankraj boyunca 15° açılı bir şekilde jet grout enjeksiyonu yapılarak zemin ıslahı yapılmıştır. Jet grout kolonları yeterli mukavemete eriştikten sonra, kolonların içlerinde ankraj delgileri yapılarak ankraj imalatı tamamlanmaktadır.

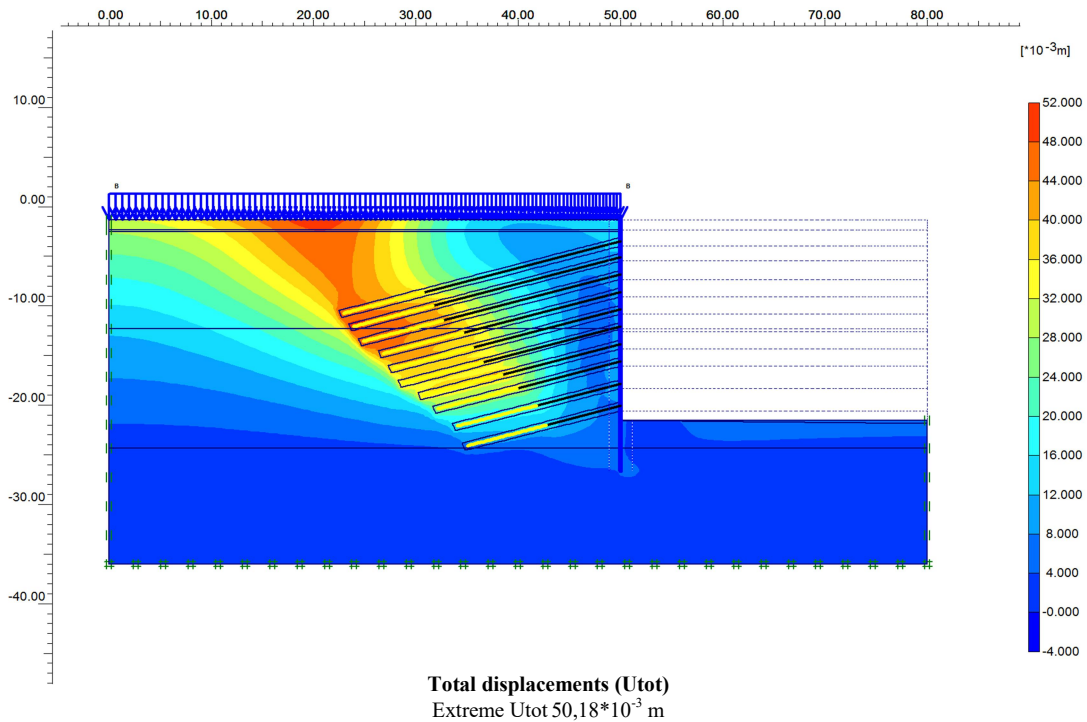
Yatay jet grout uygulaması iyileştirilen zeminde ankrajların taşıma gücü potansiyelinin artacağı beklenmektedir.

6.2.3.1 Deplasman değerlerinin incelenmesi

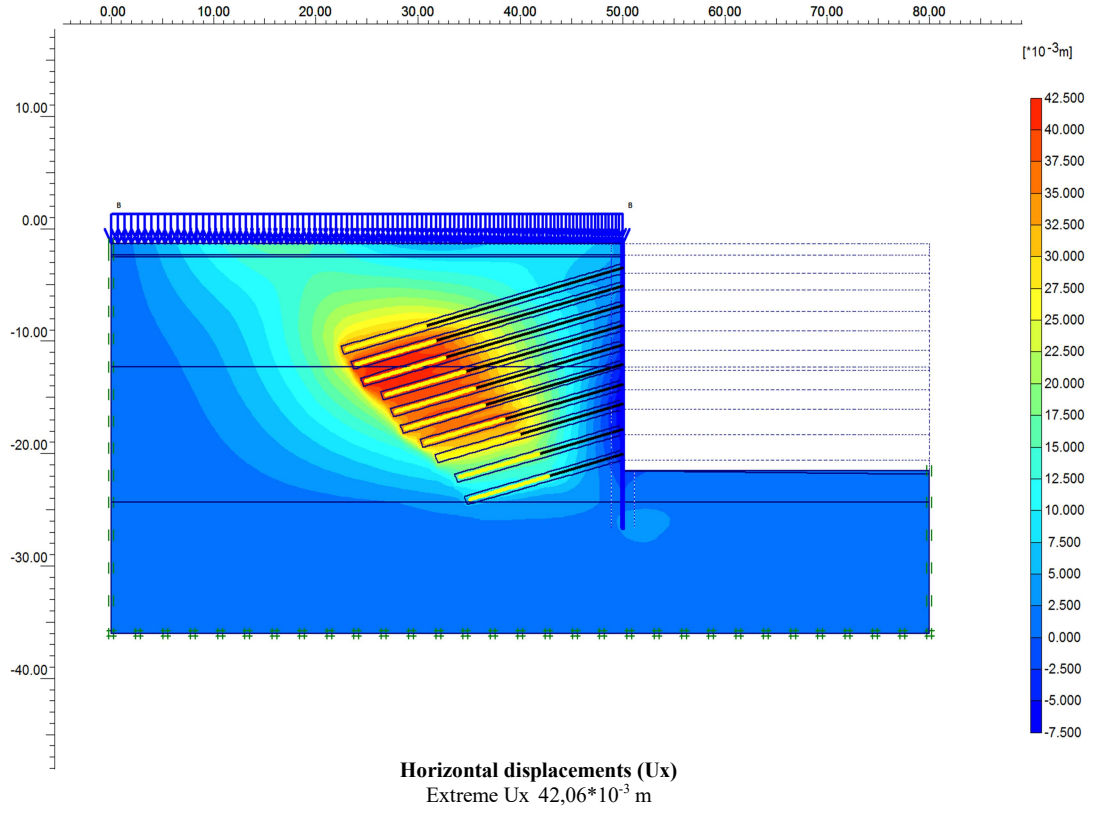
Mevcut projede yer alan ankraj aralıkları ve jet grout kolon çapının baz alındığı M-2 modeli için deplasman miktarları incelenmiştir.

Hardening-Soil (Pekleşen Zemin) modeli için hesaplanan toplam deplasman miktarı 50 mm seviyelerindedir (Şekil 6.20). Yatay deplasman değeri 42, düşey deplasman değeri ise -48 mm düzeyindedir.

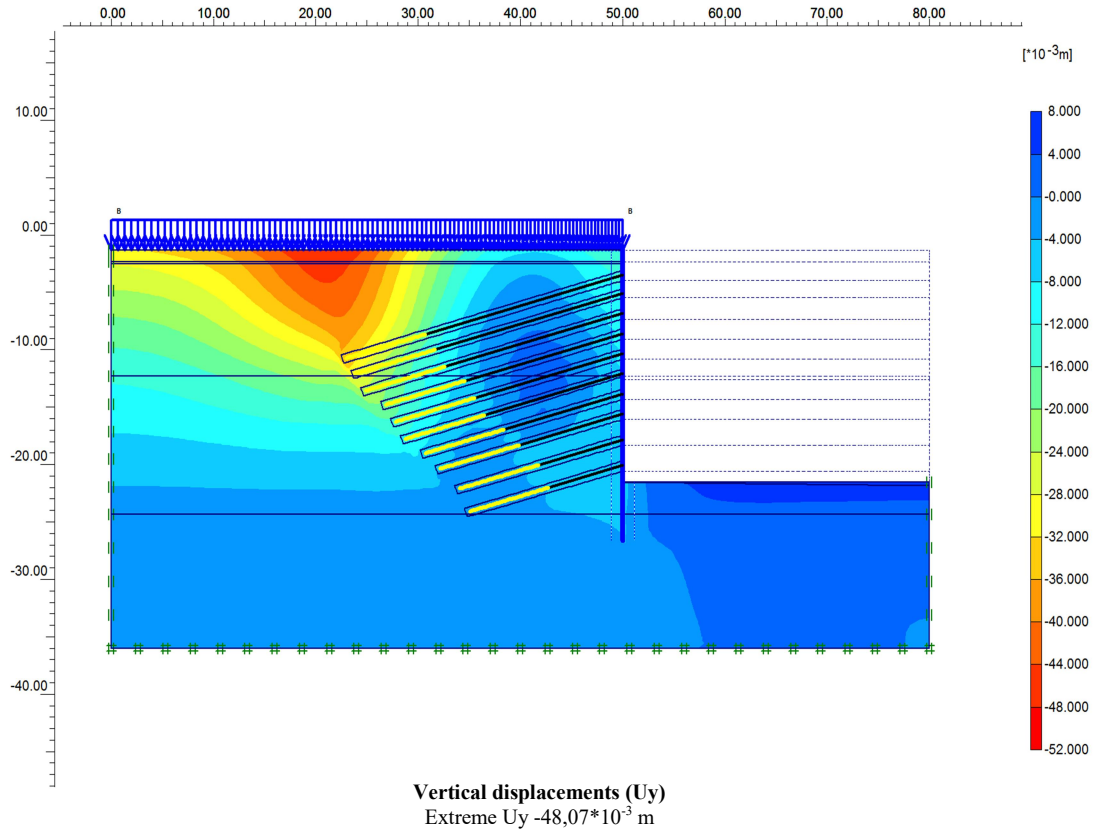
Şekil 6.21 ve Şekil 6.22’de M-2 modeline ait yatay ve düşey deplasman dağılımları verilmiştir. Yapılan jet grout enjeksiyonu ile birlikte kök kısımlarına aktarılan öngerme kuvvetlerinin o bölgelerdeki zemini zorlayarak deplase ettiği açıkça görülebilmektedir.



Şekil 6.20 : M-2 modeli toplam deplasman.



Şekil 6.21 : M-2 modeli yatay deplasman.



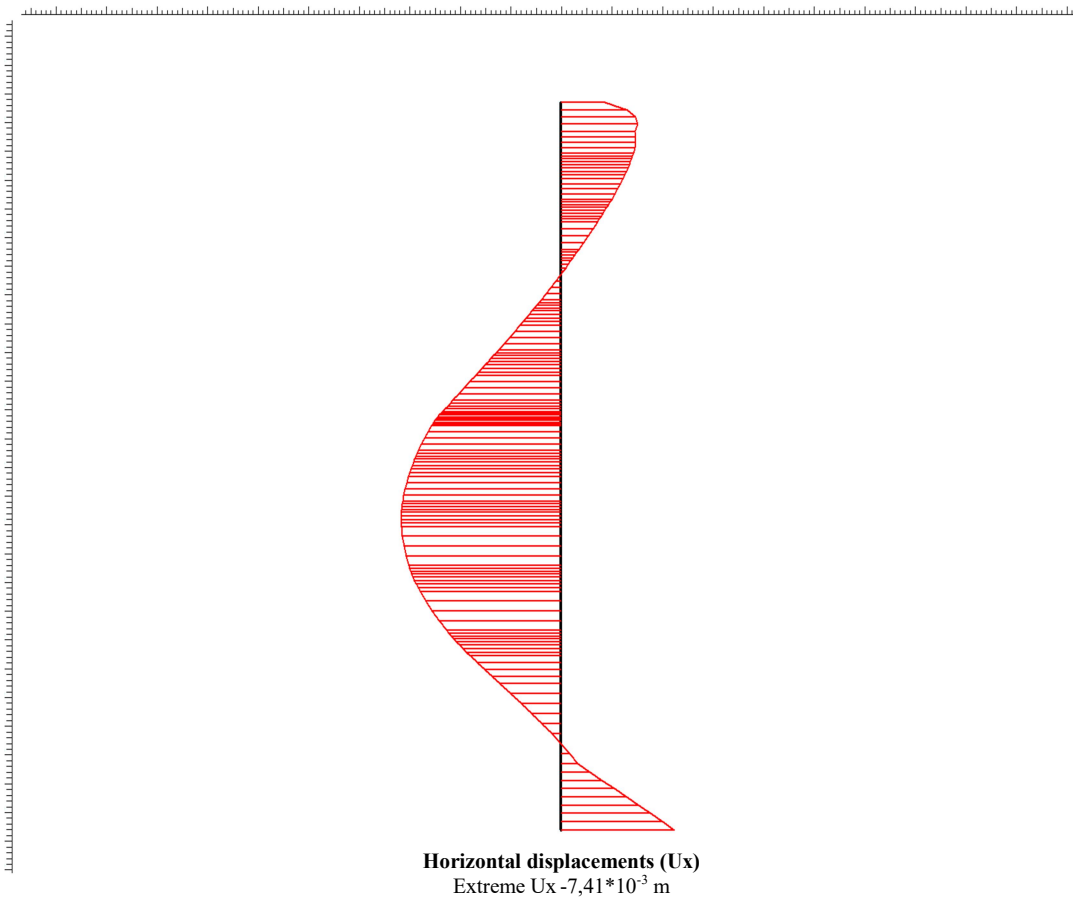
Şekil 6.22 : M-2 modeli düşey deplasman.

Zeminde oluşan deplasman mertebeleri Çizelge 6.11’de enjeksiyonlu geometrik modeller için özetlenmiştir.

Çizelge 6.11 : Jet grout yapılan modellere ait düşey eleman üzerindeki maksimum yatay deplasman mertebeleri.

Geometrik Model	Toplam Deplasman (mm)	Toplam Yatay Deplasman (mm)	Toplam Düşey Deplasman (mm)
M-2	50	42	-48
M-3	54	54	48
M-4	151	136	151
M-5	150	136	150
M-6	54	51	48
M-7	53	49	48

Şekil 6.23’de M-2 modeli yatay deplasman dağılımları verilen düşey elemanda, maksimum yatay deplasman miktarının kazı orta seviyelerinde olduğu ve sayısal değerinin -7 mm mertebelerinde olduğu tespit edilmiştir.



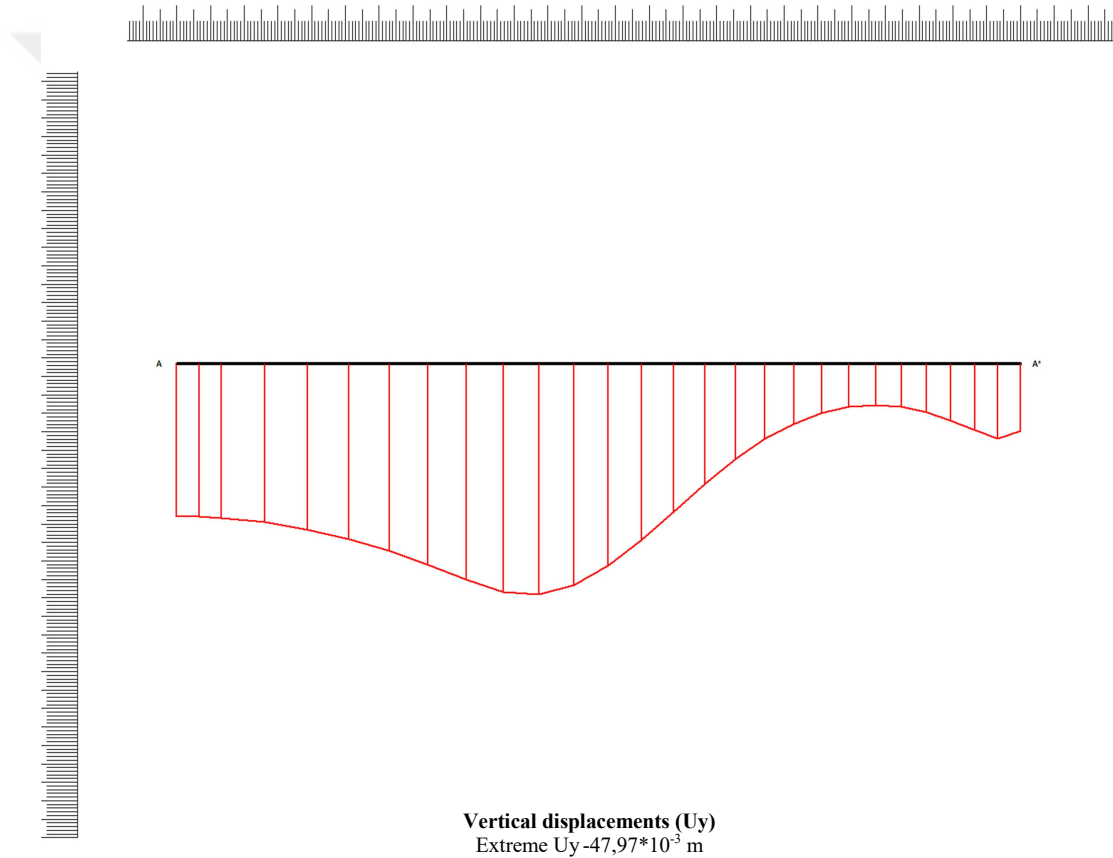
Şekil 6.23 : M-2 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.

Düşey eleman üzerinde oluşan yatay deplasman değerleri Çizelge 6.12’de sunulmuştur.

Çizelge 6.12 : Jet grout bulunan geometrik modellere ait düşey eleman üzerindeki maksimum yatay deplasman değerleri.

Geometrik Model	Maksimum Yatay Deplasman (mm)
M-2	-7,41
M-3	-8,27
M-4	-54,16
M-5	-54,03
M-6	7,86
M-7	7,47

İksa arkasındaki zemin için yüzeyde meydana gelen düşey deplasman kapasitesi M-2 modeli için incelenmiş ve maksimum düşey deplasmanların iksa konumundan 20 metre ötede ve -47,97 mm olarak hesaplanmıştır (Şekil 6.24).

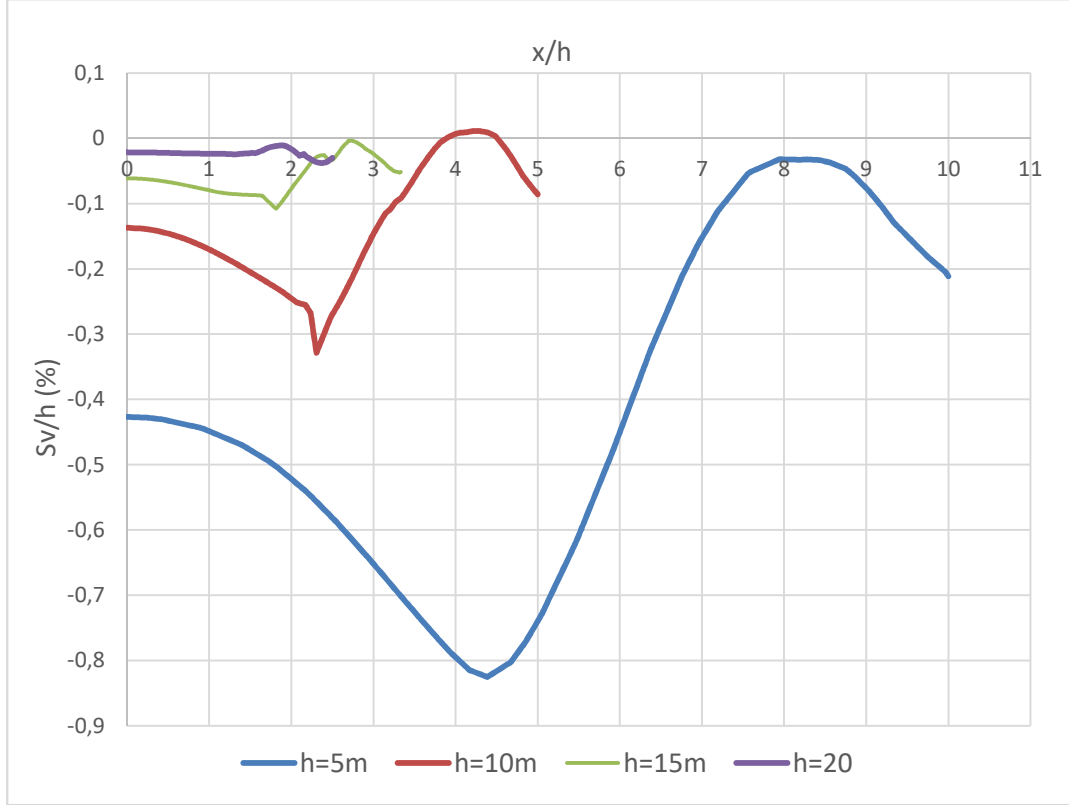


Şekil 6.24 : M-2 modeli için zemin yüzeyindeki düşey deplasman dağılımı.

Mevcut uygulanan geometrik model için iksadan uzaklaştıkça düşey deplasmanda meydana gelen azalmanın, derinlik ile değişiminin gözlemlenmesi için iksa tepe noktasından itibaren 5 m, 10 m, 15 m ve 20 m derinliklerdeki deplasman dağılımları incelenmiştir.

Çeşitli derinliklerde alınan kesitlerde incelenen düşey deplasman mertebelerine

bakıldığında bölüm 3.3'te bahsi geçtiği üzere iksa duvarından uzaklaştıkça düşey deplasmanda meydana gelen değişimin derinlik ile azaldığı görülmüştür. Ayrıca zemin yüzeye yakın bölgede oturmaların yanı sıra kabarmaların da oluştuğu ve derinlikle mertebelerinin azaldığı tespit edilmiştir. Derinliğe bağlı düşey deplasman değişimleri Şekil 6.25'te verilmiştir.

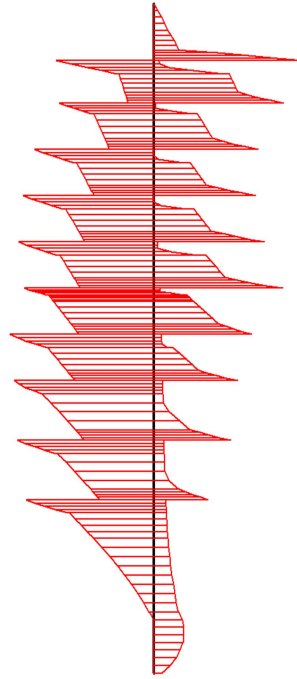


Şekil 6.25 : İksa aynasından uzaklık – düşey deplasman – derinlik ilişkisi.

6.2.3.2 Statik kuvvet değerlerinin incelenmesi

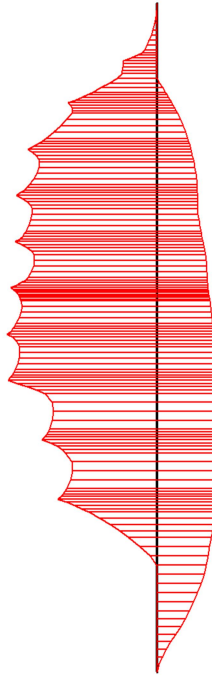
M-2 modeli analizinden elde edilen düşey eleman üzerine etkiyen eksenel kuvvet, kesme kuvveti ve eğilme momenti birim metre genişlik için hesaplanarak en elverişsiz koşullarda sisteme etkiyen maksimum yüklemeler tespit edilmiştir.

En elverişsiz koşullarda hesaplanan maksimum kesme kuvvet değeri -238 kN/m mertebelerinde olup Şekil 6.26'da görüldüğü üzere iksa sistemi düşey elemanının orta noktalarında oluşmaktadır. Kesme kuvvetine paralel olarak aynı bölgelerde 413 kNm/m mertebelerinde eğilme momenti oluştuğu görülmektedir (Şekil 6.27). Şekil 6.28'de ise analiz sonucunda oluşan 181 kN/m seviyelerinde olan eksenel kuvvet dağılımı görülmektedir.



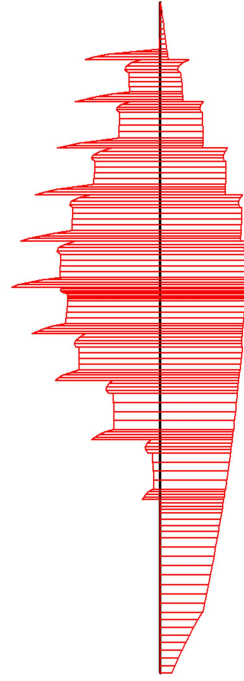
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force -238,13 kN/m

Şekil 6.26 : M-2 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.



Envelope of Bending moments
Extreme bending moment 413,12 kNm/m

Şekil 6.27 : M-2 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.



Envelope of Axial forces
Extreme axial force 180,96 kN/m

Şekil 6.28 : M-2 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.

Geometrik koşulların farklı olduğu jet grout enjeksiyonu yapılan modellere ait en elverişsiz kesme kuvveti, eğilme momenti ve eksenel kuvvet değerleri Çizelge 6.13'te verilmiştir.

Çizelge 6.13 : Enjeksiyonlu modellere ait statik kuvvet değerleri.

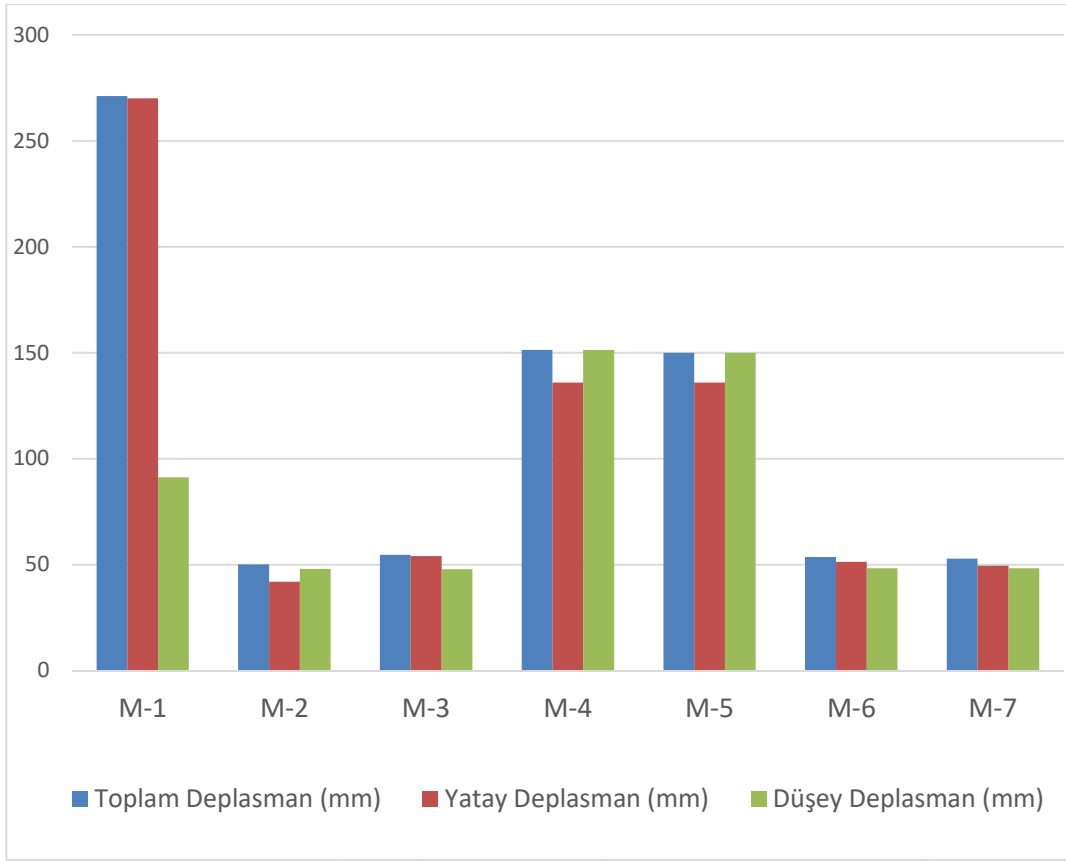
Geometrik Model	Kesme Kuvveti (kN/m)	Eğilme Momenti (kNm/m)	Eksenel Kuvvet (kN/m)
M-2	-238,13	413,12	180,96
M-3	244,79	528,33	192,90
M-4	284,15	-630,10	101,79
M-5	279,88	-601,94	101,09
M-6	-237,8	456,95	116,9
M-7	-243,73	448,50	124,95

7. BULGULAR VE TARTIŞMA

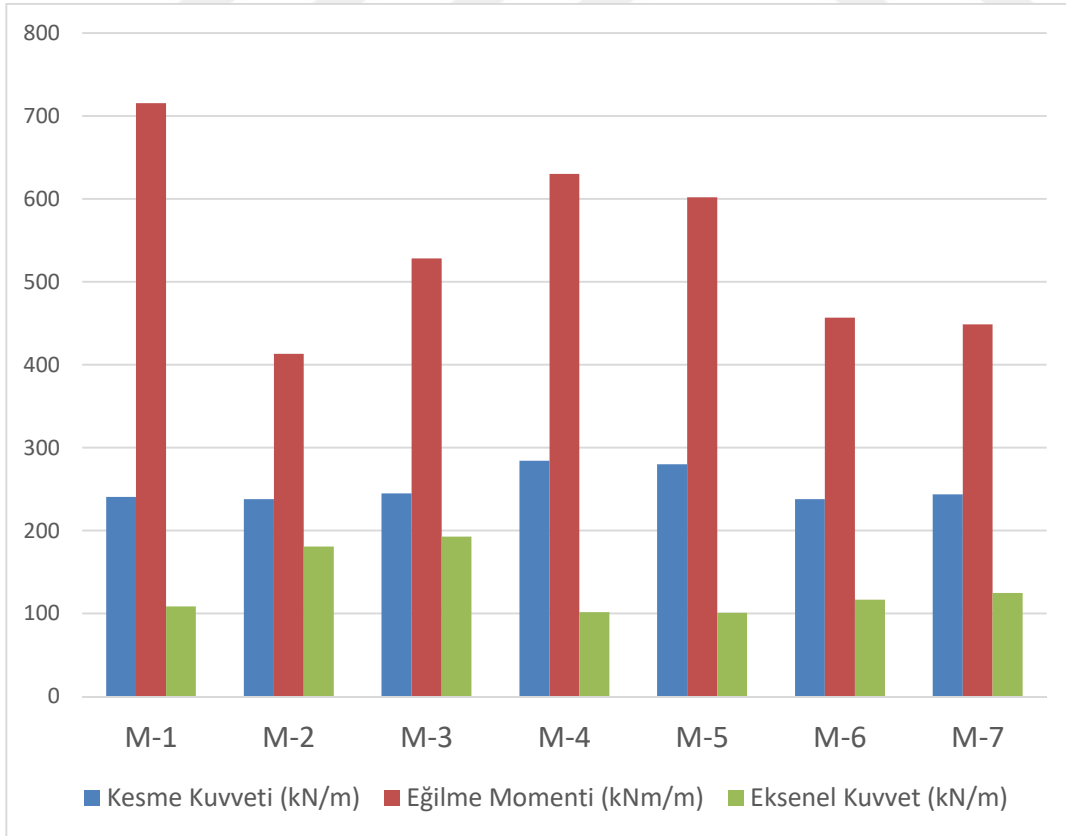
Sonlu elemanlar yöntemi ile elde edilen analiz verileri genel olarak incelendiğinde mevcut uygulama projesinde yer alan ankraj aralıkları ve proje öngerme yükü altında yapılan analizlerde, yatay jet grout uygulaması ile sistemin deplasman mertebeleri yatay ve düşey ekseninde önemli derecede değişkenlikler göstermektedir. Aynı durum, düşey elemana etkiyen kesme kuvveti, eksenel kuvvet ve eğilme momenti değerleri için de geçerlidir.

Jet grout uygulamasının genel olarak sisteme etkilerini gözlemlemek amacıyla jet grout bulunmayan M-1 geometrik modeli ile 60 cm çapında ve ankraj boyunca oluşturulan jet grout kolonlarının bulunduğu M-2 geometrik modellerinin analizi sağlanmıştır. Şekil 6.29’da zeminde oluşan deplasman değerleri incelendiğinde jet grout yapılan sistemde yatay ve düşey deplasman mertebelerinin önemli ölçüde azaldığı görülmektedir. Düşey elemana etkiyen maksimum eğilme momenti değeri için de aynı durumun söz konusu olduğu söylenebilir (Şekil 6.30). Oluşturulan jet grout kolonları ile zemin birimlerinin rijitlik özelliklerinin iyileştirilmesi bu durumun muhtemel nedeni olduğu söylenebilir.

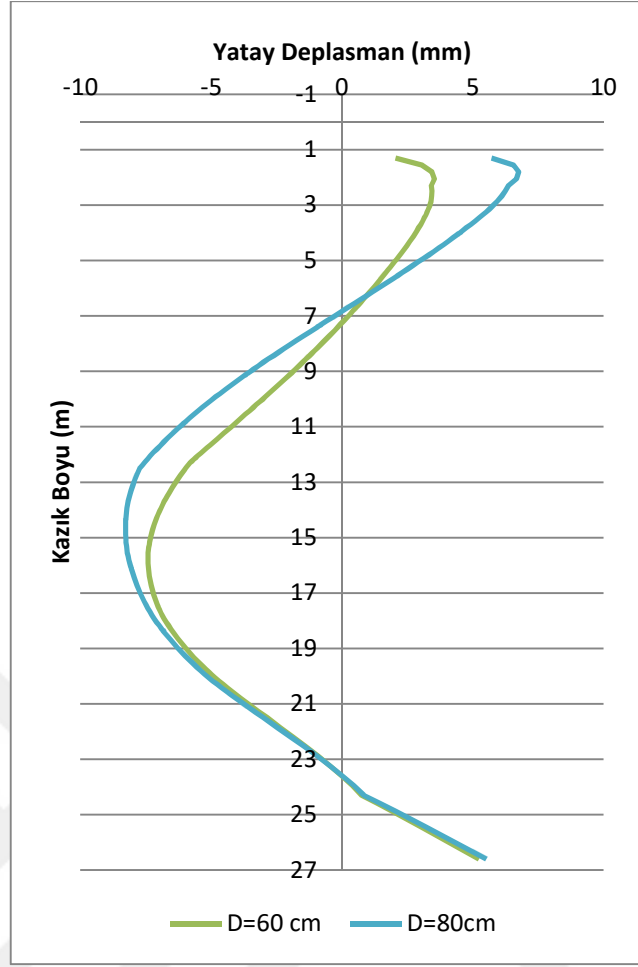
Jet grout kolon çapı ve iyileştirilen zemin hacminin sistem üzerindeki etkisini irdelemek amacıyla analizi edilen 60 cm çapında kolonların bulunduğu M-2 geometrik modeline ilave olarak 80 cm kolonların bulunduğu M-3 geometrik modeli oluşturularak analizler yapılmıştır. Yapılan incelemede zeminde oluşan deplasman miktarı ve düşey elemana etkiyen statik kuvvetlerde küçük oranlarda artışlar olduğu görülmüştür (Şekil 6.29 ve Şekil 6.30). Jet grout kolon çapının artmasıyla zemin-jet grout kolonları arasındaki sürtünmeye çalışan arayüzey alanı ve dolayısıyla adezyon kuvveti artmıştır. Böylelikle uygulanan öngerme kuvveti, ankraj kök bölgesine daha verimli aktarılarak düşey elemanların kazı alanı tersi yönünde daha fazla deplase olması durumu oluşmuştur. Bu durum, iki farklı jet grout kolon çapına sahip M-2 ve M-3 modellerine ait düşey eleman üzerindeki deplasman dağılımlarının mukayese edildiği Şekil 6.31’de açıkça görülmektedir.



Şekil 6.29 : Deplasmanlara ait genel durum.



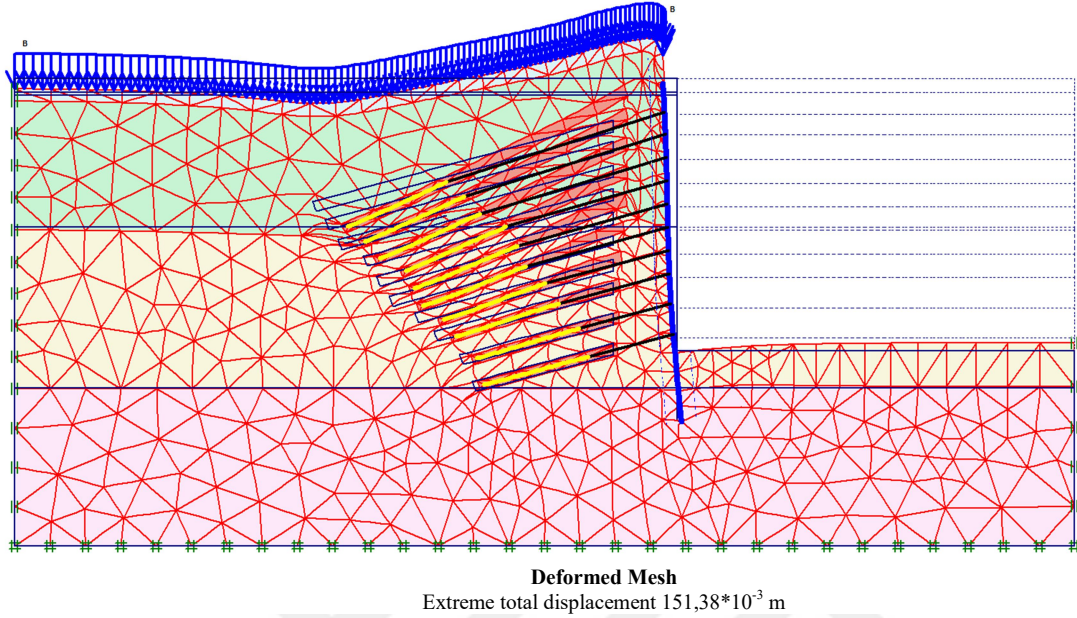
Şekil 6.30 : Düşey elemana etkiyen statik kuvvetlere ait genel durum.



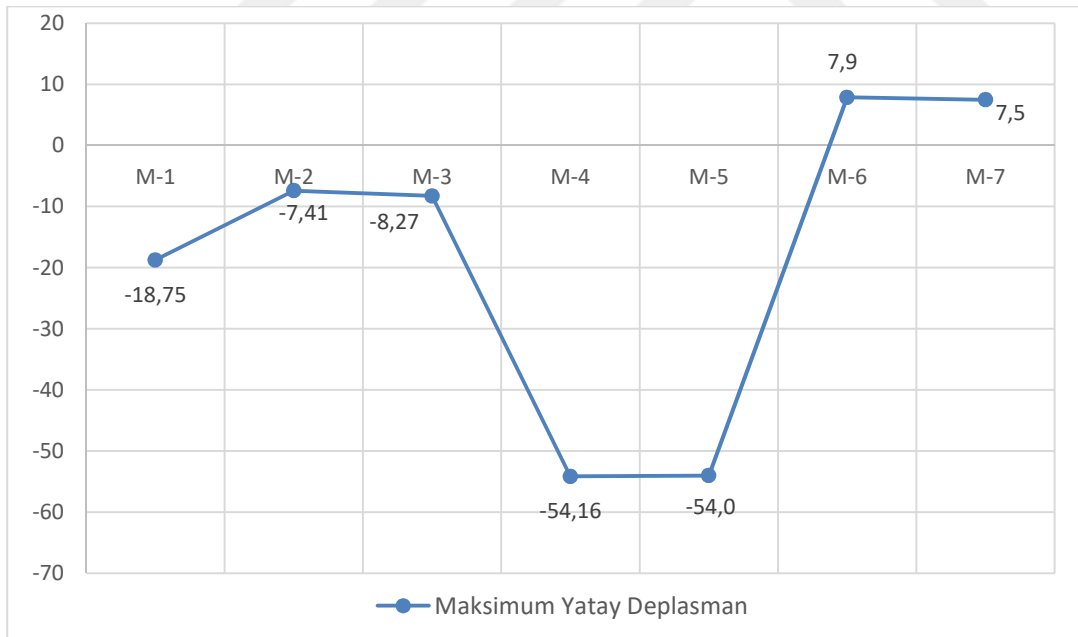
Şekil 6.31 : M-2 ve M-3 modeli düşey eleman üzeri deplasman dağılımı.

Ankraj boyunca sürekli olarak imal edilen jet grout kolonlarının iksa aynasına 5 metre kala sonlandırılması durumunda sistemde meydana gelecek deplasman ve statik kuvvetlerin değişimini gözlemlemek amacıyla farklı kolon çapları ile M-4 ve M-5 geometrik modeli oluşturulmuştur. Bu modeller, jet grout kolonlarının sürekli imal edildiği aynı kolon çaplarına sahip M-2 ve M-3 geometrik modelleri ile mukayese edildiğinde zeminde oluşan deplasman mertebelerinin ve düşey eleman üzerindeki eğilme momenti değerinin M-4 ve M-5 modelinde oldukça arttığı görülmüştür. Bu durum düşey eleman üzerinde oluşan maksimum yatay deplasman değeri için de geçerliliğini korumuştur (Şekil 6.33). Jet grout kolonları ile iksa aynası arasındaki 5 metrelik kısımda zayıf parametrik özelliklere sahip zemin birimlerinin olması, bu kısımdaki zemin hacminin maruz kaldığı yükleme altında daha fazla şekil değiştirmesi sonucunu doğurmuştur. Bu durum zemin içerisinde oluşan jet grout kolonları ve dolayısıyla zeminin deplasman kabiliyetini arttırmakla birlikte iksayı kazı alanı tersi yönünde daha fazla deplase ettiği söylenebilir. Jet grout kolonları ile

iksa aynası arasında kalan zayıf zeminin maruz kaldığı yük altında şekil değiştirmesine bağlı olarak yüzeyde oluşturduğu kabarma davranışı M-4 modeli için Şekil 6.32’de açıkça görülebilir.



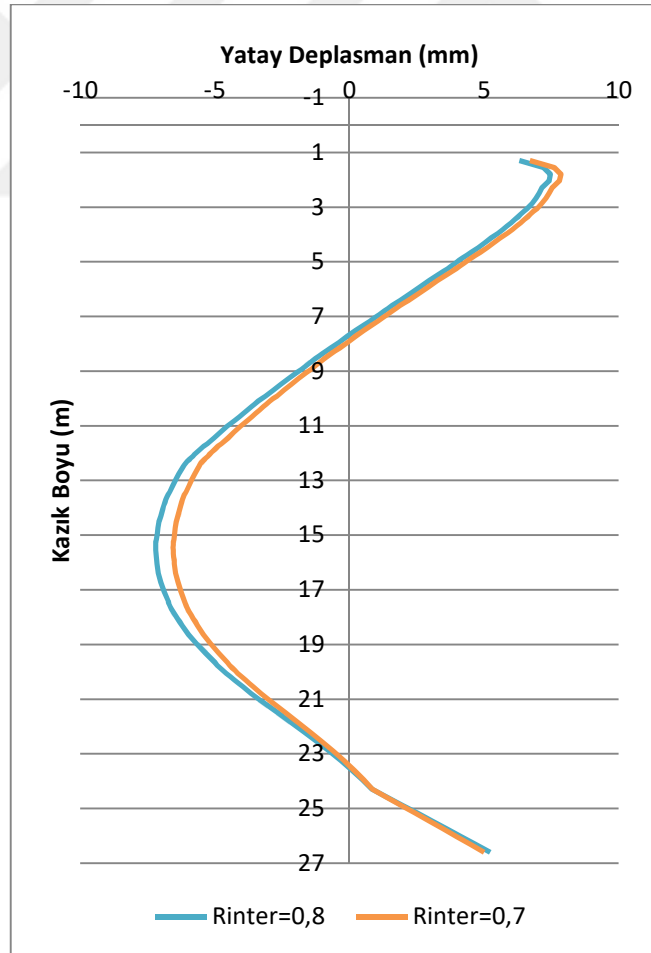
Şekil 6.32 : M-4 modeli deformed mesh.



Şekil 6.33 : Düşey eleman üzeri maksimum yatay deplasman değerleri.

Jet grout kolonları ile zemin arasında oluşan arayüzey varlığının tasarım esnasında Plaxis programına tanımlanmasının analiz sonuçları üzerindeki etkisinin incelenmesi amacıyla M-6 geometrik modeli oluşturularak R_{inter} faktörünün 0,7 olması durumunda analiz yapılmış ve arayüzey faktörünün tanımlanmadığı M-2 modeli ile

mukayesesi sağlanmıştır. Yapılan incelemede jet grout kolonları ile zemin arasında arayüzey tanımlanması ile düşey elemana etkiyen eğilme momenti değeri artarken kesme kuvveti ve eksenel kuvvet değerlerinde azalma olduğu görülmüştür. Eğilme momenti değerindeki bu artış yaklaşık %10 mertebelerinde hesaplanmıştır. Yapılan analizlere ilave olarak R_{inter} faktöründeki artışın etkilerini irdelemek amacıyla bu değerin 0,8 olduğu M-7 geometrik modeli oluşturularak analiz sağlanmıştır. R_{inter} katsayısının artışı ile tam tersi durum söz konusu olmuştur; eğilme momenti değerinin azaldığı, kesme kuvveti ve eksenel kuvvet değerlerinin ise artış gösterdiği tespit edilmiştir. Eğilme momentinin bu davranışı literatür verilerini destekler nitelikte olmuştur. Deplasman değerlerindeki değişimlere bakıldığında, artan R_{inter} katsayısı, beklenildiği üzere jet grout ile zemin arasındaki sürtünme kapasitesinin arttırarak düşey elemanın kazı alanı tersi yönünde daha fazla deplase olmasına neden olmuştur. R_{inter} faktörünün 0,7 ve 0,8 değerleri için yapılan analizlerde düşey eleman üzerindeki deplasman dağılımı mukayesesi Şekil 6.34'te sunulmuştur.



Şekil 6.34 : Değişken R_{inter} katsayıları için yatay deplasman dağılımları.



8. SONUÇLAR

Derin kazılar, yer altı yapılarının inşa edilmesi sürecinde aşılması gereken ilk basamaktır. Problemin çözümü esnasında, çalışma alanının ve çevresinin güvenliğini sağlamakta önemli role sahiptir. Derin kazı yapılacak bölgede ekonomik ve güvenlik kriterlerini sağlayan bir destekleme yapısının seçimi ve inşası için zemin türü ve dayanımı, komşu yapıların konumu ve önem derecesi, yeraltı suyu koşulları, kazı çukurunun açık kalma süresi, kenar ve taban duraylılığı, çevrede oluşabilecek deplasman mertebeleri ve bu mertebelerin oluşturacağı etkiler gibi kriterler araştırılarak, detaylı bir inceleme yapılması gerekmektedir.

Derin kazı iksa sistemi; derin kazının geometrik özellikleri, zeminin karakteristik özellikleri dikkate alınarak seçilmelidir. Seçilen düşey elemanın yetersiz kaldığı durumlarda yatay destek elemanları ile sistemin ihtiyacını daha ekonomik çözümler ile karşılanabilir.

Çok sıra ankrajlı derin kazı iksa sistemlerinde, ankrajlar kök bölgelerinden sağladığı enjeksiyon – zemin sürtünme mukavemetini bağlantı elemanına ileterek sisteme gelen yanal yükleri karşılamaktadır. Enjeksiyon – zemin sürtünme değerinin yetersiz olduğu durumlarda zeminin yatay jet grout uygulaması ile iyileştirme yapılması etkili sonuçlar vermektedir. Ankrajların yerleştirildiği zemin, ankrajların imalat doğrultusunda yapılan jet grout enjeksiyonuyla iyileştirilmektedir. Zeminde imal edilen jet grout kolonları içerisinde oluşturulan ankrajların kök bölgesindeki taşıma gücü potansiyelinin artması muhtemeldir. Ayrıca uygulanması düşünülen jet grout işlemi için, mevcut zeminde deneme kolonlarının yapılarak istenilen geometrik boyutlar için gereken çalışma uygulama parametreleri belirlenmesi önemlidir.

Destekleme sistemlerinin seçimi ve boyutlandırılması için inceleme alanına ait gerekli zemin parametrelerinin tespit edilip yorumlanması gerekir. Bu durum, arazi ve laboratuvar deneyleri ile mümkün kılınabilir. Laboratuvar çalışmaları için zeminden alınan numunelerin karakteristik özellikleri değişebilir; deney bulguları tam anlamıyla doğru sonucu yansıtmayabilir. Bu sebeple arazi deneyleri ile elde edilen sonuçlar birimleri nispeten daha iyi temsil eder. Buna paralel olarak, imalatı

tamamlanan ankrajlı bir sistemde ankrajların imalat kalitelerinin incelenmesi için yapılan ankraj deneyleri ile oluşturulan sistemin çalışma performansı hakkında bilgi sağlanabilir.

Derin kazılar, çeşitli aletsel tekniklerle gözlemlenmesi kazı alanı güvenliği için önemlidir. Bu bağlamda incelenen projede iksa sistemi deplasmanlarının gözlemlenmesi amacıyla inklinometre tesisleri, ankraj başlıklarına gelen yüklerin takibi için ise yük hücreleri kurulmuştur. Ayrıca deplasmanların tespit edilebilmesi ve gerektiğinde önleyici tedbirlerin alınabilmesi inklinometre okumaları ve yük hücreleri okumalarını desteklemek amacıyla reflektör okumaları yapılmıştır. Reflektör ölçümleri; ölçümü yapan kişi, ölçüm cihazı, hava koşulları vb. nedenlerden kolayca etkilenebildiği ve istenilen hassasiyeti sağlayamadığı göz önünde bulundurulmalıdır. Bu sebeple sadece reflektör ölçümlerine dayalı bir yorum doğru olmamakla birlikte diğer ölçüm teknikleri ile birlikte değerlendirilmesi daha uygun olacağı sonucuna ulaşılmıştır.

Çok sıra ankrajlı derin kazılarda, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak iki ve üç boyutlu modeller üzerinde gerçeğe yakın analizler sağlanabilmektedir. Burada önemli olan arazi ve laboratuvar çalışmaları neticesinde belirlenen tahmini zemin parametreleri ile yapılan analizlerin sahada yapılan aletsel gözlem verileri ile tutarlılığıdır. İnklinometre ve yük hücreleri kayıtları ile analiz edilen geometrik modelin deplasman davranışlarının örtüşmemesi durumunda ters analiz yapılarak mevcut aletsel gözlem verileri ile paralel davranışı gösteren analiz sonuçlarına ulaşılması hedeflenmelidir. Aletsel gözlem verilerine en yakın davranışı gösteren analiz çıktılarına ait zemin parametreleri, başlangıç durumundan farklı olarak mevcut zemini daha gerçekçi ifade eden revize zemin parametreleri olup ve analizlerin revize edilen bu parametreler üzerinden sürdürülmesi daha sağlıklı sonuçlara ulaşılmasını mümkün kılar.

Çalışma kapsamında yatay jet grout uygulamasının çok sıra ankrajlı derin kazı destekleme sistemine olan etkilerinin incelenmesi amaçlanmıştır. Mevcut ankraj aralıkları ve proje öngerme yükü altında incelenen farklı geometrik modeller ile jet grout yöntemi ile zemin ıslahının iksa sistemi çalışma performansına etkisi araştırılarak; jet grout kolon çapı ve boyu, jet grout – zemin arayüzey faktörü parametrelerinin değişimlerinin, deplasman mertebeleri ve düşey elemana etkijen

statik kuvvet değerlerine etkileri açısından birtakım değerlendirmeler yapılmıştır. Bu değerlendirmeler neticesinde çıkarılan sonuçlar aşağıdaki gibidir;

- Yatay jet grout ile iyileştirme yapılmayan mevcut zeminde, hedeflenen öngerme yüküne ulaşılması sırasında kök bölgesinin yeterli aderansı sağlayamayarak sıyrılacağı kanısına varılmıştır.
- Yatay jet grout uygulanması ile iyileştirilen sistemde aynı proje öngerme yükü altında, deplasman değerlerini ve düşey taşıyıcı elemana etkiyen kesme kuvveti, eksenel yük ve eğilme momenti değerlerini önemli ölçüde düşürdüğü görülmüştür.
- Jet grout kolon çapının artırılması, zemin ile jet grout kolonları arasındaki sürtünme yüzeyini arttıracığından öngerme yükünün nispeten daha büyük bir bölümünün arayüzey sürtünmesi ile karşılaşacağı için sabit proje öngerme yükü altında düşey eleman üzerine etkiyen statik kuvvetler ve deplasman mertebelerinin artacağı muhtemel bir durumdur.
- Yatay jet grout uygulaması sırasında iksa aynasının yüksek basınca maruz bırakılacağı ve bu basıncın düşey eleman üzerinde ilave deplasman ve kesit tesirleri oluşturacağı aşikar bir durumdur. Bu nedenle jet grout kolonlarının sürekliliği iksa aynasına belirli mesafede sonlandırılmalı veya basınç değeri düşürülmelidir. Jet grout kolonlarının sürekli ve iksa aynasından 5 metre geride sonlandırılacak şekliyle yapılan analizlerde, iksa aynasından 5 metre geride sonlandırılan jet grout kolonlarının bulunduğu sistemde deplasman oranları ve düşey elemana etkiyen statik kuvvetlerde gözle görülür artış söz konusudur. Bu durumun temel nedeni iyileştirme yapılmayan 5 metrelik kısımda kalan zayıf zemin birimlerinin yük altında şekil değiştirme yetisinin fazla olmasıdır. Bu durumda ankraj aralıkları veya proje öngerme yükü değerlerinde revizyona gidilebilir.
- Jet grout kolonları ile zemin arasındaki arayüzey elemanı için tanımlanan R_{inter} katsayısının artışı veya azalışı, düşey elemana etkiyen kesme kuvveti ve eksenel kuvvet değerlerinde paralel davranış gösterirken eğilme momenti değerleri için tam tersi durum oluşmaktadır. Ayrıca artan R_{inter} değeri düşey eleman üzerindeki deplasman dağılımını kazı alanı yönünde daha fazla ötelediği görülmüştür.



KAYNAKLAR

- ASTM (1997). *Standard Specification for Low-Relaxation, Seven-Wire Steel Strand for Prestressed Concrete (ASTM A416)*. Retrieved from <https://www.astm.org/Standards/A416.htm>.
- Baguelin, F., Jezequel J.F., & Shields D.H. (1978). *The Pressuremeter and Foundation Engineering*. Switzerland, SWZ: Trans Tech Publication.
- Bell, A. L. (1915). Minutes of the Proceedings of the Civil Engineers. *Lateral Pressure and Resistance of Clay and The Supporting Power of Clay Foundation* (Vol. 199, pp. 233-272). Retrieved from <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/imotp.1915.16217>.
- Bishop, A.W. (1955). Geotechnique. *The Use of Slip Slopes*. (Vol. 5, pp. 7-17). Retrieved from <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1955.5.1.7>.
- Bolton, M.D. (1986). Geotechnique. *The Strength and Dilatancy of Sands (Vol. 36, No.1, pp 65-78)* . Retrieved from <http://www.icevirtuallibrary.com/doi/abs/10.1680/geot.1986.36.1.65>.
- Bowles, J. E. (1998). *Foundation Analysis and Design*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Brinkgreve, R.B.J. & Shen, R.F. (2011). Structural Elements & Modelling Excavations in Plaxis, *Power Point Presentation File*, Delf, Netherlands.
- BS (1989). *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages (BS-8081)*. Retrieved from <https://infoscience.epfl.ch/record/27061>.
- Celep, Z. & Kumbasar, N. (2005). *Betonarme Yapılar*. İstanbul, Seçkin Yayıncılık.
- Clough, G. W. & O'Rourke, T. D. (1990). *Construction Induced Movements of In Situ Walls*. Design and Performance of Earth Retaining Structure, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York.
- Das, B.M. (2007). *Principles of Foundation Engineering 7th Ed*. California, CA: CL Engineering.
- Doğu, O. (2005). *Jet Grouting Tekniği ile Zemin Islahı*. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Erdil, B. (2008). *Jet Grout Kolonu Tasarım Taşıma Gücü Hesabı*. (Yüksek Lisans Tezi). İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- FHWA-IF-99-015 (1999). *Ground Anchors and Anchored Systems*. Geotechnical Engineering Circular No.4. Washington.
- Jacky, J. (1948). Pressure in Silos. 2. *ICSMFE*, (pp.103-107). Rotterdam.

- Liong, T.G.** (2014). Common Mistakes on the Application of Plaxis 2D in Analyzing Excavation Problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, ISSN 0973-4562, (Vol.9 No.21, pp.8291-8311).
- Mayne, P.W. & Kamper, J.B.** (1988). Profiling OCR in Stiff Clays by CPT and SPT. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, (Vol.11 No.2, pp.139-147).
- Mayne, P.W. & Kulhawy, F.H.** (1982). K_o – OCR Relationship in Soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, (Vol.108, pp.851-872).
- NAVFAC** (1988). *Foundations and Earth Structures*, Design Manual 7.2. Department of the Navy, Naval Facilities Engineering Command. New York.
- Nikbakhtan, B. & Osanloo, M.** (2008). Effect of Grout Pressure and Grout Flow on Soil Physical and Mechanical Properties in Jet Grouting Operations. *Elsevier*. Retrieved April 10, 2017, from <http://www.elsevier.com>.
- Ou, C.Y.** (2006). *Deep Excavations: Theory and Practice*. London, EN: Taylor & Francis.
- Özalp, H. K.** (2010). *Akasya Projesi C Parsel İş ve Alışveriş Merkezi İksa Sistemi Geoteknik Raporu*. İstanbul.
- Peck, R. B.** (1969). *Advantages and Limitations of the Observational Method in Applied Soil Mechanics*. *Geotechnique*, Vol. 19, 1969, pp 171-187.
- Puller, M.** (2003). *Deep Excavations: A Partical Manual 2nd ed.* London, Thomas Telford Publishing.
- Sağlam, A.** (1985). Derin Kazıların Sorunları ve Destekleme Sistemleri. *Derin Kazılar ve İksa Metodları Sempozyumu*. İstanbul: Boğaziçi Üniversitesi.
- Sağlam, A.** (1987). Derin Kazıların Sorunları ve Destekleme Yöntemleri. *Yamaç ve Şevlerin Stabilitesi Dayanma Yapıları Semineri*. Samsun: DSİ
- Saydal, K.** (1996). *A Case Study on The Application of Prestressed and Passive Anchors*. (Yüksek Lisans Tezi). Boğaziçi University, Institute of Graduate Studies in Science and Engineering. İstanbul.
- Sivrikaya, O. & Toğrol, E.** (2007). Türkiye’de SPT-N değeri ile ince daneli zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişkiler. *İMO Teknik Dergisi*, 279 (4229-4246).
- Tan, O. A.** (2013). *Zemin Mekaniği*. İstanbul, Birsan Yayınevi.
- Terzaghi, K. & Peck, R.B.** (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York, NY: John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K., Peck, R.B., & Mesri G.** (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York., NY: John Wiley & Sons.
- TS** (2001). *Özel Jeoteknik Uygulamalar: Delme (Fore) Kazıklar (TS 3168 EN 1536)*. Erişim: <https://www.tse.org.tr/tr/Default.aspx>.
- TS** (2001). *Özel Jeoteknik Uygulamalar: Zemin Ankrajları (TS EN 1537)*. Erişim: <https://www.tse.org.tr/tr/Default.aspx>.

- TS** (2000). *Özel Jeoteknik Uygulamalar: Palplanş Duvarlar (TS EN 12063)*. Erişim: <https://www.tse.org.tr/tr/Default.aspx>.
- Trofimenkov, J. G.** (1974). General Report: Eastern Europe. *European Symposium of Penetration Testing (Vol.1)*. Stockholm.
- Tschebotarioff, G. P.** (1951). *Foundations, Retaining and Earth Structures*. New York, NY: McGraw-Hill.
- Uzuner, B.A.** (2005). *Temel Mühendisliğine Giriş*. Trabzon, Derya Kitapevi.
- Yıldırım, S.** (2004). *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*. İstanbul, Birsen Yayınevi.
- Xanthakos, P.P.** (1994). *Slurry Walls as Structural Systems*. New York, McGraw-Hill.





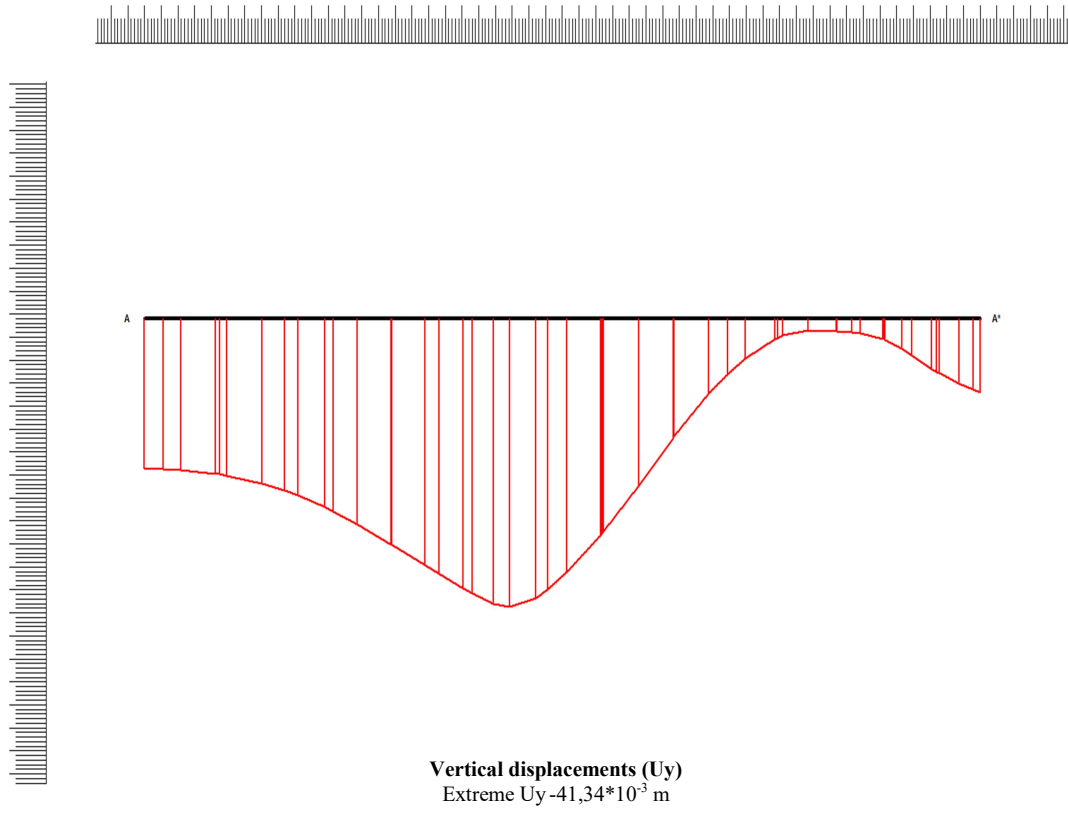
EKLER

EK A: Deplasman Değerlerine ait Şekiller

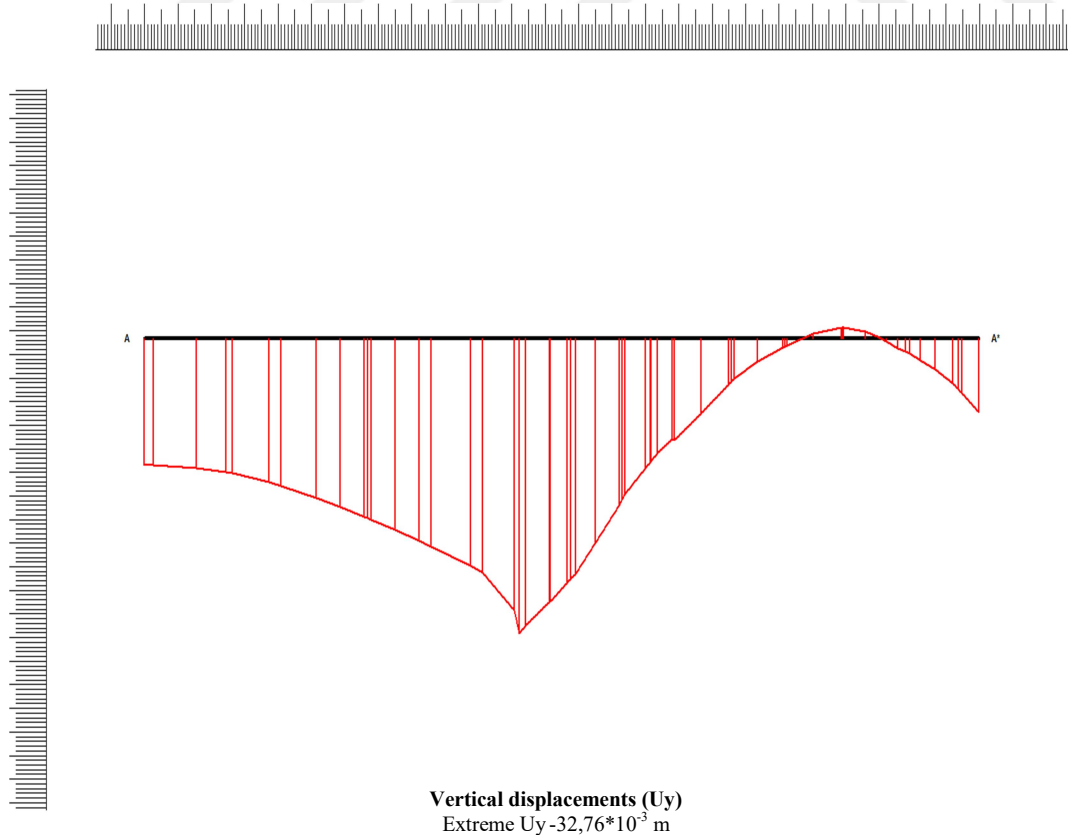
EK B: Statik Kuvvet Değerlerine ait Şekiller



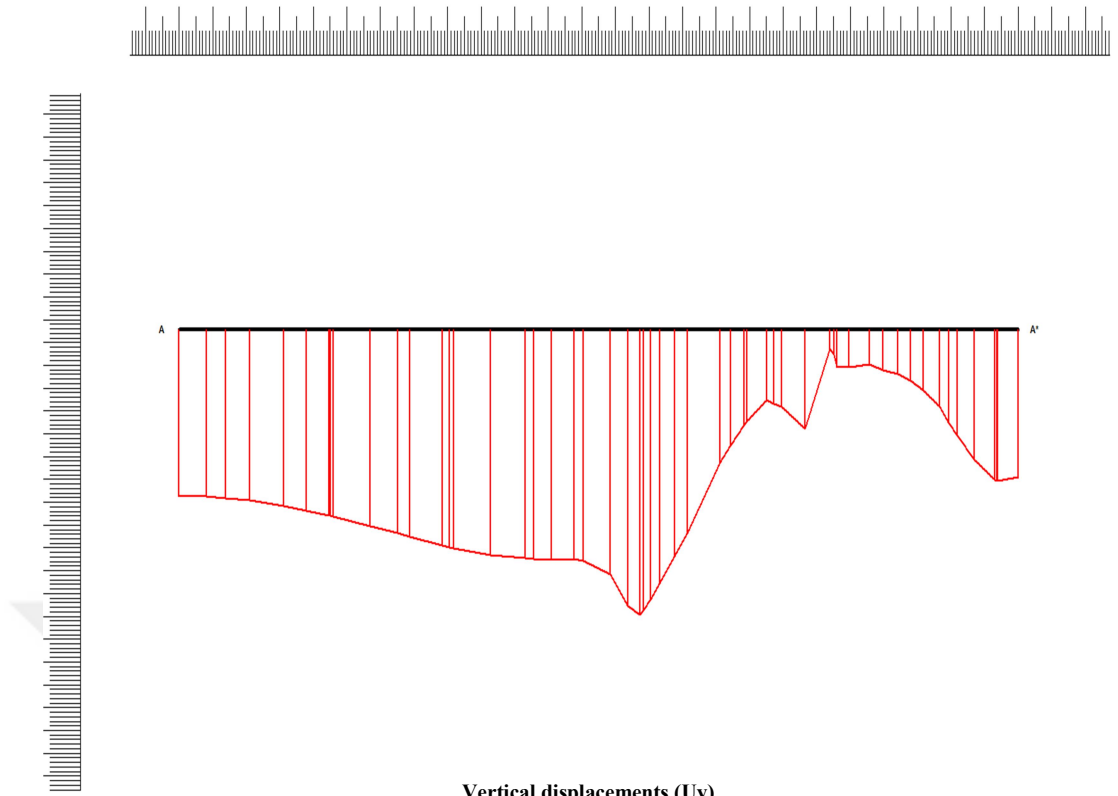
EK A



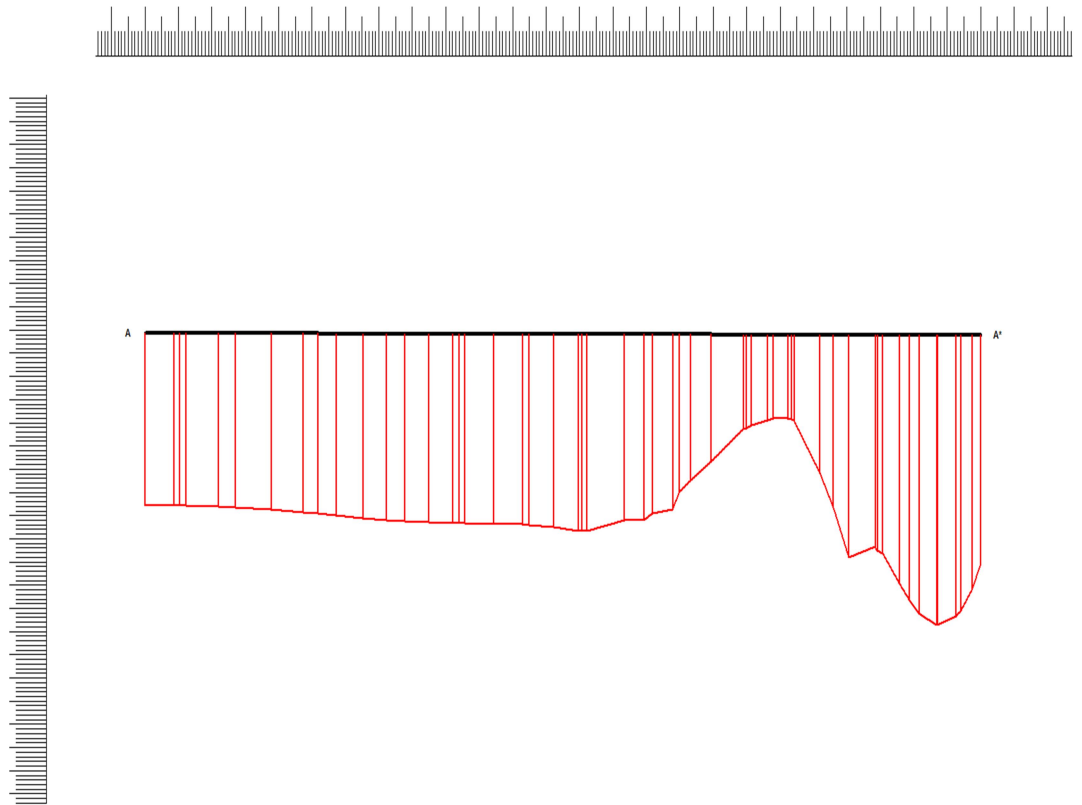
Şekil A.1 : M-2 modeli h=5m derinlikteki düşey deplasman.



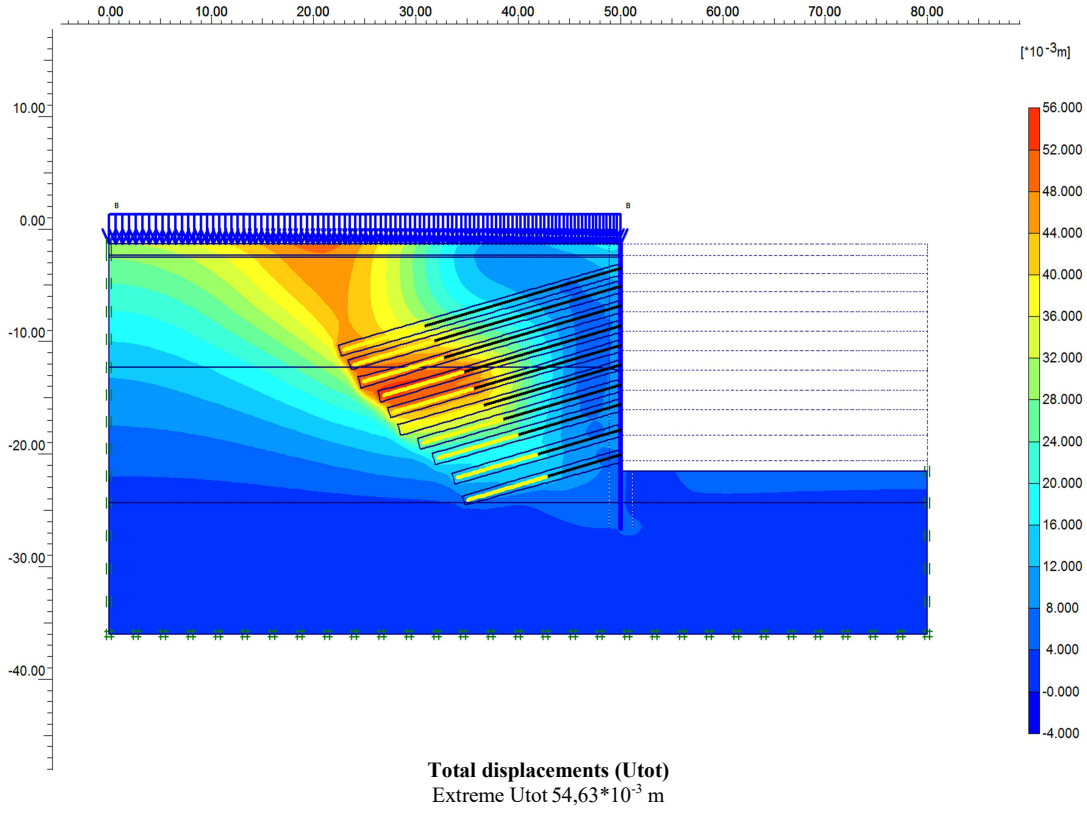
Şekil A.2 : M-2 modeli h=10m derinlikteki düşey deplasman.



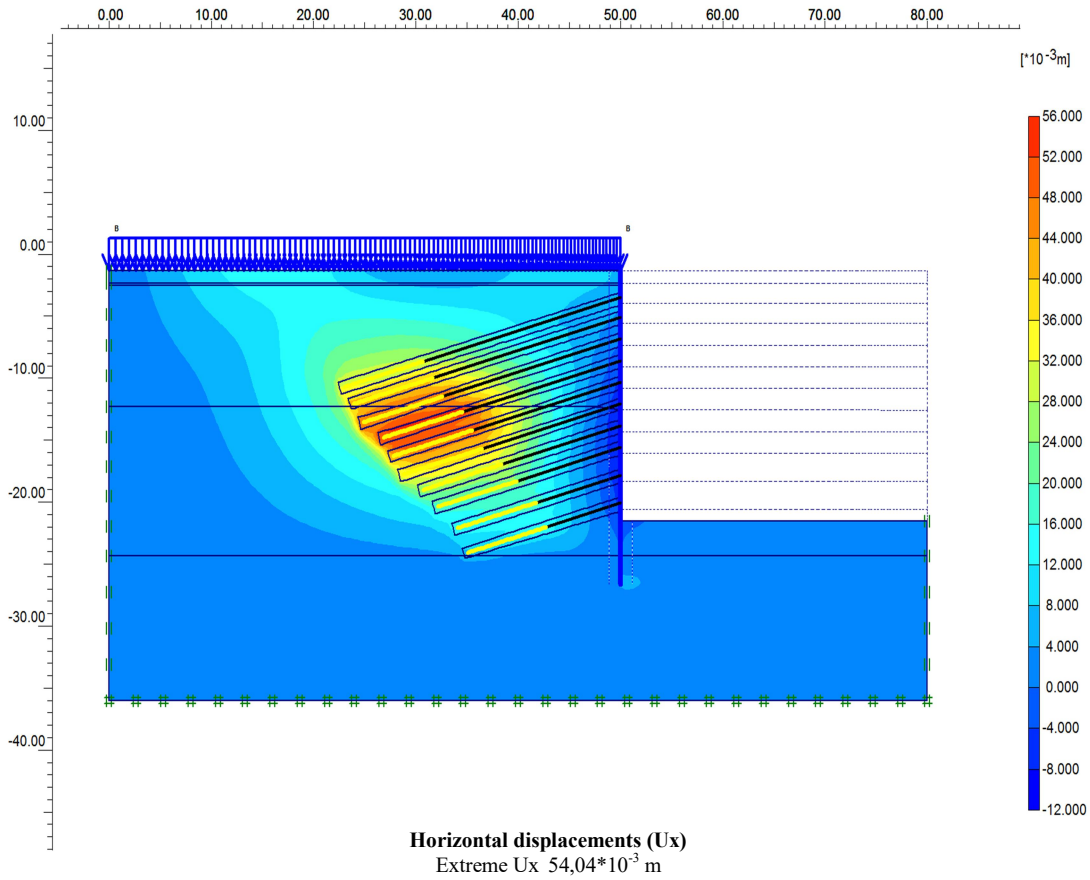
Şekil A.3 : M-2 modeli h=15m derinlikteki düşey deplasman.



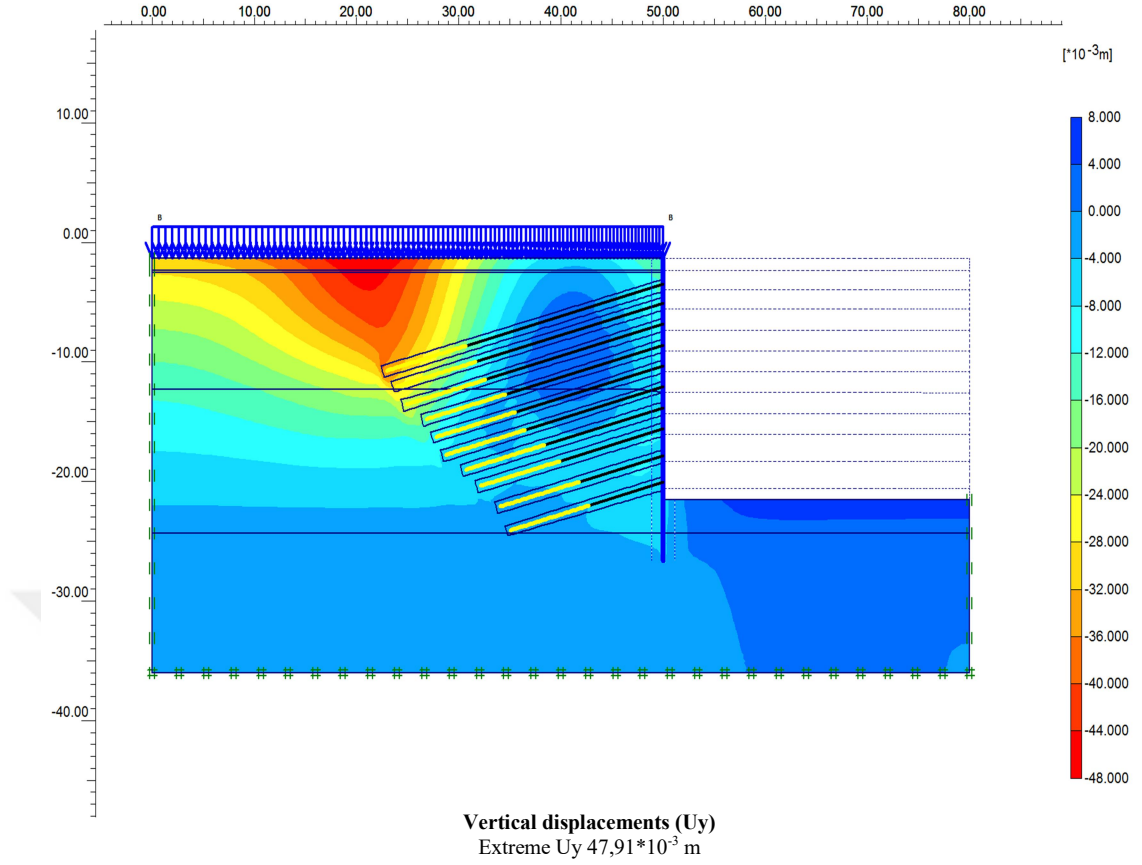
Şekil A.4 : M-2 modeli h=20m derinlikteki düşey deplasman.



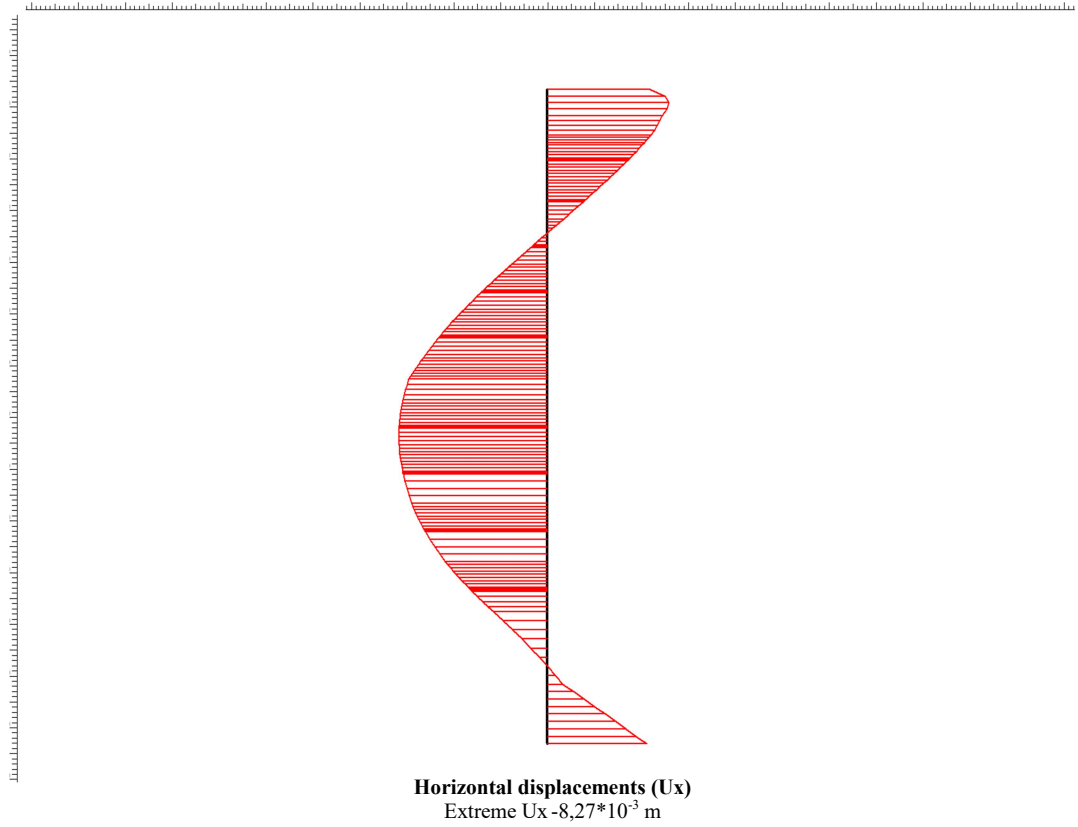
Şekil A.5 : M-3 modeli toplam deplasman.



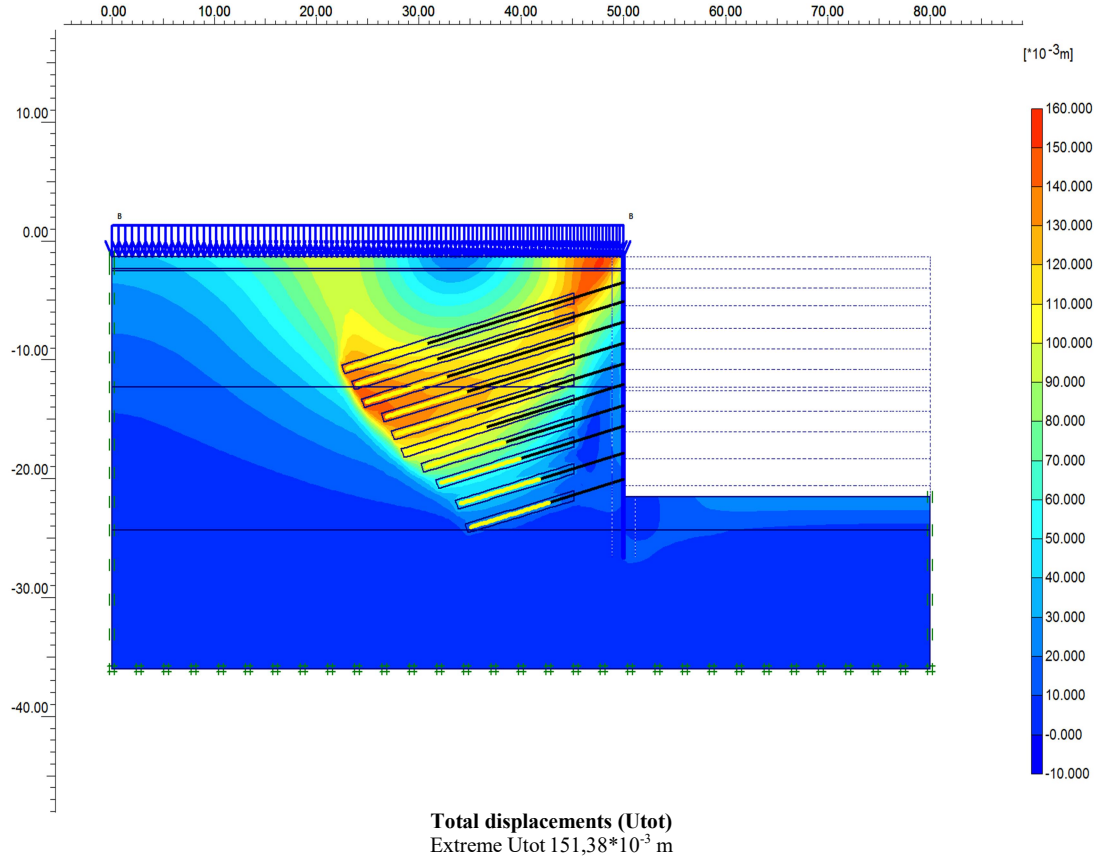
Şekil A.6 : M-3 modeli yatay deplasman.



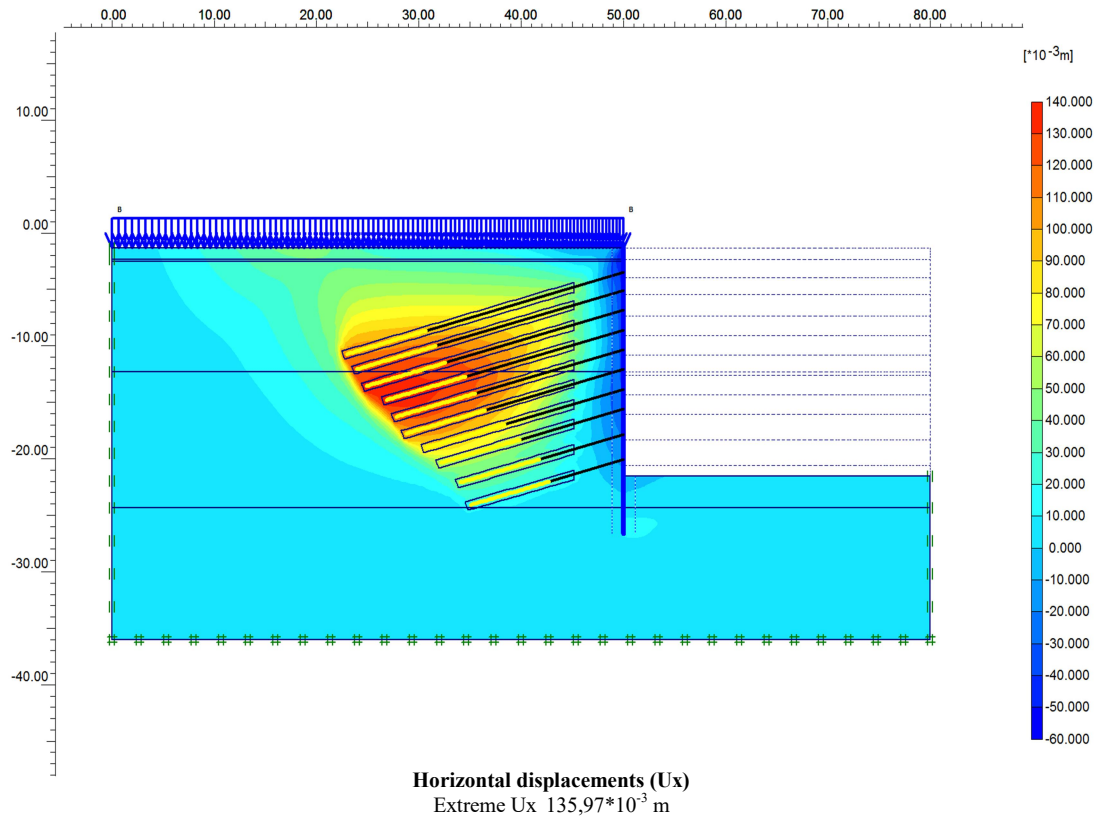
Şekil A.7 : M-3 modeli düşey deplasman.



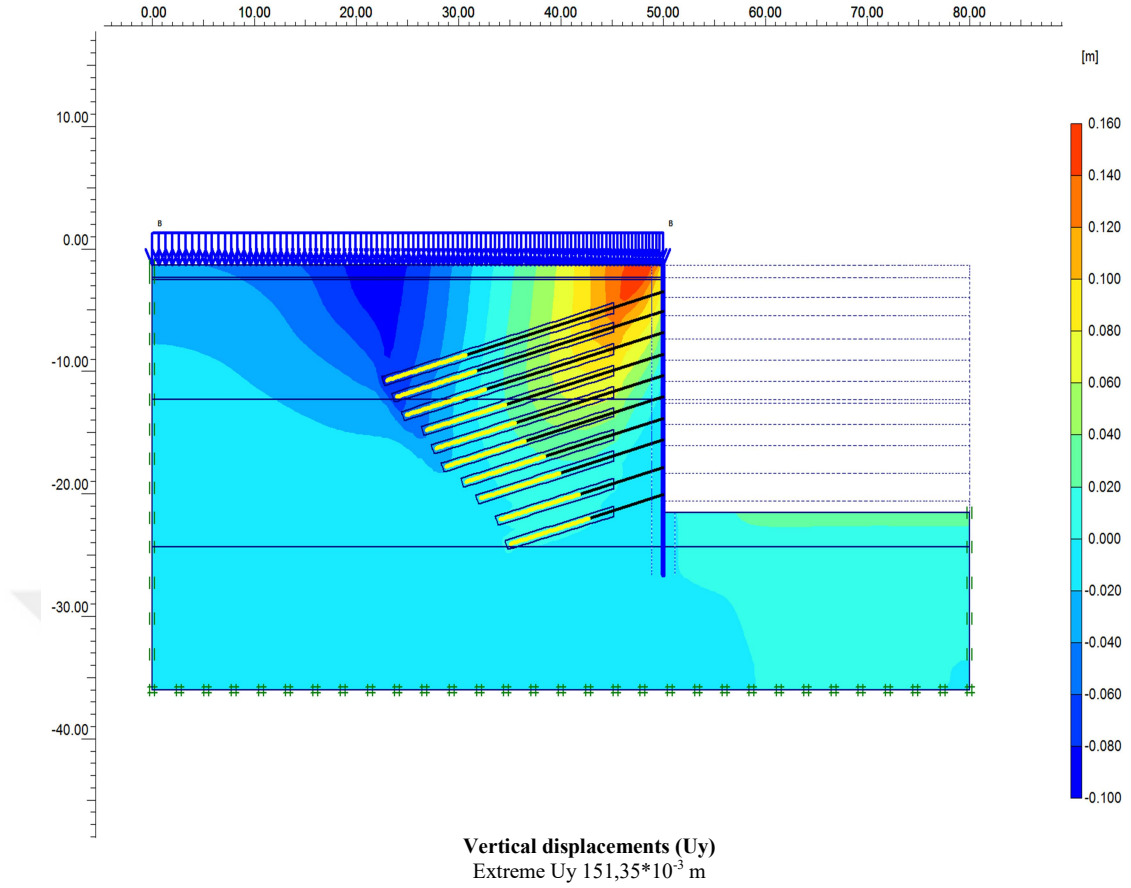
Şekil A.8 : M-3 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.



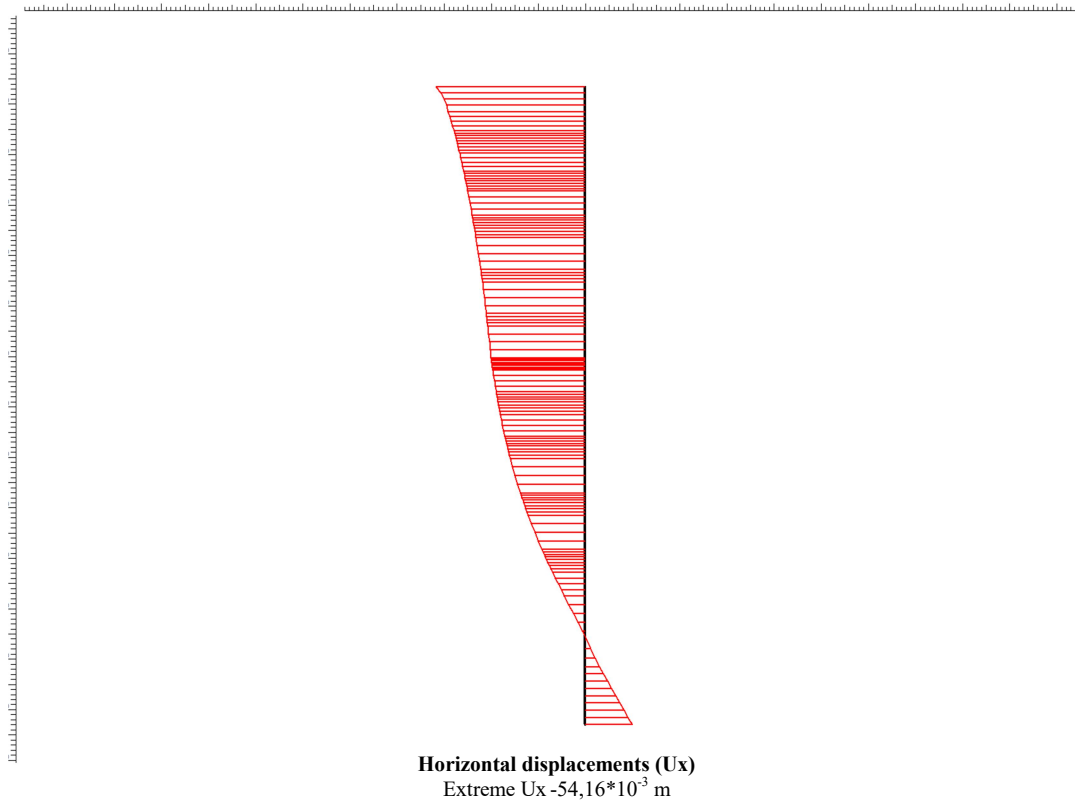
Şekil A.9 : M-4 modeli toplam deplasman.



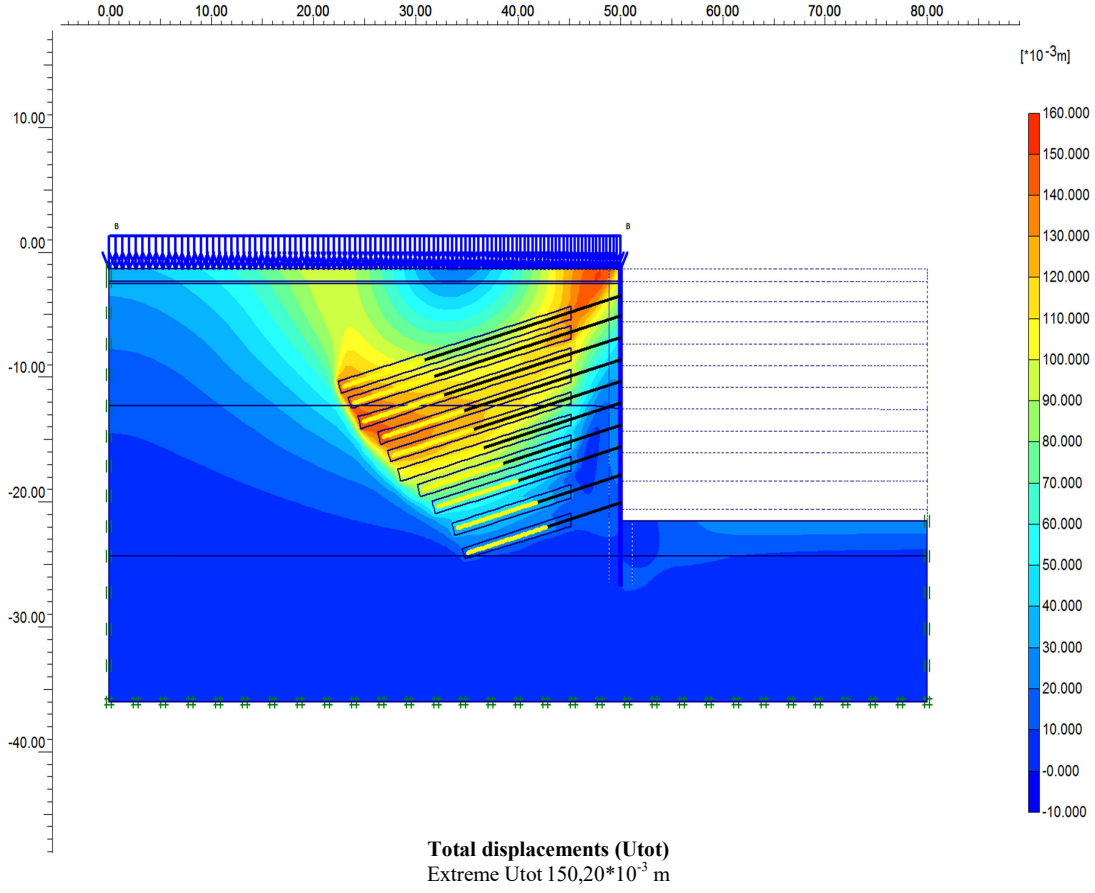
Şekil A.10 : M-4 modeli yatay deplasman.



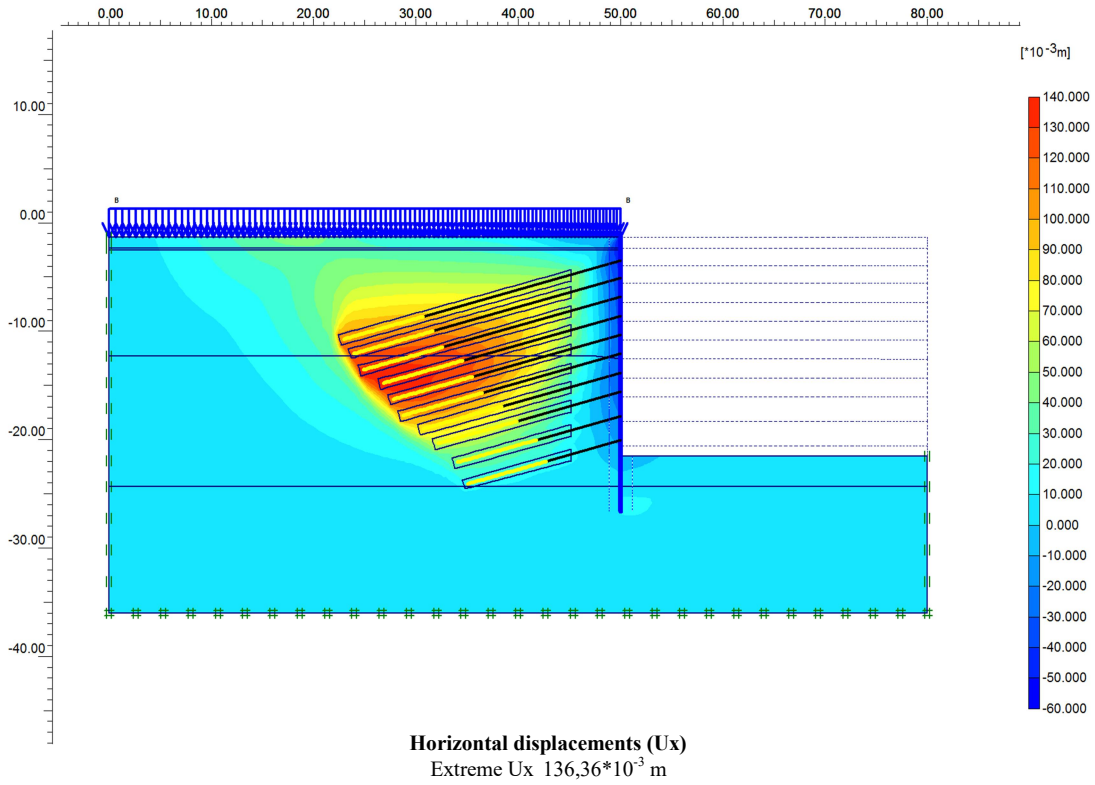
Şekil A.11 : M-4 modeli düşey deplasman.



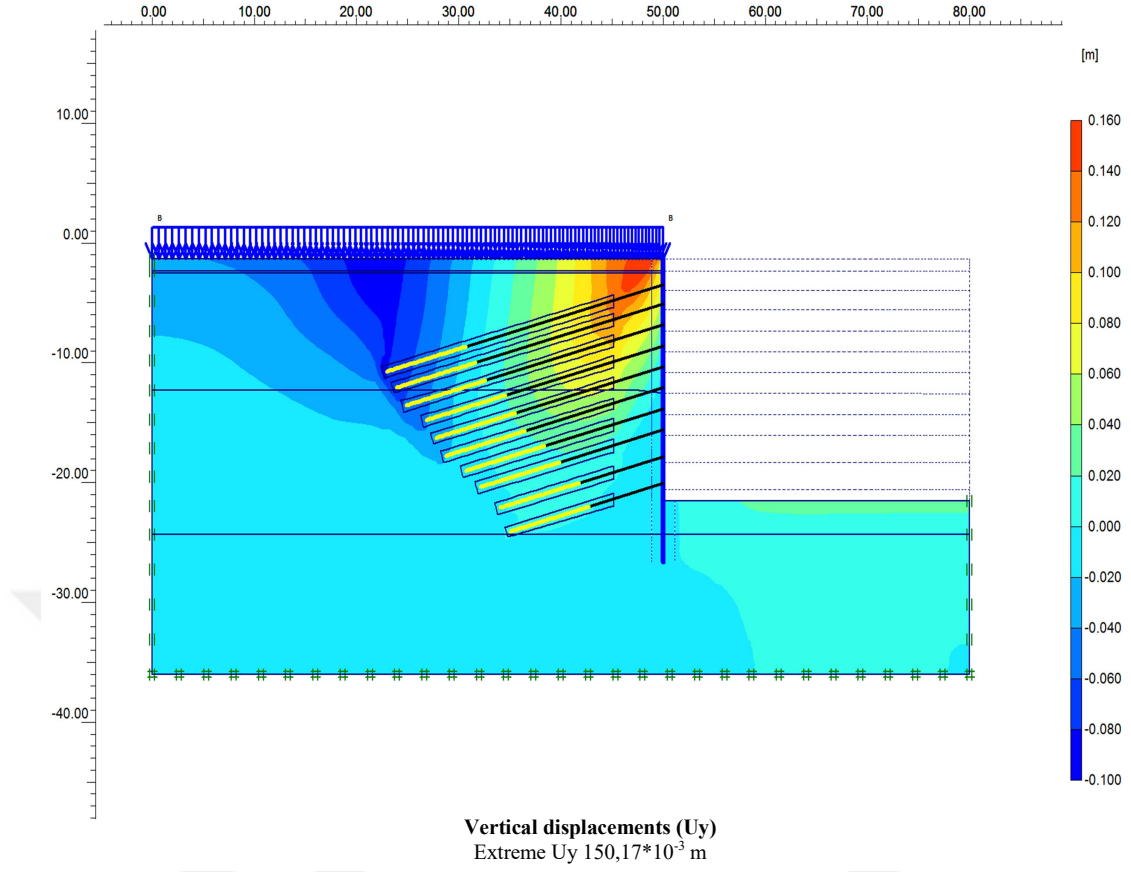
Şekil A.12 : M-4 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.



Şekil A.13 : M-5 modeli toplam deplasman.



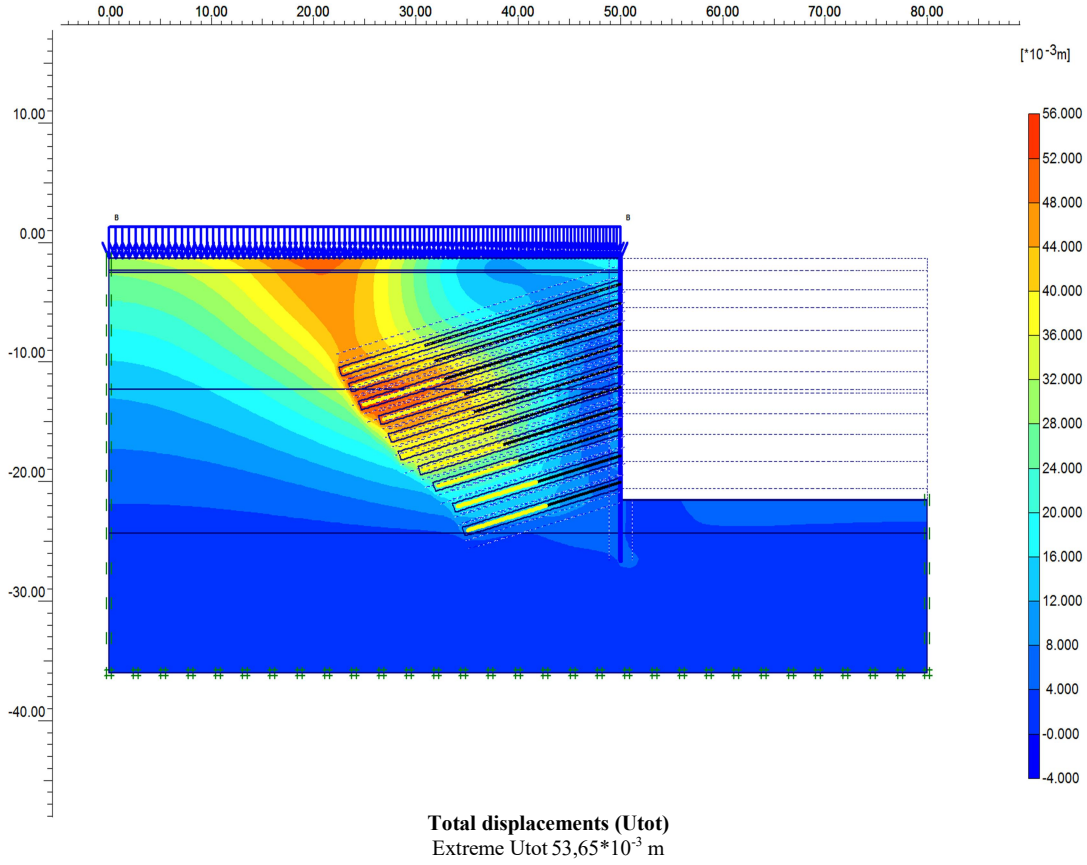
Şekil A.14 : M-5 modeli yatay deplasman.



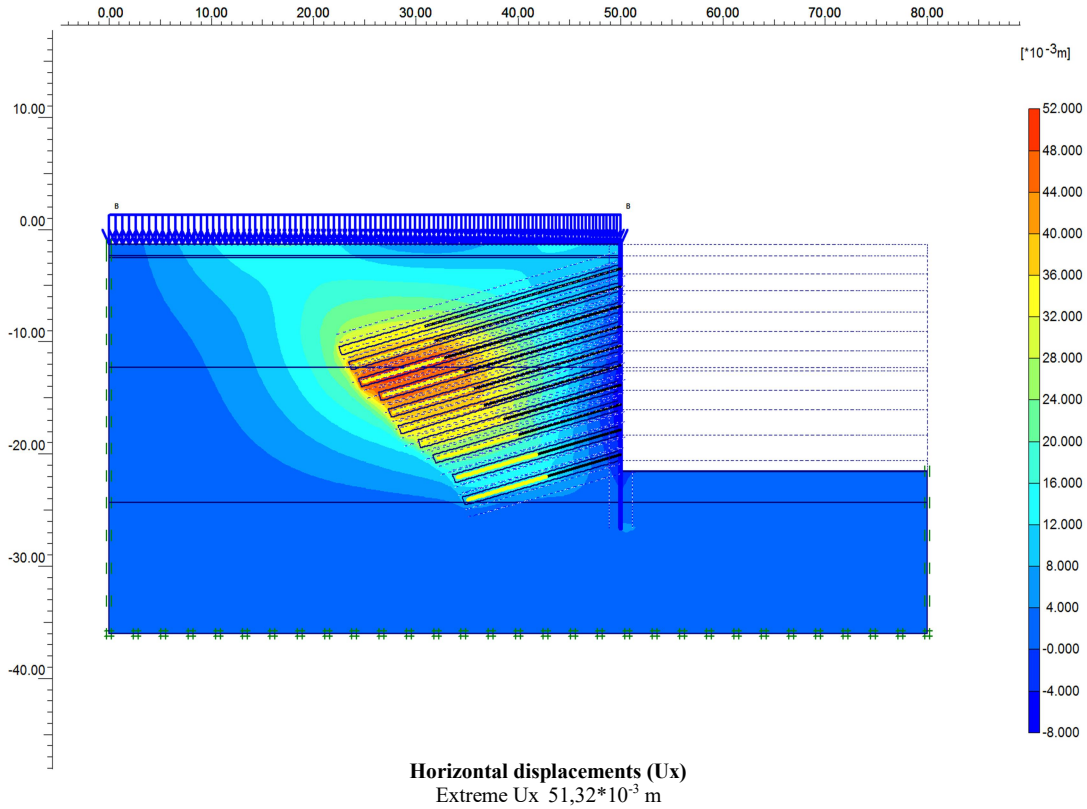
Şekil A.15 : M-5 modeli düşey deplasman.



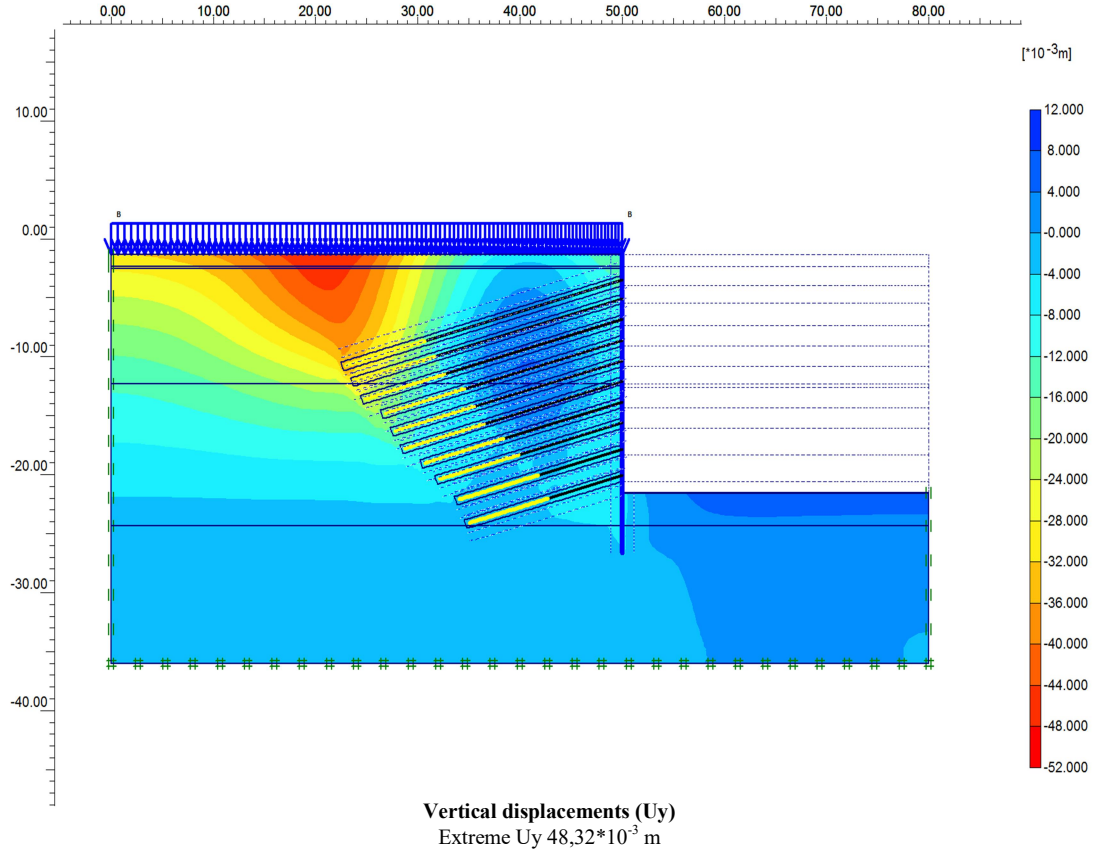
Şekil A.16 : M-5 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.



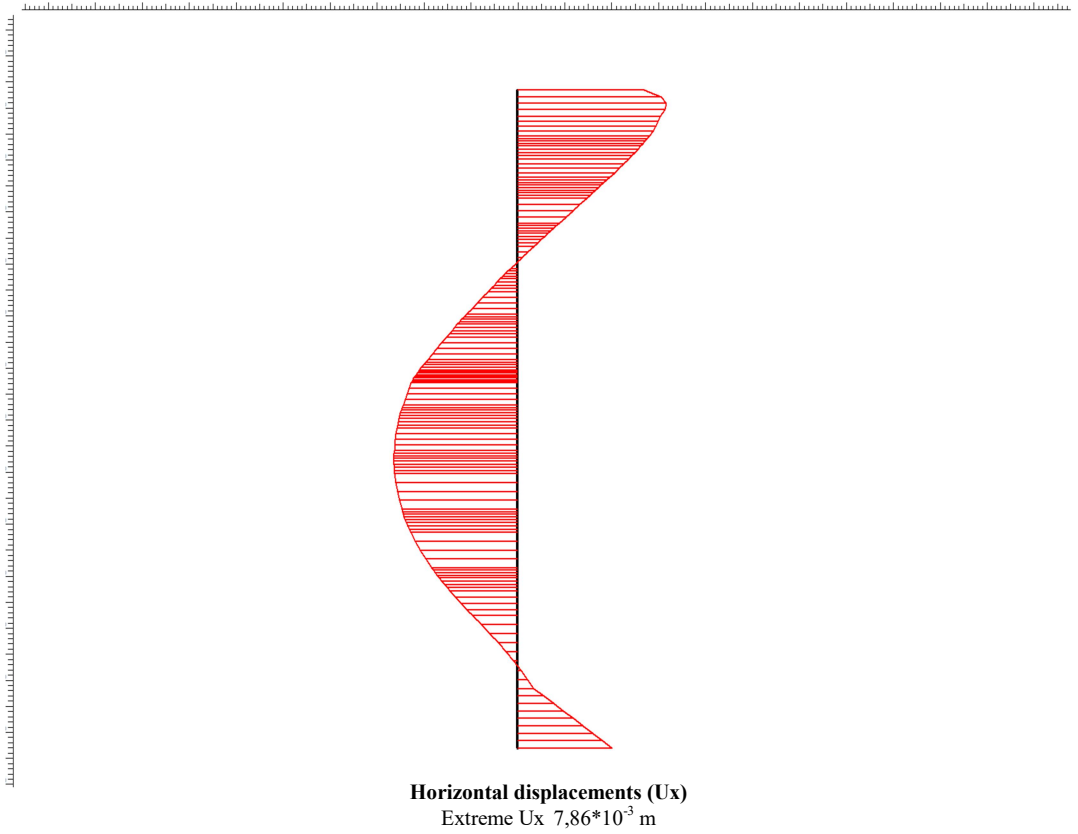
Şekil A.17 : M-6 modeli toplam deplasman.



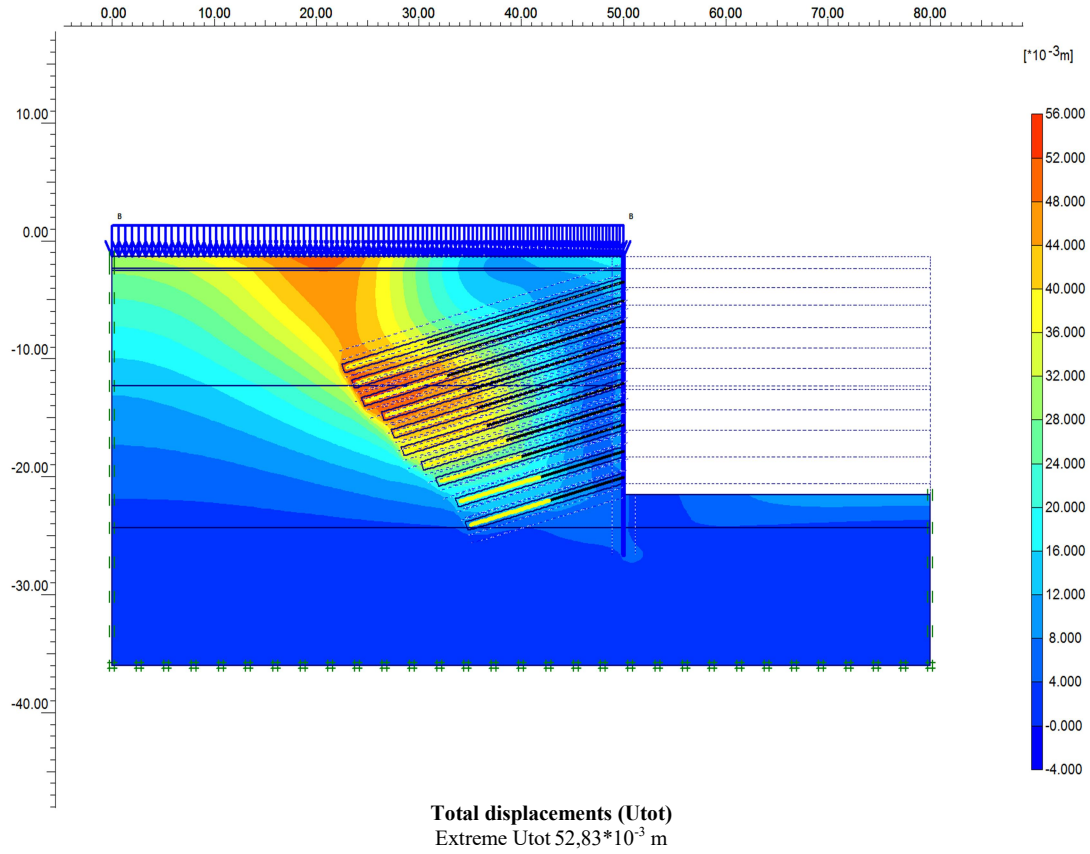
Şekil A.18 : M-6 modeli yatay deplasman.



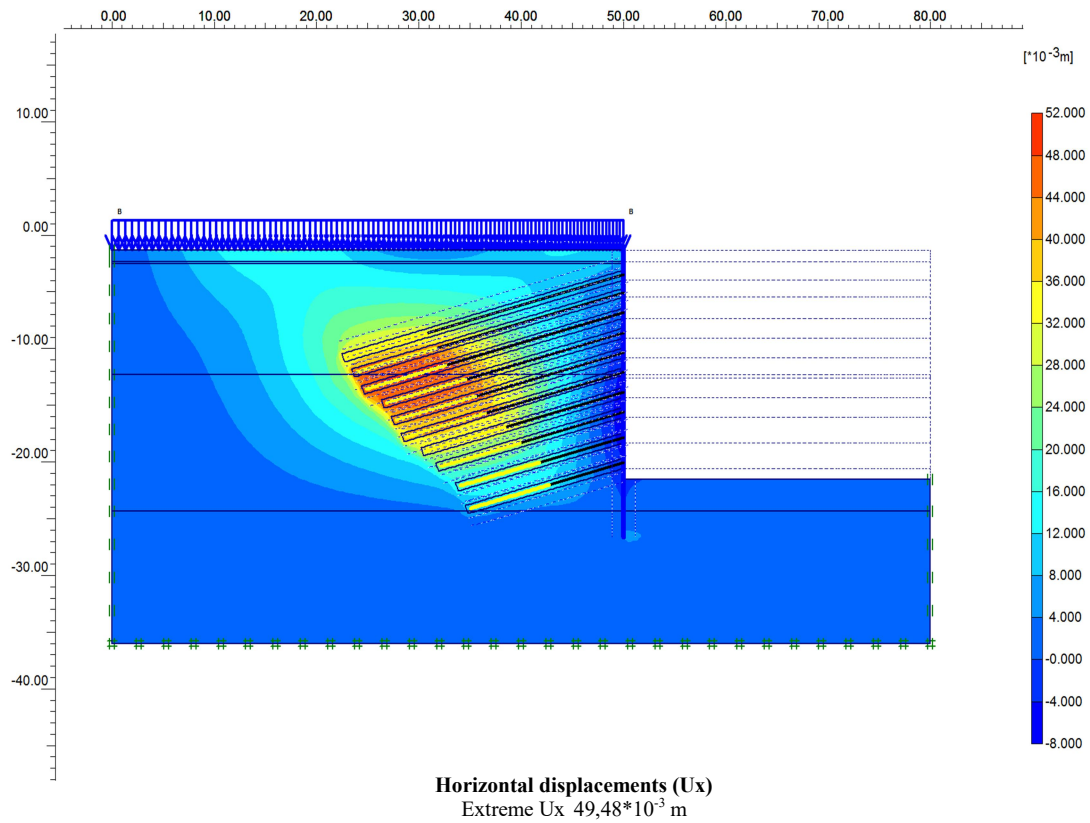
Şekil A.19 : M-6 modeli düşey deplasman.



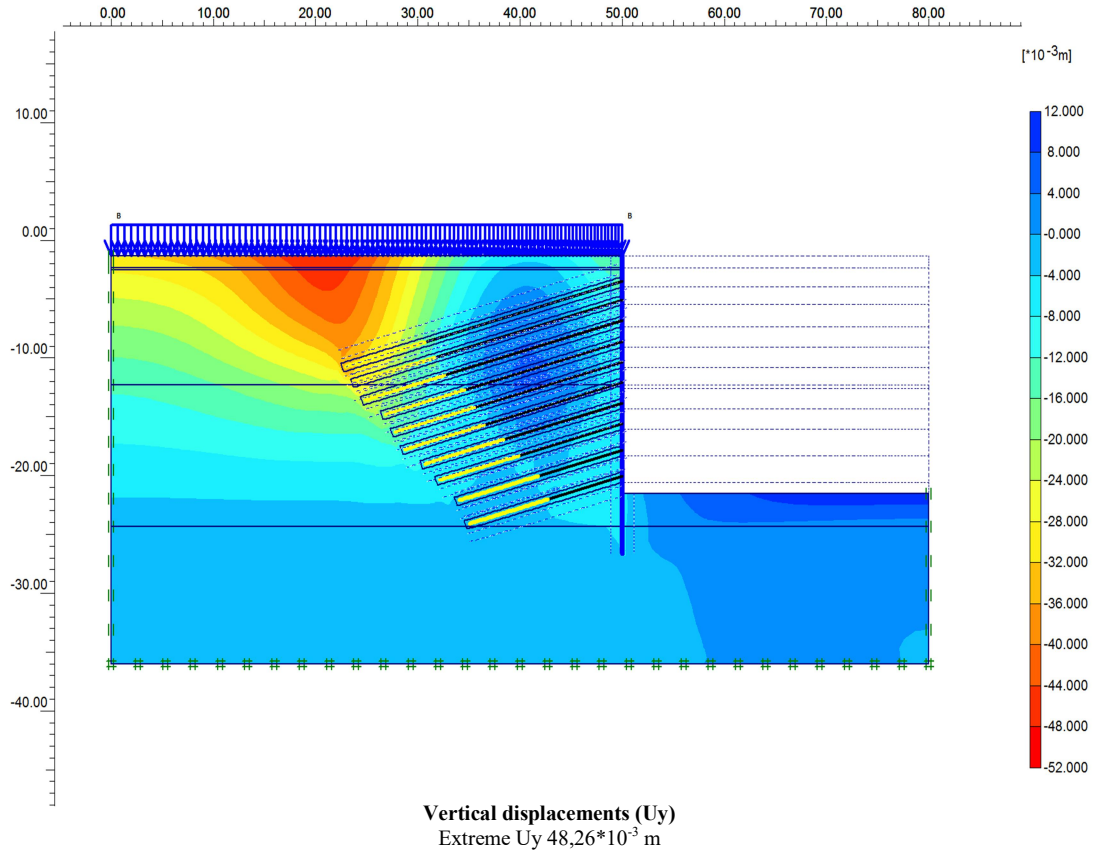
Şekil A.20 : M-6 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.



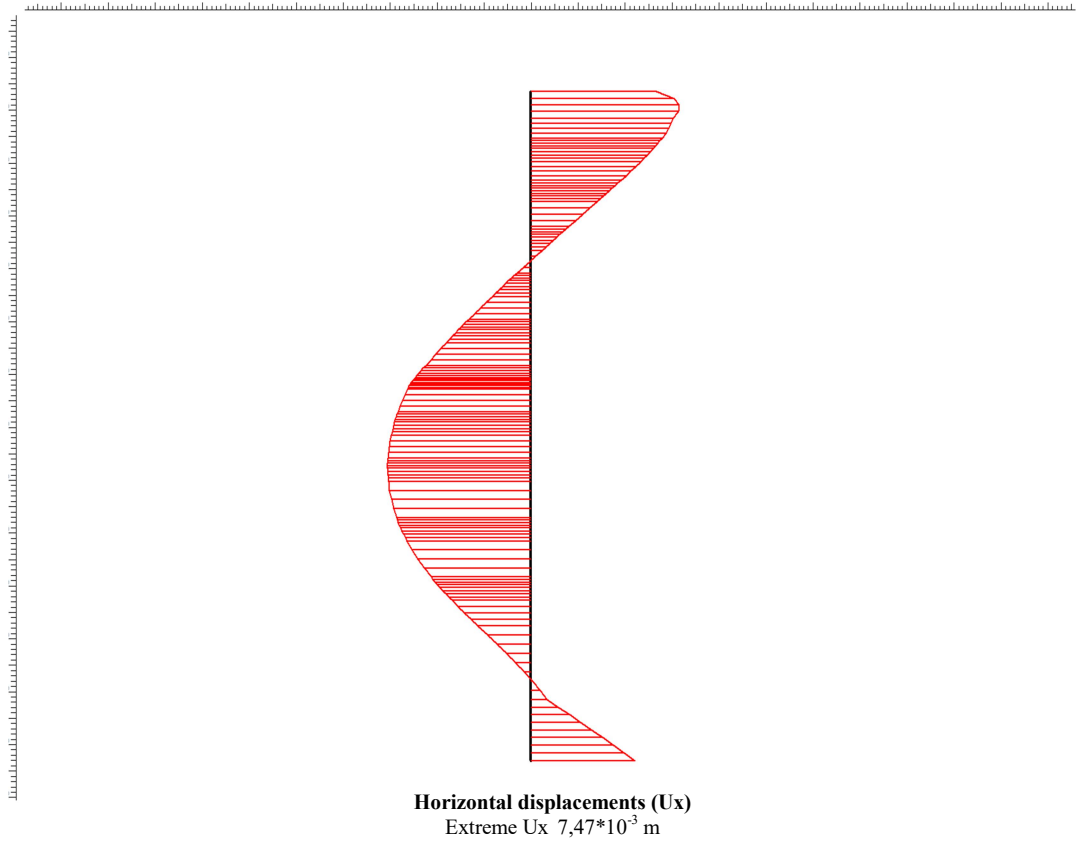
Şekil A.21 : M-7 modeli toplam deplasman.



Şekil A.22 : M-7 modeli yatay deplasman.

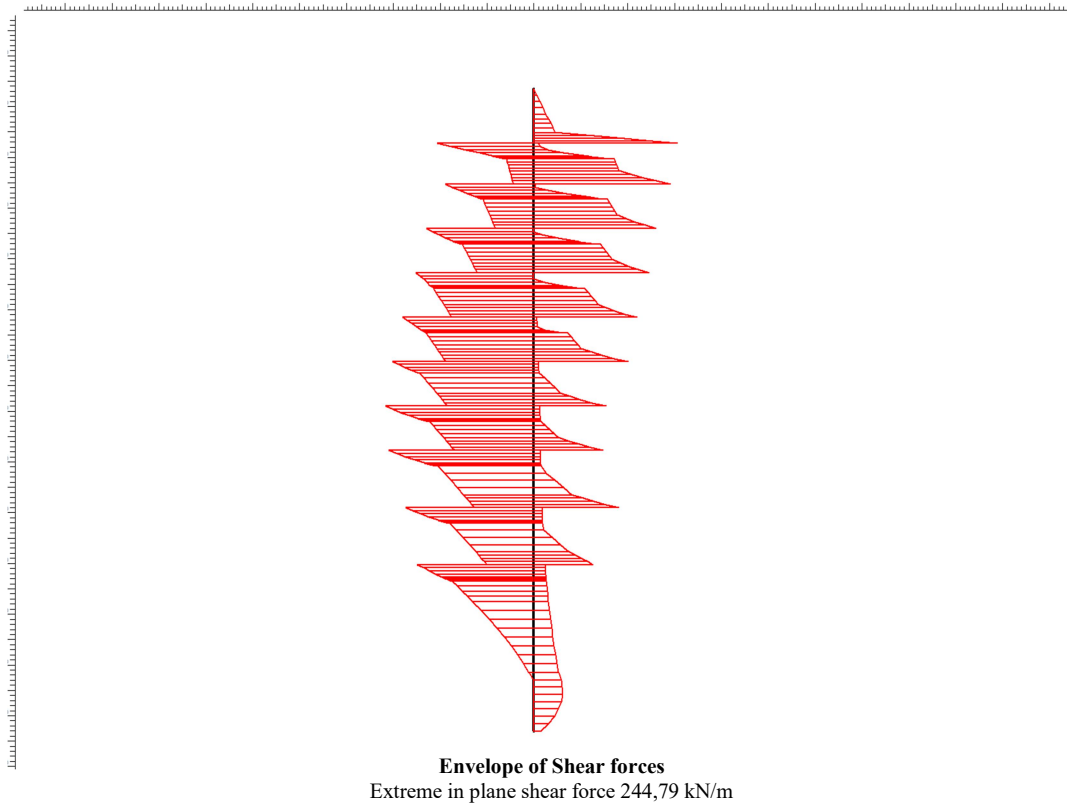


Şekil A.23 : M-7 modeli düşey deplasman.

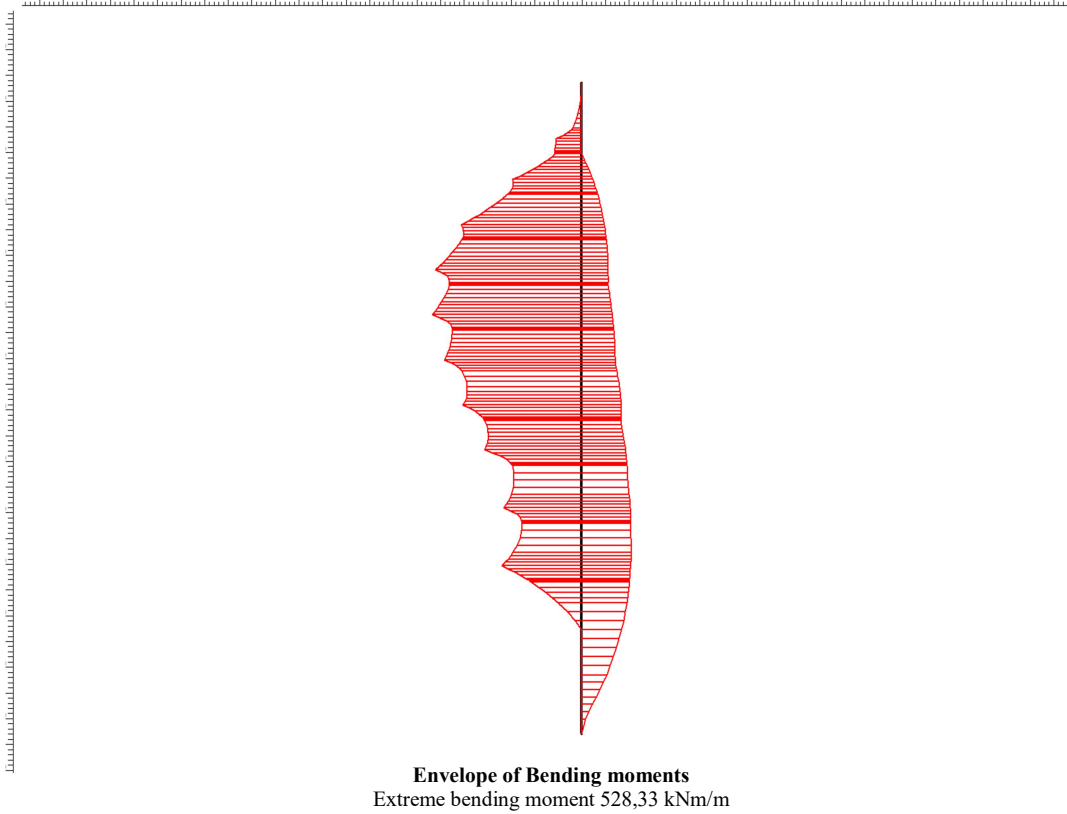


Şekil A.24 : M-7 modeli düşey eleman üzerindeki yatay deplasman.

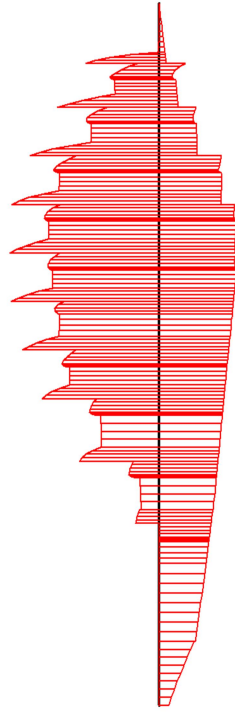
EK B



Şekil B.1 : M-3 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.

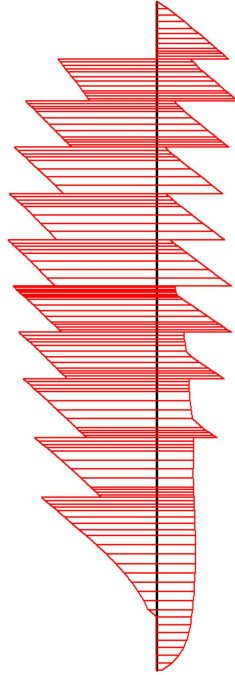


Şekil B.2 : M-3 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.



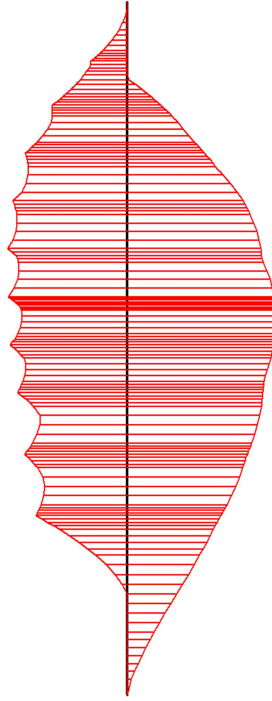
Envelope of Axial forces
Extreme axial force 192,90 kN/m

Şekil B.3 : M-3 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.



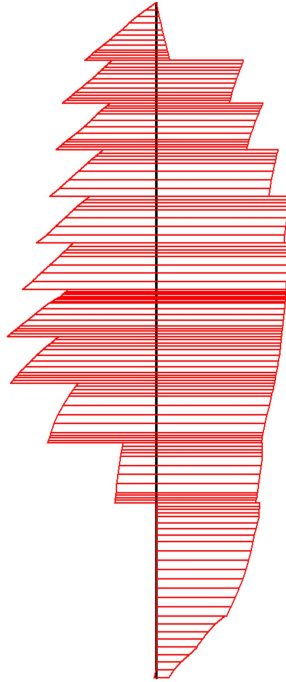
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force 284,15 kN/m

Şekil B.4 : M-4 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.



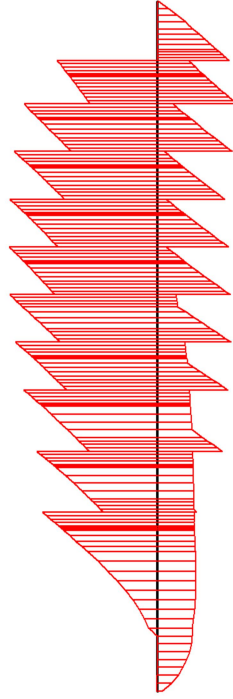
Envelope of Bending moments
Extreme bending moment -630,10 kNm/m

Şekil B.5 : M-4 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.



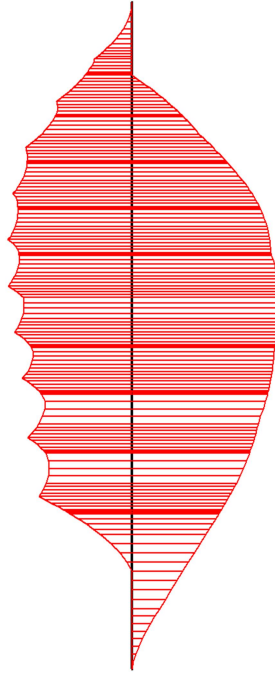
Envelope of Axial forces
Extreme axial force 101,79 kN/m

Şekil B.6 : M-4 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.



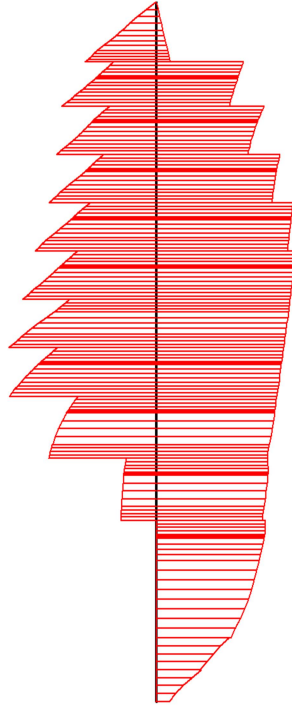
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force 279,88 kN/m

Şekil B.7 : M-5 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.



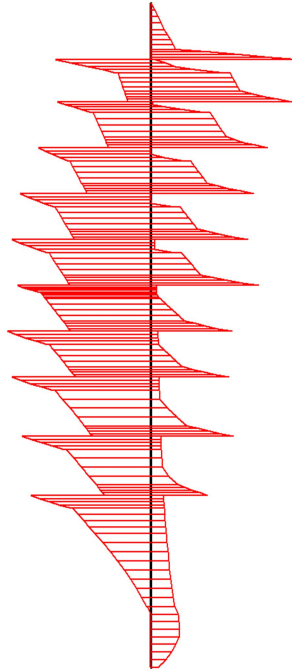
Envelope of Bending moments
Extreme bending moment -601,94 kNm/m

Şekil B.8 : M-5 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.



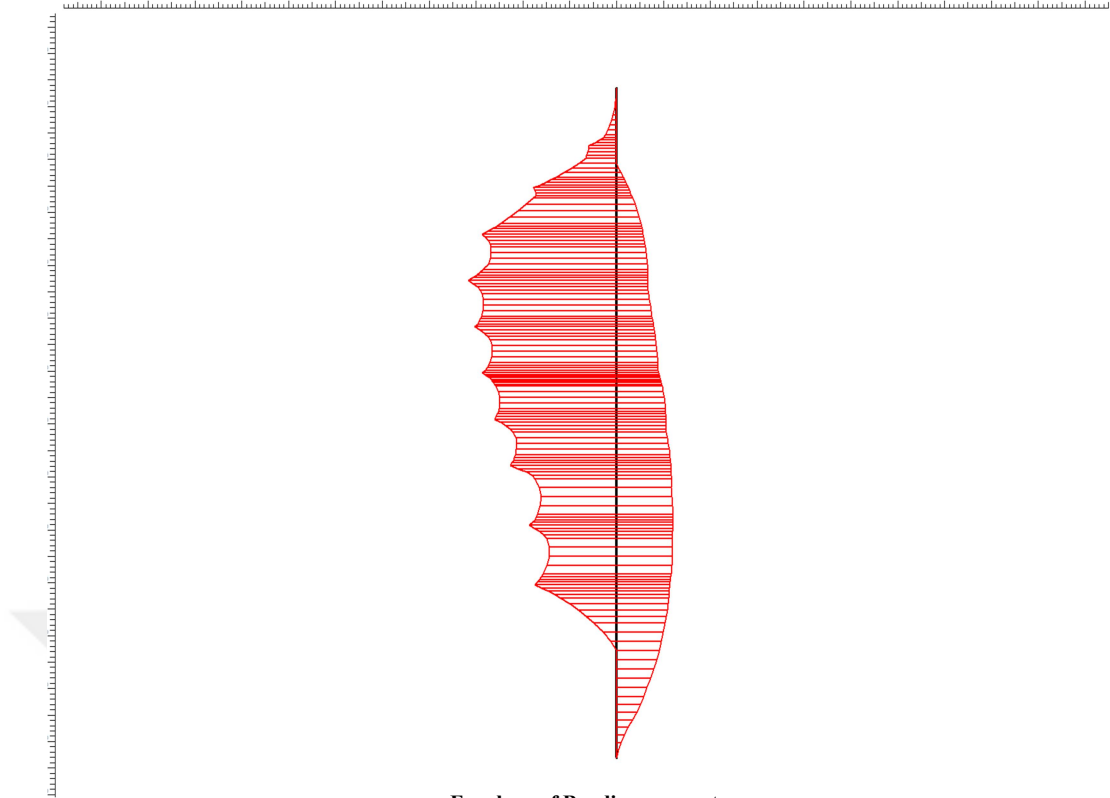
Envelope of Axial forces
Extreme axial force 101,09 kN/m

Şekil B.9 : M-5 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.



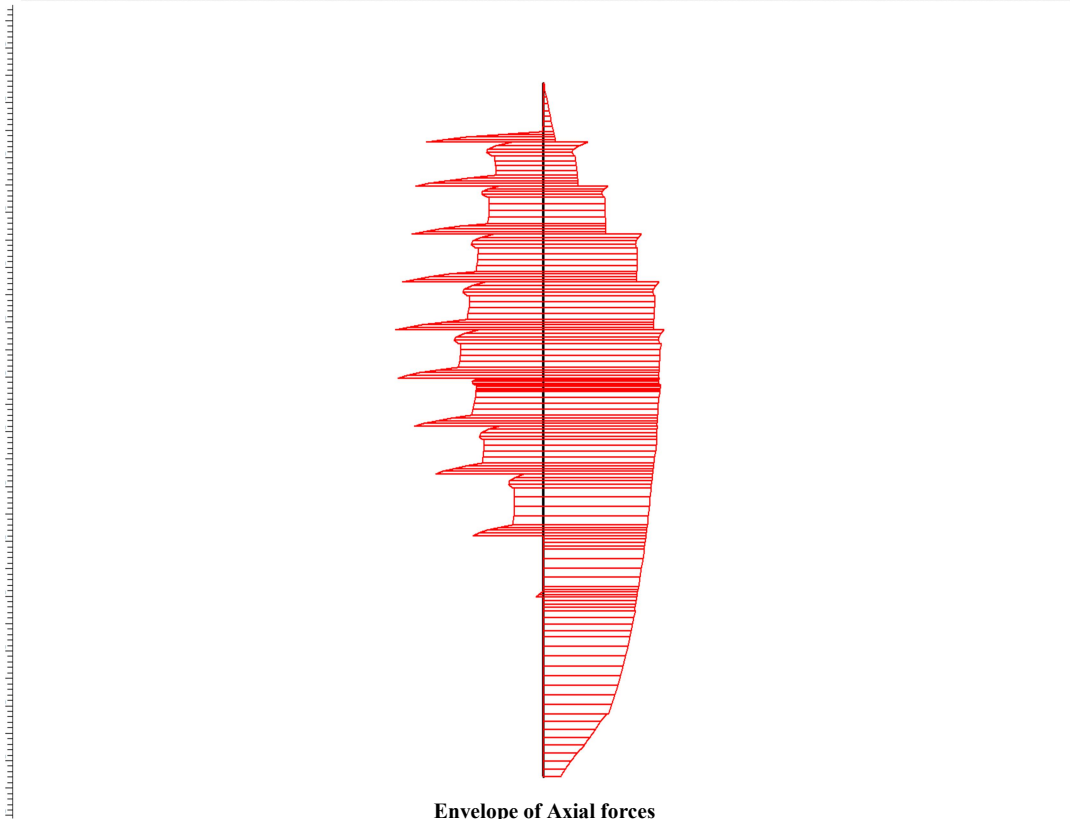
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force -237,80 kN/m

Şekil B.10 : M-6 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.



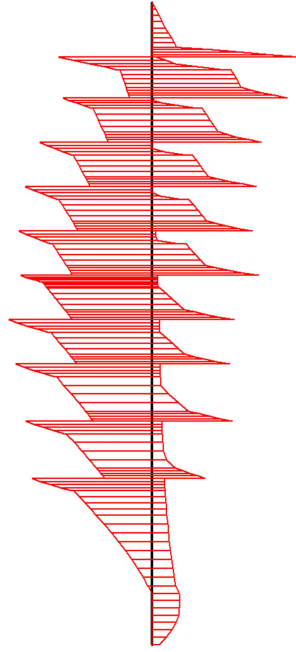
Envelope of Bending moments
Extreme bending moment 456,95 kNm/m

Şekil B.11 : M-6 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.



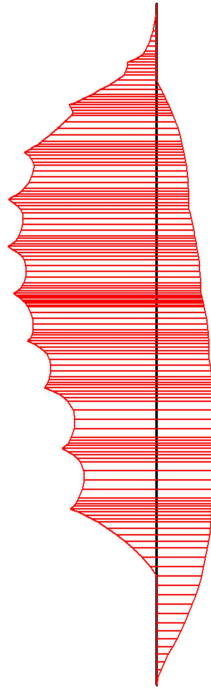
Envelope of Axial forces
Extreme axial force 116,90 kN/m

Şekil B.12 : M-6 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.



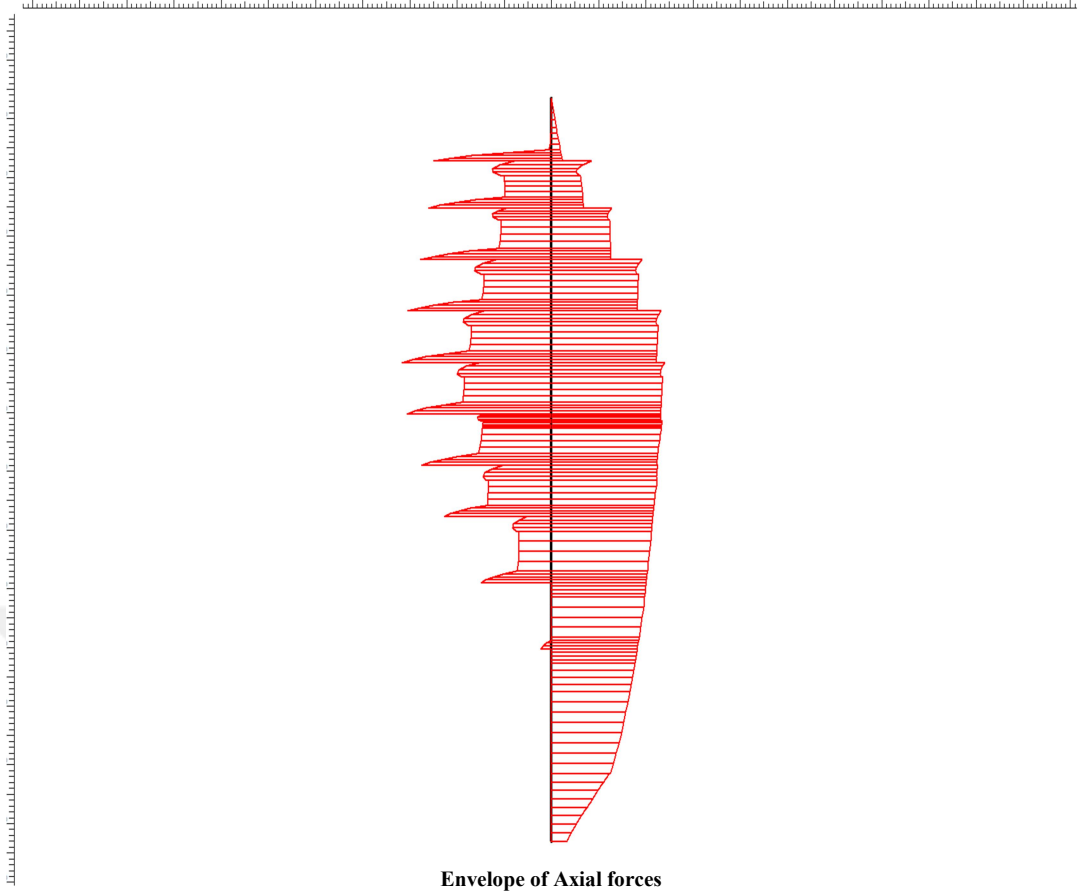
Envelope of Shear forces
Extreme in plane shear force -243,73 kN/m

Şekil B.13 : M-7 modeli en elverişsiz kesme kuvveti dağılımı.



Envelope of Bending moments
Extreme bending moment 448,50 kNm/m

Şekil B.14 : M-7 modeli en elverişsiz eğilme momenti dağılımı.



Şekil B.15 : M-7 modeli en elverişsiz eksenel kuvvet dağılımı.



ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad : Mehmet TARAĞCI
Doğum Tarihi ve Yeri : 16.03.1991 / Rize
E-posta : metarakci@gmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** : 2015, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü

MESLEKİ DENEYİM VE ÖDÜLLER:

- Ortadoğu Grup – Teknik Ofis Mühendisi (03.2015 – Devam ediyor)