



**FATİH SULTAN MEHMET VAKIF ÜNİVERSİTESİ  
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**KİLLİ ZEMİNLERDE FORE KAZIK-ANKRAJLI  
İKSA SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**TUĞBA KILIÇ**

**İSTANBUL, 2023**



**FATİH SULTAN MEHMET VAKIF ÜNİVERSİTESİ  
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI**

**KİLLİ ZEMİNLERDE FORE KAZIK-ANKRAJLI  
İKSA SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**TUĞBA KILIÇ  
(200241010)**

**Danışman  
(Dr. Öğr. Üyesi Mustafa Mert)**

**İSTANBUL, 2023**

Gelen Evrak Tarih ve Sayısı: 30.01.2024-65985



FATİH SULTAN MEHMET VAKIF ÜNİVERSİTESİ  
TEZ ONAY FORMU

25/01/2024

LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜNE

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı İnşaat Mühendisliği tezli yüksek lisans programı öğrencisi 200241010 numaralı **Tuğba KILIÇ**'ın, hazırladığı "Killi Zeminlerde Fore Kazık-Ankrajlı İksa Sistemlerinin Dinamik Analizi" konulu yüksek lisans ile ilgili Tez Savunma Sınavı, 25.01.2024 Perşembe günü saat 13:00'de yapılmış, sorulara alınan cevaplar sonunda adayın tezinin **Kabulüne Oy Çoğunluğu/Oy Birliği** ile karar verilmiştir.

Tez adı değişikliği yapılması halinde: Tez adının .....  
.....  
şeklinde değiştirilmesi uygundur.

Jüri Üyesi	Karar
1. Dr. Öğr. Üyesi Mustafa MERT (Danışman)	Kabul.....
2. Prof. Dr. Zekai CELEP	Kabul.....
3. Prof. Dr. Zeki GÜNDÜZ	Kabul.....
4.	.....
5.	.....
6. (İkinci Danışman)*.....	.....

\*2. Danışman varsa doldurulması gerekmektedir.

## **ETİK BİLDİRİM**

Bu tezin yazılmasında bilimsel ahlak kurallarına uyulduğunu, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, tezin herhangi bir kısmının bağılı olduğum üniversite veya bir başka üniversitedeki başka bir çalışma olarak sunulmadığını beyan ederim.

Tuğba Kılıç

*Anneme,*

# KİLLİ ZEMİNLERDE FORE KAZIK-ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİNİN DİNAMİK ANALİZİ

Tuğba Kılıç

## ÖZET

İnşaat sektöründe son zamanlarda geliştirilen projeler, alan gereksinimleri nedeniyle ağırlıklı olarak derin kazı ve kazı destek yapı sistemlerini içermektedir. Derin kazılar için kazı destek yapı sistemlerinin tasarımı, günümüzde geoteknik mühendisliğinin temel konularından biridir.

Bu çalışmada, Yalova ili Çiftlikköy ilçesinde 3 ayrı bölgeden alınan sondajlar ve jeofizik taramalarla hazırlanan zemin etüt raporlarından alınan veriler ile sayısal çalışmalar yapılmış ve geoteknik parametreler ile genel bir zemin profili oluşturulmuştur. Bu zemin profilinin ampirik çözümlerden elde edilen parametreler ile birlikte ankrajlı fore kazıklı kalıcı bir kazı destek yapı sistemi tasarlanmıştır.

Tasarlanmış olan bu kazı destek yapı sisteminin sonlu elemanlar yöntemine dayalı bilgisayar yazılımı olan Plaxis V.20 (Finite element code for soil and rock analyses) programı kullanılarak, bu kazı destek yapısının ilk olarak depremsiz statik durumda çözümler ile analizleri yapılmıştır. Ardından Yöntem-1 DD-2 deprem düzeyinde statik eşdeğer hesap yöntemi ile Yöntem-2'deki 1. Aşama DD-2a deprem düzeyinde statik eşdeğer hesap yöntemi ve 2. Aşama DD-2 deprem düzeyinde zaman tanım aralığında hesap yöntemi ile dinamik analizleri yapılmıştır. Bu kalıcı destek yapı sisteminin modellenmesinde her iki yöntemde ve farklı r katsayı değerlerinde sistemin yapı elemanları olan kazık, ankraj serbest boy ve ankraj köklerinde meydana gelen deplasman ve kesit tesirleri ile sistemin güvenlik sayısı olan  $G_s$  karşılaştırılmıştır.

Bu çalışma kapsamında kalıcı bir destek sistemi tasarlanırken gerçek deprem verileri ile çalışmanın devrilmeye karşı sistemin daha az hasar alması konusunda çok önem arz ettiği görülmektedir. Ancak tasarım ivmelerinin yüksek olduğu bölgelerde

DD-2 deprem düzeyinde  $r=1.5$  alınarak statik eşdeğer hesap yöntemi ile yapılan analizlerin, zaman tanım aralığındaki hesap yöntemiyle yapılan çözümlerden çok daha hızlı sonuç alınabilen bir çözüm olduğu görülmüştür.

**Anahtar Kelimeler:** Fore Kazık-Ankrajlı, İksa, Sonlu Elemanlar Yöntemi, Deprem Yük, Dinamik Analiz,

# **DYNAMIC ANALYSIS OF ANCHORED BORED PILE SHORING SYSTEMS IN CLAYEY SOIL**

**Tuğba Kılıç**

## **ABSTRACT**

Recently developed projects in the construction industry mainly include deep excavation and excavation support structure systems due to space requirements. The design of excavation support structure systems for deep excavations is one of the main topics of geotechnical engineering today.

In this study, numerical studies were carried out with the data obtained from ground survey reports prepared by drillings and geophysical scans taken from 3 different regions in Çiftlikköy district of Yalova province, and a general ground profile was created with geotechnical parameters. A permanent excavation support structure system with anchored bored piles was designed with the parameters obtained from empirical analyzes of this soil profile.

Using the Plaxis V.20 (Finite element code for soil and rock analyses) program, which is a computer software based on the finite element method, this excavation support structure was first analyzed in a static condition without earthquakes. Then, dynamic analyzes were carried out using the static equivalent calculation method at the Method-1 DD-2 earthquake level, the static equivalent calculation method at the 1st Stage DD-2a earthquake level in Method-2, and the time interval calculation method at the 2nd Stage DD-2 earthquake level. In modeling this permanent support structure system, the displacement and cross-section effects occurring in the piles, anchor ropes and anchor roots, which are the structural elements of the system, were compared with the safety number of the system,  $G_s$ , in both methods.

While designing a permanent support system within the scope of this study, it is seen that working with real earthquake data is very important to ensure that the system suffers less damage against rollover. However, in regions where design accelerations are high, it has been observed that the analysis made with the static

equivalent calculation method by taking  $r = 1.5$  at the DD-2 earthquake level is a solution that can yield much faster results than the analyzes made with the time domain calculation method.

**Keywords:** Bored Pile-Anchored, Shoring, Finite Element Method, Earthquake Load, Dynamic Analysis,

## ÖN SÖZ

Yüksek Lisans öğrenimim ve tez çalışmalarım boyunca bana gösterdiği her türlü destek ve yardımdan dolayı değerli danışman hocam Sayın Dr. Öğr. Üyesi Mustafa MERT'e teşekkürlerimi sunarım.

Tez yazma sürecinde, desteklerini üzerimden eksik etmeyen sevgili aileme minnettarım.

Aralık, 2023

Tuğba Kılıç

## İÇİNDEKİLER

ÖZET.....	v
ABSTRACT.....	vii
ÖN SÖZ.....	ix
SEMBOLLER .....	xiii
TABLO LİSTESİ .....	xv
ŞEKİL LİSTESİ.....	xix
KISALTMALAR .....	xxii
GİRİŞ .....	1
BİRİNCİ BÖLÜM.....	3
1. DERİN KAZI YÖNTEMLERİ.....	3
1.1. AÇIK KAZI (SERBEST ŞEVLİ KAZI) YÖNTEMİ.....	3
1.2. İÇTEN İKSALİ KAZI YÖNTEMİ .....	4
1.3. ADA KAZI YÖNTEMİ .....	5
1.4. YUKARIDAN AŞAĞIYA (TOP-DOWN) KAZI YÖNTEMİ.....	5
1.5. ANOLU (ZONED) KAZI YÖNTEMİ.....	6
1.6. AÇ-KAPA KAZI YÖNTEMİ .....	7
1.7. KUYU TİPİ DUVAR YÖNTEMİ .....	7
1.8. ANKRAJLI KAZI YÖNTEMİ .....	8
1.8.1. Pasif Ankrajlı Kazı Yöntemi .....	8
1.8.2. Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi .....	9
İKİNCİ BÖLÜM .....	11
2. KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİ.....	11
2.1. DÜŞEY YÖNDE KAZI DESTEK YAPILARI .....	11
2.1.1. Mini Kazıklı Kazı Destek Yapıları.....	11
2.1.2. Fore Kazıklı Kazı Destek Yapıları.....	12
2.1.3. Palplanşlar .....	13
2.1.4. Kuyu Temeller .....	15
2.1.5. Diyafram Duvarlar .....	16
2.2. YATAY YÖNDE KAZI DESTEK ELEMANLARI .....	17
2.2.1. Ankrajlar.....	17
2.2.1.1. İmalat Tekniklerine Göre Ankrajlar.....	17
2.2.1.2. Kullanım Amaçlarına Göre Ankrajlar.....	18
2.2.1.3. Çalışma Şekillerine Göre Ankrajlar .....	21
2.2.1.4. Ankraj elemanları ve İmalatı .....	21
2.2.2. Zemin Çivisi .....	23
2.2.3. Gergi .....	24
2.3. KAZI DESTEK YAPILARININ YARDIMCI ELEMANLARI .....	27
2.3.1. Başlık Kirişi.....	27

2.3.2.	Kuşak Kirişi .....	27
2.3.3.	Barbakanlar .....	28
2.4.	KAZI DESTEK YAPILARINA ETKİYEN YANAL YÜKLER .....	29
2.4.1.	Yanal Toprak Basıncı .....	29
2.4.1.1.	Coulomb Toprak Basınç Teorisi .....	31
2.4.1.2.	Rankine Toprak Basınç Teorisi .....	32
2.4.2.	İlave Yükler.....	33
2.4.2.1.	Sürşarj Yükleri .....	33
2.4.2.2.	Yeraltı Su Seviyesinin Etkileri .....	34
2.5.	ÇOK SIRALI ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİ.....	34
2.5.1.	Sistem Elemanları.....	34
2.5.1.1.	Halat ve Çubuk Elemanlar .....	34
2.5.1.2.	Enjeksiyon.....	38
2.5.1.3.	Ankraj Başlığı .....	38
2.5.1.4.	Ankraj Plakası .....	38
2.5.1.5.	Ankraj Kaması .....	38
2.5.2.	Ankrajlı Sistemlerin Tasarımı .....	39
2.5.2.1.	Yatay Toprak Basıncı Dağılımı.....	41
2.5.2.2.	Ankraj Serbest Boy Seçimi.....	42
2.5.2.3.	Ankraj Kök Tasarımı.....	42
2.5.2.4.	Tendon/Enjeksiyon Aderansı .....	44
2.5.2.5.	Sistemin Stabilitesi .....	44
2.5.2.6.	Sayısal Yöntemler .....	45
	ÜÇÜNCÜ BÖLÜM .....	50
3.	GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ZEMİN MODELLERİ .....	50
3.1.	ZEMİN MODELLERİ .....	50
3.1.1.	Lineer Elastik Model.....	50
3.1.2.	Modifiye Duncan Hiperbolik Model.....	50
3.1.3.	Mohr-Coulomb Model .....	51
3.1.4.	Hardening Soil (Pekleşen Zemin) Model.....	52
3.1.5.	Hardening Soil Small Strain (Pekleşen Zemin Küçük Birim Deformasyon) Modeli .....	54
3.1.6.	Modified Cam Clay model.....	54
3.1.7.	Yumuşak zemin (Soft soil) model.....	55
3.1.8.	S-CLAY1 zemin modeli .....	56
	DÖRDÜNCÜ BÖLÜM .....	57
4.	ÖRNEK VAKA VE SAYISAL ÇALIŞMALAR.....	57
4.1.	ZEMİN PROFİLİ VE GEOTEKNİK PARAMETRELERİN BELİRLENMESİ .....	57
4.1.1.	Zemin Genel Alan Bilgisi .....	57
4.1.2.	Yapılan Zemin Araştırmaları.....	58
4.1.2.1.	SPT Deneyleri .....	58
4.1.2.2.	Presiyometre Deneyleri .....	62
4.1.2.3.	Jeofizik Çalışmalar .....	64

4.1.2.4.	Laboratuvar Deneyleri.....	65
4.1.3.	Geoteknik Parametrelerin Hesabı .....	66
4.1.3.1.	İdealize Zemin Profili.....	66
4.1.3.2.	Drenajsız Kayma Mukavemeti Dayanımı( $C_u$ ).....	67
4.1.3.3.	Efektif Kayma Direnci Açısı ( $\Phi'$ ).....	69
4.1.3.4.	Elastisite Modülü (E).....	71
4.1.3.5.	Drenajlı Elastisite Modülü ( $E'$ ) .....	73
4.1.3.6.	Efektif Kohezyon Değeri ( $C'$ ) .....	73
4.1.3.7.	Poisson Oranı ( $\nu$ ) .....	74
4.2.	ZEMİN MODELLEME .....	75
4.3.	ÇOK SIRALI ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİ TASARIMI İÇİN UYGULANAN TASARIM YAKLAŞIMLARI.....	83
4.4.	KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİNİN ANALİZİ .....	87
4.4.1.	Tasarım Aşaması-1.....	87
4.4.2.	Tasarım Aşaması-2.....	92
4.4.3.	Tasarım Aşaması-3.....	98
4.4.4.	Tasarım Aşaması-4.....	99
4.5.	SEÇİLEN KAZI DESTEK YAPI MODELLERİN ANALİZLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI .....	114
	<b>SONUÇ VE ÖNERİLER.....</b>	<b>122</b>
	<b>KAYNAKÇA .....</b>	<b>127</b>
	<b>EKLER.....</b>	<b>132</b>

## SEMBOLLER

- $S_{D1}$ = 1.0 saniye periyod için tasarım spektral ivme katsayısı  
 $S_{DS}$ = Kısa periyod bölgesi için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı  
 $S_{DS,43}$ = Tekrarlama periyodu 43 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi için kısa periyod bölgesi için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı  
 $S_{DS,72}$ = Tekrarlama periyodu 72 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi için kısa periyod bölgesi için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı  
 $S_{DS,144}$ = Tekrarlama periyodu 144 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi için kısa periyod bölgesi için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı  
 $S_{DS,475}$ =Tekrarlama periyodu 475 yıl olan deprem yer hareketi düzeyi için kısa periyod bölgesi için tanımlanan tasarım spektral ivme katsayısı  
 $T_A$  ve  $T_B$  = Yatay elastik tasarım ivme spektrumu köşe periyodu  
 $T_L$  =Sabit yerdeğiştirme bölgesine geçiş periyodu  
 $r$  = Destek yapısı tipine göre yatay eşdeğer ivme azaltma katsayısı  
 $c_u$ =Drenajsız kayma mukavemeti  
 $C'$ = Efektif Kohezyonu Değeri  
 $E$  =Zemin elastisite modülü  
 $E_{oed}$ =Ödeometrik modül  
 $E_{50}$  =Zemin sekant modülü  
 $E_{ur}$  =Boşaltma-geri yükleme modülü  
 $EA$  =Eksenel Rijitlik  
 $EI$  =Eğilme Rijitliği  
 $LL$ =Likit limit  
 $m$ =Gerilmeye bağlı rijitlik parametresi  
 $m_v$ = Hacimsel sıkışma katsayısı  
 $PL$ = Plastik limit  
 $PI$  = Plastisite indeksi  
 $v$ = Poisson oranı

$\sigma'$  =Efektif Kayma Direnci

$\Psi$  = Dilatasyon Açısı

$E_{50}^{ref}$  = Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği

$E_{oed}^{ref}$  = Drenajlı odömetre deneylerle hesaplanan tanjant rijitliği

$E_{ur}^{ref}$  = Elastik yükleme/boşaltma rijitliği

$E_{oed}$  = Ödometrik deformasyon modülü

$G_0$  = Başlangıçtaki kayma modülü küçük birim deformasyon kayma modülü

$\gamma_{0.7}$  =Kayma modülünün küçük birim deformasyon modülüne göre %70 azaltılması ile birim deformasyon seviyesi olarak kayma deformasyon eşik değeri olan

$K_0^{nc}$  = Normal konsolidasyon katsayısı

$OCR$  = Aşırı konsolide oranı

$\sigma'_{vo}$  = Efektif düşey gerilme

$C_N$  = Kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısı

$C_R$  = Tij boyu düzeltme katsayısı

$C_S$  = Numune alıcı tipi düzeltme katsayısı

$C_B$  = Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı

$C_E$  = Enerji oranı düzeltme katsayısını göstermektedir.

$w_n$  =Doğal su muhtevası ,

$\gamma_n$  = Doğal birim hacim ağırlık

$\phi$  = Dilatansi açısı

$k_y$  = Düşey permeabilite

$k_x$  = Yatay permeabilite

## TABLO LİSTESİ

### Sayfa

Tablo 2. 1: Kalıcı ankrajlar için korozyon koruma sistemlerinden örnekler[16].....	19
Tablo 2. 2: Zemin Ankrajları İçin Minimum Güvenlik Değerleri[14].....	20
Tablo 2. 3: Gergi(Çelik Boru) Profilinin Özellikleri[20].....	27
Tablo 2. 4: Öngerilmeli tendonların genel boyutları ve karakteristik dayanımları[14] .....	35
Tablo 2. 5: KDYY'ne Göre Kazı Destek Yapılarının Dikkate Alınacak Deprem Düzeyleri[8] .....	45
Tablo 2. 6: Derin kazıda destek sistemlerinin hesaplanmasındaki yöntemlerin bazı olumlu ve olumsuz yönleri [29] .....	48
Tablo 4. 1: SPT Düzeltme Katsayıları[37].....	60
Tablo 4. 2: Presiyometre Deneyi Sonuçları .....	63
Tablo 4. 3: Zemin Dinamik Elastik Parametreleri .....	64
Tablo 4. 4: Likit Limit Değerleri .....	65
Tablo 4. 5: Plastik Limit Değerleri .....	66
Tablo 4. 6: Plastisite İndisi Değerleri.....	66
Tablo 4. 7: SPT-N – Cu ilişkisi[40] .....	67
Tablo 4. 8: Ortalama $N_{60}$ değerleri.....	68
Tablo 4. 9: Hesaba Esas Zemin Parametreleri .....	75
Tablo 4. 10: Hardening Soil Small Strain Modeline ait deformasyon modülleri .....	83
Tablo 4. 11: Depremsiz Durumda ULS Hesabı için Kısmi Katsayılar[8] .....	84
Tablo 4. 12: Geçici ve Kalıcı Destek İksaların Sismik Tasarım Yöntemleri ile Dikkate Alınacak Deprem Yüzeyleri[8] .....	86
Tablo 4. 13: Sismik Tasarım Hesaplamalarında Kullanılabilecek Yöntemler ve Kontrol Kriterleri[8].....	86
Tablo 4. 14: Plaxis Programında kullanılacak olan parametreler .....	89
Tablo 4. 15: Fore Kazık Parametreleri.....	90
Tablo 4. 16: 0.6 inç çapındaki 1 adet öngerilmeli ankraj halatının teknik özellikleri[26] .....	91
Tablo 4. 17: Ankraj Halatı Teknik Özellikleri.....	91

Tablo 4. 18: Zemin Sınıflarına Göre Taşıma Kapasiteleri[69] .....	92
Tablo 4. 19: Statik Durumda(depremsiz) ile kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri.....	93
Tablo 4. 20: Statik Durumda(depremsiz) ile ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler.....	94
Tablo 4. 21: Statik Durumda (depremsiz) ile ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri .....	94
Tablo 4. 22: Dayanma Yapıları için r katsayıları.....	95
Tablo 4. 23: Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=2).....	96
Tablo 4. 24: Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler (r=2) .....	96
Tablo 4. 25: Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) ile ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=2).....	97
Tablo 4. 26: Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=1.5).....	97
Tablo 4. 27: Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler (r=1.5) .....	97
Tablo 4. 28: Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) ile ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=1.5).....	97
Tablo 4. 29: Statik Eşdeğer Hesap DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenen kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri.....	99
Tablo 4. 30: Statik Eşdeğer Hesap DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenen ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler .....	99
Tablo 4. 31: Statik Eşdeğer Hesap DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenen ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri.....	99
Tablo 4. 32: Rayleigh sönüm oranlarının hesaplanmasında kullanılan parametreler .....	101
Tablo 4. 33: Zemin tabakalarına ait sönüm oranları .....	101
Tablo 4. 34: Kazık ve ankraj köklerine ait sönüm oranları.....	101
Tablo 4. 35: Seçilmiş olan deprem kayıtlarının özellikleri.....	103

Tablo 4. 36:Zaman-tanım aralığında analizler sonucu kazıkta hesaplanan yatay yer değiştirmeler.....	108
Tablo 4. 37: Zaman-tanım aralığında analizler sonucu kazıklarda hesaplanan kesit tesirleri.....	109
Tablo 4. 38: Zaman tanım aralığında analizler sonucu ankraj halatlarında ve ankraj köklerinde oluşan normal kuvvetler.....	110
Tablo 4. 39: Zaman tanım aralığında analizler sonucunda ankraj halatlarında ve ankraj köklerinde oluşan toplam ve yatay yer değiştirmeler .....	111
Tablo 4. 40: Statik durum (deprensiz) ile Farklı deprem düzeyleri ve r katsayıları ile çözümlenen sistemin Güvenlik Sayısı değerleri .....	114
Tablo 4. 41: Statik Durum, Eşdeğer Statik Hesap (DD-2) ile $r=1.5$ ve $r=2.0$ , Eşdeğer Statik Hesap(DD-2a) ve Zaman tanım aralığındaki çözümlerde kazıklarda oluşan yer değiştirmeler.....	115
Tablo 4. 42: Statik Durum(Deprensiz), Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=1.5$ ve $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerdeki kazıklarda oluşan kesit tesirleri .....	116
Tablo 4. 43: Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ( $r=1.5$ ) ve ( $r=2.0$ ), Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj halatlarında oluşan toplam yer değiştirmeler.....	117
Tablo 4. 44: Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=1.5$ ve $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj halatlarında oluşan yatay yer değiştirmeler .....	118
Tablo 4. 45: Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) $r=1.5$ ve $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj halatlarında oluşan Normal Kuvvetler .....	119
Tablo 4. 46: Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) $r=1.5$ ile $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj köklerinde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	119
Tablo 4. 47: Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) $r=1.5$ ile $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj köklerinde oluşan yatay yer değiştirmeler .....	120

Tablo 4. 48: Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) $r=1.5$ ve $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj köklerinde oluşan Normal Kuvvetler .....	121
--	-----

## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 1.1: Şevli Açık Kazı Yöntemi[3] .....	4
Şekil 1.2: İçten İksalı Kazı Yöntemi[4] .....	4
Şekil 1.3: Ada Kazı Yöntemi[3] .....	5
Şekil 1.4: Yukarıdan Aşağıya (Top Down) Kazı Yöntemi[5] .....	6
Şekil 1.5: Anolu Kazı Yöntemi.....	6
Şekil 1.6: Aç-Kapa Kazı Yöntemi[4].....	7
Şekil 1.7: Kuyu Tipi Duvar Yöntemi.....	8
Şekil 1.8: Pasif Ankrajlı (zemin çivili) Kazı Yöntemi[6] .....	9
Şekil 1.9: Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi[4].....	10
Şekil 2.1: Mini kazık Uygulaması[7].....	12
Şekil 2.2: Fore Kazıklı Perdeler[9] .....	13
Şekil 2.3: Fore Kazık Uygulama Aşaması[5] .....	13
Şekil 2.4: Ahşap palplanş kesitleri[9] .....	14
Şekil 2.5: Betonarme palplanş kesitleri[9].....	14
Şekil 2.6: Yaygın olarak kullanılan çelik palplanş kesitleri[12] .....	15
Şekil 2.7: Kuyu Temel .....	15
Şekil 2.8: Diyafram Duvar Yapım Aşaması[13].....	17
Şekil 2.9: Ankraj Çeşitleri[14] .....	17
Şekil 2.10: Ankraj Detayı.....	21
Şekil 2.11: Ankraj merkezleyici ve ayraç görüntüsü .....	23
Şekil 2.12: Zemin çivisi detayı.....	24
Şekil 2.13: Gergili destek yapı örneği[18] .....	26
Şekil 2.14: Ankrajlı İksa Sisteminde başlık ve kuşak kirişi[21] .....	28
Şekil 2.15: Barbakan Detayı[4].....	29
Şekil 2.16: Aktif ve Pasif Denge Hallerinin Mohr- Culoumb Gösterimi .....	30
Şekil 2.17: Tendon Merkezleyicileri[14] .....	36
Şekil 2.18: Çoklu Örgü Tel Kullanılan Bir Ankrajda Merkezleyici ve Aralayıcılar [14].....	37
Şekil 2.19: Oluklu kaplamalarda yük aktarımı[25].....	38

Şekil 2. 20: Ankraj Elemanları[5] .....	39
Şekil 2.21:Öngermeli ankrajlı iksalarda oluşabilecek göçme mekanizmaları [26]....	40
Şekil 2.22: İksalara etki eden ampirik yanal zemin basınçları[29] .....	41
Şekil 2.23: Kazı destek yapılarında ankraj boyunun tayini[26].....	42
Şekil 2.24: Ankrajlı iksa sistemlerinde kayma yüzeyi[26] .....	44
Şekil 3.1: Hiperbolik Gerçek Form.....	51
Şekil 3.2: Dönüştürülmüş form .....	51
Şekil 3.3: Üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre gerilme- deformasyon ilişkisi	53
Şekil 3.4: Cam-Clay ve Modified Cam-Clay akma yüzeyleri .....	55
Şekil 4. 1: Yalova İli Fiziki Haritası .....	58
Şekil 4. 2: Standart penetrasyon deneyin adımları[36] .....	59
Şekil 4. 3: SPT -N ve Derinlik Grafiği.....	61
Şekil 4. 4: Ön Delikli Tip (Menard) Presiyometre Testinin Test Prosedürü ve Yürütülmesi[36] .....	62
Şekil 4. 5: SPT-N –C <sub>u</sub> ilişkisi [41].....	67
Şekil 4. 6: SPT-N <sub>60</sub> -C <sub>u</sub> - PI ilişkisi [43] .....	68
Şekil 4. 7: Efektif Kayma Direnci Açısı ile Plastisite indisi arasındaki ilişki[29].....	69
Şekil 4. 8: Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi [44].....	70
Şekil 4. 9: Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi [45].....	70
Şekil 4. 10:Zemin Türleri ve Efektif Kayma Açısı Değerleri[46] .....	71
Şekil 4. 11: SPT-N <sub>60</sub> -m <sub>v</sub> -PI ilişkisi[43].....	71
Şekil 4. 12: E <sub>u</sub> ile C <sub>u</sub> arasındaki ilişki [47] .....	72
Şekil 4. 13: E <sub>u</sub> ile C <sub>u</sub> arasındaki bağıntı[47] .....	72
Şekil 4. 14: Farklı Zemin Türlerinde a*Faktörünün Olası Değerleri [49] .....	74
Şekil 4. 15: Poisson oranı değer aralıkları [51].....	74
Şekil 4. 16: Standart drenajlı üç eksenli basınç deneyinde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi [53] .....	76
Şekil 4. 17: Kesme modülü azaltma eğrisi [60] .....	78
Şekil 4. 18: Uygun deneysel veri çalışmalarından elde edilen indirgeme eğrileri.....	79
Şekil 4. 19: Sekant kayma modülü olan G <sub>s</sub> modülünün denklem (4.18) ile indirgenmesi ve $\gamma_{0,7}$ parametresinin yorumlanması[63] .....	80

Şekil 4. 20: Denklem (4.19 ve 4.20) kullanılarak plastisite indeksi IP'den (PI) $\gamma_{0.7}$ için tahminlerin kohezyonlu zeminler için bildirilen deneysel verilerle karşılaştırılması[64].....	81
Şekil 4. 21: Zemin Profili ve Kazı Alanı.....	87
Şekil 4. 22: Hesap kesiti için sonlu elemanlar modeli ve ağı .....	88
Şekil 4. 23: PEER veri tabanının sahaya uygun deprem kayıtlarını belirlemek için filtrelenmesi.....	103
Şekil 4. 24: Sayısal analizler için seçilmiş olan ölçeklendirilmiş 11 adet deprem kaydına ait ivme-zaman grafikleri .....	104
Şekil 4. 25: TBDY-2018'e göre ZC zemin sınıfı ve DD-2 Deprem seviyesinin tasarım spektrumu .....	107
Şekil 4. 26: Zaman-tanım aralığında dinamik hesap için kullanılacak 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydına ait yatay spektral ivmeler.....	107
Şekil 4. 27: ZD zemin sınıfına göre elde edilen Elastik Tasarım İvme Spektrumu. 113	
Şekil 4. 28: 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ile ZD zeminde oluşan yatay spektral ivmeler .....	113

## KISALTMALAR

TBDY (2018)	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)
KDYY(2022)	Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği (2022)
GDA	Gerilme Deformasyon Analizleri
SLS	Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu
ULS	Göçme Sınır Durumu
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
DD-1	Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1
DD-2	Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2
DD-2a	Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2a
DD-3	Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3
DD-4	Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4
TS EN 1537	Türk Standartları Enstitüsü tarafından onaylanmış Avrupa normu
FHWA	Federal Highway Administration
Eurocode 7	Geotechnical Design Standart
TS EN 1537	Özel Jeoteknik Uygulamalar - Zemin Ankrajları standardı
PEER	Pasific earthquake engineering research

## GİRİŞ

Kontrol edilemeyen nüfus yoğunlaşması ve bunun sonucunda ortaya çıkan sosyal ve ekonomik hareketlilik nedeniyle şehirlerde inşaat için uygun araziler tükenmekte, bu da bu alanların verimli bir şekilde kullanıldığı birden fazla yer altında, bodrum katlara sahip yüksek binaların inşa edilmesine yol açmaktadır. Derin kazı, bu yapılar tasarlanırken sıklıkla kullanılan yöntemlerden biridir. Derin kazı, zemindeki gerilme değerlerini değiştirerek, kazı etrafında yatay ve düşey yer değiştirmelere yol açmaktadır. Gerekli önlemlerin alınmaması durumunda bu değişiklikler kazı ve çevredeki yapılar için güvenlik tehlikelerine yol açabilmektedir. Derin kazı uygulanırken, kazı destek yapıları, çökmeyi, kaymayı ve deformasyonu önleyecek, kazı alanındaki kazının düşey stabilitesini sağlayacak, kazı alanı çevresindeki bina, yol ve tesislere zarar vermeyecek şekilde tasarlanarak inşa edilir. Derin kazı destek sistemleri kazıklar, palplanşlar ve diyafram duvarlardan oluşurken bunları yatay olarak destekleyen iç destek elemanları ise ankrajlar, boru destekleri ve zemin çivileridir. Derin kazılarda kullanılan destek sistemleri kazık, palplanş ve diyafram duvarlardan oluşurken bunları yatay olarak destekleyen yatay elemanlar ise ankraj, boru destekleri, zemin çivileri gibi iç destek elemanlarıdır. Derin kazı destek yapı projeleri, geoteknik çalışmaların, laboratuvar ve saha testlerinin ve zemin mekaniği önermelerine dayalı analizlerin sonucudur. Zemin yapısının karmaşıklığı kazı destek yapı sistemlerinin seçimini zorlaştıran bir faktördür. Zemin parametrelerinin doğru seçilmesi, zemin profillerinin gerçekçi modellenmesi ve uygun destek yapı sistemlerinin seçilmesi iyi bir proje planlamasına olanak sağlamaktadır. Kazı destek projelerini planlarken, zemin parametre seçimi planlamacıların en büyük zorluğudur. Hesaplamalarda kullanılan parametreler arazide yapılan testler veya laboratuvar testlerinden elde edilen testlerdir. Bu deneysel verilere dayalı hesaplamalar mutlaka doğru sonuçlar vermeyebilir. Bu bağlamda geoteknik mühendisleri, elde edilen test verilerini ampirik olarak değerlendirmeli, yorumlamalı ve verilerin eksik veya hatalı olduğunu tespit etmeleri halinde ek testler yapmalıdır.[1]

Bu tez çalışmasında 1. 2. ve 3. bölümde derin kazı yöntemleri, kazı destek yapı sistemleri ve geoteknik mühendisliğinde zemin modelleri tanımlanarak derin kazı ve modellemeler hakkında bilgi verilmiştir.

4. Bölümde örnek vaka ile sahada elde edilen numuneler ile laboratuvar ve jeofizik test sonuçları ile sayısal çalışmalar yapılmış ve geoteknik parametreler ile zemin profili belirlenmiştir. Bu zemin profili ve ampirik çözümlerle elde edilen parametreler ile birlikte Plaxis programında çözümler yapılmıştır.

Bu çalışmada tasarlanmış olan kazı destek yapı sisteminin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz yapan Plaxis programı kullanılarak, yapının statik eşdeğer hesap yöntemi ve zaman tanım aralığında hesap yöntemi ile dinamik analizlerinin sonuçlarının karşılaştırılması yapılmıştır.

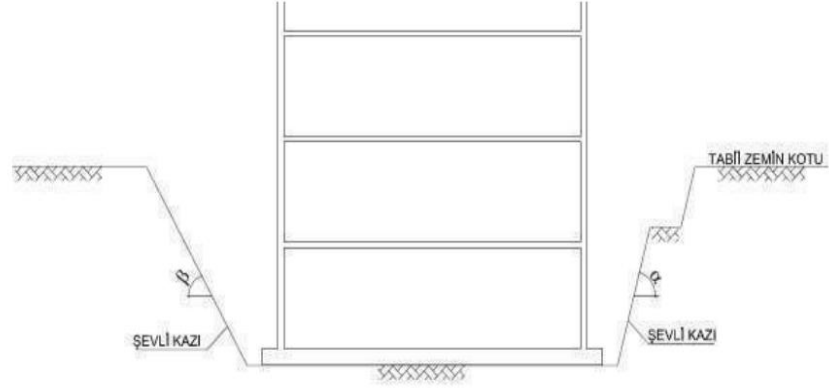
# BİRİNCİ BÖLÜM

## 1. DERİN KAZI YÖNTEMLERİ

İnşaat sürecinin başlangıcı ve ana konularından biri olan kazı, zeminin cinsine, yapılacak yapıya ve alana göre tür ve yöntem olarak değişiklik göstermektedir. Derin kazılar, kazı derinliğinin inşa edilecek alanın genişliğinden fazla olduğu kazılardır. Bu kazılar, diğer tüm kazı yöntemleri arasında daha tehlikeli ve uzun soluklu bir süreç olduğundan, ilgili alan ve koşullara uygun olan kazı yönteminin detaylı analizlerle belirlenmesi gerekmektedir. Bir kazı uygulaması, detaylı bir geoteknik etüdünün hazırlanmasını, uygun ve güvenilir bir kazı destek yapı sisteminin belirlenmesini ve mümkün olduğunca kısa sürede tamamlanmasını gerektirmektedir. Derin kazı yöntemlerinden, açık kazı, içten iksalı kazı, ankrajlı kazı en çok tercih edilen kazı yöntemlerinden biridir.

### 1.1. AÇIK KAZI (SERBEST ŞEVLİ KAZI) YÖNTEMİ

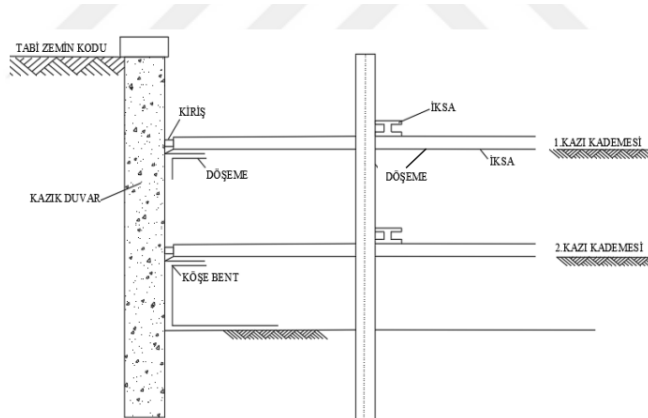
En çok tercih edilen kazı yöntemi olan bu kazı türü, eğimli açık kazı (sloped open cut) ve konsol iksalı (cantilever) olarak farklı tiplerde uygulanabilmektedir. Eğimli açık kazı yönteminde (Şekil 1.1) kazı için herhangi bir destek yapısına veya iksa elemanına gerek yoktur. İnşaat alanı belirli bir eğimle istenilen derinliğe kadar kazılır. Kazı derinliği çok fazla olmayan uygulamalarda, kazıyı engelleyecek herhangi bir elemanın olmaması sebebiyle hızlı ve ekonomiktir. Fakat kazının eğimli açılması, kazıdan çıkan malzemenin gereğinden fazla olmasına, ayrıca üstyapı inşaatının tamamlanmasından sonra binayı desteklemesi için kazı çukuruna geri doldurulacak malzemenin de artmasına sebep olacağından, açık kazı yöntemi her projede ekonomik sonuçlar doğurmayacaktır. [2]



**Şekil 1. 1:** Şevli Açık Kazı Yöntemi[3]

## 1.2. İÇTEN İKSALİ KAZI YÖNTEMİ

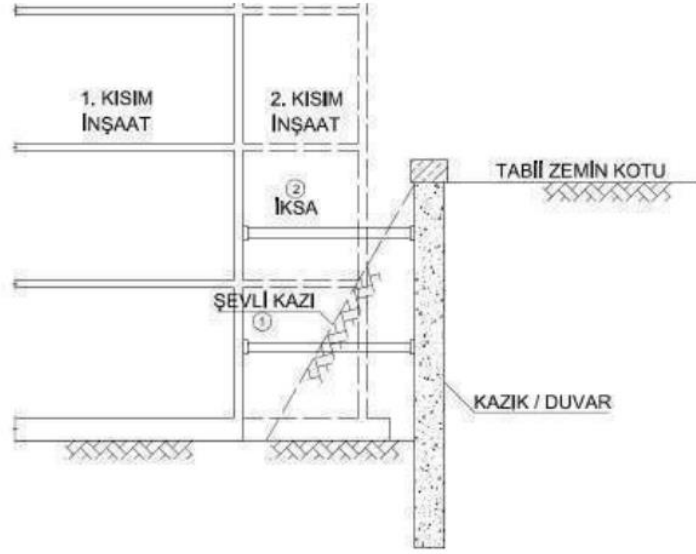
Kazı esnasında karşılaşılabilecek olan yatay toprak basıncının önlenmesi amacıyla kazı aynasının önüne yerleştirilen yatay iksa elemanlarıyla desteklenerek uygulanan kazı işlemidir. Göğüsleme kirişi meydana gelen yanıl toprak basınçlarını yatay elemana iletir. Köşebentler ise ana kirişin boyunu belirli aralıklarla böler ve yatay eleman ihtiyacını en aza indirir. Dikmeler, sistemin burkulma sebebiyle göçmesini önlemektedir. Yatay destek elemanı olarak çelik borular kullanıldığından, bu elemanların montajı kaynakla veya bulonlarla yapılmaktadır. Bu yöntemin en büyük avantajı her genişlikte ve derinlikteki kazılara uygulanabilmesi, dezavantajı ise kazının yatay ve düşey elemanlarından dolayı kazının daha zor ve yavaş hale gelmesidir.



**Şekil 1. 2:** İçten İksalı Kazı Yöntemi[4]

### 1.3. ADA KAZI YÖNTEMİ

Bu yöntemde, yatay zemin bindirmelerini almak için dikey ve yatay destek elemanları birlikte kullanılır. Tüm kazı alanını kazmak yerine, çekirdek bölümü kazılır ve düşey destek elemanlarına yakın bölümler, topuk görevi görmesi için eğimli şekilde bırakılır. Binanın çekirdeği oluşturulduktan sonra pahlı kısımlar alınır ve düşey destek elemanları ile bina arasında destek elemanları oluşturulur. Binanın geri kalan bölümleri yapılırken, içten iksalar da birer birer sökülerek, tamamlanır. Bu sistem, dahili destek madenciliği ve konsol madenciliği yönteminin birlikte kullanılmasıyla oluşturulmuştur. Kazı yüksekliği yüksek değilse tek sıra iç destekler kullanılarak tek adımda kazı yapılır. Kazı derinliği fazla ise içten iksalar kademeli olarak atılır ve kademeli olarak kazı işlemi yapılır. Şekil 1.3.[3]

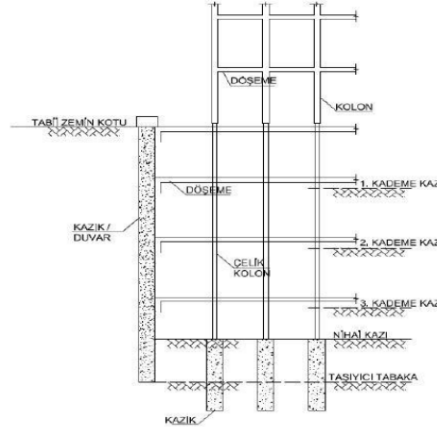


Şekil 1. 3: Ada Kazı Yöntemi[3]

### 1.4. YUKARIDAN AŞAĞIYA (TOP-DOWN) KAZI YÖNTEMİ

Bu yöntemde, toprağın en üst seviyesinden temele kadar kazı etap etap yapılır. Düşey bir destek elemanı (kazık, diyafram duvar vb.) inşa edilerek başlanır. Yanal destek için yapılan düşey iksa elemanları aynı zamanda yapının taşıyıcı elemanı olarak da görev yapmaktadır. Binanın taşıyıcı görevinde olan kirişler ve döşemeler de yatay destek elemanı olarak işlev görür. (Şekil 1.4) Bu yöntemin avantajı, kazı ve inşaat

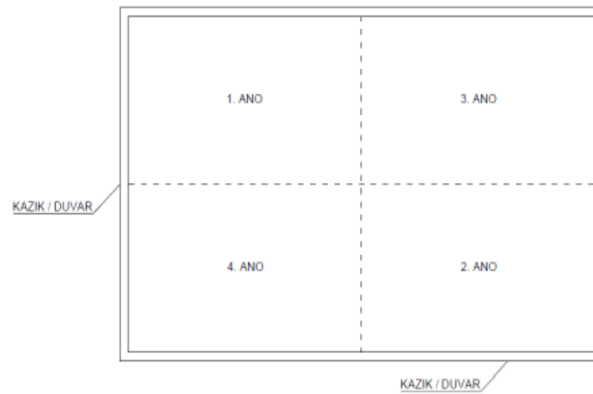
işlerinin birlikte yapılması ve kazı işleminin bittikten sonra yapının toprak altında kalan kısmının tamamlanmış olması ve zaman tasarrufunu sağlamasıdır. Ana dezavantajı, pahalı bir kazı destek sistemi olmasıdır.



**Şekil 1. 4:** Yukarıdan Aşağıya (Top Down) Kazı Yöntemi[5]

#### 1.5. ANOLU (ZONED) KAZI YÖNTEMİ

Derin kazılarda kazı aynasının açıklığı arttıkça, kazı aynasında oluşacak yer değiştirme de fazla olacaktır. Zemindeki köşelerde ve nispeten kısa kenarlarda diğer kenarlara göre daha az deplasman gözlenmiştir. Derin kazı sistemlerinde oluşacak deplasmanları aza indirmek için özellikle geniş kazı alanlarında kazının tamamının birden yapılması yerine, kazı alanı daha küçük parçalara bölünür ve farklı zamanlarda kazı yapılır (Şekil 1.5). Böylece kazı aynasının boyutları ve buna bağlı olarak oluşacak yer değiştirmeler azaltılır.



**Şekil 1. 5:** Anolu Kazı Yöntemi

## 1.6. AÇ-KAPA KAZI YÖNTEMİ

Tünel gibi uzun ve dar yapıların yapımında aç-kapa kazı yöntemi tercih edilmektedir. Kazı aynalarında inilmesi gereken derinliğe düşey iksa elemanları ile inildikten sonra üst kısımlar alınmaya başlanarak kazı kotuna kadar kazı işlemi yapılır. Projenin tavan kısmı kaplaması yapılarak ardından üst kısım doğal arazi kotuna kadar tekrar doldurulur.

Genellikle yer altındaki uygulama işlerinde, şebeke sistemlerinin yapımında ve son zamanlarda metro projelerinde zemin seviyesinde bulunan istasyonların bağlantı noktalarında kullanılmaktadır.(Şekil 1.6)



**Şekil 1. 6:** Aç-Kapa Kazı Yöntemi[4]

## 1.7. KUYU TİPİ DUVAR YÖNTEMİ

Yeterince geniş ve desteksiz bir alanda toprağın stabilitesini sağlayacak derinliğe kadar kuyu açıldıktan sonra kuyu, yatay desteklerle desteklenerek kazı yöntemi gerçekleştirilir. Yatay destek elemanları; genellikle ahşap formlardan ve takozlardan oluşur ve belirli noktalarda çelik elemanlarla desteklenir. Son kazı kotuna kadar kademeli olarak kazı işleminin açılmasının ardından aşağıdan yukarıya doğru duvar uygulamasına başlanır. Kuyu tipi betonarme duvarlar 1.5-3.0 m genişliğinde anolar halinde yapılır. Beton dökümünde tremi borusu kullanılmaktadır. Duvarın inşası, iksaların üst seviyesine kadar tekrarlanır.(Şekil 1.7)



**Şekil 1. 7:** Kuyu Tipi Duvar Yöntemi

## 1.8. ANKRAJLI KAZI YÖNTEMİ

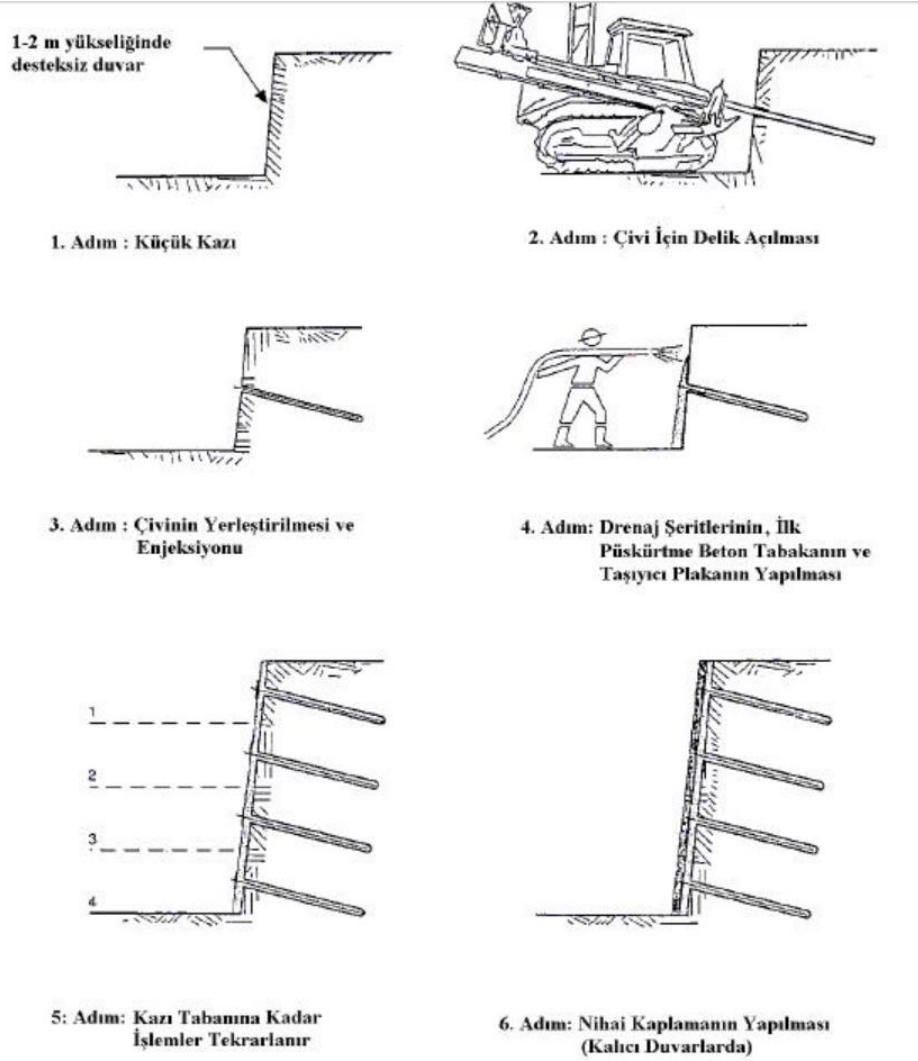
Bu sistemde İkten iksalı kazılarda kullanılan yatay iksa elemanları yerine ankrajlar kullanılmaktadır. Ankrajlar, öngermeli ve pasif olarak sınıflandırılmaktadır.

### 1.8.1. Pasif Ankrajlı Kazı Yöntemi

Zemin çivili kazı yöntemi olarak da adlandırılan Pasif ankrajlı kazı yöntemi, kazıda kullanılan ankraj elemanına ön yükleme yapılmadan, zemin tamamen aktif hale geldikten sonra devreye giren bir kazı yöntemidir. Bu yöntem şevde takviye görevi görerek şevi sağlamlaştırır ve yekpare çalışmasını sağlar.

Pasif ankrajlı kazı yöntemi çoğunlukla kendini taşıyabilen kaya veya sert zeminler için kullanışlıdır. Daha fazla yer değiştirme esnekliği ve derinliği daha az olan derin kazılarda kullanılır. Yeraltı suyu seviyesi yüksek olan zeminlerde uygulama yapılması planlanıyorsa, barbakan delikleri uygun aralıklarla bırakılarak suyun tahliyesi sağlanmalıdır. Ayrıca bu deliklerin uçları ve çevresi keçe veya benzeri bir malzeme ile sarılmalıdır.

Pasif ankrajlı kazı yöntemi, aşağıdaki sırayla yapılmaktadır. (Şekil 1.8)



**Şekil 1. 8:** Pasif Ankrajlı (zemin çivili) Kazı Yöntemi[6]

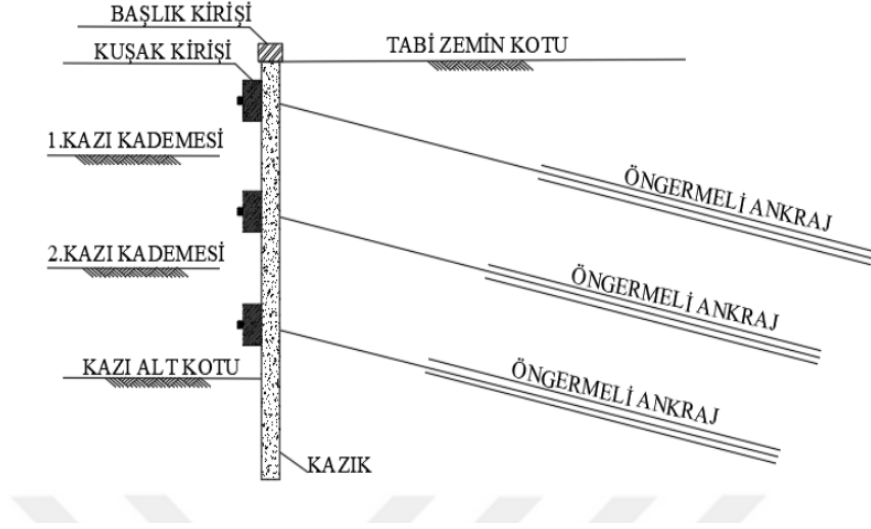
### 1.8.2. Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi

Bu kazı yöntemi ile öngermeli ankrajlar, düşey destek elemanlarına etkileyen yatay toprak itkilerini karşılayarak sistemin güvenliğini sağlamaktadır.

Öngermeli ankrajlı kazı yönteminin avantajı, geniş bir çalışma alanı sağlaması, kazının yatay düzleme dik olarak yapılabilmesi nedeniyle yerden tasarruf sağlaması, kısa sürede ve düşük maliyetle yapılabilmesidir.

Yöntemin dezavantajları şunlardır: Düşük taşıma kapasiteli zeminlerde ankraj verimi düşüktür ve yeraltı suyu basıncı yüksek olan zeminlerdeki uygulamalarda delgi

işlemi zor olmaktadır. Yetersiz planlama, kazı çevresinde büyük yer değiştirmelere neden olabilir. Şekil 1.9’da öngermeli ankrajlı betonarme bir kazık görülmektedir.



Şekil 1. 9: Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi[4]

## İKİNCİ BÖLÜM

### 2. KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİ

Derin kazı destek yöntemleri, yatay ve düşey destek sistemlerinden olmak üzere ikiye ayrılmaktadır. Yatay destek sistemleri ankrajlar, zemin çivileri ve gergiler iken, düşey destek sistemleri ise mini kazıklı, fore kazıklı destek yapıları, palplanşlar, kuyu temeller, diyafram duvarlardır.

#### 2.1. DÜŞEY YÖNDE KAZI DESTEK YAPILARI

##### 2.1.1. Mini Kazıklı Kazı Destek Yapıları

Mini Kazık, büyük makinelerin girilmesinin mümkün olmadığı ve riskli olduğu yerlerde kullanılan, temel uygulamalarında etkili sonuçlar veren derin temel uygulamasıdır. Zemin iyileştirme ve iksa uygulamalarında yaygın olarak kullanılan 25-30 cm çaplı kazık uygulamaları mini kazık olarak adlandırılmaktadır.

Büyük ebatla olan kazık makinelerinin, şantiyeye nakliyesi ve sahada yeterli alana sahip olmaması nedeniyle çalıştırılmasında oldukça zorlanılmaktadır. Mini kazık yapımında kullanılan makinelerin boyutları, fore kazık makinelerine göre daha küçük olduğundan, hareket alanı kısıtlı yerlerde mini kazık imalatı yapılabilmektedir. Mini kazık, kullanılan makinenin özelliklerine bağlı olarak yaklaşık 20 metre derinliğe kadar olan iksa sistemlerinde ankrajlı olarak ve temel altı zeminin iyileştirmesinde yaygın olarak kullanılmaktadır.

Mini kazık uygulamalarında kazık makinesi ile delgi işleminin ardından hazırlanan demir donatısı kuyu içerisine indirilir. Donatı indirilmesinden sonra kuyuya beton dökümü yapılarak mini kazık uygulaması tamamlanır. Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu zeminlerde beton dökümü yapılamadığından (kazıklar boş çıkar), bu tür sulu zeminlerde demir donatıya enjeksiyon hortumları bağlanır. Donatı indirildikten sonra kuyuya beton yerine mıcır dökülür. Daha sonra donatı ile birlikte kuyuya indirilen enjeksiyon hortumlarından aşağıdan yukarıya doğru çimento şerbeti basılarak mıcırların arasındaki suyun yukarı çıkması ve yerini çimento şerbetinin alması sağlanır.

Ardından mini kazıklar, üst kısımlarında bırakılan donatı filizlerine bağlanan başlık kirişleri ile birlikte çalışması sağlanır. Şekil 2.1’de de görüldüğü üzere kazı destek yapılarında daha çok ankrajlı olarak kullanılmaktadır.[7]



Şekil 2. 1: Mini kazık Uygulaması[7]

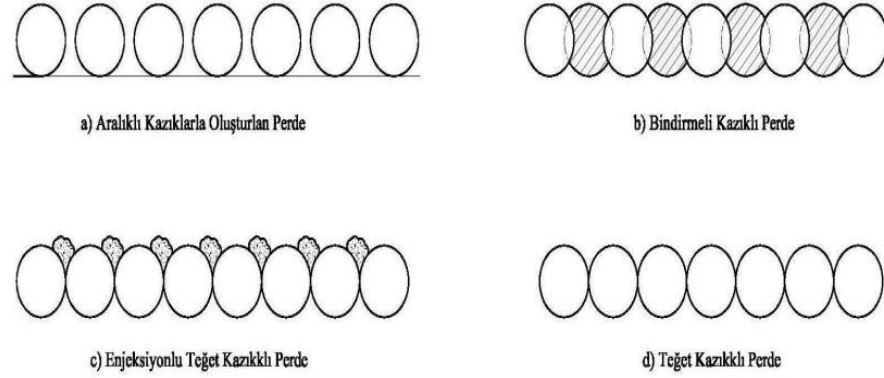
### 2.1.2. Fore Kazıklı Kazı Destek Yapıları

Tremi tekniği(su altında beton) ile beton dökülerek uygulanan ve delgi yöntemi ile delinip açılan bir kuyuya öncesinde hazırlanan donatı kafesinin yerleştirilmesi ile oluşturulan betonarme elemanlardır.[8]

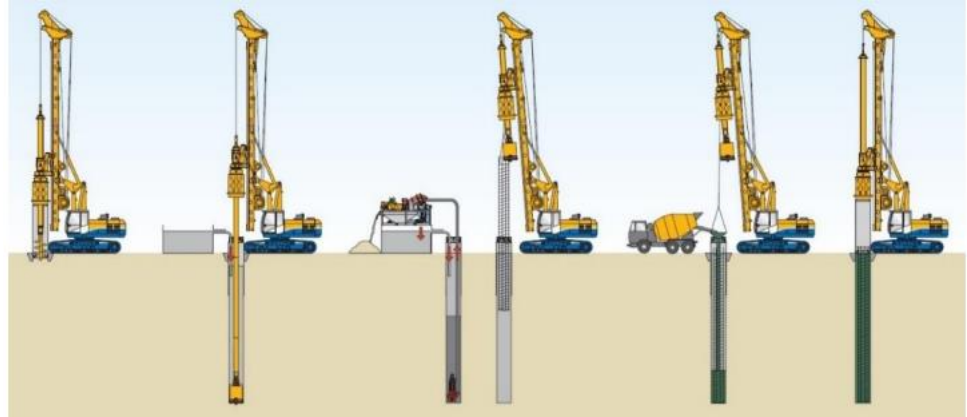
Fore kazıklar, derin temel uygulamalarında yaygın olarak kullanılan bir yöntem olduğu gibi zemin destekleme amacıyla da kullanılabilirler. Bu uygulama pek çok zemin ve saha koşullarında gerçekleştirilmektedir. Perdeler, 65 cm ila 200 cm çapında fore kazıklarından yapılır. Fore kazıkların üst kısmına mini kazıklarda olduğu gibi başlık kirişi imal edilerek, düşey yüklerin de dağıtılması sağlanabilir.

Fore kazıklar, zemin özelliklerine, kazının derinliğine, yatay desteğin yoğunluğuna ve yeraltı suyunun konumuna bağlı olarak belirli kesitlerde ve aralıklarla oluşturulur. Derinlik ve toprak itki kuvvetinin nispeten küçük olduğu, toprak kütlelerinin kazık aralarında akıcı durumda olmadığı, yeraltı suyunun derin olduğu

koşullarda belli aralıklar ile uygulama yapılabilmektedir. Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu alanlarda perdenin su geçirmez olabilmesi için kazıklar bindirmeli olarak yapılabilir. Bindirmeli olarak yapılması durumunda birer atlayarak kazıkların birisi donatılı diğeri donatısız şekilde uygulanır. (Şekil 2.2) Su sızdırılmasının istenmediği diğer kazıklı destek yapılarında ise, kazıklar birbirine teğet şekilde uygulaması yapılarak, kazık arka birleşme noktalarında enjeksiyon yapılması veya belli aralıklarla yapılan kazıkların arasına jet-grout kolonlarının oluşturulması ile uygulanan kazıklı perdelerdir. [9] (Şekil 2.3)



Şekil 2. 2: Fore Kazıklı Perdeler[9]



Şekil 2. 3: Fore Kazık Uygulama Aşaması[5]

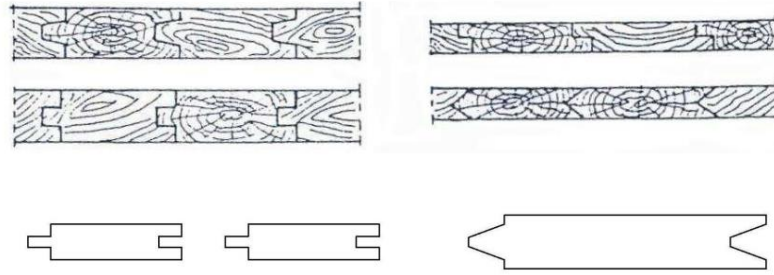
### 2.1.3. Palplanşlar

Palplanş istinat duvarları esnek duvarların yapımında, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu bölgelerde ve kıyıda uygulanan yapılarda yaygın olarak kullanılır ve zemine çakılarak birbirine bağlanan elemanlardan oluşur. Palplanşlar farklı ebatlar ve

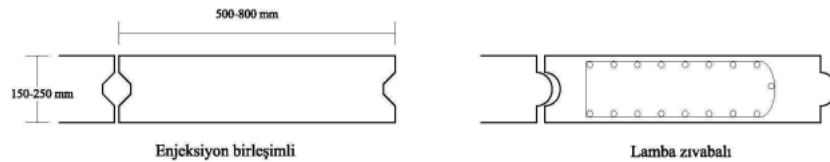
şekillerde uygulanabilir. Palplanşlarda, her parçanın birbirine birleşmesini sağlama görevi olan kenetlenme elemanlarıyla bağlanarak kesintisiz bir duvar oluşturulmuş olur. [10]

Ahşap, beton veya çelik malzemeden imal edilebilen palplanşlar, zemine çakılarak veya titreşimle toprak altına itilerek uygulaması yapılır. Ahşap palplanşlar, ahşabın mukavemeti daha düşük olması sebebiyle geçici olarak imal edilmesi istenildiğinde tercih edilmektedir. (Şekil 2.4) Betonarme palplanşlar ise, betona istenilen şekli verme avantajlarına bağlı olarak istenilen ebat ve şekilde yapılabilmektedir.(Şekil 2.5)Ancak boyutları diğer palplanş elemanlarına göre oldukça büyük olduğundan taşınması ve uygulama işlemi daha karmaşık ve sorunlu bir süreçtir. Çelik palplanşlar ise ebatları ve kalınlıkları daha küçük olmasına bağlı olarak, nakliyesinin ve uygulamasının çok daha kolay olması sebebiyle en çok tercih edilen elemanlardır.[11](Şekil 2.6)

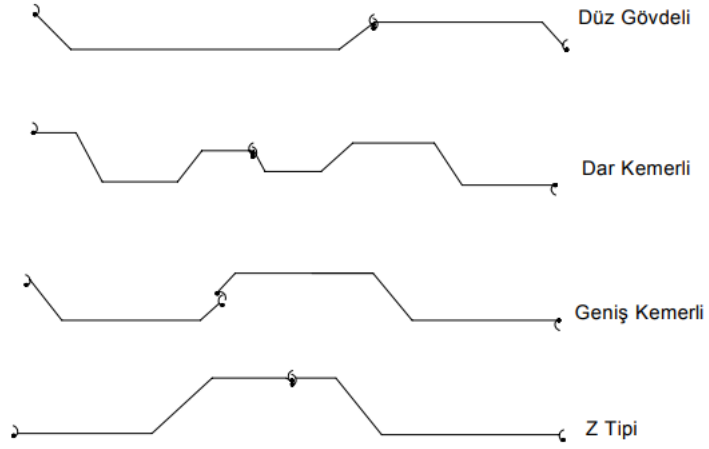
Palplanş perdeler, uygulandığında yer altı suyunun uzaklaştırılmasına gerek kalmadığından kıyılarda ve taşıma gücü kapasitesi düşük olan zeminlerde yaygın olarak uygulanmaktadır.



Şekil 2. 4: Ahşap palplanş kesitleri[9]



Şekil 2. 5: Betonarme palplanş kesitleri[9]



Şekil 2. 6: Yaygın olarak kullanılan çelik palpaş kesitleri[12]

#### 2.1.4. Kuyu Temeller

Kuyu temeller, yaygın olarak uygulanan ve işçiliğin en fazla olduğu çalışmalardan biridir. Uygulaması ise, zeminde perde genişliği ve çalışma payı boyutunda genişlik bırakıldıktan sonra, desteksiz olarak göçmeden durabilecek kadar belli bir yükseklik boyunca zemin kazılır. Ardından yatay destekler yerleştirilir ve bu işlem kuyunun tabanına ininceye kadar tekrar edilir. Kuyu açma işleminin tamamlanmasının ardından, kuyuya beton dökülür. Eğer kuyu temel ankrajlar ile desteklenecekse beton içine ankraj için plastik borular bırakılır. Genelde kuyu temeller, bir kuyu perde genişliği(genelde 1,5-3 m) kadar alan atlanıp diğer bölgeye geçiş yapılarak imal edilir, ardından boş bırakılan yerlerde de aynı işlem uygulanarak tamamlanır. Şekil 2.7’de kuyu temel örneği görülmektedir.



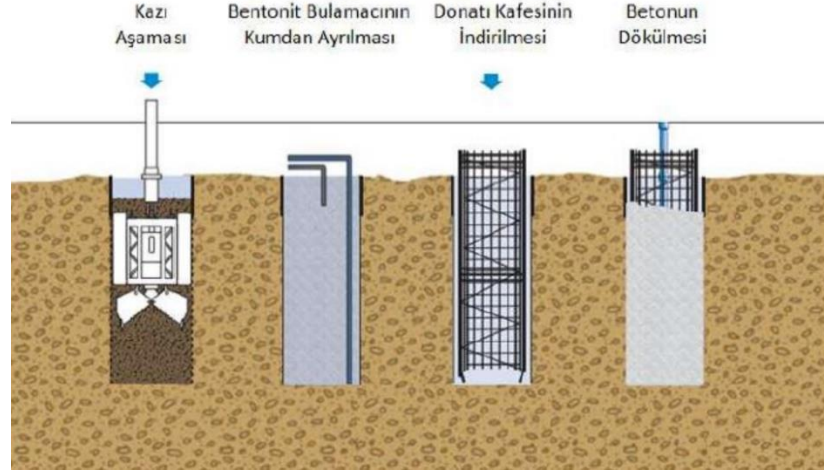
Şekil 2. 7: Kuyu Temel

### 2.1.5. Diyafram Duvarlar

Diyafram duvar, sızdırmazlık perdesi, iksa elemanı veya her ikisi olarak işlev görebilen bir duvardır. Yeraltı su seviyesi altında bulunan ve geçirimsizliği yüksek olan topraklarda, yeraltı suyu veya diğer sıvı maddelerin inşaat kazı alanına sızmasını engelleyerek geçirimsiz perde görevi görürler. Ayrıca kazı destek elemanı olarak imal edilen bu duvarlar, uygun şekilde tasarlanması durumunda yapı elemanı olarak da kullanılabilir. Oldukça sağlam bir yapıya sahiptir. Bu nedenle diğer istinat duvarlarına göre kazıdan kaynaklanan yatay ve düşey yer değiştirmeler çok azdır.

Diyafram duvar; yüksek katlı binalar, yer altı otoparkları, hidroelektrik santraller, deniz ve nehir kenarı yapılar, endüstriyel tesisler, arıtma tesisleri ve pompa istasyonları gibi birçok yapının inşasında kullanılmaktadırlar. Uygulama sırası ise şu şekildedir;

- İlk adımda, bir kazı makinesi kullanılarak gerekli derinliğe kadar bir kuyu kazılır. Kazı makinesi tarafından kazı sırasında kuyu stabilitesini sağlamak için uygun karışımdaki bir bentonit çamuru kuyuya pompalanır.
- Kazı işlemi tamamlandıktan sonra bloklar arası bileşimi sağlamak için kuyunun kenarına stop-end denilen dairesel bir boru indirilir.
- Dışarıda bağlanarak hazırlanmış olan diyafram duvarın donatıları, bentonit bulamacı ile doldurulmuş kuyulara monte edilir.
- Hazır beton kuyuya tremi borusu ile dökülür. Beton, bentonit çamurundan daha yüksek bir yoğunluğa sahiptir, bu nedenle beton kuyuyu doldurduğunda, bentonit çamuru kuyudan taşmaya başlar. Taşan çamur önceden hazırlanmış bir havuza pompalanır ve yeniden kullanılır. Kuyunun ucuna konulan dairesel bir boru, beton prizini almaya başlayınca kademeli olarak çekilerek beton kesit oluşturulur. (Şekil 2.8)
- Yukarıdaki adımlar, tekrarlanarak panel panel bir diyafram duvar inşa edilir. Panel boyutları tipik olarak 3 ila 6 m uzunluk ve 0.6 ila 1.8 m genişlik arasında değişir. Panelin uzunluğu ne kadar fazla ise, o kadar geçirimsiz olur çünkü daha az derz alanı gerektirir. Ancak belli bir uzunluktan fazlası, beton döküm süresini uzatacağından soğuk derzlerin oluşmasına neden olabilir.[4]



**Şekil 2. 8:** Diyafram Duvar Yapım Aşamaları[13]

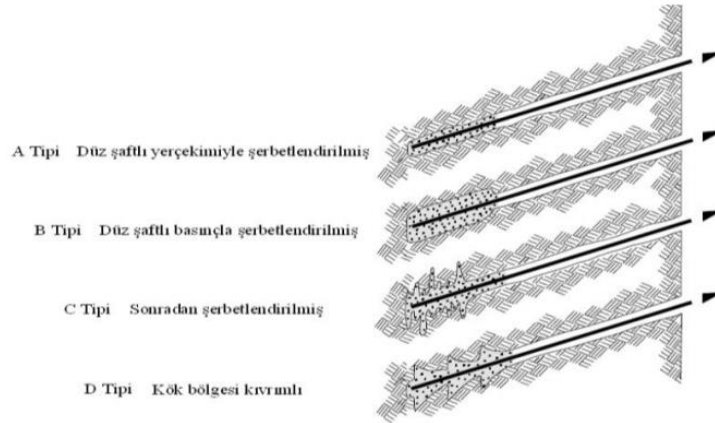
## 2.2. YATAY YÖNDE KAZI DESTEK ELEMANLARI

### 2.2.1. Ankrajlar

Ankrajlar, kazı esnasında ve sonrasında, kazı destek yapılarının dengesinin sağlanması ve yatay yönde desteklenmesi amacı ile kullanılır. Son zamanlarda kullanım alanları ve esnekliği sebebiyle tercih edilen bir bileşen haline gelmiştir. Zemin ankrajları aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir.

#### 2.2.1.1. İmalat Tekniklerine Göre Ankrajlar

Ankrajlar tasarlanırken, ankraj kökünden çevredeki zemine aktarılan gerilmeler, ankraj imalat teknikleri, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenir. Bu özellikler dikkate alındığında, ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilir.(Şekil 2.9)



**Şekil 2. 9:** Ankraj Çeşitleri[14]

A Tipi Ankrajlar: A tipi ankrajlar, kayaç veya sert zeminlerde tercih edilmektedir. Açılan deliğe yerleştirilen çimento şerbeti enjeksiyon basıncına gerek duymadan yerleştirilir.

B Tipi Ankrajlar: B tipi ankrajlar düşük enjeksiyon basınçlarında (< 1000 kPa) yerleştirilir. Boşluklu ve çatlak yoğunluğu olan alanlarda ankrajın çapında artışlar meydana gelmektedir.

C Tipi Ankrajlar: C tipi ankrajlar, açılan deliğin yüksek basınç (>2000 kPa) altında çimento harcı ile doldurulmasıyla yapılır. Yüksek basınca maruz kaldığında ankrajın etkin çapı artar ve ankrajın etrafındaki gevşek zemin sıkışmış olur.

D Tipi Ankrajlar: D tipi ankrajlar, bir veya daha fazla genişleme bölgesi bulunabilir. Genellikle sert killer için uygundur.

#### 2.2.1.2. Kullanım Amaçlarına Göre Ankrajlar

Ankrajlar kullanım sürelerine göre geçici ve kalıcı ankrajlar olmak üzere ikiye ayrılmaktadır.

Geçici ankrajların, hizmet ömrü yaygın olarak 2 yıl olup, bu ankrajlar derin kazı çalışmaları esnasında toprak itkisine karşı konulması ve emniyetli bir şekilde inşaat olanağı sağlaması için uygulanır.

Kalıcı ankrajlar ise, yapıların ve iksa sistemlerinin hizmet ömrü boyunca emniyet ve stabilitesini sağlayan ankrajlardır.

Ayrıca uzun süre veya sürekli açık kalan kazıların desteklenmesi, şevlerin ve kazıların güçlendirilmesi, içten inşa edilecek yapının toprak/kaya ortamından kaynaklanan yükleri taşımasının istenilmediği durumlarda kalıcı ankraj işlemi tavsiye edilir.

Kalıcı ankrajların kullanım ömrünün uzun olması nedeniyle ankraj korozyonuna karşı bazı önlemlerin alınması gerekmektedir. Geçici ankrajlar korozyona karşı koruma sağlamasa da, kirliliğin yüksek düzeyde olduğu toprak koşullarında, kalıcı yapıların imalat süreci dikkate alınarak geçici ankrajların korozyona karşı önlem alınması gerekebilir.[15] Örneğin, ankraj kafa kısmını korozyondan koruyabilen kalıcı kapak vb.

TS EN 1537 "Özel jeoteknik uygulamalar - zemin ankrajları" standardında yer alan korozyona karşı koruma sisteminin bir örneği aşağıdaki Tablo 2.1'de gösterilmektedir.

**Tablo 2. 1: Kalıcı ankrajlar için korozyon koruma sistemlerinden örnekler[16]**

ÖNGÖRÜLEN KORUMANIN DOĞRULANMASI	
<p>a) Bütün korozyon koruyucu sistemler, etkinliğinin doğrulanması için deney/deneylere tabi tutulmalıdır.Bütün deney sonuçları detaylı olarak kayıt edilmelidir.</p> <p>b) Korozyon koruma sistemlerinde deneylerin sonuçlarının teknik değerlendirilmesi, müşteri teknik temsilcisi tarafından yapılarak sistemdeki her kaplamanın öngörülen korumaya ulaştığından emin olunmalıdır. Burada, belirli sistemlerde iç koruma, kaplamasının bütünlüğünün dış koruma borularının doğruluğuna bağlı olduğuna dikkat edilmelidir.</p> <p>c) Çekme çubuğunun ankraj boyunda sadece koruyucu kaplama öngörülebilir ve bunun doğruluğu yerinde deney vasıtası ile mesela elektrik resistivite deneyi ile kontrol edilmelidir.</p>	
<p><b>1. Çekme çubuğu aderans boyu</b> Korozyon kılıfı aşağıdakilerden birinden oluşabilir</p> <p>a) Çekme çubuğu/çubukları ve çimento şerbeti ihtiva eden bir tek onduleli plastik koruyucu kılıf.</p> <p>b) Ankrajın tesisinden önce kılıflar arası boşluklar ve çekirdek içine ön enjeksiyon şerbetlenmesi tamamlanmış (çimento veya reçine ile) çekme çubuğunu(çubuklarını) kapsayan konsantrik onduleli iki plâstik kılıf.</p> <p>c) Çekme çubuğu veya çubukları ihtiva eden ve önceden çimento enjeksiyonu yapılmış bir onduleli plâstik kılıftır. Kılıf ile çubuklar arası kaplama en az 5 mm olmalıdır. Çekme çubuğu veya çubukları sürekli nervürlü dış yüzeye sahip olmalıdır. Çalışma yükü altında çimento enjeksiyonunun çatlak genişliği 0,1 mm'den büyük olmamalıdır.</p> <p>d) En az 20 mm kalınlıkta enjeksiyon şerbeti ile 1 metreden daha büyük olmayan aralıklarla en az 500 kPa basınçla kaplanmış enazından 3 mm kalınlığında çelik veya onduleli plastikten yapılmış bir tek manşet kılıf.Kılıf ve çekme çubuğu arasında en az 5 mm kaplama yapılmalıdır.Bu çimento enjeksiyonunun çatlak genişliği çalışma yükü altında 0,2 mm'yi geçmemelidir.</p> <p>e) Onduleli bir çelik kılıf (basınç borusu) greslenmiş çekme çelik çubuğunu sıkıca sarmalıdır.Tekrar şekil değiştirme somununda kılıf ve plastik başlık çalışma yükü altında çatlak genişliği 0,1 mm yi geçmeyen ve kalınlığı 10 mm den az olmayan çimento şerbeti ile kaplanarak muhafaza edilmelidir.</p>	<p>Yerinde öngörülen koruma bariyerleri</p> <p>a) Tek plastik kılıf</p> <p>b)İki plastik kılıf</p> <p>c)Çimento şerbeti ve çevreleyen plastik kılıf</p> <p>d)Çimento şerbeti ve çevreleyen çelik veya plastik kılıf</p> <p>e)Çelik kılıf ve çevreleyen çimento şerbeti</p>
<p><b>2. Çekme çubuğunun serbest boyu</b> Korozyon koruyucu sistem, ankraj deliği içerisinde çekme çubuğunun serbest hareketine müsaade etmelidir. Bu aşağıdaki tedbirlerin biri ile sağlanabilir;</p> <p>A) Aşağıdaki A, B, C veya D' nin kombinasyonundan biri ile birlikte tamamen plâstik koruyucu madde ile dolu, tek çekme çubuğu etrafındaki plâstik kılıf,</p> <p>B) Aşağıdaki A veya B kombinasyonlardan biri ile birlikte içinde çekme çubuk/çubukları bulunan ve tamamen çimento şerbeti ile dolu plâstik kılıf,</p> <p>C) Aşağıdaki B' nin kombinasyonunda tamamen çimento şerbeti ile doldurulmuş çekme çubuğu demeti için toplam plâstik kılıf,</p> <p>a) Plâstik koruyucu madde ile doldurulmuş genel plâstik kaplama veya kılıf,</p> <p>b) Uç kısmı su girişine karşı sızdırmaz hale getirilmiş genel plâstik kaplama veya kılıf,</p> <p>c) Çimento enjeksiyonu ile doldurulmuş genel plâstik kaplama veya kılıf.</p> <p>Çekme çubuğu veya çubuklarının gerilme altında serbest hareketini sağlamak için ya tek tek kaplama veya genel kaplama içerisinde gres veya aderansız temas sağlanmalıdır.</p> <p>d) Yoğun çimento şerbeti ile doldurulmuş genel çelik kılıf.</p>	
<p><b>3. Ankraj başlığı ve serbest boyu arasındaki geçiş</b> Kaplanmış veya enjeksiyonlu veya betonlanmış çelik muhafaza borusu veya sabit plâstik kılıf, ankraj başlığına kaynak yapılmalı veya direkt olarak bağlı olmalıdır. Kaplamalar, korozyon koruma malzemeleri, çimento veya reçine ile doldurulmuş ve serbest boy boru veya borusuna sızdırmaz olarak bağlanmış olmalıdır.</p>	
<p><b>4. Ankraj başlığı</b> En az et kalınlığı 3 mm olan kaplanmış ve/veya galvanizli metal başlık veya en az 5 mm et kalınlıklı katı plâstik koruyucu başlık, taşıma plâkası ile sabit olarak bağlanmış olmalı ve koruyucu başlık çıkarılabilirse plâstik korozyon koruyucu madde ile doldurulmalı ve sızdırmazlık sağlanmalıdır. Kaldırılmazsa çimento harcı veya reçine ile doldurulmalıdır.</p>	

Geçici ve kalıcı ankrajlar ile ilgili BS 8081 şartnamesi güvenlik faktörleri Tablo 2.2’de gösterilmiştir.

**Tablo 2. 2:** Zemin Ankrajları İçin Minimum Güvenlik Değerleri[14]

Ankraj Sınıfı	Minimum Güvenlik Faktörleri			Kontrol Yükü Faktörü
	Tendon	Zemin/Enjeksiyon Ara Yüzeyi	Enjeksiyon/Tendon veya Enjeksiyon/Kapsülleme Yüzeyi	
(1)Geçici Ankrajlar	1.40	2.0	2.0	1.10
(2)Geçici Ankrajlar	1.60	2.5*	2.5*	1.25
(3)Geçici Ankrajlar	2.00	3.0*	3.0*	1.50
*Eğer tüm araziye kapsayan deneyler yapılırsa bu değer minimum 2.0 alınabilir.				
*Bu değer zeminin limit sünme değerine ulaşması halinde 4.0’e kadar çıkabilir.				

Tablo 2.2’de verilen ankrajlar şu şekilde sınıflandırılmıştır.

(1) Geçici ankrajlar, hizmet ömrü 6 aydan az olan ve çökmesi ciddi sorunlara neden olmayan veya çevredeki yapıların güvenliğini etkilemeyen ankrajlardır.

(2) Geçici ankrajlar, yaklaşık 2 yıl kullanım ömrüne sahip, göçme sonucu ciddi sorunlara yol açabilen ve uyarı vermeden toplumun güvenliğini etkilemeyen ankrajlardır.

(3) Geçici ankrajlar, korozyon riski yüksek olan ve/veya göçme durumunda ciddi sorunlara yol açan ankrajlardır.

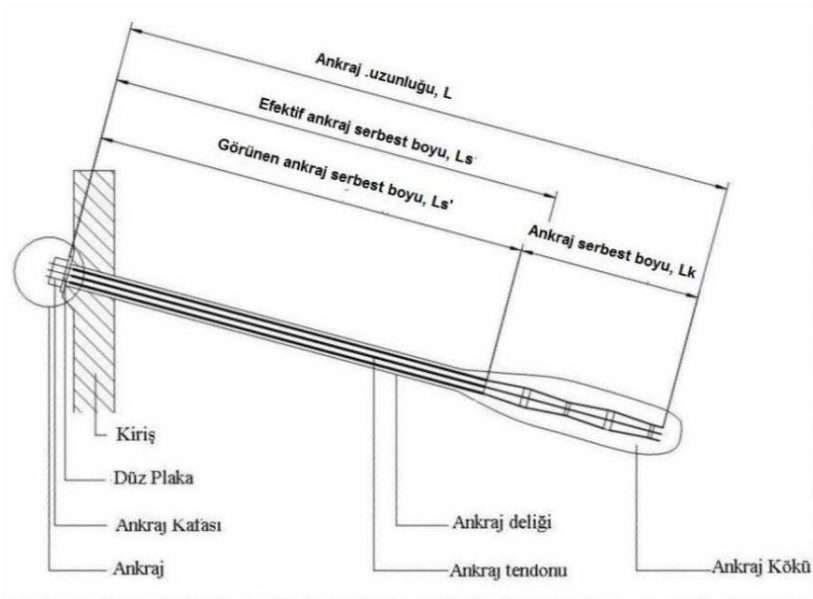
### 2.2.1.3. Çalışma Şekillerine Göre Ankrajlar

Ankrajlar çalışma şekillerine göre pasif ve öngermeli ankrajlar olmak üzere ikiye ayrılır.

Pasif ankrajlar zemin çivisi olarak da adlandırılmakta olup, kendi başına yük taşımadan deformasyonu önler. Öngermeli ankrajlar, önceden gerilmiş kablolardan meydana gelir. Amaç, sistemin veya öngermeli ankrajlarla desteklenen yapının hizmet ömrü boyunca gerilim sonrası yüklere dayanmasıdır.

### 2.2.1.4. Ankraj elemanları ve İmalatı

Bir zemin ankrajı üç bölümden oluşur, bunlar; ankraj kafası, serbest ankraj boyu, ankraj köküdür.(Şekil 2.10)



Şekil 2. 10: Ankraj Detayı

Ankraj kafası: Başlık plakası ile birlikte çalışan ankraj kafası, öngirme işlemi yapıldıktan ve kilitlendikten sonra, bu kuvvetin zemini destekleyen iksa elemanlarının yüzeyine aktarımını sağlar.

Serbest ankraj uzunluğu: Ankraj kökü ile ankrajın kafa kısmını birleştiren bölümdür. Öngirme kuvvetini ankrajın kök bölgesine ileten ve gerilme arttıkça şekil değiştirme gösteren kısımdır.

Ankraj kökü: Ankraj deliğine yüksek basınç altında çimento harcı enjekte edilerek kök bölgesi oluşturulur. Enjeksiyon ile zemin arasındaki temas ile öngörme kuvvetinin zemine aktarılması sağlanmış olur.

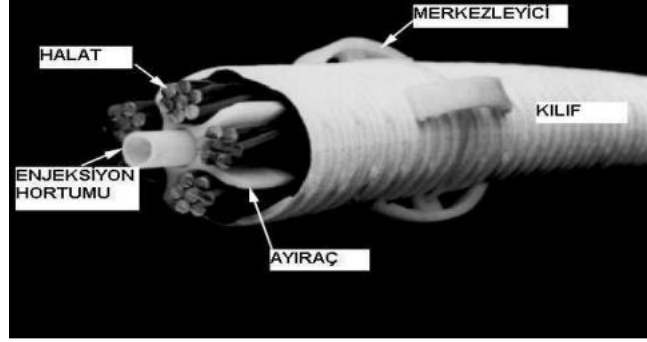
#### Malzemeler ve İçerikleri

Zemin ankrajlarının imalatı şu şekilde yapılır. Ankraj deliği açıldıktan sonra, önceden hazırlanan ankraj demeti yerleştirilir ardından enjeksiyon yapılır ve ön germe işlemi uygulanarak tamamlanır.

Projeye bağlı olarak, projede belirtilen çapta (genellikle 0.5 veya 0.6 inç) 3-5 veya daha fazla, yüksek mukavemetli, düşük gevşemeli 7 telli spiral çelik halatlar bir araya getirilerek bir ankraj demeti hazırlanır.

Çelik halatlar, temiz bir yüzeyde projedeki tasarımındaki boylarına ek olarak 100cm germe krikosu payıyla birlikte kesilir. Serbest bölgenin enjeksiyon çimentosuna yapışmaması için bu çelik halatlar, HDPE malzemesinden üretilmiş olan enjeksiyon hortumlarının içerisinden geçirilir ve böylelikle serbest bölge ve kök bölgesi birleşimindeki izolasyon tamamlanmış olur. Kök bölgesinde bazı elemanlar (delik içi ortalayıcılar, ayırıcı ve birleştiriciler) da konularak, enjeksiyonun halatları düzgün bir şekilde sarması sağlanır.

Çelik halat demetinin kök bölgesinde merkezleyiciler konularak ankraj deliği doğrultusunda ortalanması ve böylelikle enjeksiyonla oluşturulacak ankraj kökünün ekseninde kalması sağlanır. (Şekil 2.11) Hazırlanmış olan ankraj demeti, temizlenerek boşaltılmış olan deliklere, dışarıda germe krikosu payı bırakılmış halde yerleştirilir. Ankraj demeti deliklere yerleştirilirken çelik halatlar birbirlerine her metrede telle bağlanarak, germe işlemi anında ankraj kafasının dönmesi ve halatların farklı yüklerle maruz kalarak kopmaması sağlanır.



**Şekil 2. 11:** Ankraj merkezleyici ve ayraç görüntüsü

Çimento enjeksiyonu, çubukların veya halatların kafa bölümünden başlayarak sabitlenmesi için kullanılır. Karışım farklılık gösterse de, ana bağlayıcı çimentodur. Enjeksiyon betonun priz alması için yeterli süre geçtikten sonra uç kısmı sabitlenir ve çubuklar veya halatlar gerilir. Bu nedenle zemin yüzeyinde gerekli olan pasif kuvvet, arkadaki veya derindeki daha sert zeminler tarafından sağlanır.

Enjeksiyondan en az 6 gün sonra germe yapılabilir. Enjeksiyonda katkı maddelerinin kullanılması germe süresini hızlandırabilir. Kuşak kirişi betonu dökülüp mukavemetini sağladıktan sonra projesine göre hazırlanan çelik plaka ve başlık halatlar üzerine yerleştirilerek halat gerdirme krikosuna takılır ve germe işlemine geçilir. Ankraj kafasının ve ankraj plakasının dayandığı eğim, ankrajın projede belirtilen eğimine uygun olmalıdır. [9]

Ankrajlar düşey, yatay veya herhangi bir eğimle uygulanabilirler. Kayaların her tabakadaki farklılıklarından ve çatlak hizalarından, zemin seviyelerinin her bir özelliğinden de faydalanılır.

Zemin Destek yapısında dikkat edilmesi gereken hususlardan biri, zemin şartlarına göre kademeli bir şekilde kazı uygulamasının yapılmasıdır. Bu bağlamda makinenin delgi işlemi yapabilmesi için ankraj seviyesinden 50-60 cm daha derin kazılır.

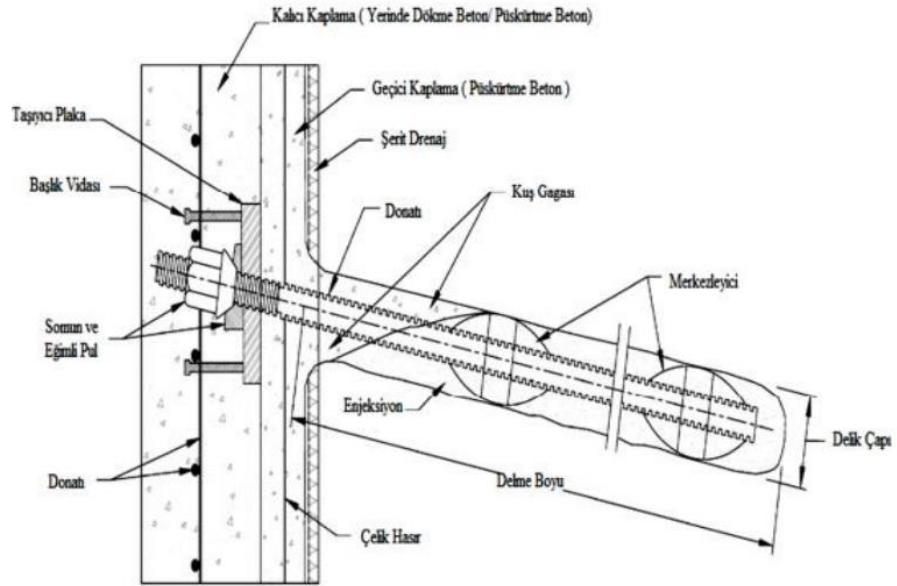
### **2.2.2. Zemin Çivisi**

Mevcut zemini güçlendirmek için kazı çalışmaları esnasında zemine yukarıdan aşağıya doğru "çivi" adı verilen çelik çubuklar yerleştirilir. Bu elemanlar; kayma eğiliminde olan aktif bir zemin kütesini bu yapının arkasındaki pasif bir zemin

kütlesine bağlayarak sabit bir zemin kütlesi oluşturur. Genellikle çiviler tarafından çekme kuvveti uygulanır ve kayma yüzeyi çevresinde ise, eğilme momentleri ve kesme kuvvetleri oluşur. Zemindeki asal çekme gerilmesinin yönüne paralel olarak yatay veya belli bir eğimde yatay olarak yerleştirilirler. Bu tür konumlandırılmasının esas sebebi, kısmen normal gerilimi ve dolayısıyla potansiyel kayma yüzeylerinde kesme direncini artırarak, zemine gelen kuvvetlere doğrudan karşı koymak ve zemini desteklemektir. Zemin çivisi yönteminin kullanım alanı, birçok zemin türlerinde çalışılabilen bir uygulamadır.[4]

Zemin çivili kazı destek yapılarında, yapının görünen alanı genellikle kaplanır. Bu kaplama genel olarak hasır çelik donatı ile takviye edilmiş püskürtme beton ile uygulanır.

Zemin çivisi Şekil 2.12’de belirtilen malzemelerden meydana gelir.



Şekil 2.12: Zemin çivisi detayı

### 2.2.3. Gergi

Yatay yöndeki kazı destek elemanları, dıştan destekli ve dıştan destekli elemanlarına ayrılabilir. Zemin çivileri ve ankrajlar, kazı yapılan alanın dışında sağlam

zeminden aldıkları kuvvetle birlikte destek sistemini tutarlar ve bu nedenle dış destekli elemanlar olarak da bilinirler.

Yatay yöndeki kazı destek elemanlarından gergi (boru destek) diğer yatay yöndeki kazı destek elemanlarından (ankraj ve zemin çivisi) farklı olarak içten destekli olarak sınıflandırılmıştır.

İçten destekli elemanlar ise iksa sisteminde karşı veya bitişik düşey destek elemanlarından gelen kuvvetleri alarak tepkiyi birbirlerine iletirler. İçten destek elemanları için; kafes kirişler, farklı tipte profiller veya boru profiller kullanılabilir. Boru destekler, kolay yerleştirilebilir olması, her iki ekseninde eşit atalet momenti, yani zayıf ekseninin olmaması, kaynak kolaylığı ve uygulama deneyiminin yoğunluğu nedeniyle tercih edilir.[17]

Kazı alanı dışındaki zemin tabakası sağlam değilse, iksa perdesinin stabilitesi iç desteği sağlayan gergilerle sağlanır.

Bu boru destekler, iksa perdelerinden gelen tepki kuvvetlerini başka bir iksaya veya düşey yapı elemanına aktarır.

Ankraj uygulamasının yapılamadığı veya konsol fore kazıkların mümkün olmadığı kazı alanlarında, gergiler bitişik iki cepheye çapraz bağlanarak uygulaması yapılır. Yapı yükselmeye başladığında çelik borular sökülerek yapı tamamlanmış olur.

Metro hatları, su kemerleri gibi yapılarda kazı destek maliyetini düşürmek için genellikle karşılıklı iki perde arasına uygulanmaktadır. Kanalların üstleri yanal yüklere karşı betonarme yapı elemanları ile kaplanmıştır ve çelik boru destekler çıkarılarak başka bir tarafta tekrar kullanılabilir.(Şekil 2.13)



**Şekil 2. 13:** Gergili destek yapı örneği[18]

Gergiler yerine yerleştirilmeden önce, düşey destek yapısının üzerinde belirli bir yükseklikte betonarme veya çelik bir kuşak kiriş imal edilir. Yapı destek sistemi, gergilerin betonarme veya çelik kuşaklara bağlanmasıyla desteklenir.

Kuşak kirişinin düşey iksa sistemine asılı kalabilmesi için epoksi donatılar ile ankraj yapılır.

Betonarme kuşak kirişler inşa edilirken, kuşak kirişin içerisine gergilerin bağlanacağı yerlere çelik levhalar yerleştirilir.

Gergiler kesilerek veya birleştirilerek istenilen boyuta getirilir. Yerleştirme doğrudan levhaya veya önceden kaynaklanmış oluklarda gerçekleştirilir. [19]

Çelik boruların kullanılması kısa sürede monte edilebildiği için işverene avantaj sağlamaktadır. İnşaatin uygulaması çelik boruların kotuna gelip, çelik gergiler söküldükten sonra tekrar kullanılabilmesi için ekonomik olarak faydalıdır. Çelik destek elemanı olarak kullanılan boru profillerinin özellikleri Tablo 2.3'de gösterilmiştir.

**Tablo 2. 3:** Gergi(Çelik Boru) Profilinin Özellikleri[20]

Özellik	Değer
Dış Çap D (mm)	1016
Et Kalınlığı t (mm)	10
Kesit Alanı A (cm <sup>2</sup> )	316.044
Birim Ağırlık G (kg/m)	248.095
Atalet Momenti I (cm <sup>4</sup> )	399849.667
Elastik Mukavemet Momenti Wel (cm <sup>3</sup> )	7871.056
Atalet Yarıçapı i (cm)	35.569
Plastik Mukavemet Momenti Wpl(cm <sup>3</sup> )	10120.693

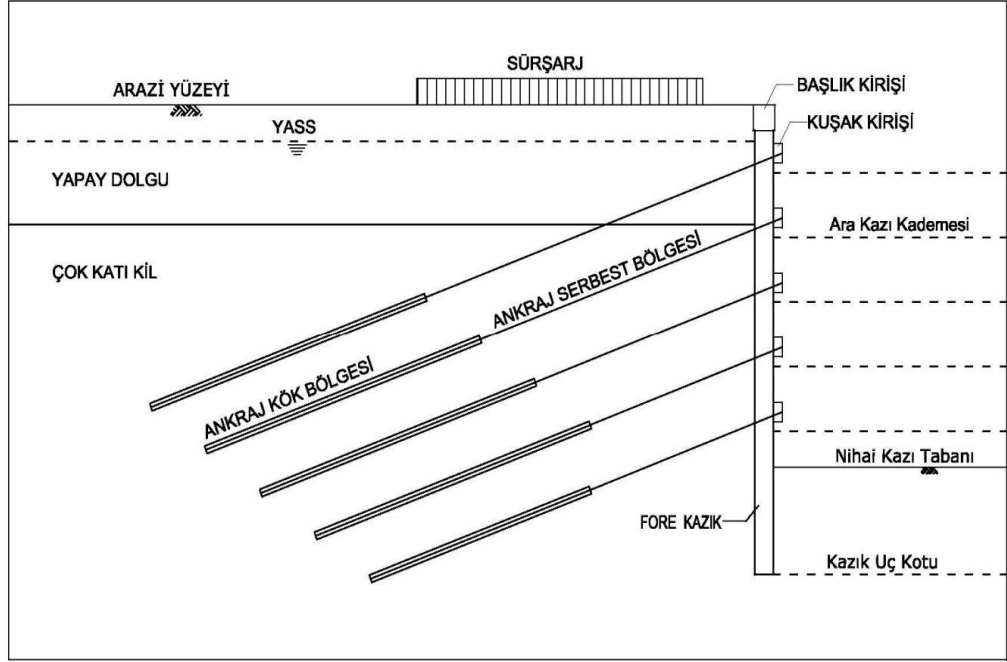
### 2.3. KAZI DESTEK YAPILARININ YARDIMCI ELEMANLARI

#### 2.3.1. Başlık Kirişi

Kazık yapımı tamamlandıktan sonra kazıklar üst kotta kirişlerle birbirine bağlanır. Başlık kirişinin boyutu projeye ve kullanılan kazık çapına göre belirlenir. Başlık kirişinin yapımına başlanmadan önce tasarlanan kota göre kazıkların baş kısmı kırılarak temizlenir. Daha sonra, kazık donatısı başlık kirişi donatısı ile birleştirilir.

#### 2.3.2. Kuşak Kirişi

Zeminin sisteme etki eden yatay itkileri düşey ve yatay elemanlar tarafından birlikte iletilir. Bu yatay ve düşey elemanları birbirinin bağlantısını sağlayan yardımcı eleman görevindeki kuşak kirişidir.(Şekil 2.14)

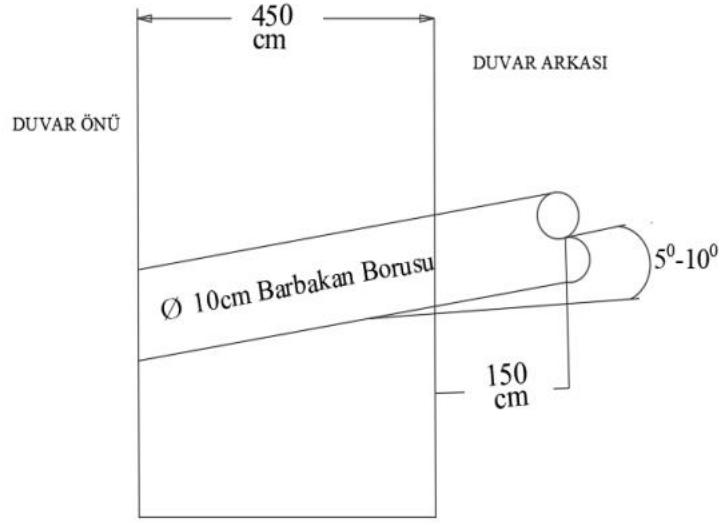


Şekil 2. 14: Ankrajlı İksa Sisteminde başlık ve kuşak kirişi[21]

### 2.3.3. Barbakanlar

Derin kazılarda kazı destek yapılarının arkasındaki doğal zeminin içerisinde biriken yağmur ve kar sularının akıtılıp uzaklaştırılması için duvarda bırakılan deliklere barbakan adı verilir.

Yerden yaklaşık 10 cm yükseklikte başlanır ve gereken yerlerde yatay ve düşey olarak doğru mesafe ile kademelendirilirler. Barbakan boruları iksa sistemi uygulaması esnasında beton dökümü gerçekleşmeden önce döşenir, beton dökümü sırasında kaymaması için sabitlenir. Şekil 2.15 barbakanı ayrıntılı olarak göstermektedir. Suyu barbakanlara yönlendirmek ve barbakan deliklerinin kapanmasını önlemek için deliklerin arkasına iri daneli agrega yerleştirilir. [4]



**Şekil 2. 15:** Barbakan Detayı[4]

## 2.4. KAZI DESTEK YAPILARINA ETKİYEN YANAL YÜKLER

### 2.4.1. Yanal Toprak Basıncı

Zemin destek yapılarının tasarımında ilk yapılması gereken, destek sistemine yerden etkiyen kuvvetlerin büyüklüğünü ve yönünü belirlemektir. Bu basınç, ana bileşeni yatay olduğu için yanall toprak basıncı olarak adlandırılır. Yanall toprak basıncı,

$$p_h = \gamma \cdot K \cdot z \quad \text{denklemi ile bulunur.} \quad (2. 1)$$

$P_h$  = Belirli bir noktadaki toprak basıncı

$\gamma$  = Zeminin birim hacim ağırlığı

K: Toprak basıncı katsayısı

z: Derinlik

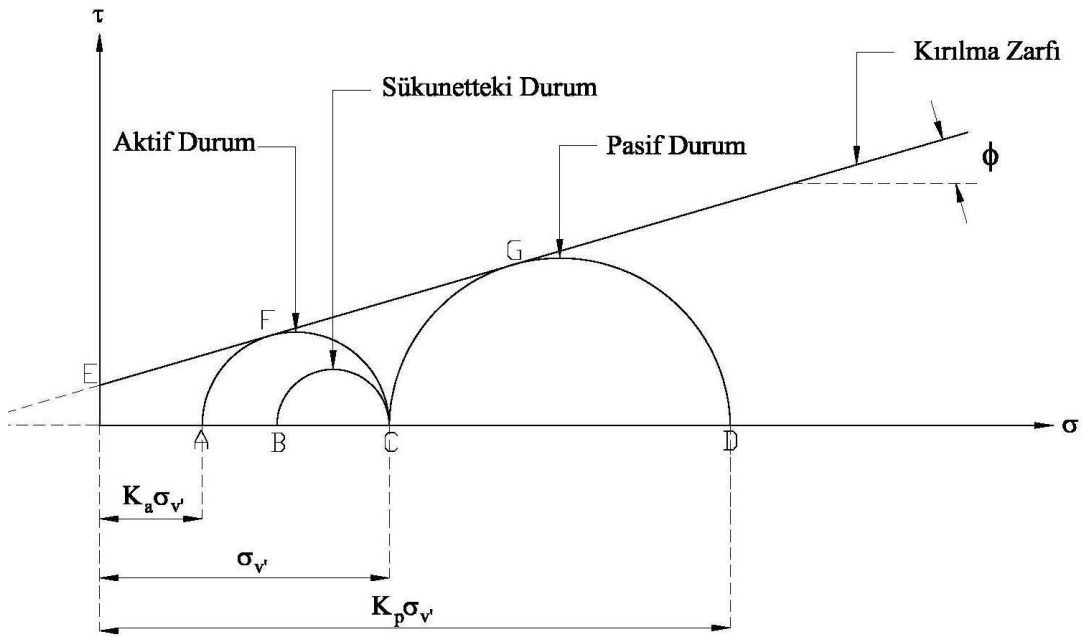
Yanall toprak basıncının dağılımı ve büyüklüğü, yalnızca destek yapısının arkasındaki toprağın özelliklerine değil, aynı zamanda yapının yüzeyi ile toprak arasındaki rölatif hareket moduna da bağlıdır.

Zemin destek yapılarına etkiyen yanall toprak basıncı şu şekilde tanımlanabilir.

- Sistem hareket etmeyip, yanal ötelenme olmuyorsa “sükunet halindeki toprak basıncı” ( $p_0$ ),
- Kazı destek yapısının topraktan uzaklaşması ile toprağın kazı alanına doğru hareket etmesi ve destek yapısına dayanması sonucu oluşuyorsa, “aktif toprak basıncı” ( $p_a$ ),
- Kazı destek yapısının zemine doğru ötelenmesi sonucu toprağın sıkışması sonucu oluşuyorsa “pasif toprak basıncı” ( $p_p$ ) ortaya çıkar.

Sükunet halindeki toprak basıncı  $p_0 = \gamma \cdot K_0 \cdot z$  denklemi ile bulunur. Buradaki  $K_0$  katsayısını bulmak için,

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 1 - \sin \phi' \text{ ampirik denklemi ile elde edilir. [22]} \quad (2.2)$$



Şekil 2. 16: Aktif ve Pasif Denge Hallerinin Mohr- Culoumb Gösterimi

Burada, normal ve kayma gerilme bağıntısının lineer olarak değiştiği kabul edilirse, aşağıdaki eşitlik yazılabilir.

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (2.3)$$

$\tau$  : Kayma Gerilmesi

$\theta$ : İçsel Sürtünme açısı

$\sigma$  : Normal Gerilme, olarak tanımlanmaktadır. [9]

#### 2.4.1.1. Coulomb Toprak Basınç Teorisi

Coulomb Kama teorisi, duvarın herhangi bir eğimi, duvar sürtünmesi ve sağlanan dolgu eğimi için bir istinat sistemi üzerinde ortaya çıkan yatay kuvveti sağlayan bir analiz yöntemi sağlar.

Toprak basıncının hesaplanmasında en eski yöntemlerden olan (1776) Coulomb basınç teorisi, herhangi bir eğimi, duvar sürtünmesi ve dolgunun eğimi için bir destek sistemi üzerindeki toplam yatay kuvveti sağlayan analitik bir yöntem sağlar. Bu teorinin temel varsayımı, zeminin kayma dayanımının duvar ve yenilme düzlemi boyunca geliştiğidir. Coulomb, istinat duvarı hareket ettiğinde oluştuğu kabul edilen kayan kamanın dengesini dikkate alarak toprak basıncını belirlemek için bir yöntem geliştirmiştir. Kayan kamayı dengede tutmak için duvardaki yanal basınç, duvarın uyguladığı reaktif kuvvete eşit ve zıt yönde olduğu kabul edilmektedir. Coulomb Teorisi için bazı kabullerin yapılması gerekmektedir.

- Farklı tabakaların zemin özellikleri aynıdır.
- Kazı destek yapısı arkasında yatay yönde olması koşuluyla farklı zemin tabakaları bulunabilir.
- Kazı destek yapısının arkası eğimli olsa da düzlem olarak kabul edilir.
- Destek yapısının arkası eğimliyse, arkadaki toprağın ya taban suyu seviyesinin altında olduğu, ya da üstünde olduğu kabul edilir. Eğer düz bir şekildeyse su seviyesi herhangi bir yerden alınabilir.
- Eğer destek yapısının üzerinde sürşarj yükü bulunuyorsa, bu yük düzgün lineer ve tüm bölgeyi kapsar.
- Destek yapısı arkasındaki yüzey eğimli olması durumunda zeminin granüler ( $c=0$ ) olması gerekmektedir. Eğimli değil ise kohezyonlu bir zemin (Denklem 2.4) ile hesap yapılabilir. [23]

$$P_a = -2c\sqrt{K_a} + K_a \times \gamma \times H \quad (2.4)$$

Bu denklemde,

$P_a$  : aktif yanal toprak basıncını,

$C$  : zemindeki kohezyonu,

$K_a$ : aktif yanal toprak basıncı katsayısını,

$\gamma$  : zeminin birim hacim ağırlığını,

$H$ : duvar yüksekliğini ifade etmektedir.

Coulomb'un aktif basınç katsayısı (Denklem 2.5) ile hesaplanır.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi) \cdot \cos(\delta)}{\sin\theta \cdot \sin(\theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \cdot \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (2.5)$$

Duvar ile zeminin sürtünme değeri ihmal edildiğinde pasif yanal toprak basıncı katsayısı (Denklem 2.6) ile hesaplanır.[23]

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi)}{\left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\beta)}} \right]^2} \quad (2.6)$$

Yukarıdaki formüllerde;  $\theta$  destek yapısının yüzeyinin yatay ile yaptığı açısı,  $\delta$  destek yapısının sürtünme açısını ve  $\phi$  içsel sürtünme açısını ifade etmektedir.

#### 2.4.1.2. Rankine Toprak Basınç Teorisi

Rankine teorisi için aşağıdaki kabuller gereklidir.

- İksa yapısının sürtünmesi ihmal edilir.
- İksa yapısının arkasındaki zeminin homojen ve kohezyonsuz olarak kabul edilir.

- Kırılma yüzeyi de düzlem olarak kabul edilir.[24]

Bu teoreme göre, duvarın arkasındaki zeminin yatayla yaptığı açı ile ( $\beta=0^\circ$ ), duvar ve arkadaki zemin arasındaki sürtünme açısının ( $\delta=0^\circ$ ) mevcut olduğu hallerde herhangi bir derinlikte etkiyen  $P_a$  aktif basıncı kohezyonsuz (2.7) ve kohezyonlu (2.8) zeminlerde aşağıdaki denklemler ile bulunur.

$$P_a = \gamma z K_a \quad (2.7)$$

$$P_a = \gamma z K_p - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.8)$$

Pasif toprak basıncı ise kohezyonsuz (2.9) ve kohezyonlu (2.10) zeminlerde aşağıdaki denklemler ile bulunur.

$$P_p = \gamma z K_p \quad (2.9)$$

$$P_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.10)$$

Bununla birlikte, aktif durumdaki yanal toprak basıncı katsayısı (2.11) ve pasif durumda yanal toprak basıncı katsayısı (2.12) denklemleri ile bulunur.

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.11)$$

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (2.12)$$

$\phi$ =İçsel sürtünme açısı

İksa yapısı arkası eğimli ise, aktif durumdaki yanal basıncı (2.13) ve pasif durumdaki yanal basıncı (2.14) bağıntıları ile bulunur.[23]

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}} \quad (2.13)$$

$$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}}{\cos\beta - \sqrt{(\cos^2\beta - \cos^2\phi)}} \quad (2.14)$$

## 2.4.2. İlave Yükler

### 2.4.2.1. Sürşarj Yükleri

İksa yapısı arkasındaki dolguya, çeşitli sebeplerle sürşarj yükü etki edebilir. Duvarın etrafındaki komşu yapılar, inşaat makinelerinin çalışması, bu yollardaki trafik

vb. şürşarj yükleri oluşturmaktadır. Bu yüklerin mevcut iksa sistemine olan etkisi, zeminin doğrusal elastik davranışıyla hesaplanabilmektedir.[23]

İksa sisteminin arkasına gelen yükün toprak basıncına olan ilave etkisi, çizgi, nokta, şerit yük türleri ile yükün belli bir yatay mesafe, derinlik ve derinlikteki etkisine dayalı olarak geliştirilen grafikler veya yarı ampirik hesaplama yöntemleri kullanılarak hesaplanabilir. Hesaplamalarda genelde düzgün yayılı yük kabulü yapılır. Düzgün yayılı yükler için, yayılı yükün duvar boyunca hareket ettiği varsayılır ve değeri derinlik boyunca yanal toprak basıncı katsayısı ile çarpılır.

$$\sigma_a = K_a * q \quad (2. 15)$$

#### 2.4.2.2. Yeraltı Su Seviyesinin Etkileri

Yer altı suyunun varlığı da destek sisteminin seçiminde rol oynar. Çalışma alanının yer altı suyu ile temasının olmaması için diyafram duvar, palplanş gibi imalat sistemleri uygulanabileceği gibi, yer altı suyu seviyesinin pompa vasıtasıyla düşürülmesi de diğer yöntemlerden biridir. Ancak yer altı suyu seviyesinin düşürülmesi durumunda çevredeki yapılarda oluşacak oturmalara dikkat etmek gerekir.[15]

### 2.5. ÇOK SIRALI ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİ

#### 2.5.1. Sistem Elemanları

Ankraj malzemeleri proje ve uygulama şartlarına göre değişiklik gösterebilir. Genel olarak bir bütün olarak düşünüldüğünde ankraj uygulamalarında; tendon (çekme elemanı, spiral halat veya çubuk donatı), enjeksiyon, ankraj plakası, ankraj kafası, kama gibi malzemeler kullanılır.[17]

##### 2.5.1.1. Halat ve Çubuk Elemanlar

*Tendon*; ankrajın maruz kaldığı çekme yükünü (öngerilme kuvveti) ankraj köküne aktarır. Bu; yüksek yük kapasiteli, düşük gevşeme ve yüksek elastik uzama kapasitesine sahip güçlendirilmiş çelikten veya aynı özelliklere sahip sarmal halattan yapılır. Çeşitli ebat ve miktarlarda mevcuttur.[15]

Gerekli taşıma kapasitesi, ankraj uzunluğu, gerekli ankraj sayısı, kullanım kolaylığı ve sahadaki germe koşullarına göre uygun tendon malzemesi seçimi yapılır. Tendon malzemeleri; çubuklar, teller ve örgü teller olmak üzere üç gruba ayrılır.

*Çubuklar:* Ankraj çubuklarının mekanik özellikleri tellere benzer. Çubuklar genellikle oldukça kısa, küçük ve orta kapasiteli ankrajlarda tendon olarak kullanılır. Bazı durumlarda çubuk gruplarını kullanmak mümkündür. 2 m'den uzun olması durumunda yüksek kaliteli çelik öngerilmeli çubuklar kullanılır.

*Teller:* Öngermeli tel, soğuk çekme düz karbon çeliğinden imal edilir ve yağ ile sertleştirilmiş ve tavllanmış veya sadece yağ ile sertleştirilmiş çeşitleri de vardır. Nihai çekme mukavemeti tel çapı ile ters orantılıdır. Tendonlar genellikle ankraj taşıma kapasitesi için 10-100 arasında, 5-8 mm arasında tel çapını içerirler.

*Örgü Tel:* Daha büyük öngerme kuvvetleri uygulamak amacıyla belli bir sayıda telin bir araya getirilip bükülmesinden elde edilen örgü teller hem bükülebilme özelliğine sahiptir hem de tellerin mekanik özelliklerinden tam olarak yararlanmayı sağlar. Örgü teller genellikle soğuk çekme düz karbon çeliğinden yapılmış olup bugüne kadar en yaygın olan örgü tel 7 tel ile yapılanıdır.

Öngermeli tendonun tasarımında kullanılan çeliğin tipik boyutları ve spesifik dayanımları Tablo 2.4'te verilmiştir.

**Tablo 2. 4:** Öngerilmeli tendonların genel boyutları ve karakteristik dayanımları[14]

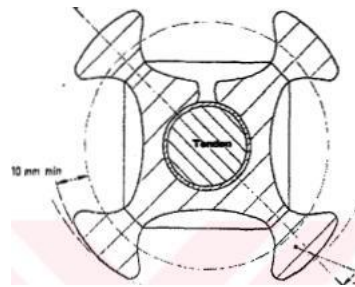
Çelik Cinsi	Çap(mm)	Spesifik Dayanım(kN)	Alan(mm <sup>2</sup> )
Alaşımız Çelik Tel	7.0	60.4	38.5
	12.9	186	100
	15.2	232	139
	15.7	265	150
7 telli drawn örgü tel	12.7	209	112
	15.2	300	165
	18.0	380	223

**Tablo 2. 4 (devam):**Öngerilmeli tendonların genel boyutları ve karakteristik dayanımları[14]

Düşük Alaşımli Çelik Çubuk	26.5	568	552	
	32	830	804	
	36	1048	1018	
	40	1300	1257	
	1230/1080	25	600	491
		32	990	804
		36	1252	1018
Paslanmaz Çelik Tel Çubuk	7	44.3	38.5	
	25	491	491	
	32	804	804	
	40	1257	1257	

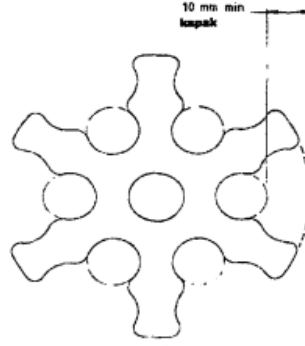
*Tendon Merkezleyicileri ve Aralayıcıları:*

Tendon merkezleyicileri, tendonun ortalanmasını sağlamaktadırlar.(Şekil 2.17)



**Şekil 2. 17:** Tendon Merkezleyicileri[14]

Çok telli tendon sistemlerindeki pozisyonu ile, ankraj boyunca tendonun her bir elemanının birbirinden ayrı kalmasını sağlar ve dolayısıyla gerekli penetrasyon uzunluğu sağlanacağı için, uygun olan aderans uzunluğu oluşturulmuş olur.(Şekil 2.18)

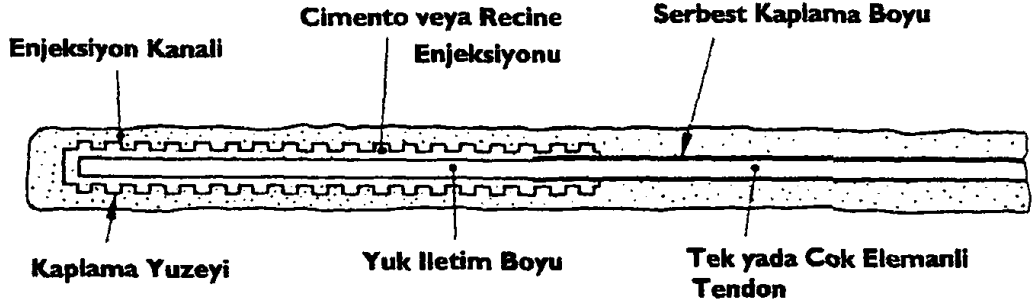


**Şekil 2. 18:** Çoklu Örgü Tel Kullanılan Bir Ankrajda Merkezleyici ve Aralayıcılar[14]

Aralayıcılar, tendonların hem serbest hem de sabit kısımlarında kullanılır. Serbest uzunluktaki tendon sondaj deliğinde ortalarlar. Ancak asıl işlevi tekli çubukların, tellerin ve örgülü tellerin temas etmesini ve birbirine dolaşmasını önlemektir.

*Oluklu Kaplamalar:*

Oluklu kaplamalar genellikle tek veya birden fazla elemanlardan oluşan tendonlar için kullanılır ve tendonun aderans uzunluğunun korozyona karşı korunmasını sağlar. Sistem, yükün iletimini, kapsül elemanının yüzeyindeki girintili oluklar vasıtasıyla ankraj kökünün deliğe enjeksiyonuna bağlar. Sistemin yük altında korozyona karşı koruma sağlayıp sağlamadığı ankraj kontrol testleri ile kontrol edilmelidir. Tipik bir oluklu kaplama sisteminin yük aktarım mekanizması Şekil 2.19'da gösterilmektedir.[25]



Şekil 2. 19: Oluklu kaplamalarda yük aktarımı[25]

#### 2.5.1.2. Enjeksiyon

Enjeksiyonlar; ankrajda yükü tendondan zemine aktaran, sondaj deliği ile tendon arasındaki boşluğu dolduran ayrıca korozyondan korunmasını sağlayan ankraj elemanıdır. [16]

Ankraj imalatında yaygın olarak su +çimento birleşimi kullanılır. Enjeksiyon kütlesine göre su/çimento oranı 0.4 ila 0.55 arasında olmalıdır. Ankrajlara ön yükleme yapılmadan önce, harç en az 21 MPa'lık bir serbest basınç dayanımında olmalıdır.[26]

#### 2.5.1.3. Ankraj Başlığı

Ankraj başlığı, germe sırasında ankraj plakası ile gergi silindiri arasındaki reaksiyon kuvvetini ve germe uygulamasının ardından kamalama için gerekli alanı sağlayan, içinden kablunun geçtiği silindirik bir çelik elemandır.

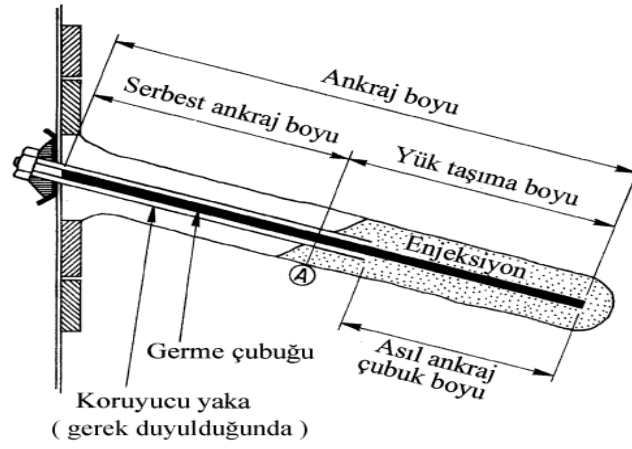
#### 2.5.1.4. Ankraj Plakası

Ankraj plakası, ankraja etkiyen yükü duvara ve aynı zamanda duvardan gelen tepki kuvvetini ankraj halatlarına aktaran çelik bir elemandır.

#### 2.5.1.5. Ankraj Kaması

Ankraj kaması, yüklenen ankraj gergi elemanını ankraj kafasının içindeki boşlukta sıkıştırarak elastik gerininin geri dönüşünü engelleyen ve ankrajın yükünü kaybetmeden çalışmasını sağlayan özel şekle sahip yüksek mukavemetli bir elemandır.

Şekil 2.20'de ankraj elemanları gösterilmektedir.



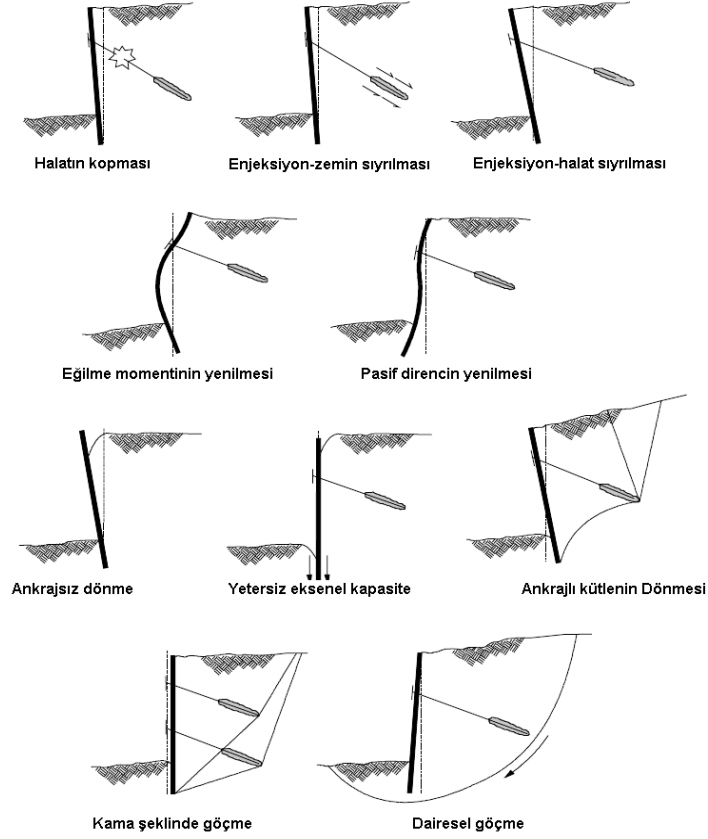
**Şekil 2. 20:** Ankraj Elemanları[5]

### 2.5.2. Ankrajlı Sistemlerin Tasarımı

Derin kazının derinliği arttıkça yanal toprak itkilerini, tipik betonarme veya benzeri rijit yapılar olan geleneksel istinat duvarları ile karşılamak, uygulaması zor ve ekonomik olmayan bir işlem haline gelir. Bu tür derin kazılarda, zemin özellikleri ve saha koşulları dikkate alınarak genellikle esnek tipteki iksaları destekleyen yatay destek elemanları kullanılmaktadır. Esnek destek sistemlerinde kullanılan yatay elemanlara öngermeli ankraj örnek olarak verilebilir.

Öngermeli ankrajlı destek sisteminin genel prensibi, ankrajlı bir yapının devrilme, kayma ve yer değiştirme gibi göçme mekanizmalarına karşı korunmasıdır. Sabitlenmiş bir destek sisteminin güvenli tarafta olabilmesi için bu göçme mekanizmalarının oluşmasını önlemek gerekmektedir.[2]

Çok sıralı ankrajlı destek sistemlerinde göçme mekanizmaları, Şekil 2.21 'de gösterilmektedir.



**Şekil 2. 21:** Öngermeli ankrajlı iksalarda oluşabilecek göçme mekanizmaları[26]

Öngermeli ankrajlı iksalarda meydana gelebilecek göçmeler genellikle aşırı yük artışlarından kaynaklanmaktadır. Ankrajlarda olası çökmeler, halatların kopması, zemin ile enjeksiyon ve halat ile enjeksiyon arasındaki sürtünmenin yenilmesi ile meydana gelebilir.

Çelik halatların kopması:

Zamanla öngirme ve artan yük, ankraj halatında ek aksenal kuvvetlere neden olur. Bu aksenal yükler halatın aksenal yük kapasitesini aşarsa halatın kopması kaçınılmazdır. Halatın göçme yüküne ulaşmasını önlemek için yapılarda çeşitli güvenlik katsayıları kullanılır. Ankraj halatlarını tasarlarken, yapının önemine bağlı olarak, geçici destek yapılarında 1,4 ila 1,6, kalıcı destek yapılarında 2,0 güvenlik katsayısı kullanılması gerekmektedir.[27]

Zemin ile enjeksiyon arasındaki sürtünmenin yenilmesi:

Granüler zeminde enjeksiyon basıncının artmasıyla delik çapı artar, bu da sürtünme yüzeyini artırır ve mukavemeti artırır. Kohezyonlu zeminde, taşıma kapasitesi artırmak için kök bölgesine çan görünümü verilir.

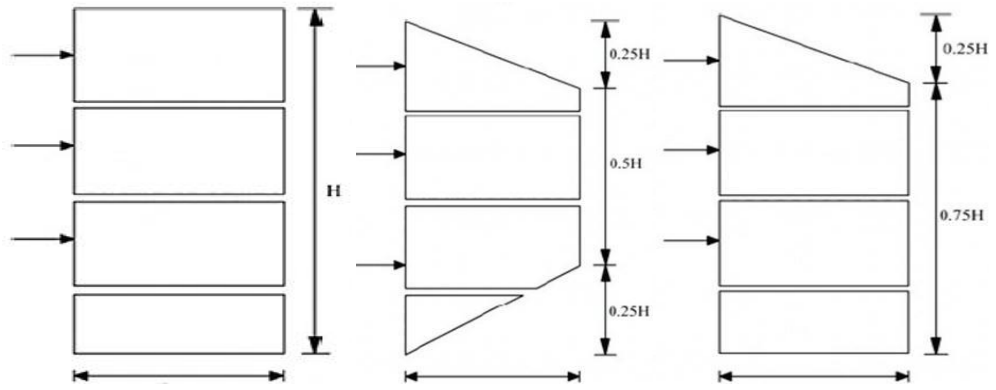
Zeminde göçme:

Ankraj köküne bir yük uygulandığında, bu yüklerle birlikte zeminde göçme meydana gelmesi kaçınılmaz olur. Böyle bir durumun yaşanmaması için ankraj köklerinin en az 5 metre derinliğe çekilmesi gerekmektedir.[28]

### 2.5.2.1. Yatay Toprak Basıncı Dağılımı

İçten destekli derin kazı destek sistemleri, sonlu elemanlar yöntemleri kullanan programlarla hızlı ve güvenli bir şekilde çözülebilsede ön tasarımda birçok ampirik gerilme dağılım modeli kullanılmaktadır.

Geçmişten günümüze pek çok araştırmacı tarafından öne sürülen bu gerilme dağılımları zemin tipine göre değişiklik göstermektedir. Bu dağılımların iki veya daha fazla ankrajlı destek sistemlerinde kullanılabileceği görülmüştür.(Şekil 2.20)



(1)Kumlu zemin

(2)Yumuşak-orta sert kil

(3)Sert, çatlaklı kil

$$P = 0,65K_A \cdot \gamma \cdot H$$

$$P = 0,2 \cdot \gamma \cdot H - 0,4 \cdot \gamma \cdot H$$

$$P = 1,0 \cdot K_A \cdot \gamma \cdot H$$

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

$$K_A = 1 - m \cdot 4 \cdot \frac{S_U}{\gamma \cdot H} \quad (m = 1)$$

Şekil 2. 22: İksalara etki eden ampirik yanal zemin basınçları[29]



- Ankraj kök bölgesine gelen kuvvetlere,
- Ankraj boyutlarına,
- Enjeksiyon basıncı ve miktarına,
- Ankrajın rijitliğine ve sahada uygulanan ankraj yükleme deneylerine bağlıdır.

Ancak ankrajın yük kapasitesini belirlemenin en gerçekçi ve doğru yolu, yerinde yapılan ankraj yükleme deneyleridir.

Kayada ankraj taşıma kapasitesinin belirlenmesi; Bu tip zeminlerde A ve D tipi ankrajlar kullanılır. Uniform çevre sürtünmesi kabulü ile kök taşıma kapasitesi,

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \tau \quad (2. 18)$$

D:Ankraj çapı (m)

L:Ankraj kök boyu (m)

$\tau$  :Maksimum taaşıma gücü (KN/m<sup>2</sup>)

$T_f$ :Ankraja gelen kuvvet (KN)

Kohezyonsuz zeminlerde ankraj taşıma kapasitesinin belirlenmesi; B ve C tipi ankrajlar ile hesaplanır.

Kumlarda ankraj taşıma gücü,

$$P_u = \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_v \cdot K \cdot \tan \phi \quad (2. 19)$$

$\sigma_v$ : Ortalama düşey efektif gerilme

$K=K_0$

Killerde ankraj taşıma gücü,

$$P_u = \pi \cdot D \cdot L \cdot C_a \quad (2. 20)$$

$C_a$ : Adezyon= $2/3 C_u$

$C_u$ :Drenajsız kohezyon

$$P_{servis} = \frac{P_u}{G_s} \quad (G_s=1.5 \sim 2.0) \quad (2. 21)$$

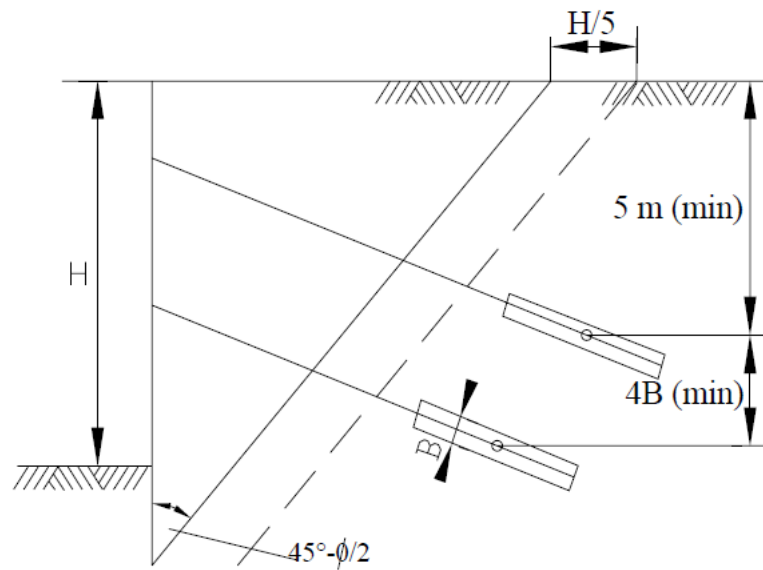
Güvenlik sayısı geçici iksalar için 1.5, kalıcı iksalar için 2 alınır. Çok güvenli tarafta kalınmak isteniliyorsa sıyrılma yükü, ankraj yükünün 6 katı alınması uygun olabilir. Ayrıca tüm zeminlerde kök boyunun uzunluğu 3m'den az 10m.'den fazla olmamalıdır.[30]

#### 2.5.2.4. Tendon/Enjeksiyon Aderansı

Tendon ve çimento enjeksiyonu arasındaki aderans değerleri ve tendon malzemelere dair bilgiler BS 8081:1989'da mevcuttur. Genellikle üç mekanizma olduğu kabul edilmiştir. Bunlar; yapışma, sürtünme ve mekanik kenetlenmedir.

#### 2.5.2.5. Sistemin Stabilitesi

Ankrajlı bir sistemde genel stabiliteyi sağlamak için; iksa boyutları, serbest ankraj uzunluğu ve ankraj kökü belirlenmelidir. Bu parametreler belirlendikten sonra stabilite hesaplamaları yapılmalıdır. Toprağın duvarla dengede olması için ankraj kökünün ya sağlam bir tabaka üzerine ya da zemin kayma kamasının dışına yerleştirilmesi gerekir. Genelde Coloumb kayma yüzeyi tercih edilmekte olup, Şekil 2.24'te gösterilmektedir. Görüldüğü üzere iksa ucundan  $(45+\phi/2)$ 'lık bir açı ile oluşan düzlem belirtilmiştir. Ankraj kökünün bu yüzeyden iksa uzunluğunun beşte biri uzaklıkta olacak şekilde yerleştirilmesi önerilmektedir.



Şekil 2. 24: Ankrajlı iksa sistemlerinde kayma yüzeyi[26]

#### 2.5.2.6. Sayısal Yöntemler

Derin kazı destek sistemlerinde kullanılan hesap yöntemleri diğer yapı elemanlarının hesap yöntemlerine göre oldukça karmaşıktır. Bunun en büyük sebebi ise hesapta kullanılacak olan parametrelerin çokluğu, zeminin homojen olmaması, yeraltı suları ve buna benzer kolay tahmin edilemeyen birçok belirsizliğin olmasıdır.

Derin kazı iksa sistemlerinde hesaplamalarda kullanılan birçok parametrenin olması, zeminin heterojen bir yapıya sahip olması, yer altı suyu ve daha birçok belirsiz faktörün tahmin edilmesinin zor olması sebebiyle, hesaplama yöntemleri, diğer yapı sistemlerine ilişkin hesaplama yöntemlerine nazaran oldukça karmaşıktır.

Tüm bu olumsuz şartlara rağmen belirli varsayımlar yapılarak ve karmaşık formüller basitleştirilerek hesaplama yöntemleri geliştirilmiştir.

Kazı destek sistemlerinin sismik yükler altında performansının belirlenmesi ve mevzuata uygunluğunun değerlendirilmesi için Kazı Destek Yapıları Yönetmeliğinde ve Tablo 2.5'te gösterildiği gibi kazı yüksekliğinin geçici ve kalıcı bölümlerinin ayrı olarak incelenmesi gerekmektedir.

**Tablo 2. 5:** KDYY'ne Göre Kazı Destek Yapılarının Dikkate Alınacak Deprem Düzeyleri[8]

Tasarım Yöntemi	Yöntem 1 Statik Eşdeğer Hesap	Yöntem 2 Şekil Değiştirmeye Göre Hesap	
		1. Aşama Statik Eşdeğer Hesap	2. Aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap
Geçici destek sistemlerinde (Tüm KK-1 ve KK-2'nin $H < 15m$ olduğu geçici sistemler için)	-	-	-
Geçici destek sistemlerinde (KK-2'nin $H \geq 15m$ olduğu ve KK-3 olan geçici sistemler için)	DD-4	-	DD-4
Kalıcı destek sistemlerinde (Normal yapılar için)	DD-2	DD-2a	DD-2
Kalıcı destek sistemlerinde (Önemli yapılar için)	DD-1	DD-2a	DD-1

Görüldüğü üzere geçici Kazı Destek Yapılarının hesaplamasında Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği(KDYY) ve Tablo 2.5'e göre DD-4 deprem seviyesi için ULS (Göçme Sınır Durumu) hesaplamalarının yapılması gerekmektedir. Kalıcı Kazı Destek Yapıları depremi hesaplanırken analizler KDYY Tablo 2.5'e göre DD-2 ve gerekiyorsa DD-2a deprem seviyelerini dikkate alınması gerekmektedir.

Örneğin “Yöntem 2: Şekil Değiştirmeye Göre Hesap” adımlar takip edilerek DD-2a deprem düzeyi için “Yöntem 2 – 1. Aşama: Statik Eşdeğer Hesap” yapıp, ardından “Yöntem 2 – 2. Aşama: Zaman Tanım Aralığında Hesap” için DD-2 deprem düzeyi, seçilecek herhangi bir zemin sınıfı spektrumuna ölçeklenmiş 11 deprem kaydı ile SLS (Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu) analizleri yapılarak kalıcı destek yapısının uygunluğu kontrol edilmelidir.[8]

Derin kazı destek sistemlerinde pek çok hesaplama yöntemi bulunmakla birlikte en yaygın kullanılan dört hesaplama yöntemi öne çıkmaktadır. Bunlar limit denge yöntemi, elastik temel yöntemi (elastik taban üzerinde kiriş) , yarı sonlu elemanlar yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemidir.[31]

#### *Limit Denge Yöntemi:*

Limit denge yöntemi hesaplanırken kayma direncinin tam olarak olduğu varsayılır. Hesap yapılırken bazı parametrelere güvenlik sayısı uygulanır. Bu güvenlik sayısı, kayma yüzeyinde kaymaya zorlanan ve kaymaya direnen kuvvetler dikkate alınarak hesaplanır.

Limit denge yönteminde, zemin ile duvar etkileşimleri dikkate alınmadığından hesaplamalar, zeminde oluşan mukavemetin tam olarak olduğu varsayılarak yapılır. Dolayısıyla bu zemindeki gerçek gerilmeler ve duvarda oluşan gerilmeler ve buna bağlı yer değiştirmeler hesaplanmamaktadır.[5]

#### *Elastik Temel Yöntemi:*

Elastik zemine oturan kiriş yöntemi olarak da bilinen bu yöntem, kirişin elastik bir zemin üzerine yerleştirilmesi ile basit bir çözüme indirgenmiştir. Burada iksa duvarı kiriş, zemin ise yaylı bir sistem olarak kabul edilmiştir.

Bu yöntemde derinliğe göre değişen yay sabitleri belirlenerek aktif ve pasif basınçlar maksimum ve minimum yay kuvvetine göre modellenebilir. Analiz sonuçlarına göre duvar eğilme momenti, kesme kuvveti, ankraj destek kuvveti ve duvarın yer değiştirmesi hesaplanabilmekte ancak çevredeki yapıların ve toprağın duvar etrafındaki hareketi hesaplanamamaktadır.

#### *Yarı Sonlu Elemanlar Yöntemi:*

Duvar etrafındaki zemin yaylar ile değil de elastik bir zemin olarak modellenmektedir. Bu yöntemde, iksa duvarının etrafındaki zemini modellemek için, yay kullanmak yerine elastik zemin kullanılır.

Analizlerle birlikte yapı ve zemin arasındaki etkileşimi modellenebilir ve duvar eğilme momenti, kesme kuvveti, ankraj/destek kuvveti ve duvar yer değiştirmeleri hesaplanabilir. Fakat iksa sisteminin etrafındaki zeminin hareketi hesaplanamaz.

#### *Sonlu Elemanlar Yöntemi:*

Sonlu elemanlar yönteminin çalışma prensibi, değişken şekillerdeki, değişken yüklere maruz kalan ve sonsuz boyutlardaki malzeme veya elemanları belirli bir şekle sahip daha küçük parçalara bölerek çözümler sunmaktır.

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak problem bilgisayara üç boyutluya kadar aktarılabilir, daha gerçekçi analizler ürettiğinden üç boyutlu bir sistem kullanmak yaygındır.

Sonlu elemanlar yönteminde, belirli bir geometriye sahip küçük parçalar, kapalı alanlar oluşturacak şekilde birleştirilen nokta ve çubuklardan oluşur. Analiz edilen toplam malzeme, nokta ve çubuk elemanları üzerinde mevcut olan kuvvet, gerilim ve deformasyonların yanı sıra bunların birbirleriyle olan etkileşimine de tabidir. Birden fazla düğüm ve çubuğun farklı parçalara bölünebildiği sonlu elemanlar yönteminde, analiz edilen parça ne kadar çok düğüm ve çubuklara bölünürse o kadar fazla hesaplama yapılabilir.

Geoteknik ve derin kazı çalışmalarında kullanılan Plaxis programının temeli sonlu elemanlar yöntemidir. Ayrıca derin kazılarda, hesaplama adımlarında aşamalı kazı dikkate alınabilmekte ve kazı sürecinde sistem değişiklikleri kontrol

edilebilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemini esas alan hesaplama yönteminde, hesabın herhangi bir adımında veya herhangi bir önemli yapısal noktada detaylı analiz yapılabilir ve gerekirse hassasiyet artırılabilir, hesaplanıp daha fazla detay elde edilebilir.

Bütün bunlardan, bu tezde kullanılan sonlu elemanlar yönteminin oldukça kullanışlı, hızlı ve pratik bir yöntem olduğu anlaşılmaktadır. Ancak sonlu elemanlar yöntemini kullanan bir bilgisayar programı kullanıldığında, programda tanımlanan değerlerin ve bu değerlerin anlamının çok iyi bilinmesi gerekir. Programın ve hesaplama yönteminin kullanıcı tanımlı değerlerle tutarlı sonuçlar verdiği ve temel formüle bağlı olduğu unutulmamalıdır. Dolayısıyla programın bu durumu yorumlayıp müdahale etme yeteneği bulunmamaktadır. Yöntem ve program doğru hesaplama sonuçları verse bile hesaplama dışındaki koşullar da dikkate alınmalı ve çözüm mühendis tarafından analiz edilmelidir. Tablo 2.6 derin kazıda destek sistemlerinin hesaplanmasına yönelik yöntemlerin olumlu ve olumsuz yönlerini listelemektedir.

**Tablo 2. 6:** Derin kazıda destek sistemlerinin hesaplanmasındaki yöntemlerin bazı olumlu ve olumsuz yönleri [29]

ANALİZ YÖNTEMİ	AVANTAJLARI	DEZAVANTAJLARI
Limit Denge	-Basit ve kolay -Analiz için sadece zemin mukavemet parametreleri yeterli	-Yapı zemin etkileşimi hesaba katılmıyor -Deplasmanlar hesaplanamıyor -Çok sıra ankrajlı duvar gibi hiperstatik sistemlerin çözümü idealizasyon gerektirir
Elastik Zemine Oturan Kiriş	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı zemin etkileşimi modellenebiliyor -Duvar deplasmanları hesaplanabiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumu dikkate alınabiliyor	-Zemin davranışının modellenmesi nispeten yüzeysel -Yanal yatak katsayısının belirlenmesi zor -İki boyutlu analiz yapılabiliyor -Palye ve mesnet koşullarının modellenmesi zor -Duvarın etrafındaki zemin deplasmanları hesaplanamıyor
Yarı-Sonlu Elemanlar	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı zemin etkileşimi dikkate alınmıyor -Duvar deplasmanları hesaplanabiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumu dikkate alınabiliyor -Zemin elastik bir katı ortam gibi modellenebiliyor	-İki boyutlu analiz yapabiliyor -Elastik zemin modellenmesi ve aktif, pasif limitler ile sınırlı -Palye ve mesnet koşullarının modellenmesi zor -Duvarın etrafındaki deplasmanlar hesaplanamıyor

**Tablo 2. 6 (devam):** Derin kazıda destek sistemlerinin hesaplanmasındaki yöntemlerin bazı olumlu ve olumsuz yönleri [29]

Sonlu Elemanlar- Sonlu Farklar	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenilebiliyor ve yapı zemin etkileşimi dikkate alınıyor -İleri zemin modelleri ile zemin rijitliğinin deformasyon ve anizotropi ile değişimi modellenilebiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılım durumu dikkate alınabiliyor -Karmaşık duvar, kazı geometrileri ve mesnet koşulları modellenilebiliyor -Duvar ve zemin deplasmanları modellenilebiliyor -2 ve 3 boyutlu hesap yapılabiliyor	-Duvar yapımı ve modellemesi karmaşık ve zaman gerektiriyor -Sonuçların geçerliliği uygun yük-gerilme modelinin seçilmesi ile mümkün -Gerçekçi sonuçların elde edilmesi sadece kaliteli zemin verileri ile mümkün -Kullanıcı tarafından programa dayalı tecrübe gerekiyor
-----------------------------------	--	--

## ÜÇÜNCÜ BÖLÜM

### 3. GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİNDE ZEMİN MODELLERİ

#### 3.1. ZEMİN MODELLERİ

##### 3.1.1. Lineer Elastik Model

Sınırlı uygulanabilirliğine rağmen Lineer elastik model, zemindeki rijit yapıları modellemek için yaygın olarak kullanılır. Bu modelde zemin davranışının Hooke kanununa uygun olduğu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu varsayılarak elastik modül E, kayma modülü G ve Poisson oranı  $\nu$  değerleri program giriş verileri olarak girilmektedir.

Bu modelde kullanılacak parametreler için aşağıdaki denklemlerden faydalanılır.

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.1)$$

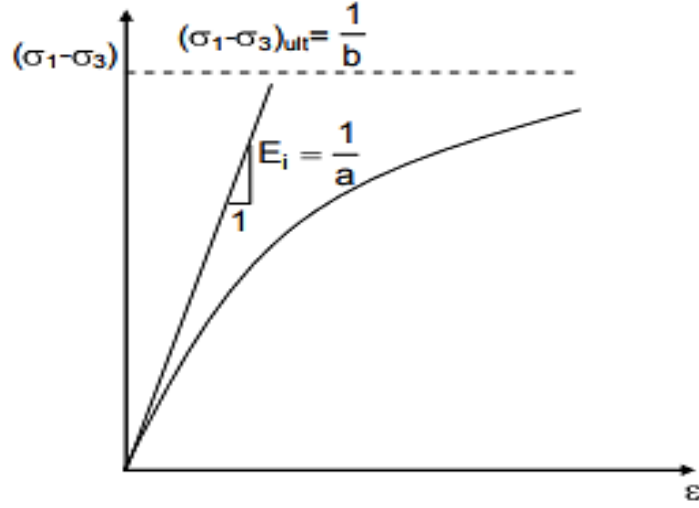
$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (3.2)$$

$$E_{oed} = \frac{2(1-\nu)E}{(1-2\nu)} \quad (3.3)$$

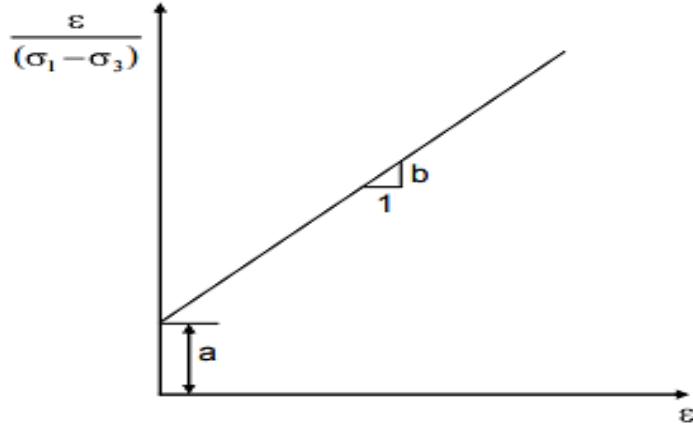
##### 3.1.2. Modifiye Duncan Hiperbolik Model

Hiperbolik zemin modeli ilk olarak Kondner (1963) tarafından önerilmiştir. Ardından birçok araştırmacı tarafından değiştirilip geliştirilen ve daha sonra Duncan-Chang (1970) hiperbolik modeli olarak tanınan bu model; kil ve kumlar üzerinde drenajlı üç eksenli basınç testlerinden elde edilen gerilim-deformasyon eğrilerinin tamamının doğrusal olmadığı ve bir hiperbole yaklaştığı varsayımına dayanır. Duncan hiperbolik modelinin parametreleri üç eksenli basınç testlerle kolayca elde edildiği için kullanımı kolaydır. (Şekil 3.1 ve Şekil 3.2) Ancak bu modelde genleşme açısı tanımlanmamıştır, yükleme ve boşaltma rijitliği ayırt edilememektedir, zemin oturma değerlerine uygunluk sağlanmamaktadır ve sadece tek bir rijitlik parametresi tanımlandığından genel olarak pratikte kullanıma uygundur.[28]

Bu modelde zemin deformasyonu kademeli olarak artırılarak doğrusal olmayan bir şekilde analiz edilmektedir. Hesaplanan her gerilim bölgesinde gerilim-deformasyon ilişkisinin doğrusal olduğu ve Hooke kanununa uyduğu varsayılır.[32]



Şekil 3. 1: Hiperbolik Gerçek Form



Şekil 3. 2: Dönüştürülmüş form

### 3.1.3. Mohr-Coulomb Model

Mohr-Coulomb modeli, zeminin gerilme-şekil değiştirme eğrisinin birinci bölgesinde elastik bir malzeme, ikinci bölgesinde ise tamamen plastik bir malzeme olduğu varsayımına dayanmaktadır. Bu modelde gerilme durumları zemin göçme momenti kriterinin değerleriyle ifade edilir, bu nedenle sistemlerin ön analizlerinde kullanılması gerekmektedir.

Bu model, zemin katmanlarının rijitliğinin derinlikle değişmediğini varsaydığından ve ortalama bir rijitlik parametresi kullandığından, deformasyon değerleri gerçekçi olmamakla birlikte, analizler nispeten hızlı bir şekilde gerçekleştirilmektedir.

Mohr-Coulomb zemin modeli, gerilim altındaki pekleşme ve yumuşama gibi zemin özelliklerinin yanı sıra, dilatansi içermeyen ve hacim artışı yerine hacim kaybı sergileyen gevşek kum ve aşırı konsolide kilin davranışını modelleyememektedir.

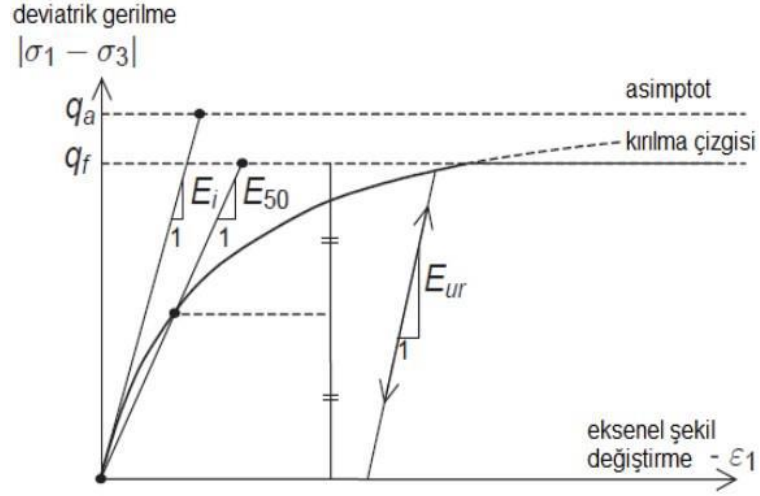
Ayrıca bu modelde yükleme ve boşaltma durumları birbirinden ayrılmadığından, kazı problemlerinde önerilmemektedir. Genellikle limit analizi problemlerinde, dolgu, şev, istinat duvarlarının stabilite çözümlerinde (güvenlik analizi) ve sığ temel projelerinin yük kapasitesi hesaplamalarında kullanılmaktadır.

Mohr-Coulomb modelde zemin, Elastisite modülü (E), poisson oranı ( $\nu$ ), elastik parametreleri ile içsel sürtünme açısı( $\phi$ ), kohezyon (C) ve dilatasyon açısı ( $\psi$ ), plastik parametreleriyle ifade edilmektedir.

#### **3.1.4. Hardening Soil (Pekleşen Zemin) Model**

Pekleşen zemin modeli, plastisite teorisi çerçevesinde oluşturulmuş gelişmiş bir zemin modelidir. Bu model, hiperbolik modelden farklı olarak elastik teori yerine plastik teoriyi kullanır. Bu teoriden hesaplanan plastik deformasyonlar, çoklu yüzey akış kriteri ile hesaplanır. HS modeli, gerilime bağlı rijitlik değerlerini hesaba katar; bu, basınç arttıkça tüm rijitliklerin arttığı anlamına gelmektedir. HS modeli Mohr-Coulomb parametrelerini kullanır. Ancak aradaki fark, Hardening Soil Modelinde, üç farklı rijitlik parametresi kullanılmasıdır.

Sertleşen zemin modelinin arkasındaki temel fikir, Şekil 3.3’de gösterilen üç eksenli basınç testi verileri dikkate alındığında düşey gerilim ile deviatorik gerilim arasında hiperbolik bir ilişkinin bulunmasıdır.



**Şekil 3. 3:** Üç eksenli basınç deneyi sonuçlarına göre gerilme- deformasyon ilişkisi

$E_{50}^{ref}$  Drenajlı üç eksenli deneylerle elde edilen sekant rijitliği,

$$E_{50}^{ref} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.4)$$

$E_{oed}^{ref}$  Drenajlı odömetre deneylerle hesaplanan tanjant rijitliği,

$$E_{oed}^{ref} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.5)$$

$E_{ur}^{ref}$  Elastik yükleme/boşaltma rijitliği,

$$E_{ur}^{ref} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (3.6)$$

Burada tasarlanan zeminin gerçek davranışına daha yakın olmasının sebebi üç ayrı rijitlik parametresi kullanılmasıdır. Üstteki bağıntılarda  $m$  gerilmeye dayalı rijitlik değeri için girilen üs değeridir. Genel olarak, kum ve silte 0,5 -1 ,yumuşak zeminlerde daha çok 1 alınmaktadır. Eşitlikte  $p^{ref}$  referans gerilme olup, 100 kPa olarak kabul edilmekte,  $K_0^{nc}$  normal konsolidasyon katsayısı ise,  $K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$  olarak hesaplanmaktadır.[22]Bu zemin modelinin kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde iyi sonuç vermesinin sebebi, dilatansi ve göçme durumunun da tanımlanmasıdır.

### 3.1.5. Hardening Soil Small Strain (Pekleşen Zemin Küçük Birim Deformasyon) Modeli

Bu model Hardening Soil Model'e ait parametrelerinin haricinde aynı zamanda küçük birim deformasyon dayanımına sahip zeminin artan rijitliğini de hesaba katmaktadır. Pekleşen zemin modeli için tanımlanan tüm parametreler, pekleşen zemin küçük birim deformasyon modelinde de kullanılmaktadır.[33]

HS Model parametrelerine ek olarak HS\_ss modelde başlangıç birim deformasyon geçmişi modülü, küçük birim deformasyon kayma modülü ve kayma modülünün küçük deformasyon kayma modülüne göre %70 azalması durumundaki birim deformasyon seviyesi olarak hesaplanır.

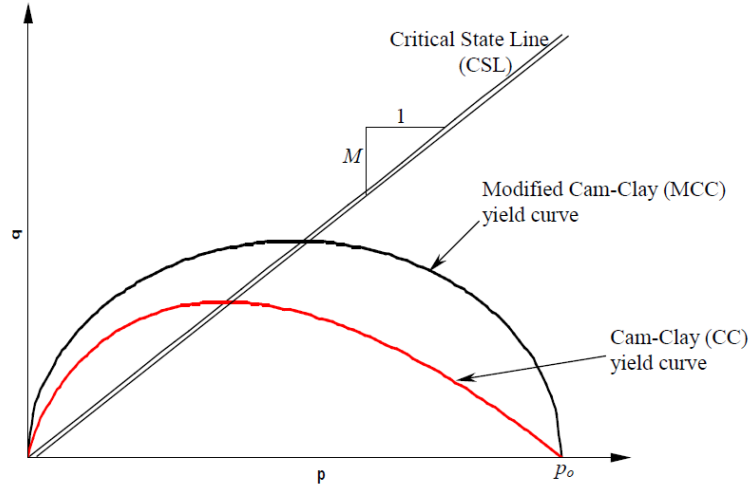
HS modelinin parametrelerine ek olarak HS\_ss modeli, başlangıçtaki kayma modülü  $G_0$ , küçük birim deformasyon kayma modülü  $G_0^{ref}$  ve kayma modülünün küçük birim deformasyon modülüne göre %70 azaltılması ile birim deformasyon seviyesi olarak kayma deformasyon eşik değeri olan  $\gamma_{0.7}$  değeri bulunmaktadır.  $\gamma_{0.7}$  değeri aşağıdaki bağıntı ile hesap edilmektedir.

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\phi'] \quad (3.7)$$

Bu model, küçük deformasyon özelliklerine sahip olan ve sıklıkla dolgu olarak kullanılan granüler zeminlerde ve aşırı konsolide killi zeminlerde kullanıma daha uygundur.[1]

### 3.1.6. Modified Cam Clay model

Cam Clay modeli, killerin elastoplastik davranışına dayanan bir model olup, orijinal cam clay modeli ilk olarak Roscoe ve Schofield (1963) tarafından önerilmiş ve geliştirilmiştir. Daha sonra Roscoe ve Burland (1968) tarafından geliştirilmiş ve Modifiye Cam Clay olarak adlandırılmıştır.(Şekil 3.4)



**Şekil 3. 4:** Cam-Clay ve Modified Cam-Clay akma yüzeyleri

Bu modelin parametreleri aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanmaktadır.

$$M = \frac{6 \sin \phi'}{3 - \sin \phi'} \quad (3. 8)$$

$$\lambda = \frac{C_c}{\ln 10} \quad (3. 9)$$

$$\kappa = \frac{C_s}{\ln 10} \quad (3. 10)$$

$$\text{OCR} = \frac{p_0}{p'} \quad (3. 11)$$

Özellikle yumuşak kilin gerilme-şekil değiştirme ilişkileri oldukça karmaşıktır ve bu zeminler birim şekil değiştirme süresinin bir fonksiyonu olarak elasto-viskoplastik davranış gösterir.

Genel olarak bu tür zeminler anizotropi, bağ kuvvetleri, taneler arası çözünme ve sünme olarak bilinen zamana ve şekil değiştirmeye bağlı davranışlar sergiler. Bu tür yumuşak zeminlerin karakteristik davranışı hesaplamalarda dikkate alınmazsa ciddi hatalara yol açar.

Şu ana kadar bu etkileri dikkate alan iyileştirilmiş zemin modelleri geliştirilmiş ve hesaplamalarda oldukça başarılı sonuçlar vermiştir.[34]

### 3.1.7. Yumuşak zemin (Soft soil) model

Zemin mekaniği, kil, killi silt ve turba vb zemin türleri de dahil olmak üzere yumuşak zeminleri, yüksek sıkıştırılabilirliklerinden dolayı farklı özelliklere sahip

olarak sınıflandırır. Dolayısıyla Yumuşak Zemin Modeli bu tür zeminler için uygundur.[1]Bu model, birincil sıkışma koşullarında en iyi performansı gösterir.

Modelde kullanılan parametreler kohezyon ( $c$ ), kayma mukavemeti açısı ( $\phi$ ), dilatasyon açısı ( $\psi$ ), modifiye sıkışma indeksi ( $\lambda^*$ ) ve modifiye şişme indeksi ( $\kappa^*$ ) değerleridir.

### **3.1.8. S-CLAY1 zemin modeli**

Dafailas (1987) tarafından geliştirilen bu model, Modifiye Cam Clay modelinin izotropik akma yüzeyi yerine anizotropik kesik elips yüzeyine dayanmaktadır.

Esas olarak normal kil veya hafif konsolide killi zeminler için geliştirilmiştir. Bu modelde plastik deformasyon nedeniyle yapısal anizotropinin artması veya azalması, akma eğrisindeki rotasyonel pekleşme yasasına göre hesaplanır. S-CLAY1S modeli, bu modele toprak parçacıkları arasındaki bağ kuvvetlerinin ayrışmasını dikkate alan ek parametreler eklenerek geliştirilmiştir.[1]

## DÖRDÜNCÜ BÖLÜM

### 4. ÖRNEK VAKA VE SAYISAL ÇALIŞMALAR

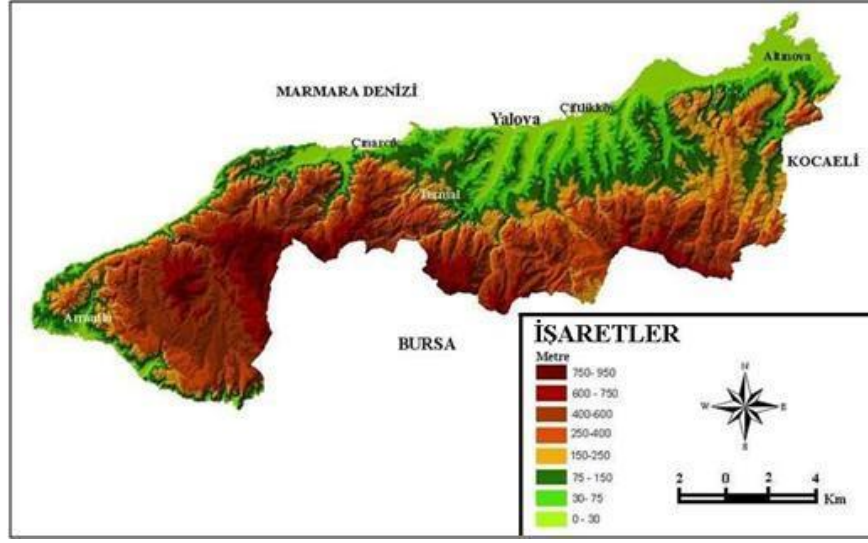
Örnek vaka çalışmasında Yalova İli, Çiftlikköy ilçesinde, kazı derinliği 9 m olan kalıcı bir kazı destek yapısı incelenmiştir. Çiftlikköy ilçesinde birbirine yakın üç ayrı bölgede yapılan zemin etüdü raporları incelenmiştir. Bu üç ayrı raporda toplamda 37 adet sondaj logu incelenmiş ve bu sondaj loglarında 511 SPT, 24 adet presiyometre, 8 adet jeofizik ve elek analizleri, kıvam limitleri, su muhtevası, doğal birim hacim ağırlığı, konsolidasyon, üç eksenli basınç dayanımı olmak üzere laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu deney sonuçları baz alınarak genel bir zemin profili oluşturulmuştur. Ardından bu zemin profiline uygun bir iksa sistemi tasarlanmış, bu iksa sisteminin, TBDY(2018), FHWA (Federal Highway Administration) ve 2022’de yayınlanan KDYY (Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği)’ deki bilgiler ışığında dinamik analizleri yapılmıştır.

#### 4.1. ZEMİN PROFİLİ VE GEOTEKNİK PARAMETRELERİN BELİRLENMESİ

##### 4.1.1. Zemin Genel Alan Bilgisi

###### *Yalova Genel Alan Bilgisi*

Armutlu Yarımadası’nın kuzey kıyısı ile Samanlı Dağları’nın kuzey eteklerine kurulmuş olan Yalova İli, Türkiye’nin Kuzeybatısında ve Marmara Bölgesi’nin Güneydoğu kesiminde, 28° 45' ve 29° 35' Doğu boylamları, 40° 28' ve 40°45' Kuzey Enlemi arasında yer almaktadır. Kuzeyinde ve batısında Marmara Denizi, doğusunda Kocaeli İli, güneyinde Bursa İli ile Gemlik Körfezi yer almaktadır. İlin denizden yüksekliği 2 metre, en yüksek noktası 926 metredir. Yüzölçümü 847 km<sup>2</sup>’dir. Yüzölçümü bakımından Türkiye’nin en küçük ili olan Yalova İli’nin kıyıları girintili ve çıkıntılı bir özellik göstermez. Sahil şeridi dar olmakla birlikte, doğal plaj özellikleri göstermektedir. Yalova, doğu kıyılarındaki düzlükler dışında dağlık bir araziye sahiptir. Yalova İli’nin fiziki haritası ve yükseklik kademelerini gösteren harita aşağıda verilmektedir. Şekil 4.1’deki haritadan da görüleceği üzere, ilin en yüksek noktaları güney ve güneybatı kesimleridir.



Şekil 4. 1: Yalova İli Fiziki Haritası

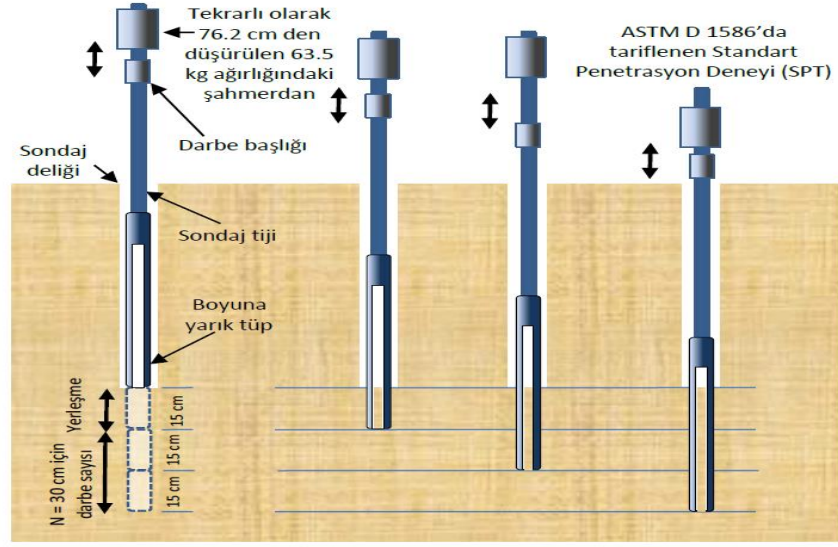
İnceleme alanı, üç adet rapordan elde edilen Yalova ili Çiftlikköy ilçesi, Avrasya Organize Sanayi Bölgesi (Ek-1), Çakallar Bayırı Mevkii (Ek-2), Cami Bayırı Mevkii (Ek-3) verileridir.

#### 4.1.2. Yapılan Zemin Araştırmaları

##### 4.1.2.1. SPT Deneyleri

Standart bir penetrasyon testi, temel olarak sondaj kuyusunda (in-situ) mukavemet parametrelerini belirlemek için kullanılan dinamik bir testtir.

Standart Penetrasyon deneyi (SPT) tekrarlı bir şekilde 76 cm yükseklikten 63,5 kg ağırlığındaki bir şahmerdanın düşürüldüğü standart bir numune alıcının, zemine 45 cm penetrasyon sağlanana kadar uygulanır ve gerekli olan toplam darbe sayısı zeminin penetrasyon direnci (SPT-N) olarak tanımlanır.[35] Standart Penetrasyon deney adımları Şekil 4.2 'te gösterilmiştir.



**Şekil 4. 2:** Standart penetrasyon deneyin adımları[36]

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nin 16. Maddesinde belirtildiği gibi arazide uygulanmış olan deneyler sonucu elde edilmiş ham SPT sonuçları,  $N$ , aşağıdaki bağıntı ile  $N_{1,60}$  değerine düzeltilmesi gerekmektedir. Buna göre;

$$N_{1,60} = N C_N C_R C_S C_B C_E \quad (4. 1)$$

Burada  $C_N$  kohezyonsuz zeminlerde uygulanan jeolojik gerilme (derinlik) düzeltme katsayısını,  $C_R$  tij boyu düzeltme katsayısını,  $C_S$  numune alıcı tipi düzeltme katsayısını,  $C_B$  sondaj delgi çapı düzeltme katsayısını,  $C_E$  enerji oranı düzeltme katsayısını göstermektedir.

Derinlik düzeltme katsayısı  $C_N$ , eşitlik 4.1'de verilen bağıntı ile hesaplanması için,

$$C_N = 9.78 \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.70 \quad (4. 2) \text{ ile bulunur.}$$

Burada;

$\sigma'_{v0}$  (kN/m<sup>2</sup>) ; efektif düşey gerilme

$$N_{1,60} = N_{60} * C_N$$

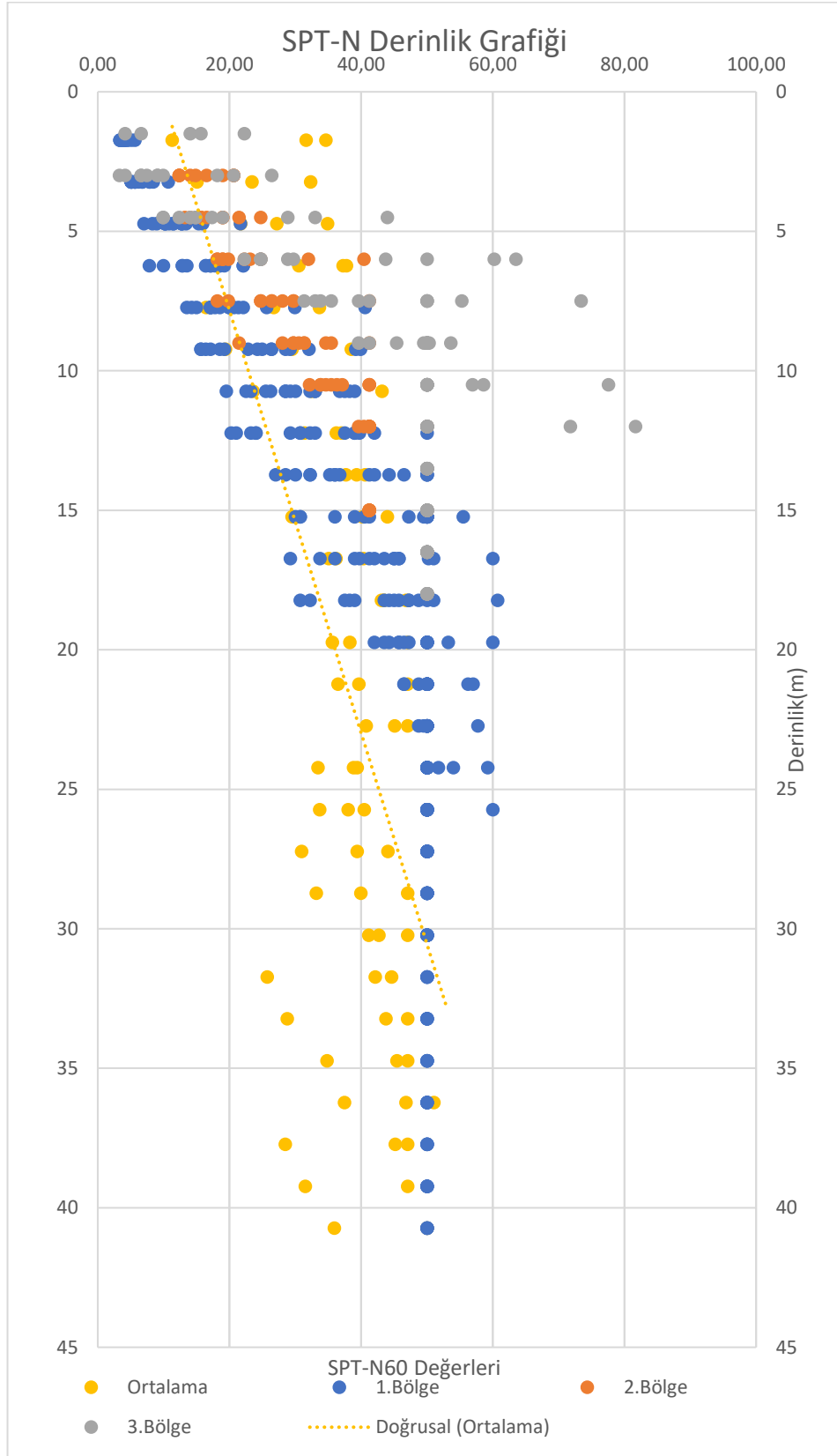
Yukarıda görülen düzeltme katsayıları Tablo 4.1'de verilmiştir.

**Tablo 4. 1:** SPT Düzeltme Katsayıları[37]

Düzeltilme Katsayısı	Değişken	Değer
$C_R$	3m ile 4m aralığında	0.75
	4m ile 6m aralığında	0.85
	6m ile 10m aralığında	0.95
	10m'den derin	1.00
$C_S$	Standart numune alıcı (iç tüpü olan)	1.00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1.10-1.30
$C_B$	Çap 65mm-115mm arasında	1.00
	Çap 150mm	1.05
	Çap 200mm	1.15
$C_E$	Güvenli tokmak	0.60-1.17
	Halkalı tokmak	0.45-1.00
	Otomatik darbeli tokmak	0.90-1.60

Sondaj Kuyusunun açılması sırasında geçilen zemin tabakalarının fiziksel niteliklerini belirlemek amacı ile hem karotlu ilerlenmiş hem de her 1.5 metre derinlikte hem Standart Penetrasyon deneyi yapılmıştır.

Yalova İli Çiftlikköy İlçesindeki muhtelif bölgelerde (1.2. ve 3. Bölge) yapılan sondajlar esnasında SPT deneyleri yapılmış, elde edilen SPT sonuçları arazideki derinliğe göre Şekil 4.3 ' te görülmektedir.



**Şekil 4. 3: SPT -N ve Derinlik Grafiği**

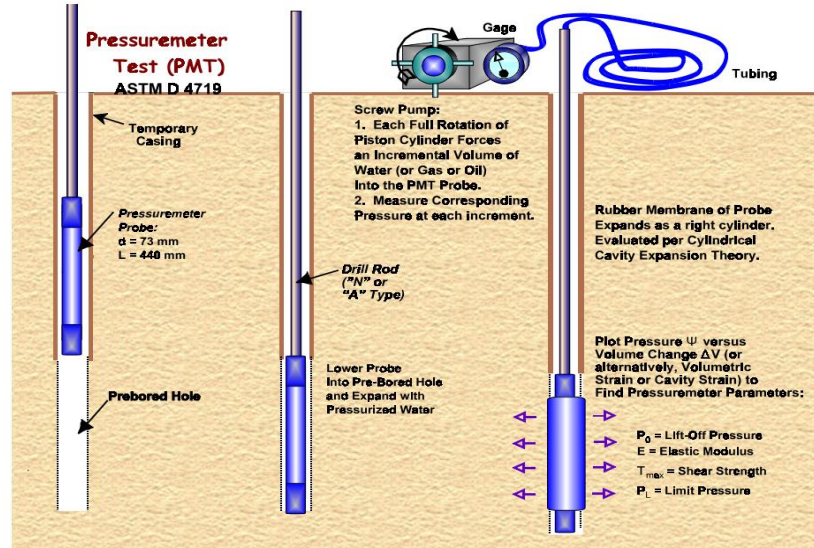
Şekil 4.3'te görüldüğü gibi 0-5m arası ortalama  $N_{60}$  değeri 16 iken, 25 m'ye kadar ortalama 40, 25 m'den sonrası 48-50'ye kadar çıkmaktadır.

#### 4.1.2.2. Presiyometre Deneyleri

Presiyometre deneyi, zeminin yük/deformasyon parametrelerini belirleyen sahada uygulanan bir deneydir. Test sonuçları temel olarak zeminin dayanım ve deformasyon modülünün parametrelerini belirlemek ve temel tasarımında taşıma kapasitesini ve oturmayı hesaplamak için kullanılır.[35]

Presiyometre deney aleti; zeminin basınç-deformasyon ilişkilerini ölçmek amacıyla ilk defa Almanya da geliştirilmiş, daha sonra 1950 li yıllarda Lois MENARD tarafından gerçek anlamda bulunmuş ve kullanılmaya başlanmıştır.

Deneyin amacı, zeminin basınç-deformasyon ilişkilerini ölçmek için sondaj makinesi yardımıyla yeryüzünde açılan silindirik deliğin içine bir balon yerleştirip içinde bulunduğu boşluğun yüzeyden verilen su basıncıyla genişletilmesi ve bu sayede çevresinde yarattığı deformasyonun (genleşmenin) ölçülmesidir.[38] (Şekil 4.4)



Şekil 4. 4: Ön Delikli Tip (Menard) Presiyometre Testinin Test Prosedürü ve Yürütülmesi[36]

Menard Presiyometre deneyi ile her bir deney seviyesinde elde edilen yük/deformasyon grafiklerinden zeminin temel mekanik özellikleri; deformasyon

(presiyometre) modülü, E ve limit basınç değeri  $P_L$ , belirlenmektedir. Limit basınç değeri, deneydeki son ölçümlerden, presiyometre modülü ise test esnasında kayıt edilen basınç/hacimsel değişim ölçümlerinden yararlanılarak belirlenmektedir.

Aşağıda Ek-3 'teki zemin etüdünde yapılan presiyometre deneyi sonuçları Tablo 4.2 'de gösterilmektedir.

$E_M$ : Elastisite Modülü(kg/cm<sup>2</sup>)

$P_L$ : Limit Basınç(kg/cm<sup>2</sup>)

$P_{L^*}$ : Net Limit Basınç(kg/cm<sup>2</sup>)

**Tablo 4. 2:** Presiyometre Deneyi Sonuçları

SONDAJ	DERİNLİK	$E_M$	$P_L$	$P_{L^*}$	$E_M/P_L$
No	(m)	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )	
SK-2	3.00	127	12,50	9,4	10
SK-2	6.00	187	14,30	10,3	13
SK-2	9.00	834	19,00	16,7	44
SK-2	12.00	932	19,00	15,7	49
SK-2	15.00	1006	19,10	12,8	53
SK-2	18.00	1115	19,30	15,0	58
SK-4	3.00	66	7,70	5,8	9
SK-4	6.00	182	12,20	8,3	15
SK-4	9.00	246	15,80	12,7	16
SK-4	12.00	603	16,90	13,7	36
SK-4	15.00	923	19,10	14,8	48
SK-4	18.00	1162	19,10	14,8	61
SK-6	3.00	79	7,90	4,3	10
SK-6	6.00	141	10,10	7	14
SK-6	9.00	406	13,30	9,3	31
SK-6	12.00	667	19,10	14,9	35
SK-6	15.00	985	19,10	14,8	52
SK-6	18.00	1064	19,10	14,8	56
SK-10	3.00	66	7,80	6	9
SK-10	6.00	132	9,50	5,7	14
SK-10	9.00	305	16,40	13,4	19
SK-10	12.00	409	18,10	14	23
SK-10	15.00	727	19,10	14,9	38
SK-10	18.00	1219	18,90	12,7	64

Tablo 4.2’de görüldüğü gibi 0- 9 m arası derinlikte limit basınç 19 kg/cm<sup>2</sup> ve Elastisite Modülü 834 kg/cm<sup>2</sup>’ye kadar, 9-18 m arası derinlikte limit basınç 19,10 kg/cm<sup>2</sup> ve Elastisite Modülü 1219 kg/cm<sup>2</sup>’ye kadar çıkmıştır.

#### 4.1.2.3. Jeofizik Çalışmalar

Jeofizik saha araştırmasının bir parçası olarak amaç, kaya ile zemin arasındaki zemin tabakalarını modellemek ve zemin tabakasının dinamik özelliklerini bulmaktır.

Sismik yöntemde bir kaynakla oluşturulan elastik dalgaların yer içinde kırılarak veya yansiyarak yayılmalarına ilişkin yol alış zamanları ölçülür. Bu zaman-uzaklık kayıtları daha sonra uygun yöntemlerle işlenerek katmanlı ortamların kalınlık ve sismik dalga hızlarını belirleyen yer altı modelleri oluşturulur.

#### *Sismik Kırılma*

Herhangi bir enerji kaynağından (darbe, ağırlık düşürme, patlatma, sarsıntı-vibro gibi) gelen akustik dalga, zeminde farklı aşamalarda ilerler. Dalgalar başlangıçta cisim dalgaları (P ve S) olarak yayılır. Bunları yüzey dalgaları (love, rayleigh, kanal gibi) takip eder. Birincil P dalgası, yayılma yönünde küresel olarak hareket eden ve uzun mesafeler boyunca uzanan bir dalgadır. P dalgasını ikincil bir S dalgası takip eder. Hareket, dalganın hareketine diktir ve bu paralel dalgalar, hareket yönünde polarize olan dalgalardır.

Arazide ölçülen Boyuna (P) ve Enine (S) dalgası hızları ve bunlara bağlı olarak hesaplanan birinci ve ikinci tabaka zemin dinamik elastisite parametreleri Tablo 4.3’te verilmektedir.

**Tablo 4. 3:** Zemin Dinamik Elastik Parametreleri

<b>V<sub>s</sub> (m/s)</b>	<b>Katı Kil</b>	<b>Sert Kil</b>
1.Bölge	171	403
2.Bölge	148	331
3.Bölge	144	340
V <sub>s</sub> (m/s) ortalama	154	358

**Tablo 4. 3 (devam): Zemin Dinamik Elastik Parametreleri**

<b>V<sub>p</sub></b> (m/s)	<b>Katı Kil</b>	<b>Sert Kil</b>
1.Bölge	417	1539
2.Bölge	387	811
3.Bölge	476	938
V <sub>p</sub> (m/s) ortalama	426	1096
<b>G<sub>d</sub></b> (kg/cm <sup>2</sup> )	<b>Katı Kil</b>	<b>Sert Kil</b>
1.Bölge	419	3158
2.Bölge	302	1564
3.Bölge	305	1987
G(kg/cm <sup>2</sup> ) ortalama	342	2236

#### 4.1.2.4. Laboratuvar Deneyleri

Araziden alınmış olan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde zeminin kıvam limitleri (LL, PL, PI), doğal su muhtevası ( $w_n$ ), doğal birim hacim ağırlık ( $\gamma_n$ ), dayanım parametreleri ( $c, \phi$ ), oturma karakteristikleri ile diğer mühendislik özelliklerini belirlemek üzere çeşitli laboratuvar deneyleri (üç eksenli basınç deneyi (UU), ödometre deneyi, elek analizi, permabilite deneyi) yapılmıştır. Ayrıca bu çalışmalar içerisinde farklı bölgelerdeki sondaj çalışması esnasında sondaj kuyularından ve kazı çukurlarından alınan numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri de yapılmıştır. Toplam 3 bölgeden alınan numuneler neticesinde ortalama kıvam limitleri (LL, PL, PI) aşağıdaki Tablo 4.4- 4.5 ve 4.6'da verilmiştir.

**Tablo 4. 4: Likit Limit Değerleri**

<b>LL(Likit Limit)</b>	<b>Katı Kil</b>	<b>Sert Kil</b>
1.Bölge	76.31	68.37
2.Bölge	60.33	51.77
3.Bölge	53.63	55.63
LL ortalama	63	59

**Tablo 4. 5:** Plastik Limit Değerleri

<b>PL(Plastik Limit)</b>	<b>Katı Kil</b>	<b>Sert Kil</b>
1.Bölge	27.63	27.25
2.Bölge	27.37	24.04
3.Bölge	25.57	26.33
PL ortalama	27	26

**Tablo 4. 6:** Plastisite İndisi Değerleri

<b>PI(Plastisite İndisi)</b>	<b>Katı Kil</b>	<b>Sert Kil</b>
1.Bölge	48.69	41.13
2.Bölge	32.95	27.73
3.Bölge	28.07	29.30
PI ortalama	37	33

#### **4.1.3. Geoteknik Parametrelerin Hesabı**

##### 4.1.3.1. İdealize Zemin Profili

Toplam üç bölgeden alınan sondajlar ile elde edilen veriler neticesinde idealize zemin profili şu şekilde tanımlanmıştır.

Bitkisel Toprak

----- 0,00

Kil (Katı)

----- -6,00 m

Kil (Sert)

----- -40,00 m

Kil Taşı

----- -55,00m(kuyu sonu)

#### 4.1.3.2. Drenajsız Kayma Mukavemeti Dayanımı( $C_u$ )

Terzaghi ve Peck [29] , kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma dayanımı ile SPT- $N$  değeri arasındaki korelasyonu genel bir çerçevede Tablo 4.7'deki gibi vermişlerdir. Kulhawy ve Mayne [39], Tablo 4.7'deki ilişkinin kabaca,

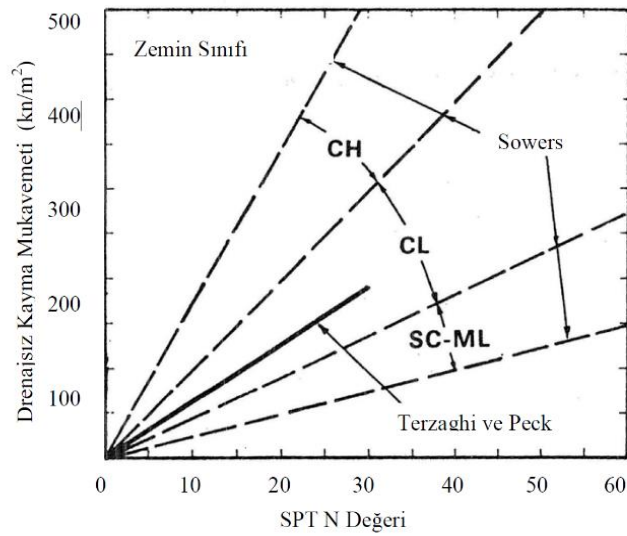
$(c_u/p_a) = 0.06 N$  bağıntısına karşıt geldiğini ifade etmektedirler.

**Tablo 4. 7:** SPT- $N$  –  $C_u$  ilişkisi[40]

SPT- $N$	Kıvam Yaklaşık	$c_u/p_a$ oranı
0-2	Çok Yumuşak	<1/8
2-4	Yumuşak	1/8 - 1/4
4-8	Orta Katı	1/4 - 1/2
8-15	Katı	1/2 - 1
15-30	Çok Katı	1-2
>30	Sert	>2

$p_a$  : atmosferik basınç  $\cong 100$  kN/m<sup>2</sup>

Terzaghi ve Peck [29] tarafından önerilen SPT- $N$  –  $c_u$  korelasyonu Şekil 4.5'te ve Şekil 4.6'da SPT- $N_{60}$  - $C_u$ - PI ilişkisi gösterilmektedir.



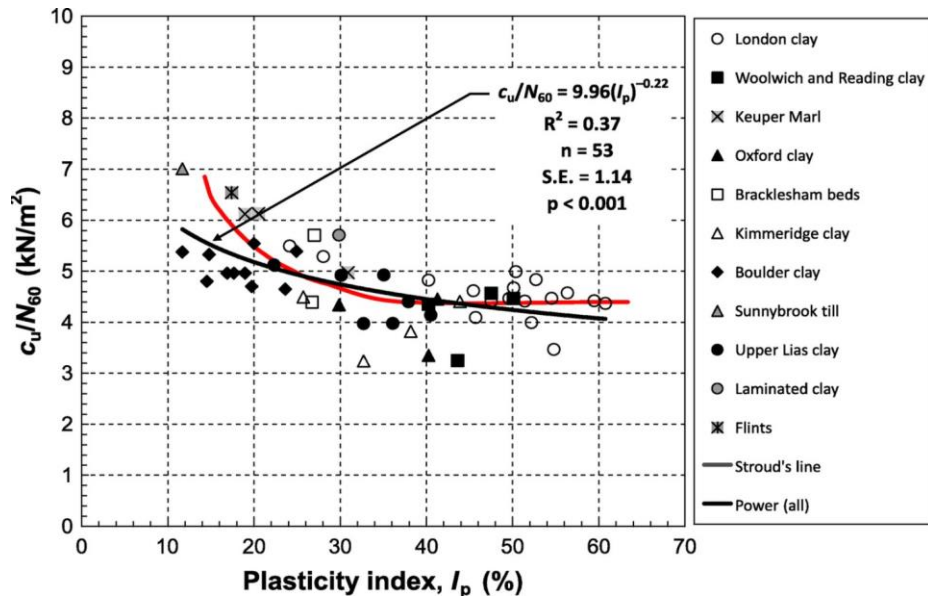
**Şekil 4. 5:** SPT- $N$  –  $C_u$  ilişkisi [41]

Aynı şekil üzerine Sowers [42] tarafından önerilen, kilin plastisite özelliklerini de dikkate alan, farklı bir korelasyon da eklenmiştir. Bu ilişki analitik olarak da bağıntı (4.3-4.4-4.5) ile de temsil edilebilmektedir.

$$C \text{ (kN/m}^2\text{)} = \{ \text{Yüksek plastisiteli kil: } 12,5 \text{ N} \quad (4.3)$$

$$\text{Orta plastisiteli kil: } 7,5 \text{ N} \quad (4.4)$$

$$\text{Düşük plastisiteli kil: } 3,75 \text{ N} \quad (4.5)$$



Şekil 4. 6: SPT-N<sub>60</sub> -C<sub>u</sub>- PI ilişkisi [43]

Arazi ve laboratuvar deneyleri için 3 bölgeden alınan numuneler neticesinde üç bölgede katı ve sert kil için ortalama N<sub>60</sub> değerleri Tablo 4.8’de gösterilmiştir.

Tablo 4. 8: Ortalama N<sub>60</sub> değerleri

N <sub>60</sub>	Katı Kil	Sert Kil
1.Bölge	7.52	39.19
2.Bölge	19.07	35.20
3.Bölge	19.56	50.22
N <sub>60</sub> ortalama	15	42

Tablo 4.6 ve Tablo 4.8' deki veriler neticesinde ortalama  $N_{60}$  ve PI değerlerine bağlı olarak;

Katı Kil için,  $f_1$  değeri 4,2 seçilmiş olup, PI değeri 37 olduğundan  
 $PI > 30 \rightarrow Cu = 4,2 * N_{60} = 4,2 * 15 = 63 \text{ kPa}$  ( $N = 15$  ve  $f_1 = 4,20$ )[43]

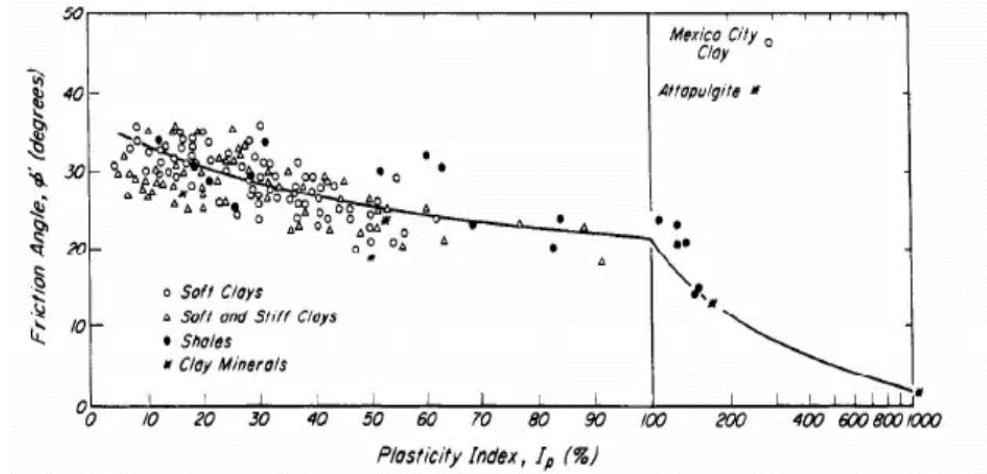
$Cu = 63 \text{ kPa}$  olarak hesaplanmıştır.

Sert Kil için,  $f_1$  değeri 4,20 seçilmiş olup, PI değeri 33 olduğundan  
 $PI > 30 \rightarrow Cu = 4,2 * N_{60} = 4,2 * 42$

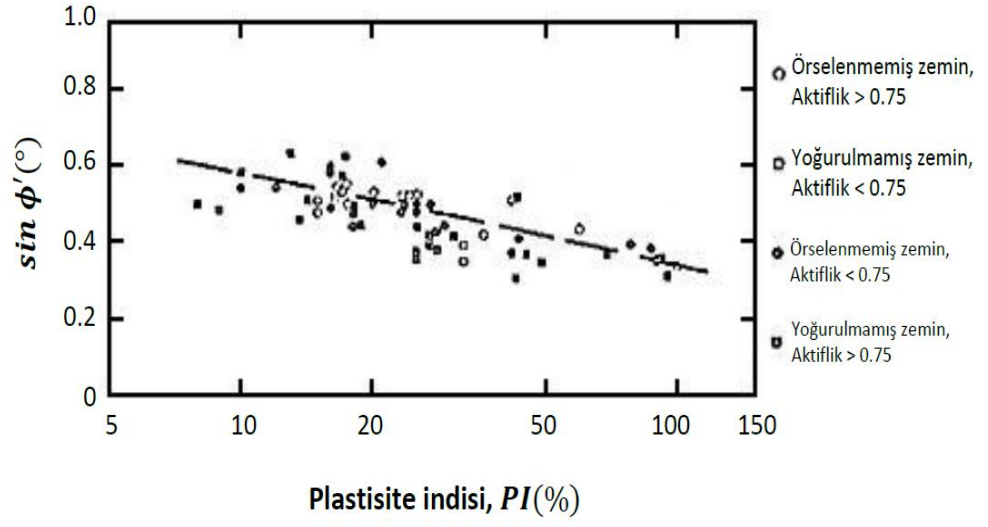
$Cu = 176 \text{ kPa}$  olarak hesaplanmıştır.

#### 4.1.3.3. Efektif Kayma Direnci Açısı ( $\Phi'$ )

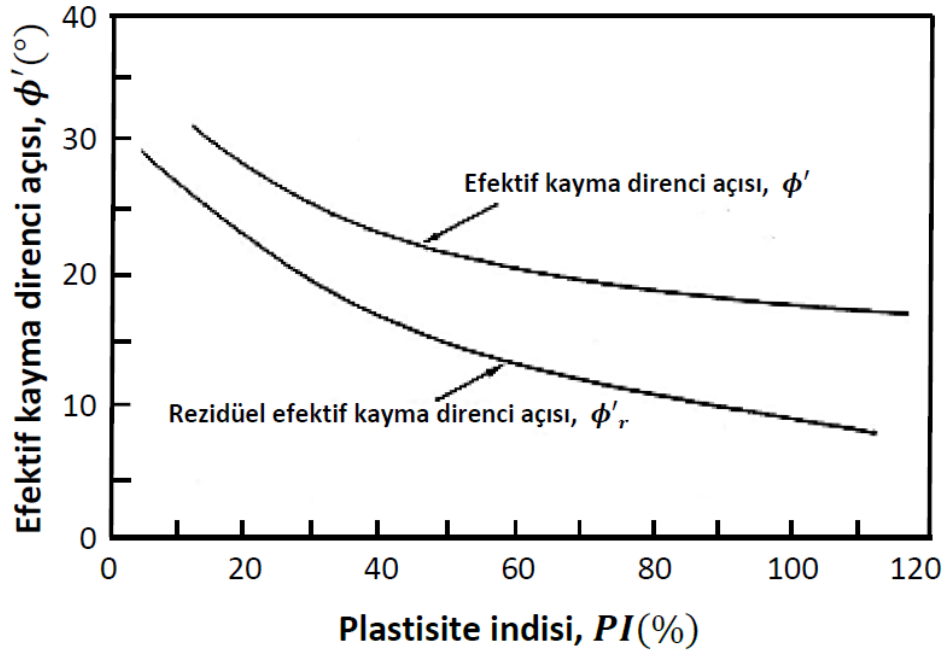
Zeminin plastisite indisi ile efektif kayma direnci açısı arasında önerilen korelasyonlar Şekil 4.7, 4.8 ve 4.9'da gösterilmektedir.



Şekil 4. 7: Efektif Kayma Direnci Açısı ile Plastisite indisi arasındaki ilişki[29]



Şekil 4. 8: Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi [44]



Şekil 4. 9: Plastisite indisi - efektif kayma direnci açısı ilişkisi [45]

Typical values of  $\sigma'$ , drained shear strength  $c'$  and undrained shear strength  $c_u$

$K$ (m/s $\times 10^{-6}$ )	$\phi'$	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_u$ (kN/m <sup>2</sup> )
Sand loose, round	30°	—	—
Sand loose, angular	32.5°	—	—
Sand medium dense, round	32.5°	—	—
Sand medium dense, angular	35°	—	—
Gravel without sand	37.5°	—	—
Coarse gravel, sharp edged	40°	—	—
Soft normally-consolidated clays	15°–20°	5–10	10–25
Stiff over-consolidated clays	25°–28°	20–25	75–150
Silt	25°–30°	—	10–50
Peat	10°–15°	0–5	—

**Şekil 4. 10:**Zemin Türleri ve Efektif Kayma Açısı Değerleri[46]

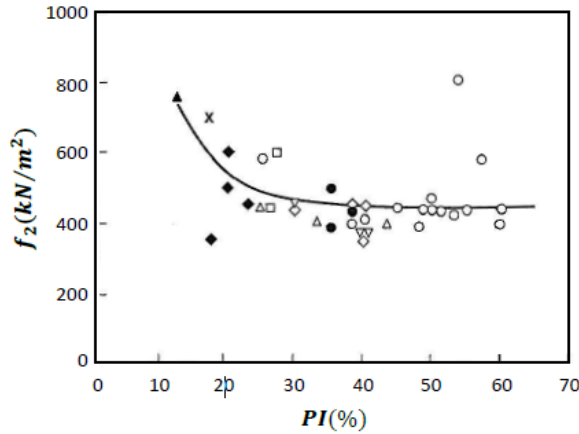
Şekil-4.10'da görülen tabloda belirtildiği üzere katı kil için efektif içsel sürtünme açısı 26 derece, sert kil için 28 derece alınabilmektedir.

#### 4.1.3.4. Elastisite Modülü (E)

Killerin elastisite modülü ile drenajsız kayma mukavemeti ( $C_u$ ) ve arazi deneyleri arasında çok sayıda bağıntı geliştirilmiştir. Stroud[43] zemin hacimsel sıkışma katsayısı ( $m_v$ ) ile SPT-N arasındaki ilişki için plastisite indisine (PI) bağlı olarak 4.13 eşitliğini önermiştir.

$$m_v = 1/ f_2 N_{60} \quad (4. 6)$$

Burada  $m_v$ ' nin birimi 1/MPa'dır.  $f_2$  katsayısı PI bağlı olarak Şekil 4.11'de verilmiştir.

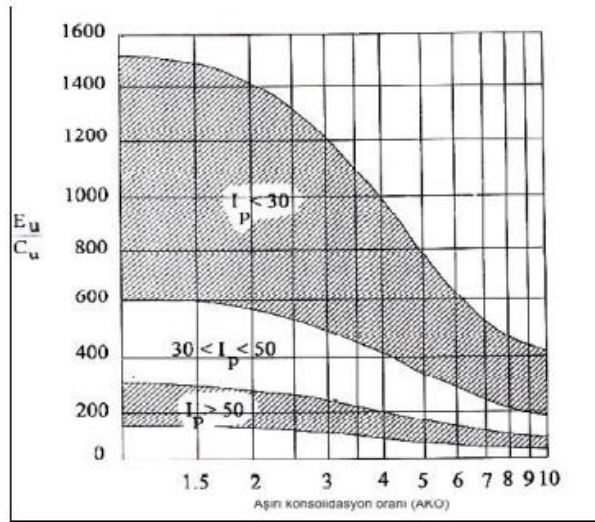


**Şekil 4. 11:** SPT- $N_{60}$ - $m_v$ -PI ilişkisi[43]

Buna göre, killi zeminler için ödometrik modül (M) Bağntı (4.7)'deki gibidir.

$$M(\text{kN/m}^2)=1/m_v=f_2*N_{60} \quad (4.7)$$

Duncan ve Buchignani [47], drenajsız elastisite modülü ( $E_u$ ) ile drenajsız kayma mukavemeti ( $C_u$ ) arasında Şekil 4.12'deki ilişkiyi önermiştir.



Şekil 4. 12:  $E_u$  ile  $C_u$  arasındaki ilişki [47]

OCR < 2	$\frac{E_u}{C_u} \approx \frac{15000}{I_p \%}$	Duncan
$I_p = 30 \%$	$E_u / C_u = 500$	$E_u / C_u = 600$
$I_p = 50 \%$	$E_u / C_u = 300$	$E_u / C_u = 300$

Hence formula agrees with Duncan & Buchignani.

Plate 1 nar

Şekil 4. 13:  $E_u$  ile  $C_u$  arasındaki bağıntı[47]

Şekil 4.12 ve Şekil 4.13'deki bağıntılarla;

Katı kil için  $C_u = 63$  kPa hesaplandığından,

$E_u/C_u = 600 \rightarrow E_u = 63 * 600 = 37800$  kPa =  $37.8 \approx 38$  mPa olarak hesaplanmıştır.

Sert kil için ise  $C_u=176$  kPa hesaplandığından,

$E_u/C_u=600 \rightarrow E_u=176*600=105600$  kPa=  $105.6 \approx 106$  mPa olarak hesaplanmıştır.

Nitekim laboratuvar sonuçlarında da 15 m'den sonra alınan numuneler ile  $C_u$  değeri ortalama 115 mPa olarak görülmektedir.

#### 4.1.3.5. Drenajlı Elastisite Modülü ( $E'$ )

Daha önce yapılan çalışmalarda  $E'/E_u$  oranı için 0.7 kullanılabileceği belirtildiğinden[48]

Katı kil için;  $E'/E_u=0.7 \rightarrow E'=0,7*38=26.6$  MPa  $\approx 27$  mPa olarak hesaplanmıştır.

Sert kil için ise;  $E'/E_u=0.7$  [48] $\rightarrow E'=0.7*106=74.2$  mPa  $\approx 74$  mPa olarak hesaplanmıştır.

#### 4.1.3.6. Efektif Kohezyon Değeri ( $C'$ )

Lunne vd. [49] efektif kohezyon değerinin,

$$c' = \alpha * \tan \phi' \quad (4. 8)$$

Bağıntısı ile bulunabileceğini ve  $\alpha$  değerinin Şekil 4.14'den alınabileceğini önermektedirler.

Skempton ve Northey[50] drenajsız kayma dayanımını ( $C_u$ ) ile zeminin likidite indisi ( $LI$ ) arasında Şek. 4.9'da gösterilen korelasyonun geçerli olduğunu vurgulamışlardır. Burada;  $LI$ ;

$$LI = \frac{W_n - PL}{LL - PL} \quad (4. 9)$$

Bağıntısından hesaplanır.  $LL$  ve  $PL$  : Likit limit ve plastik limit,  $W_n$  doğal su içeriğidir.

Efektif kohezyon değeri için; Lunne vd. [49] tarafından geliştirilen formül kullanılmıştır.

$$c' = a * \tan \phi' \quad (4. 10)$$

Lunne vd. [49]  $\alpha^*$  değerinin Şekil 4.14 'ten alınmasını önermiştir. Bu tabloya göre katı kil ve sert kil tabakalarının  $\alpha^*$  faktörü 20 ve 35 olarak alınmıştır. Şekil-1.23'de görülen tabloda belirtildiği üzere katı kil için efektif içsel sürtünme açısı 26 derece, sert kil için 28 derece kabul edilmiştir.

Bu durumda, yukarıda belirlenen  $\phi'$  değerleri de dikkate alınarak efektif kohezyon değerleri;

$$\text{Katı kil tabakası için : } c' = 20 \tan (26) \approx 6 \text{ kPa}$$

$$\text{Sert kil tabakası için : } c' = 35 \tan (28) \approx 15 \text{ kPa olarak hesaplanmıştır.}$$

Zemin Cinsi	$\alpha^*$	$\tan \phi'$
Yumuşak kil	5 – 10	0.35 – 0.45
Orta katı kil	10 – 20	0.40 – 0.55
Katı kil	20 – 50	0.50 – 0.60
Yumuşak silt	0 – 5	0.50 – 0.60
Orta katı silt	5 – 15	0.55 – 0.65
Katı silt	15 – 30	0.60 – 0.70

**Şekil 4. 14:** Farklı Zemin Türlerinde  $\alpha^*$ Faktörünün Olası Değerleri [49]

#### 4.1.3.7. Poisson Oranı ( $\nu$ )

Poisson oranları aşağıdaki tablo da dikkate alınarak, ekteki zemin etüdü raporlarında bulunan jeofizik değerlere göre alınmıştır. Buna göre katı kil için poisson oranı 0.34, sert kil için poisson oranı ise 0.40 alınmıştır.

Zemin Sınıfı / Malzeme	$\mu$
Doygun kil	0,4-0,5
Doygun olmayan kil	0,1-0,3
Kumlu kil	0,2-0,3
Silt	0,3-0,35
Kum, çakıllı kum	0,3-0,4
Kaya	0,1-0,4
Şist	0,1-0,3
Buz	0,36
Beton	0,15
Çelik	0,33

**Şekil 4. 15:** Poisson oranı değer aralıkları [51]

Aşağıda zemin parametreleri özet halinde Tablo 4.9’da verilmiştir.

**Tablo 4. 9:** Hesaba Esas Zemin Parametreleri

Açıklama	Tabak a Kalınl ığı (m)	Br. Hacim Ağırlığı $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	İçsel Sür. Açısı $\phi'$ (derece)	Kohezyo n c' (kPa)	Elastisite Modülü Eu (kPa)	Drenajl ı Elastisit e Modülü E' (mPa)	Poisson Oranı $\nu$
Kil(Katı)	6.00	18	26	6	39000	27	0.34
Kil(Sert)	-	19	28	15	106000	74	0.40

#### 4.2. ZEMİN MODELLEME

Sonlu elemanlar yöntemini kullanarak geoteknik tasarım problemlerini doğru bir şekilde analiz etmek için, zeminin doğrusal olmayan, zamana bağlı davranışı dikkate alınmalıdır. Bu amaçla zemin gerilme-şekil değiştirme ilişkisini ortaya koyan birçok zemin modeli geliştirilmiştir. Zemin mekaniğinde uygun zemin modelinin seçimi zemin yapılarının analizinde çok önemlidir.

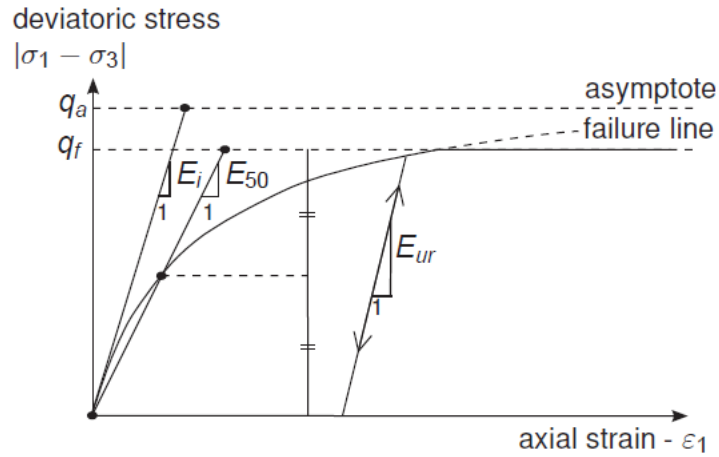
Lineer elastik modele ek olarak, zeminin lineer olmayan gerilme-şekil değiştirme davranışını dikkate alan farklı zemin tipleri için zemin modelleri geliştirilmiştir. Bunlar; Mohr Coulomb modeli, Sertleşen zemin modeli, Hardening Soil Small Strain, Modifiye cam kil modeli ve Yumuşak Toprak Cryp modeli olarak sıralanabilir.[52]

Arazinin özelliklerine ve yapılacak yapının cinsine göre malzeme modeli seçimi ile en iyi sonuç alınabilir. MC modeli, drenajlı koşullar altında bazı stabilite analizi problemlerini çözmek için yeterince iyi sonuçlar verir. Ancak, zeminin göçmeden önce Hooke yasasına göre doğrusal elastik davrandığı varsayıldığından, göçmeden önceki davranışı modellemek pek başarılı değildir. Bu, özellikle çok farklı ve değişen gerilme izlerinin olduğu koşullarda gerçekçi sonuçlar vermez.

HS-Standart ve HS-Small Strain olmak üzere iki varyantta Sertleşen Zemin (HS) modeli, zemin davranışının çoğunu hesaba kattıkları için yukarıda listelenen sorunları modellemenin bir yolu olabilir.

Literatürde sayısal analiz için birçok zemin modeli verilmesine rağmen, uygulamada en yaygın olarak kullanılan Sertleşen Zemin (HS) modeli ve son yıllarda popüler hale gelen Sertleşen Zemin Küçük Gerinim (HS\_ss) modeli ele alınmaktadır.

Hardening Soil (Sertleşen zemin) modeli, plastisite teorisine dayalı bir zemin modelidir. HS modeli, drenajlı üç eksenli basınç testi sırasında gözlemlenen aksenal gerilim ile deviatorik gerilim arasındaki ilişkinin yaklaşık olarak bir hiperbol şeklinde olduğu gerçeğine dayanmaktadır. Mohr-Coulomb parametrelerine ek olarak HS modeli, drenajlı üç eksenli testlerden elde edilen sekant rijitliğini, drenajlı ödometre testlerinden elde edilen tanjant rijitliğini ve elastik yükleme/boşaltma rijitliğini kullanmaktadır. Bu üç farklı rijitlik parametreleri kullanıldığından, zemin gerçek davranışa daha yakın modellenir.(Şekil 4.16)



**Şekil 4. 16:** Standart drenajlı üç eksenli basınç deneyinde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi [53]

Denklem 4.11’de yer alan  $E_{50}$  birincil yükleme sırasındaki gerilmeye bağlı rijitlik modülüdür.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (4. 11)$$

Denklem 4.12’de yer alan ödometrik deformasyon modülü  $E_{oed}$  aşağıdaki şekilde önerilmektedir.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (4.12)$$

Denklem 4.13'de belirtilen boşaltma-geri yükleme modülü ( $E_{ur}$ ) aşağıdaki şekilde belirtilmektedir.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{c \cos \phi - \sigma'_3 \sin \phi}{c \cos \phi + p^{ref} \sin \phi} \right)^m \quad (4.13)$$

Bu denklemlerde,  $m$  gerilme (yük seviyesi) bir üsttür, tipik olarak kum ve silt için 0,5'e 1 ve yumuşak zeminler için 1'dir. Janbu [54] bu değerleri Norveç kumu ve silti için 0,5 olarak hesaplarken, Kempfert[55] yumuşak kil için 0,38-0,80 olarak hesaplamıştır. Üstteki denklemlerde;  $p^{ref}$  referans gerilme ( $p^{ref} = 100$  kPa) ve  $K_0^{nc}$  normal konsolidasyon katsayısı ile Jaky formülüne[22] ( $K_0^{nc} = 1 - \sin \phi$ ) göre hesaplanır.

Plaxis'te boşaltma-geri yükleme modülü ile malzeme sekant modülü arasında ise (4.14) Eşitliğindeki bağıntı kabul edilerek hesaplanmıştır.

$$E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref} \quad (4.14)$$

Hs Small Strain Sertleşen Zemin modeli için belirtilen tüm parametrelere ek olarak, bu model zeminin küçük birim deformasyon rijitliğinde mevcut zeminin artan rijitliğini de hesaba katar.[33]

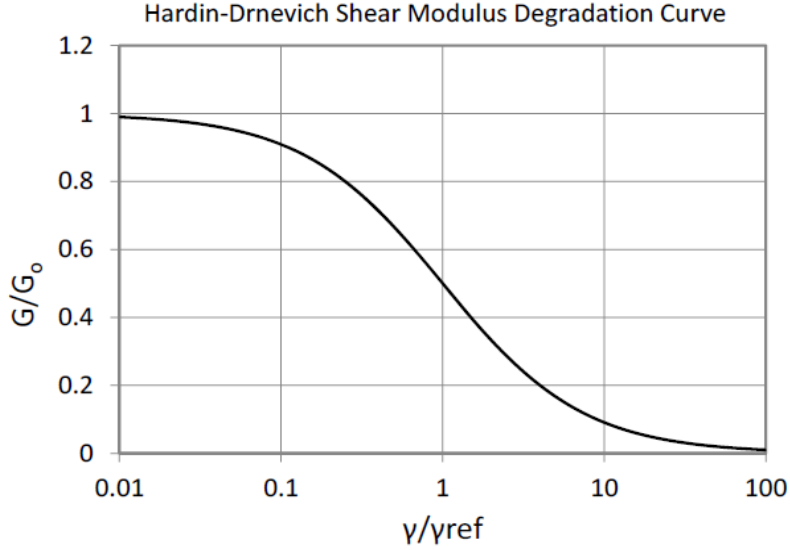
HS\_ss modelde başlangıç birim deformasyon geçmişi modülü, küçük birim deformasyon kayma modülü  $G_0^{ref}$  ve kayma modülünün küçük deformasyon kayma modülüne göre %70 azalması durumundaki birim deformasyon seviyesi olarak  $\gamma_{0.7}$  hesaplanır.

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos 2\phi') - \sigma'_1(1 + K_0) \sin 2\phi'] \quad (4.15)$$

Yukarıda verilen denklem 4.22 ile yaklaşık değer bulunacağı gibi [56]  $\gamma_{0.7}$  değerinin kumlar için  $1.10^{-4}$   $2.10^{-4}$  killer için  $5.10^{-5}$   $1.10^{-4}$  aralığında olduğu Zimmermann ve diğ. [57] tarafından ortaya konulmuştur. Yamashita ve diğ. [58] ise kum, kil ve yumuşak kaya gibi çeşitli zeminler üzerinde yaptıkları üç eksenli ve çevrimli testlerde bu değerleri  $10^{-5}$   $10^{-3}$  aralığında hesaplamışlardır.

Uygulanan gerilimler,  $\gamma_s < 10^{-6}$ lık küçük gerinim sınırını aşan gerinim seviyeleri  $\gamma$  ürettiğinde, kayma modülü G'nin karşılık gelen değerleri, artan yüklemeye ile modül yumuşadığından uygun G değerini elde etmek için kayma modülü azaltma eğrilerini kullanmalıdır. Ortaya çıkan hiperbolik davranış, artan strese maruz kalan zeminlerin doğrusal olmayan davranışını gösterir.[59] Hiperbolik G- $\gamma$  modülü azaltma eğrileri, Şekil 4.17'de gösterilen tipik davranışı takip eder[60] . Temsili Hardin-Drnevich eğrisi şu şekilde tanımlanır:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)} \quad (4.16)$$



**Şekil 4. 17:** Kesme modülü azaltma eğrisi [60]

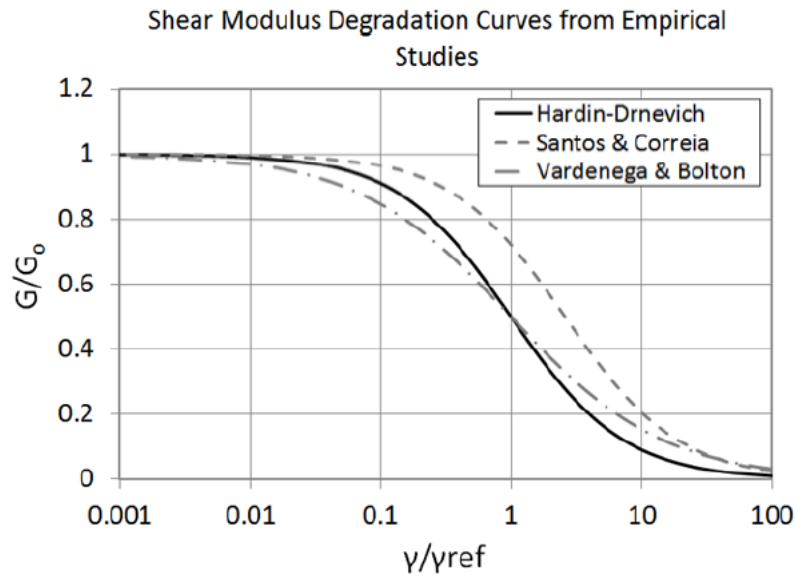
Genel Hardin-Drnevich ilişkisi, laboratuvar testlerine dayalı olarak çeşitli toprak türleri için modül azaltmanın en uygun hiperbolik modelini elde etmek amacıyla ölçekleme faktörlerini içerecek şekilde daha da değiştirilmiştir. Ölçeklendirme faktörleri, Denklem 4.17'de [61] güç üssünün ( $\alpha$ ) veya alternatif olarak Denklem 4.18 [62](a) çarpım faktörünün dahil edilmesiyle görülür.

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^\alpha} \quad (4.17)$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1+a\left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)} \quad (4.18)$$

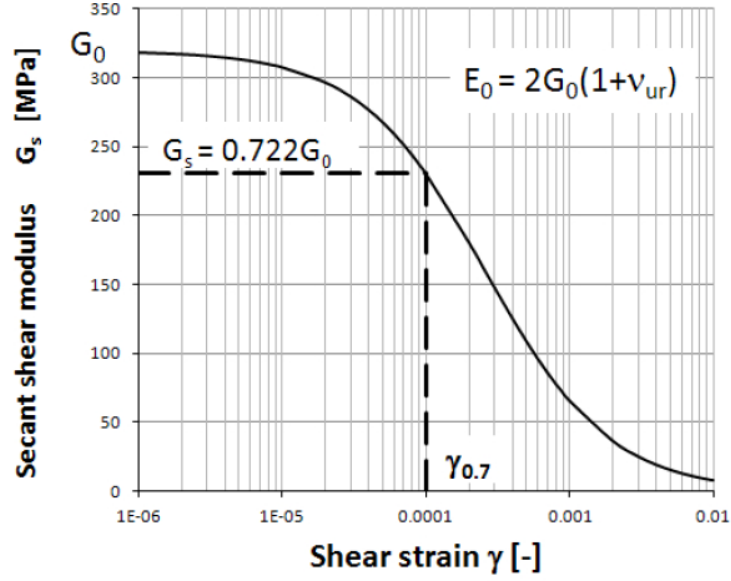
Santos & Correia'dan [62] alınan G- $\gamma$  bozunma eğrilerinin doğrulanması,  $a = 0.385$ 'in en uygun olduğu bulunan hem kum hem de kil bölgelerini kullanmıştır.

Vardenega & Bolton'dan[61] elde edilen G- $\gamma$  azaltma eğrileri,  $\alpha = 0.74$ 'ün en uygun olduğu bulunan 20 siltli ve killi topraktan oluşan bir veri tabanına dayanmaktadır. Şekil 4.18, iki yaklaşımdan en uygun redüksiyon eğrilerini göstermektedir. Şekil 4.19'da gösterildiği gibi, Denklem 4.18' in güç  $\alpha$  modelinin kullanımı, Denklem 4.18 'in çarpımsal faktör modelinden daha hızlı bir sertlik azalması sağlar.



**Şekil 4. 18:** Uygun deneysel veri çalışmalarından elde edilen indirgeme eğrileri

Yukarıdaki  $G/G_0$  eğrileri ile birlikte Vucetic' in %27.8'lik bir azalmaya karşılık gelen  $G/G_0$  oranının 0.722'ye eşit olduğu gerinim seviyesi olarak verilmiştir [63]

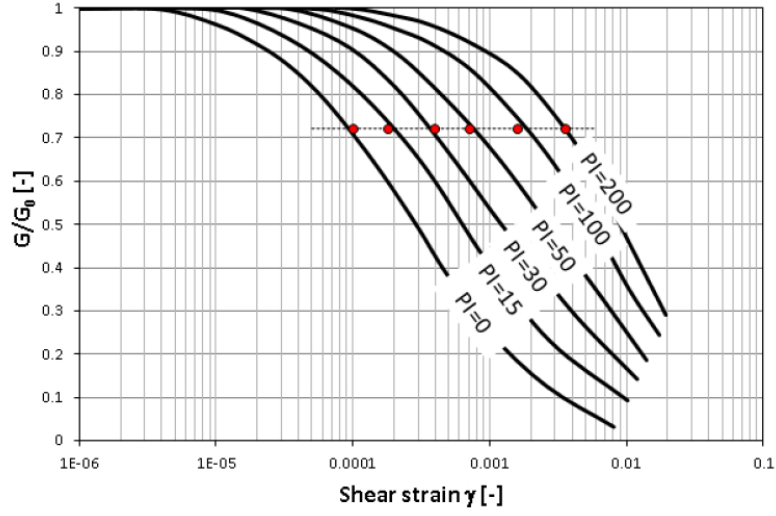


**Şekil 4. 19:** Sekant kayma modülü olan  $G_s$  modülünün denklem (4.18) ile indirgenmesi ve  $\gamma_{0.7}$  parametresinin yorumlanması[63]

DeneySEL ölçümler, ince plastik zeminler söz konusu olduğunda,  $G_s/G_0 = 0.722$  olan referans gerinim eşiği  $\gamma_{0.7}$ 'nin zemin plastisitesi, gerilme geçmişi, sınırlama basıncı, döngüsel yüklemelerin sayısı ve diğerleri gibi birçok faktörden etkilenebileceğini ortaya koymaktadır. Vucetic ve Dobry' de [64] (Şekil 4.20) bildirilen iyi bilinen bir deneysel veri tabanı, gama ve plastisite indeksi  $I_p$  arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Bu deneysel verilere dayanarak,  $\gamma_{0.7}$ , aşağıdaki ampirik korelasyonla tahmin edilebilir:

$$\gamma_{0.7} = \gamma_{0.7}^{ref} + 5 \cdot 10^{-6} I_p \quad I_p < 15 \quad (4.19)$$

$$\gamma_{0.7} = 10^{1.15 \log(I_p) - 5.1} \quad I_p \geq 15 \quad (4.20)$$



**Şekil 4. 20:** Denklem (4.19 ve 4.20) kullanılarak plastisite indeksi IP'den (PI)  $\gamma_{0.7}$  için tahminlerin kohezyonlu zeminler için bildirilen deneysel verilerle karşılaştırılması[64]

Tüm bu bilgiler ışığında Hardening Soil Small Strain Model (Pekleşen Zemin Küçük Birim Deformasyon Modeli)'e ait deformasyon modülleri Eşitlik 4.15, 4.16, 4.18 ve, 4.19 'a göre hesaplanmıştır.

Daha önce Şekil 4.10'da ifade edilen SPT- $N_{60}$ - $m_v$ -PI ilişkisi 4.21 no'lu bağıntı ile bulunabileceği belirtilmişti.

$$M(\text{kN/m}^2)=1/m_v=f_2*N_{60} \quad (4. 21)$$

Buna göre;

Deney sonuçlarından elde edilen veriler ile katı kilin ortalama PI değeri 37 ve ortalama  $N_{60}$  değeri 15, sert kilin ortalama PI değeri 33 ve ortalama  $N_{60}$  değeri ise 42 'dir. Şekil 4.10'da PI değerlerine karşılık gelen  $f_2$  değerleri ise katı kil için  $490 \text{ kN/m}^2$ , sert kil için  $510 \text{ kN/m}^2$ 'dir.

$$m_v=1/f_2*N_{60} \text{ bağıntısı ile katı kil için } m_v=1/(490*15)=1.36*10^{-4}$$

$$\text{sert kil için } m_v=1/(510*42)=4.67*10^{-5}$$

$$E_{50} \approx M_{DMT}=1/m_v=E_{oed}=E_{DDMT} \quad [65]$$

Katı kil için  $E_{50}=1/m_v=1/1.36 \times 10^{-4} = 7353 \approx 7000$  kPa

Sert kil için  $E_{50}=1/m_v=1/4.67 \times 10^{-5} = 21420 \approx 20000$  kPa olarak alınmıştır.

$E_{ur} \approx 3E_{50}$  [65]

Katı kil için  $E_{ur}=3*7000=21000 \approx 20000$  kPa olarak alınmıştır.

Sert kil için  $E_{ur}=3*20000=60000$  kPa olarak alınmıştır.

PI değeri 15'ten büyük veya eşit ise aşağıdaki bağıntı ile  $\gamma_{0.7}$  bulunabileceği belirtildiğinden,

$$\gamma_{0.7} = 10^{1.15 \log(I_p) - 5.1} \quad I_p \geq 15 \quad [66] \quad (4.22)$$

bağıntısı ile bulunabilir.

Katı kil için;  $\gamma_{0.7} = 10^{1.15 \log(37) - 5.1} = 4.895 * 10^{-4}$

Sert kil için;  $\gamma_{0.7} = 10^{1.15 \log(33) - 5.1} = 4.429 * 10^{-4}$  olarak hesaplanmıştır.

$$K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi' \quad (4.23)$$

bağıntısı ile bulunabileceği belirtildiğinden, [65]

Katı kil için;  $K_0^{nc} = 1 - \sin 26 = 0.5616$

Sert kil için;  $K_0^{nc} = 1 - \sin 28 = 0.5305$  olarak bulunmuştur.

m değeri içinse;

Kempfert [55] yumuşak kil için 0.38-0.80 olarak hesaplamıştır. Buna göre 0.60 değeri uygun görülmüştür.

Ekteki jeofizik rapor sonuçlarından elde edilen ortalama  $G_0$  değerleri;

Katı kil için;  $G_0 = 41090$  kN/m<sup>2</sup>

Sert kil için;  $G_0 = 309694$  kN/m<sup>2</sup> olarak bulunmuştur.

Tablo 4.10'da Hss Strain Modeline ait modüller görülmektedir.

**Tablo 4. 10:** Hardening Soil Small Strain Modeline ait deformasyon modülleri

Zemin	Birim	Katı Kil	Sert Kil
$\gamma_n$	$\text{kN/m}^3$	18	19
$E_{50}^{\text{ref}}$	$\text{kN/m}^2$	7000	20000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	$\text{kN/m}^2$	7000	20000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	$\text{kN/m}^2$	20000	60000
m	-	0.60	0.60
$v/v_{\text{ur}}$	-	0.2	0.2
$c/c_{\text{ref}}$	$\text{kNm}^2$	6	15
$\varphi$	$^\circ$	26	28
$\psi$	$^\circ$	-	-
$\gamma_{0,7}$	-	$4.895 \cdot 10^{-4}$	$4.429 \cdot 10^{-4}$
$G_0^{\text{ref}}$	$\text{kN/m}^2$	41090	309694

#### 4.3. ÇOK SIRALI ANKRAJLI KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİ TASARIMI İÇİN UYGULANAN TASARIM YAKLAŞIMLARI

Kazı destek yapıları planlanırken Göçme Sınır Durumu (Ultimate Limit State- ULS) ve Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu (Serviceability Limit State- SLS) ayrı ayrı dikkate alınmalı ve her iki sınır durumu için gerekli koşullar sağlanmalıdır. Bu limit durumları, can ve mal kaybına yol açabilecek deformasyonlara karşılık gelen ve aynı zamanda yapının performansını etkileyen deformasyon sınırlarını aşan fiziksel durumları tanımlamaktadır.[8]

*Göçme Sınır Durumu (ULS)* : Yapının tamamının veya bir kısmının göçmesine neden olabilecek veya aşırı deformasyona uğrayarak göçmeye yaklaştırabilecek sistemleri tanımlamaktadır.

*Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu (SLS)* : Sınır değeri aşılmamak kaydıyla yapının ve/veya elemanlarının onarım gerektirmeden uygun şekilde kullanılmasını sağlayan deformasyon ve ötelenme düzeylerini tanımlamaktadır.

Kazı destek yapılarının uygulama aşamaları ve hizmet ömrü boyunca olası tüm göçme sınır durumları ve hizmet görübilirlik sınır durumları değerlendirilmelidir.

Bu uygulama ilkelerine bağılı olarak, yukarıdaki yaklaşım dâhilinde bir takım katsayılar ile hesaplamalar yapılmaktadır.

Bu hesaplamalarda malzeme özelliklerinin, sistem dirençlerinin veya etkilerinin karakteristik değerleri kısmi katsayılar ile çarpılarak hesaplanan değerler elde edilmektedir.

*Zeminde ve Yapısal Elemanlarda Göçme ve Şekil Değıştirme Kontrolü:*

Bu hesaplamada hem Eurocode 7 hem de KDYY tarafından tanımlanan Tasarım Yaklaşımı- 2 (Design Approach-2) kullanılmıştır. Bu tasarım yaklaşım ile etkiler veya tesirler A kısmi katsayısı ile artırılmakta, zemin özellikleri M kısmi katsayısı değıştirilmeden, dayanımlar R kısmi katsayısına bölünerek dirençler azaltılmaktadır.

Bununla birlikte toptan göçme analizinde kullanılan katsayılar kullanılmıyacaksa, geçici iksalarda  $G_s \geq 1.35$ , kalıcı iksalarda ise  $G_s \geq 1.5$  şartı aranmaktadır. [8]

Bu tasarımda kullanılacak olan katsayılar Tablo 4.11’de verilmektedir.

**Tablo 4. 11:** Depremsiz Durumda ULS Hesabı için Kısmi Katsayılar[8]

Kısmi Katsayı Seti			A	M	R
Sabit Etki (G)	Güvenliğı azaltıcı	$\gamma_{G,dst}$	1.35		
	Güvenliğı artırıcı	$\gamma_{G,stb}$	1.00		
Değışken Etkiler (Q)	Güvenliğı azaltıcı	$\gamma_{Q,dst}$	1.50		
	Güvenliğı artırıcı	$\gamma_{Q,stb}$	0.00		
Kayma Mukavemeti Katsayısı ( $\tan \phi$ )		$\gamma_\phi$		1.00	
Etkif Kohezyon ( $c'$ )		$\gamma_{c'}$		1.00	
Drenajsız Kayma Mukavemeti ( $s_u$ )		$\gamma_{s_u}$		1.00	
Serbest Basınç Dayanımı ( $q_u$ )		$\gamma_{q_u}$		1.00	
Birim Hacim Ağırlık ( $\gamma$ )		$\gamma_\gamma$		1.00	
Pasif Zemin Direnci (Dayanma Yapıları)*		$\gamma_{Re+}$			1.40
Zemin Direnci (Toptan Göçme)*		$\gamma_{Re}$			1.10
Öngermeli ankrajlar (geçici - kalıcı)		$\gamma_a$			1.10

\* Zemin direnci, dayanma yapıları ve toptan göçme analizlerinde farklı değerler almakta olup, yukarıda her iki koşul için de kısmi katsayılar verilmiştir.

*Hizmet Görebilirlik Sınır Durumu (SLS):*

Hizmet görebilirlik sınır durumu, yapının hizmet ömrü boyunca amaca uygun kalmasını ve konforunu, rahatlığını ve görünümünü korumasını sağlar. Bu nedenle yatay ve düşey hareketler, açılmalarda dönmeler, birim şekil değiştirmeler, yapı elemanlarındaki çatlaklar vb. meydana gelen değerlerin izin verilen sınır değerlere eşit veya daha düşük olması koşulu sağlanır.

SLS hesaplamalarında dikkate alınan tüm etkiler, zemin parametreleri ve tüm dirençler için kısmi katsayı setleri 1.0 olarak alınır.[8]

*Kazı Destek Yapılarında Deprem Etkisi:*

İksa sistemlerinin tasarımında kullanılan sismik yer hareketi seviyelerinin tanımında, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği'nde ve saha gerekliliklerinde tanımlanan dört deprem yer hareketi yerine, aşağıda beş farklı sismik yer hareketi seviyesi tanımlanmıştır.

*Deprem Yer Hareketi Düzeyi-1 (DD-1):*

DD-1, depremin yeryüzündeki, spektrumun büyüklüklerini 50 yıl içinde aşma olasılığı yüzde 2 ve karşılık gelen tekrarı 2475 yıl olan hareketidir.

*Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2 (DD-2):*

DD-2, depremin yeryüzündeki, spektrumun büyüklüklerini 50 yıl içinde aşma olasılığı yüzde 10 ve karşılık gelen tekrarı 475 yıl olan hareketidir. Standart tasarım deprem yer hareketi olarak tanımlanmaktadır.

*Deprem Yer Hareketi Düzeyi-2a (DD-2a):*

DD-2a, depremin yeryüzündeki, spektrumun büyüklüklerini 50 yıl içinde aşma olasılığı yüzde 25 ve karşılık gelen tekrarı 144 yıl olan hareketidir. Standart ön tasarım deprem yer hareketi olarak tanımlanmaktadır.

*Deprem Yer Hareketi Düzeyi-3 (DD-3):*

DD-3, depremin yeryüzündeki, spektrumun büyüklüklerini 50 yıl içinde aşma olasılığı yüzde 50 ve karşılık gelen tekrarı 72 yıl olan hareketidir.

*Deprem Yer Hareketi Düzeyi-4 (DD-4):*

DD-4, depremin yeryüzündeki, spektrumun büyüklüklerini 50 yıl içinde aşma olasılığı yüzde 68 (30 yılda yüzde 50) ve karşılık gelen tekrarı 43 yıl olan hareketidir. Servis deprem yer hareketi olarak tanımlanmaktadır.

KDYY' de dikkate alınması gereken deprem düzeyleri Tablo 4.12'de gösterilmiştir.

**Tablo 4. 12:** Geçici ve Kalıcı Destek İksaların Sismik Tasarım Yöntemleri ile Dikkate Alınacak Deprem Yüzeyleri[8]

Tasarım Yöntemi	Yöntem 1 Statik Eşdeğer Hesap	Yöntem 2 Şekil Değiştirmeye Göre Hesap	
		1. Aşama Statik Eşdeğer Hesap	2. Aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap
Geçici destek sistemlerinde (Tüm KK-1 ve KK-2'nin H<15m olduğu geçici sistemler için)	-	-	-
Geçici destek sistemlerinde (KK-2'nin H≥15m olduğu ve KK-3 olan geçici sistemler için)	DD-4	-	DD-4
Kalıcı destek sistemlerinde (Normal yapılar için)	DD-2	DD-2a	DD-2
Kalıcı destek sistemlerinde (Önemli yapılar için)	DD-1	DD-2a	DD-1

Sismik tasarım hesaplamalarında kullanılabilecek yöntemler ise Tablo 4.13'de gösterilmektedir.

**Tablo 4. 13:** Sismik Tasarım Hesaplamalarında Kullanılabilecek Yöntemler ve Kontrol Kriterleri[8]

		Kontrol Kriterleri
Yöntem 1 Statik Eşdeğer Hesap		Sadece göçme kontrolü yapılır. Malzeme ve yük kısmi katsayıları 1.0 alınarak güvenlik sayısının 1.0'den büyük olması aranır. Deplasman kontrolü yapılmaz. Yapısal elemanların kesit tesirleri statik durum ile karşılaştırılarak yapısal/betonarme hesaplarda olumsuz olan durum kullanılır. Daha ekonomik çözüm aranması ya da güvenlik sayısının 1.0'dan düşük olması durumunda Yöntem 2'ye geçilir.
Yöntem 2 Şekil Değiştirmeye Göre-Hesap	1. Aşama Statik Eşdeğer Hesap	Sadece göçme kontrolü yapılır. Malzeme ve yük kısmi katsayıları 1.0 alınarak güvenlik sayısının 1.0'den büyük olması aranır. Deplasman kontrolü yapılmaz. Göçme olmadığı gösterildikten sonra 2. aşamaya geçilir.
	2. Aşama Zaman Tanım Aralığında Hesap	Deplasman kontrolü yapılır Yapısal elemanların betonarme hesapları, depremsiz durumda elde edilen faktörlü kesit tesirleri ile depremlilikte 2. Aşamada elde edilen kesit tesirlerinden büyük olanı alınarak yapılır.

Kalıcı iksanın deprem hesabında KDYY' de bulunan Tablo 4.12'ye göre DD-2 ve ihtiyaç olursa DD-2a deprem düzeylerini hesaba katan analizler yapılmalıdır.

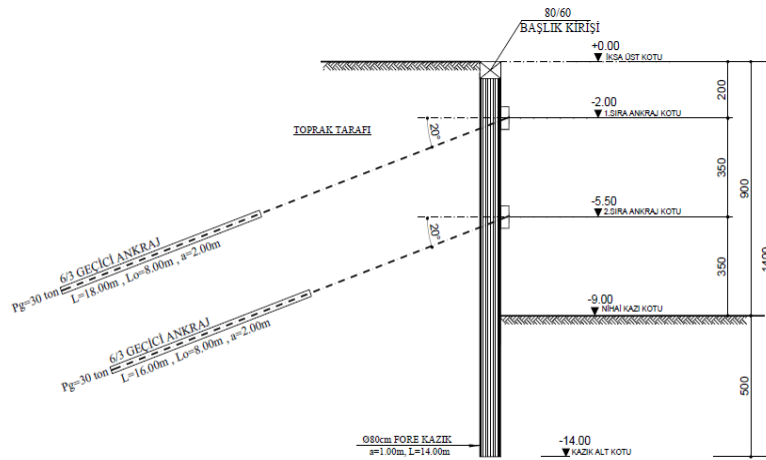
#### 4.4. KAZI DESTEK YAPI SİSTEMLERİNİN ANALİZİ

Bu çalışmada kullanılan PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve stabilite problemlerini sonlu elemanlar yöntemi kullanarak analiz etmek için tasarlanmış bir bilgisayar programıdır. İlk 1987 yılında Hollanda'daki Delft Teknoloji Üniversitesi tarafından yumuşak zeminlerdeki setlerin basit sonlu eleman analizi için tasarlanmıştır. Program daha sonra geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da içerecek şekilde genişletilmiştir. Program, karmaşık geoteknik uygulamaları analiz etmek için gerekli işlevlerle donatılmıştır.[67]

Bu çalışmada Ø80 cm çapında akstan aksa 100 cm arayla düşey fore kazık tercih edilmiştir. 9 m konsol, 5m soket boyu toplam 14 m'lik bir fore kazık tasarlanmıştır.

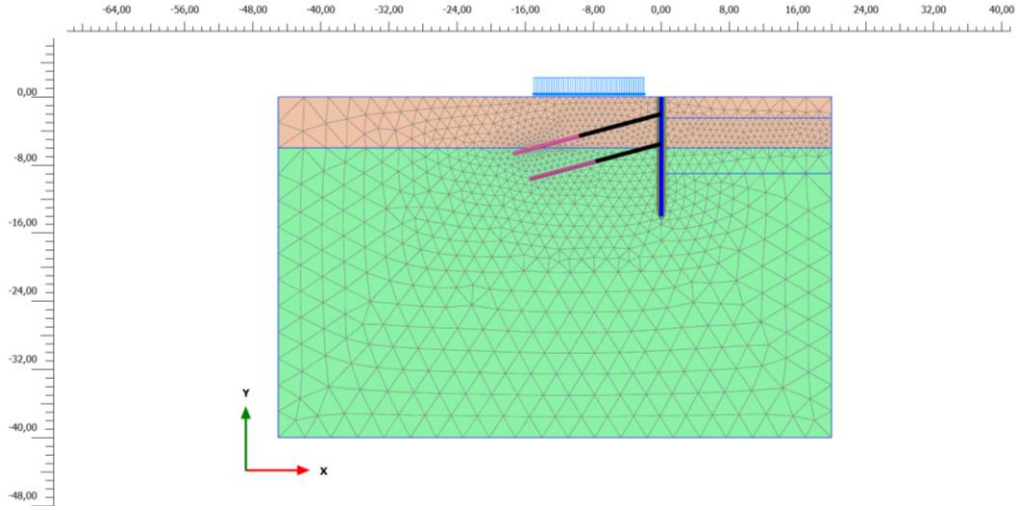
##### 4.4.1. Tasarım Aşaması-1

Zemin tabakası için duvar arkası 55 m, duvar önü 20 m ve derinliği 55m olan zemin modeli oluşturulmuştur. Sayısal analizlere başlanmadan önce zemin parametrelerinin belirlenmesi gerekmektedir. Proje alanını oluşturan zemin tabakaları katı kil, sert kil ve kilaşı-marn birimlerinden oluşmaktadır.(Şekil 4.21-4.22)



KALICI İKSA SİSTEM KESİTİ

Şekil 4. 21: Zemin Profili ve Kazı Alanı



**Şekil 4. 22:** Hesap kesiti için sonlu elemanlar modeli ve ağı

Bu zemin katmanlarının analizinde kullanılan parametreler, arazi ve laboratuvar testleri, jeofizik araştırmalar ve ampirik korelasyonlar ile belirlenmiştir.

Plaxis programında zemin parametreleri tanımlanırken Bölüm 3.1’de anlatılan malzeme modellerinden seçim yapılması gereklidir. Bu analiz için kil birimlerin analizinde küçük birim deformasyon rijitliğinde zeminin artan rijitliğini de dikkate alan Hardening Soil Small zemin modeli, kayaçların analizinde gerçekçi sonuçlar veren Mohr- Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Analizde kullanılacak zemin parametreleri Tablo 4.14’te özetlenmiştir.

**Tablo 4. 14:** Plaxis Programında kullanılacak olan parametreler

Parametre	Sembol	Birim	Katı Kil	Sert Kil	Kiltaşı
Malzeme Modeli			Hss	Hss	MC
Doğal Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_n$	kN/m <sup>3</sup>	18	18	22
Doygun Birim Hacim Ağırlığı	$\gamma_{doym}$	kN/m <sup>3</sup>	19	19	22
Referans Young Modülü	$E_{50}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	7000	20000	250000
Tanjant Rijitliği	$E_{oed}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	7000	20000	-
Elastik Yükleme/Boşaltma Rijitliği	$E_{ur}^{ref}$	kN/m <sup>2</sup>	20000	60000	-
Kohezyon	C	kN/m <sup>2</sup>	6	15	9500
Kayma Mukavemeti Açısı	$\phi$	-	26	28	30
Poisson Oranı	$\nu$	-	0.34	0.40	0.20
Dilatansi Açısı	$\phi$	-	0	0	0
Düşey Permeabilite	$k_y$	m/gün	0	0	0
Yatay Permeabilite	$k_x$	m/gün	0	0	0

Zemin parametrelerinin belirlenmesinin ardından düşey kazı destek yapısının belirlenmesi gerekmektedir. Ø80 cm çapında akstan aksa 100 cm arayla düşey fore

kazık tercih edilmiştir. 9 m konsol, 5m soket boyu toplam 14 m'lik bir fore kazık tasarlanmıştır. Plaxis programında fore kazıklar plate olarak tanımlanması, modellenmesi için ise, eksenel rijitlik (EA), eğilme rijitliği (EI) değerlerinin bulunması gerekmektedir. E betonun elastisite modülü, A ise 1 m birimindeki kazık alanını ifade etmektedir. C30 beton sınıfıyla kazık imal edileceğinden  $E = 3 \times 10^7$  mPa olarak alınmıştır.(Tablo 4.15)

$$A = (0,8/2)^2 * \pi = 0.502655$$

$$EA = 3 * 10^7 * 0,502655 = 15079645 \text{ kN/m}$$

$$EI = 3 * 10^7 * \pi * (0,80/2)^2 = 603186 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

$$d_{\text{gerçek}} = \sqrt{12 \frac{EI}{EA}} = 0.6928 \text{ m}$$

$$W = (\gamma_{\text{beton}} - \gamma_{\text{zemin}}) * d_{\text{gerçek}} = (24 - 18) * 0,6928 = 4.16 \text{ kN/m/m}$$

**Tablo 4. 15:** Fore Kazık Parametreleri

Parametre	Sembol	Birim	Değer
Eksenel Rijitlik	EA	kN/m	15079645
Eğilme Rijitliği	EI	kN m <sup>2</sup> /m	603186
Gerçek (Eşdeğer) kalınlık	$d_{\text{gerçek}}$	m	0.6928
Ağırlık	w	kN/m/m	4.16
Poisson Oranı	v	-	0.15

Yatay destek elemanları ankrajlardan meydana gelmektedir. Bu ankrajlardan ilki -2.00 m kotunda başlayan ve 18 m uzunluğunda olan, ikinci ankraj ise -5.50 m kotunda başlayan ve 16 m uzunluğunda olan ankrajlardır. Plaxis'te, node-to-node

anchor seçilerek, ankraj serbest bölgeleri ise embedded beam row seçilerek ankraj kök bölgeleri tanımlanır.

Projedeki tüm kesitlerde, hesaplar sonucu kullanılması gereken süper tendon düşük gevşemeli öngermeli ankraj halat sayısı belirlenmiştir. Kullanılacak ankraj halatlarının anma çapı 0.6 inç'tir. 0.6 inç çapındaki 1 adet öngermeli ankraj halatının teknik özellikleri Tablo 4.16'da tablodan seçilerek Tablo 4.17'de gösterilmiştir.

**Tablo 4. 16:** 0.6 inç çapındaki 1 adet öngermeli ankraj halatının teknik özellikleri[26]

Number of 15-mm diameter strands	Cross section area		Ultimate strength		Prestressing force					
	(in. <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(kips)	(kN)	0.8 f <sub>pu</sub> A <sub>ps</sub>		0.7 f <sub>pu</sub> A <sub>ps</sub>		0.6 f <sub>pu</sub> A <sub>ps</sub>	
					(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

**Tablo 4. 17:** Ankraj Halatı Teknik Özellikleri

Cinsi	Kesit Alanı	Kopma kuvveti	Emniyetli Taşıma Kapasitesi
0.6 inch Süper Tendon Düşük Gevşemeli	140 mm <sup>2</sup>	261 kN (26.6ton)	163 kN (16.6ton)

Projedeki öngermeli ankrajlarda toplam 4 adet 0.6 inch öngermeli ankraj halatı kullanılmaktadır. Bu durumda ankraj halatlarının taşıma kapasitesi toplam 640 kN olarak elde edilir. Plaxis programında ankraj serbest bölgeleri hesaplandığında eksenel rijitlik (EA) değeri ve ankraj aralıkları girilmelidir. Projede kullanılacak olan öngermeli ankraj halatı:

$$\text{Ankraj çapı: } 0.015 \text{ m ve } E=1.9 \cdot 10^{11} \text{ N/m}^2$$

$$A=(0.015/2)2 \cdot \pi=1.767145868 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$EA=33575771 \text{ N} \approx 33 \cdot 10^3 \text{ kN}$$

4 Halat için  $4 \cdot 33 \times 10^3 = 132 \cdot 10^3$  kN değerleri bulunur.

Ankraj delik çapı;  $D = 0.150$  m ve ankraj kök boyu;  $L_0 = 8.0$  m olduğuna göre;

$\gamma = 23$  kN/m<sup>3</sup>  $D = 0.15$  m

$E = 4730\sqrt{fG}$  MPa [68]

$fG$  = grout serbest basınç mukavemeti (1.5-2.5 mPa) arasında 2 mPa alınmıştır.

$E = 4730\sqrt{2} = 6689.23$  MPa

Yüzeysel Sürtünme Direncini hesaplamak için Tablo 4.18’de yer alan zemin sınıflarına göre toplam taşıma kapasitelerinden yararlanılır.

**Tablo 4. 18:** Zemin Sınıflarına Göre Taşıma Kapasiteleri[69]

Rock		Cohesive Soil		Cohesionless Soil	
Rock type	Average ultimate bond stress (MPa)	Anchor type	Average ultimate bond stress (MPa)	Anchor type	Average ultimate bond stress (MPa)
Granite and basalt	1.7 - 3.1	Gravity-grouted anchors (straight shaft)	0.03 - 0.07	Gravity-grouted anchors (straight shaft)	0.07 - 0.14
Dolomitic limestone	1.4 - 2.1	Pressure-grouted anchors (straight shaft)		Pressure-grouted anchors (straight shaft)	
Soft limestone	1.0 - 1.4	• Soft silty clay	0.03 - 0.07	• Fine-med. sand, med. dense – dense	0.08 - 0.38
Slates and hard shales	0.8 - 1.4	• Silty clay	0.03 - 0.07	• Med.-coarse sand (w/gravel), med. dense	0.11 - 0.66
Soft shales	0.2 - 0.8	• Stiff clay, med. to high plasticity	0.03 - 0.10	• Med.-coarse sand (w/gravel), dense - very dense	0.25 - 0.97
Sandstones	0.8 - 1.7	• Very stiff clay, med. to high plasticity	0.07 - 0.17	• Silty sands	0.17 - 0.41
Weathered Sandstones	0.7 - 0.8	• Stiff clay, med. plasticity	0.10 - 0.25	• Dense glacial till	0.30 - 0.52
Chalk	0.2 - 1.1	• Very stiff clay, med. plasticity	0.14 - 0.35	• Sandy gravel, med. dense-dense	0.21 - 1.38
Weathered Marl	0.15 - 0.25	• Very stiff sandy silt, med. plasticity	0.28 - 0.38	• Sandy gravel, dense-very dense	0.28 - 1.38
Concrete	1.4 - 2.8				

Katı kil için 150 kPa  $T_{skin} = 150 \cdot 0.15 \cdot \pi = 70.685$  kN/m

Sert kil için 350 kPa alınarak  $T_{skin} = 350 \cdot 0.15 \cdot \pi = 164.934$  kN/m

#### 4.4.2. Tasarım Aşaması-2

Kalıcı kazı destek sisteminin bulunacağı bu tasarım ile ilgili özellikler şu şekilde özetlenebilir;

- Zemin tabakası için duvar arkası 55 m, duvar önü 20 m ve derinliği 55m olan zemin modeli oluşturulmuştur.

- Tasarlanan bu kazı destek yapısı kalıcı olarak düşünülmüştür.
- Duvarın stabilitesini sağlamak amacıyla yatay destek elemanları kullanılacaktır.
- Kazı destek yapısı, düşey destek elemanı olarak fore kazık, yatay destek elemanı olarak ise kalıcı ankrajlar seçilmiştir.

Zemin profili, yapılan deneyler neticesinde katı ve sert kil olarak tespit edilmiş ve zemin sınıfı ZD olarak tanımlanırken, deprem etkisinin kazı destek yapısına olan etkileri analiz edileceğinden en alt tabaka için de kil taşı ve zemin sınıfı ZC olarak tanımlanmıştır. Zemin ortamında yer altı suyunun rastlanılmamıştır.

Daha önce Tablo 4.11’de Depremsiz Statik Durumda Kısmi Katsayılar belirtildiği üzere KDYY’de ULS[8] ve Eurocode 7 (Design Approach 2)[70]’de tanımlanan katsayıların kullanılması gerekmektedir.

Bu depremsiz statik durumdaki analizin sonucunda kalıcı destek sisteminin güvenlik sayısı  $G_s=2.338$  olarak bulunmuştur.

Aşağıda kazıklara, ankraj halatlarına ve ankraj köklerine ait yer değiştirme ve aksenal kuvvetlerin tüm gerilme-deformasyon analiz sonuçları paylaşılmıştır. (Tablo 4.19-4.20-4.21)

**Tablo 4. 19:** Statik Durumda(depremsiz) ile kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri

	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN/m)	T(kN/m)	M(kNm/m)
Kazık	3.413	0.553	130.8	106.3	116.6

**Tablo 4. 20:** Statik Durumda(depremsiz) ile ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler

Ankraj Halatı	U   (mm)	U <sub>x</sub> (mm)	N (kN)
1.sıra ankraj halatı	4.501	0.911	307.86
2.sıra ankraj halatı	4.501	0.911	307.21

**Tablo 4. 21:** Statik Durumda (depremsiz) ile ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri

Ankraj Kökü	U   (mm)	U <sub>x</sub> (mm)	N (kN/m)
1.sıra ankraj kökü	9.162	8.737	154.00
2.sıra ankraj kökü	3.767	3.474	153.60

Kalıcı iksanın 1.yöntem olan statik eşdeğer hesabında Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları(KDY)’ nda da bulunan Tablo 4.13’e göre DD-2 deprem düzeylerini hesaba katan bir takım analizler yapılmalıdır. TBDY(2018) ’de ve Türkiye Deprem Tehlike Haritasında tanımlanan bölgedeki zeminin sınıfına (ZD) göre;

$S_{DS}=1.542$  olarak bulunmuştur.

$S_{DS}$ : Kısa periyot tasarım spektral ivme katsayısı

TBDY(2018)’de yatay ve düşey statik-eşdeğer deprem katsayıları Denk.(16.22)’de belirlenmiştir: Ayrıca TBDY(2018)’de yatay statik-eşdeğer deprem katsayısı olarak tanımlanan statik-eşdeğer deprem katsayısı  $k_h$ ; KDYY’de yatay eşdeğer katsayısı olarak tanımlanmıştır.

$$k_h = \frac{0,4 \cdot S_{DS}}{r} \quad ; \quad k_v = 0,5 \cdot k_h \quad (4. 24)$$

Denklem (4.24)'de yer alan  $r$  katsayısı, Hem KDYY'de hem de TBDY(2018)'de de belirtildiği gibi değişik dayanma yapısı tipleri için Tablo 4.22'de verilmiştir.

**Tablo 4. 22:** Dayanma Yapıları için  $r$  katsayıları

Dayanma Yapısının Tipi	$r$
En fazla $120S_{DS}$ (mm) yerdeğiştirmeye izin verilen ağırlık tipi duvarlar	2.0
En fazla $80S_{DS}$ (mm) yerdeğiştirmeye izin verilen ağırlık tipi duvarlar	1.5
Ankrajlı duvarlar, yerdeğiştirmesine izin verilmeyen ağırlık tipi duvarlar	1.0

Tablo 4.22'deki  $r$  katsayı değerlerine karşılık gelen tanımlanmış duvar tiplerinde;

En fazla  $120 S_{DS}$  (mm) yerdeğiştirmeye izin verilen ağırlık tipi duvarlar için  $r=2.0$  değeri verilmiştir.  $S_{DS}:1.542$  olarak bulunmuştur. Tablo 4.22'ye göre yerdeğiştirmeye en fazla  $120*1.542=185.04$  mm olarak izin verilmesi gerekmektedir.

En fazla  $80 SDS$  (mm) yerdeğiştirmeye izin verilen ağırlık tipi duvarlar için  $r=1.5$  değeri verilmiştir.  $S_{DS}:1.542$  olarak bulunmuştur. Tablo 4.22'ye göre yerdeğiştirmeye en fazla  $80*1.542=123.36$  mm olarak izin verilmesi gerekmektedir.

Tablo 4.12'deki açıklamalar ile Tablo 4.13'te bulunan katsayılar dikkate alınarak, kalıcı bir kazı destek yapısı sisteminde öncelikle DD-2 deprem düzeyi ve yerel zemin koşulları için 4.24 denklemi kullanılarak yatay ve düşey eşdeğer ivme katsayıları, hesaplanmış ve Yöntem-1'e göre Plaxis programında analiz edilmiştir.

Tablo 4.19'daki ZD zemin sınıfı ve  $r$  katsayıları sırasıyla 1.0, 1.5 ve 2.0 için çözülmüştür. Bu çözümlerde  $r=1.0$  için yapılan analizlerde  $k_h=0.600$  olarak hesaplanmış, sistem çözülmüş ancak bu deprem ivmesi etkilerek uygulanan durumda statik eşdeğer hesabı analizinin sonucunda kalıcı destek sisteminin güvenlik sayısı 1'den küçük çıkmış ve sistemin göçmesine sebep olmuştur.

$r=2$  katsayısı için  $k_h=0.300$  olarak hesaplanmış, kazı destek sistemi çözülmüş ve göçme kontrolü ve statik durumda elde edilen kesit tesirleri ile karşılaştırmak için gerilme-deformasyon analizlerinin gerçekleştirilmesi sağlanmıştır.

Bu yatay statik-eşdeğer deprem katsayısı etkililen durumda statik eşdeğer hesabı analizinin sonucunda kalıcı destek sisteminin güvenlik sayısı  $G_s=1.193$  olarak bulunmuştur.

$r=1.5$  katsayısı için  $k_h=0.400$  olarak hesaplanmış, kazı destek sistemi çözülmüş ve göçme kontrolü ve statik durumda elde edilen kesit tesirleri ile karşılaştırmak için gerilme-deformasyon analizlerinin gerçekleştirilmesi sağlanmıştır. Bu sistemin Güvenlik sayısı  $G_s=1.016$  olarak bulunmuştur.

Aşağıda kazıklara, ankraj halatlarına ve ankraj köklerine ait yer değiştirme ve eksenel kuvvetlerin tüm gerilme-deformasyon analiz sonuçları paylaşılmıştır. (Tablo 4.23-4.28)

**Tablo 4. 23:** Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri ( $r=2$ )

	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN/m)	T(kN/m)	M(kNm/m)
Kazık	22.89	22.78	317.4	132.5	168.4

**Tablo 4. 24:** Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler ( $r=2$ )

Ankraj Halatı	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN)
1.sıra ankraj halatı	33.06	24.21	353.60
2.sıra ankraj halatı	33.06	24.21	373.92

**Tablo 4. 25:** Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) ile ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=2)

Ankraj Kökü	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN/m)
1.sıra ankraj kökü	16.57	16.28	176.90
2.sıra ankraj kökü	10.00	9.995	187.00

**Tablo 4. 26:** Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=1.5)

	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN/m)	T(kN/m)	M(kNm/m)
Kazık	135.7	134.3	407.4	220.0	604.9

**Tablo 4. 27:** Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ile ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler (r=1.5)

Ankraj Halatı	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN)
1.sıra ankraj halatı	141.9	137.6	504.253
2.sıra ankraj halatı	141.9	137.6	595.961

**Tablo 4. 28:** Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) ile ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri (r=1.5)

Ankraj Kökü	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN)
1.sıra ankraj kökü	119.4	118.4	504.3
2.sıra ankraj kökü	86.28	85.74	596.0

#### 4.4.3. Tasarım Aşaması-3

Zemin profili, yapılan deneyler neticesinde katı ve sert kil olarak tespit edilmiştir. Deprem etkisinin kazı destek yapısına olan etkileri analiz edileceğinden en alt tabaka için de kil taşı tanımlanmıştır. Zemin ortamında yer altı suyuna rastlanılmamıştır.

Kalıcı iksanın deprem hesabında KDYY' de bulunan Tablo 4.12'ye göre DD-2 ve bazı şartlarda DD-2a deprem düzeylerini hesaba katan bir takım analizler yapılmalıdır.

Bu doğrultuda saha için ZD zemin ve farklı deprem seviyelerine ait  $S_{DS}$  değerleri aşağıda verilmiştir:

$$DD-2 \text{ depremi için } S_{DS,475} = 1.542$$

$$DD-3 \text{ depremi için } S_{DS,72} = 0.750$$

$$DD-4 \text{ depremi için } S_{DS,43} = 0.514$$

DD-2a (144) deprem düzeyi  $S_{DS}$  değeri aşağıdaki bağıntı ile bulunmuştur.

$$\log(S_{DS,144}) = 0.37 * \log(S_{DS,475}) + 0.63 * \log(S_{DS,72}) \quad (4. 25)$$

Buna göre;

$$DD-2a \text{ depremi için } S_{DS,144}=0.9426 \text{ olarak hesaplanır.}$$

Kazı Deprem Yönetmeliğinde belirtilen yatay ivme katsayıları aşağıdaki bağıntı ile hesaplanmaktadır. Burada r katsayısı Tablo 4.19'da gösterildiği üzere  $r=1.5$  alınarak hesaplanmıştır.

$$k_h = \frac{0,4 * S_{DS}}{r} \quad (4. 26)$$

Buna göre;

$$k_{h,475}=0.4112$$

$$k_{h,144}=0.2514$$

$k_{h,43}=0.1371$  olarak bulunmuştur. Kalıcı iksa sisteminin,  $k_h = 0.2514$  eşdeğer ivme katsayısı ile Yöntem-1 ile çözüm sonucu güvenlik sayısı,  $G_s=1.254$  olarak hesaplanmıştır. Sisteminin göçme hali kontrol edilmiş; deplasman ve kesit tesiri

kontrolü gerçekleştirilmemiştir. Aşağıdaki tabloda DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenmiş analiz sonuçları yer almaktadır. Ardından Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği'nde belirtilen, zaman tanım aralığı hesap bölümüne geçilmiştir.(Tablo 4.26-4.27-4.28)

**Tablo 4. 29:** Statik Eşdeğer Hesap DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenen kazıklarda oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri

	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN/m)	T(kN/m)	M(kNm/m)
Kazık	16.64	16.54	271.0	115.4	132.0

**Tablo 4. 30:** Statik Eşdeğer Hesap DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenen ankraj halatlarında oluşan yer değiştirme ve normal kuvvetler

Ankraj Halatı	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN)
1.sıra ankraj halatı	23.39	16.96	338.53
2.sıra ankraj halatı	23.39	16.96	350.43

**Tablo 4. 31:** Statik Eşdeğer Hesap DD-2a deprem düzeyi ile çözümlenen ankraj köklerinde oluşan yer değiştirme ve kesit tesirleri

Ankraj Kökü	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)	N (kN/m)
1.sıra ankraj kökü	11.91	11.75	169.30
2.sıra ankraj kökü	7.36	7.35	175.20

#### 4.4.4. Tasarım Aşaması-4

PLAXIS programı ile yapılan dinamik analizlerde sönüm katsayıları da hesaba katılmaktadır. Rayleigh  $\alpha$  ve Rayleigh  $\beta$  katsayıları olarak adlandırılan bu katsayılar, hesaplamalar sırasında programa girildiğinde, ana kaya kütlesi içerisindeki yer

hareketinin ürettiği enerjinin, zemin katmanlarından geçerken ne kadar sönümlenmiş olduğunu belirlemektedir.

Rayleigh  $\alpha$  ve Rayleigh  $\beta$ , zemin titreşim frekansı ile sönüm oranı arasındaki ilişki kullanılarak hesaplanmaktadır. Rayleigh sönüm yaklaşımına göre;

$$\alpha = 2\xi \frac{\omega_1 * \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4. 27)$$

$$\beta = \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (4. 28)$$

$$T = \frac{4H}{V_s} \quad (4. 29)$$

Her bir zemin tabakasına karşılık gelen kayma dalgası hızı ve ortalama kayma yüksekliği hesaplanarak  $T=4H/V_s$  eşitliği ile çözülmüştür. Böylece zeminin ilk doğal salınım periyodu ve açısal frekansı hesaplanmıştır. Zeminin davranışının genellikle 10 Hz'e kadar etkili olduğu varsayılarak ikinci salınım frekansı 10 Hz olarak alınmıştır.[71] Böylelikle zeminin ilk doğal salınımının frekansı ile 10 Hz frekans değeri arasındaki davranış dikkate alınarak sönüm katsayıları hesaplanmıştır. Ardından sönüm oranı olarak araştırmacılar arasında genel kabul gören %5 değeri kullanılarak[72] Plaxis programında kazı destek yapı sistemine 5 saniyelik serbest salınım uygulanmış, bu salınım sonucu iksa sisteminin yapı elemanları olan kazık, ankraj halatı ve ankraj köklerinde belirlenen noktalardaki zemin hakim periyotları ve kütle matrisleri ile birlikte sönüm oranları hesaplanarak dinamik analizlere geçilmiştir.(Tablo 4.32-4.33-4.34)

**Tablo 4. 32:** Rayleigh sönüm oranlarının hesaplanmasında kullanılan parametreler

Zemin Tabakası	Kayma Dalgası Hızı $V_s$ (m/s)	Ortalama Kalınlık $H_{ort}$ (m)	Periyod T (s)	1.frekans $f_1$ (Hz)	1.açısal frekans $\omega_1$ (rad/s)	2.frekans $f_2$ (Hz)	2.açısal frekans $\omega_2$ (rad/s)
Katı Kil	154	6	0.1558	6.4167	40.29	10	62.80
Sert Kil	358	32	0.3575	2.7970	17.57	10	62.80
Kil Taşı	634	17	0.1073	9.3235	58.58	10	62.80

**Tablo 4. 33:** Zemin tabakalarına ait sönüm oranları

Zemin tabakası (m)	$\alpha$	$\beta$
Katı Kil (0-6,00)	0.4908	0.0001940
Sert Kil (6-38,00)	0.2745	0.0002488
Kil Taşı (-38,00-55,00)	3.0308	0.0008239

**Tablo 4. 34:** Kazık ve ankraj köklerine ait sönüm oranları

Yapı Elemanı	T(s)	F(Hz)	$\alpha$	$\beta$
Betonarme kazık	0.13	7.69	2.867	0.0006615
1.ankraj kökü	0.07	14.28	5.673	0.02254
2.ankraj kökü	0.23	4.35	17.96	-0.0006577

Kalıcı betonarme fore kazık sisteminin DD-2a deprem seviyesindeki ön tasarım depreminde çökmeyeceğinin kanıtlanmasının ardından gerçek deprem kayıtlarının analize dâhil edilmesi için belirli ölçeklendirme yöntemleri ile ölçeklendirilmesi gerekmektedir.

Bu sistemin yatay ivme spektrumu, Kazı Destek Yapıları Yönetmeliğine göre Türkiye Deprem Tehlike Haritasının interaktif web uygulaması ile sismik veriler ve DD-2 deprem seviyesi girilen zemin sınıf verileri dikkate alınarak elde edilmiştir. Kazı bölümünü de içeren sonlu elemanlar 2 boyutlu sayısal analizler için, deprem kayıtlarının ölçeklendirilmesinde TBDY (2018) - Bölüm 2.5.2.1 (a)'da vurgulanan noktaların dikkate alınması gerekmektedir.[37] Bu deprem kayıtlarının seçimi PEER(Pasific earthquake engineering research) yer hareketi veri tabanında tanımlanmıştır.

- DD-2 yer hareketi deprem düzeyi ve ZC zemin sınıfı olarak seçilmiştir.
- $R_{JB}$  uzaklığı ve fayın yırtılma yüzeyine en yakın uzaklığını gösteren  $R_{Rup}$  parametresi 2-40 km aralığı olarak seçilmiştir.
- Fayların birçoğu doğrultu atımlı ve normal fay profilinde olduğundan sadece bu özellikteki fayların sebep olduğu depremlerin kayıtları dikkate alınmıştır.
- Bölgede meydana gelen depremlerin karakteristik moment magnitudü ( $M_w$ ) 6.8-7.8 olarak gösterilmektedir. Bu nedenle, magnitud aralığı,  $6.8 < M_w < 7.8$  olarak seçilmiştir.
- ZC yerel zemin sınıfı için TBDY'de verilen  $360 \text{ m/s} < V_s < 760 \text{ m/s}$  aralığı olarak dikkate alınmıştır.
- Ölçeklendirme katsayısı 0.5-5.0 aralığında seçilmiştir.
- TBDY (2018)'de belirtilen  $T_A=0.2T_p$  ve  $T_B=1.5T_p$  periyot aralığında ZC zemin sınıfına ait  $T_A= 0.066$  ve  $T_B=0.332$  değerleri sırasıyla yazılmıştır.

Yukarıda sıralanan tüm kriterler Şekil 4.23'te tanımlanarak gösterilmiştir.

Load Sample Input Values
Clear Input Values

**Search**

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

**Record Characteristics:**

RSN(s) :  RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

**Search Parameters:**

Fault Type :

Magnitude :

*min,max*

R\_JB(km) :

*min,max*

R\_rup(km) :

*min,max*

Vs30(m/s) :

*min,max*

D5-95(sec) :

*min,max*

Pulse :

**Additional Characteristics:**

Max No. Records :

( <=100)

Initial ScaleFactor :

*min,max*

**Suite**

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

**Scaling**

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

**Weight Function**

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with  $W = f_{kn}(\log(T))$

Period Points :  (T1,T2, ... Tn)

Weights :  (W1,W2, ... Wn)

**Şekil 4. 23:** PEER veri tabanının sahaya uygun deprem kayıtlarını belirlemek için filtrelenmesi

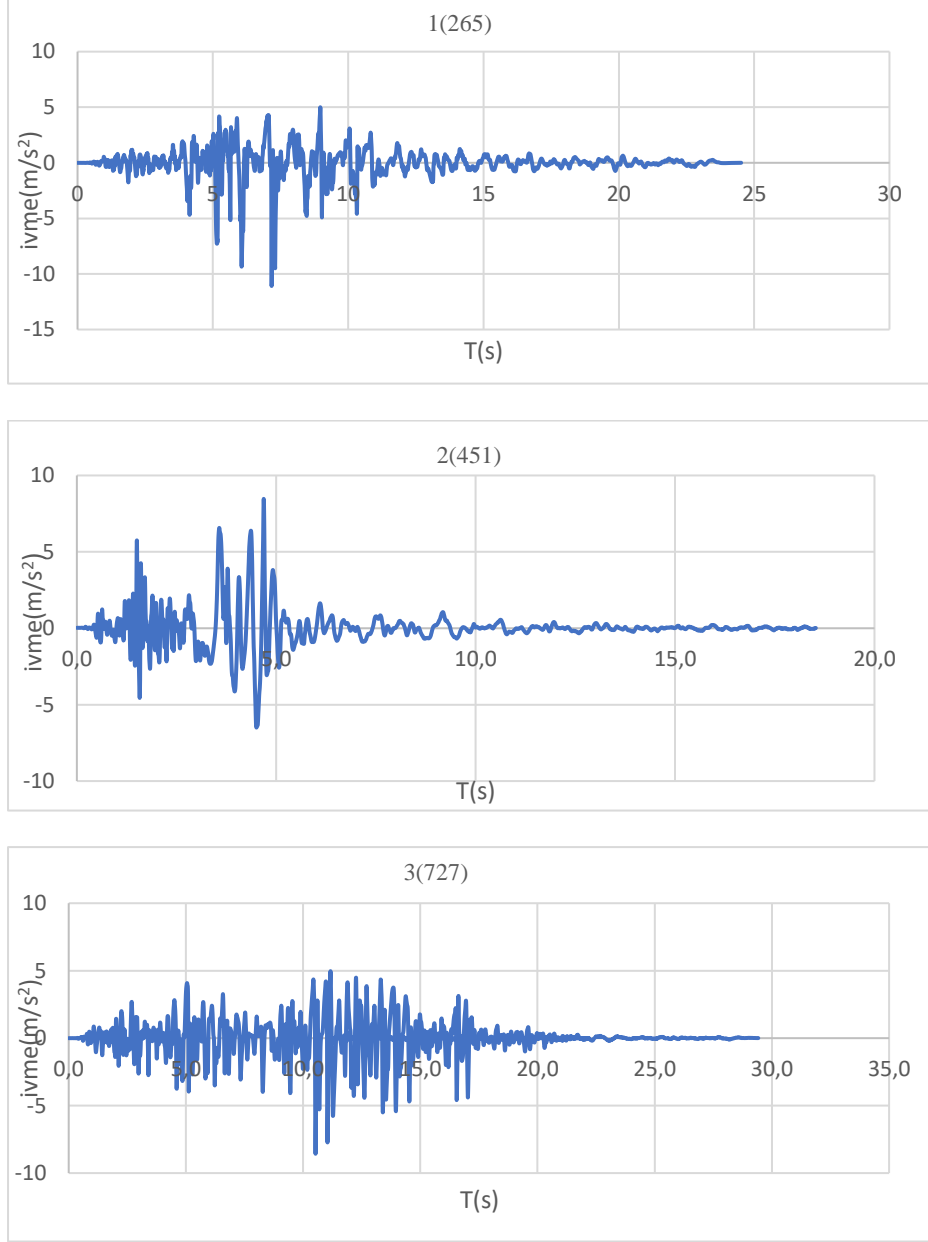
Aşağıdaki tüm kayıtların seçim kriterleri TBDY (2018)'e göre, PEER (Pasific earthquake engineering research) yer hareketi veri tabanının ilgili web sitesinden elde edilmiş[73], ZC zemin sınıfına göre ölçeklendirilmiş ve bu 11 alanın depremsel ve coğrafi özellikleri Tablo 4.35' te özetlenmiştir.

**Tablo 4. 35:** Seçilmiş olan deprem kayıtlarının özellikleri

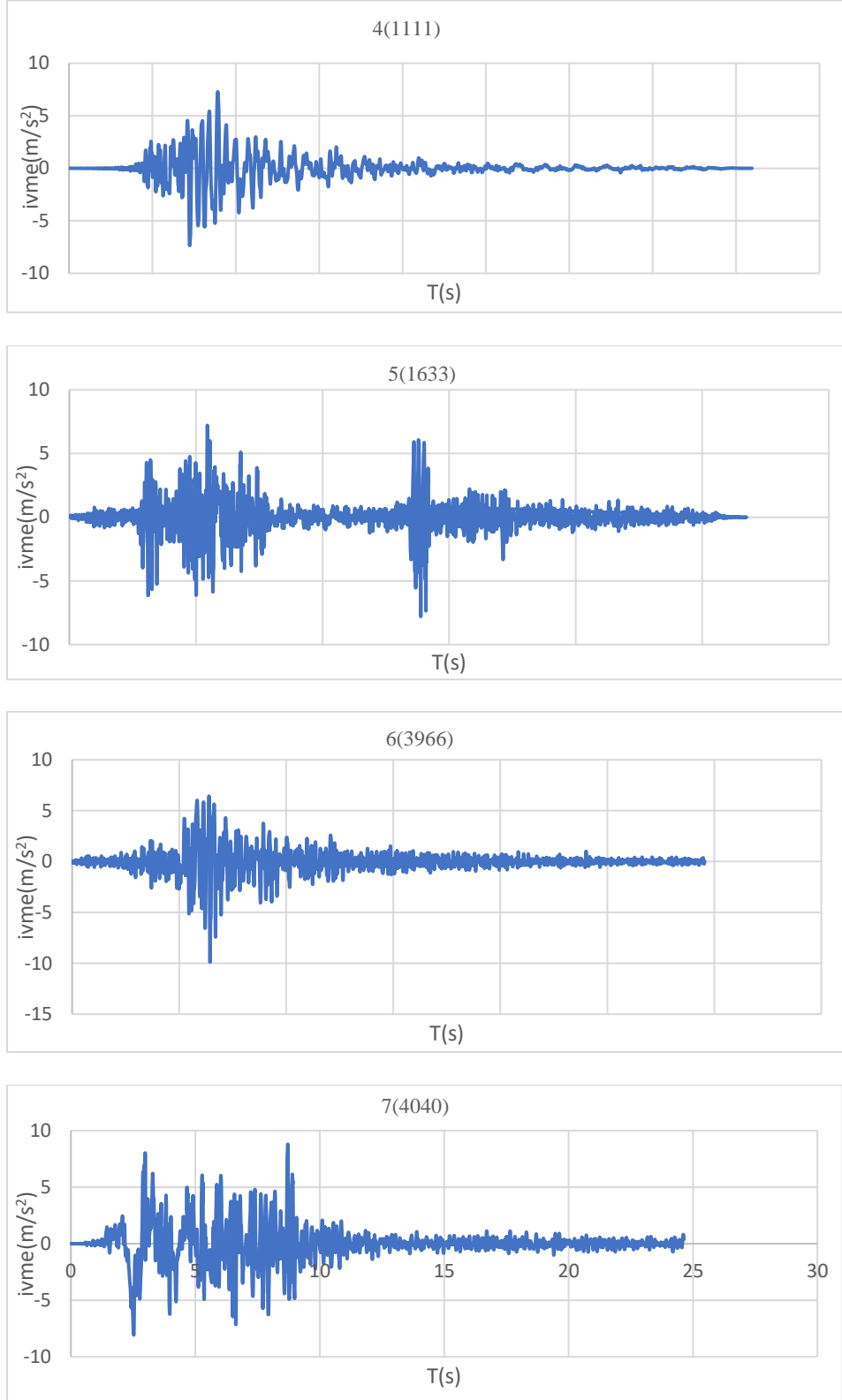
Deprem No	RSN	Deprem Adı	Yıl	Büyükölük(Mw)	Fay Tipi	Rjb(km)	Rrup(km)	V <sub>s,30</sub> (m/s)	Ölçek katsayısı
1	265	Victoria_Mexico	1980	6.33	SS	13.8	14.37	471.53	1.6542
2	451	Morgan Hill	1984	6.19	SS	0.18	0.53	561.43	1.1505
3	727	Superstition Hills-02	1987	6.54	SS	5.61	5.61	362.38	1.4196
4	1111	Kobe_Japan	1995	6.9	SS	7.08	7.08	609	1.4685
5	1633	Manjil_Iran	1990	7.37	SS	12.55	12.55	723.95	1.3587
6	3966	Tottori_Japan	2000	6.61	SS	8.82	8.83	420.2	1.5128
7	4040	Bam_Iran	2003	6.6	SS	0.05	1.7	487.4	1.0524
8	4070	Parkfield-02_CA	2004	6.0	SS	3.83	4.57	378.99	1.7267
9	4101	Parkfield-02_CA	2004	6.0	SS	4.95	5.55	397.36	1.6958
10	4103	Parkfield-02_CA	2004	6.0	SS	3.3	4.23	410.4	1.8202
11	6915	Darfield_New Zealand	2010	7.0	SS	24.36	24.47	422	1.42

103

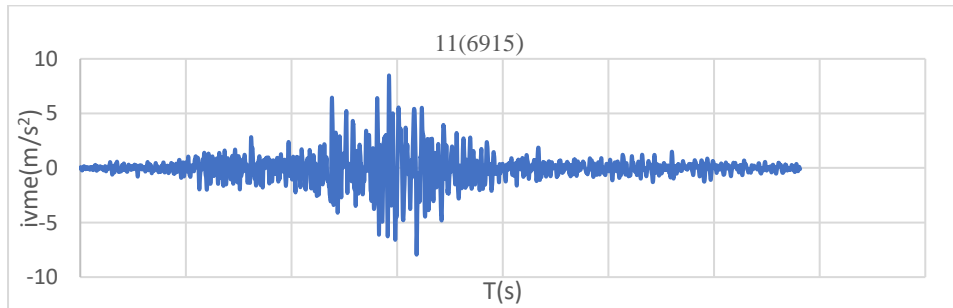
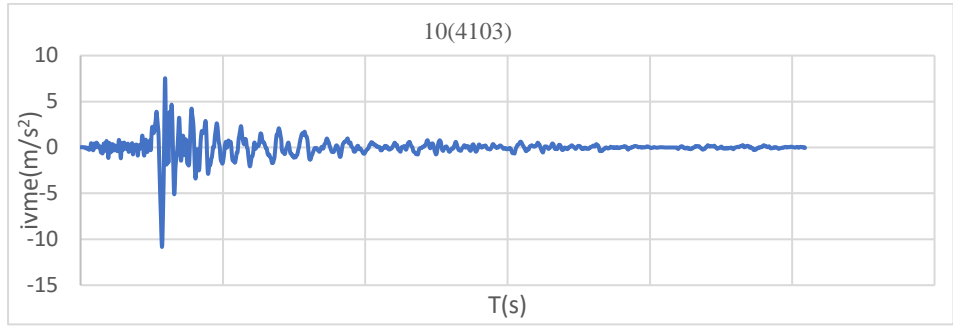
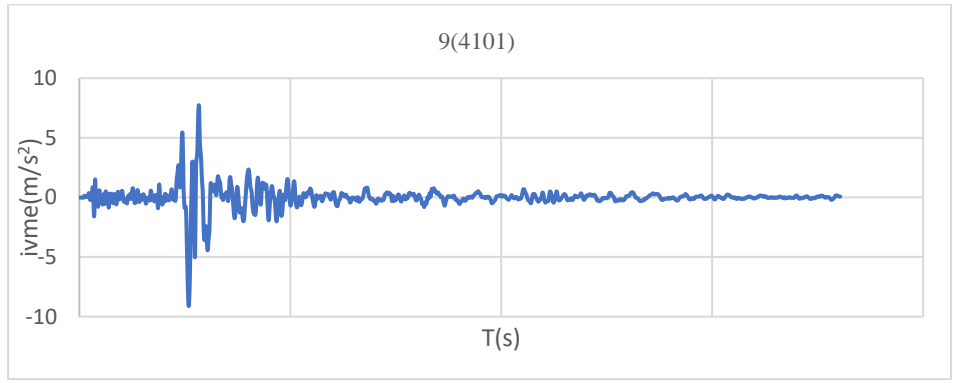
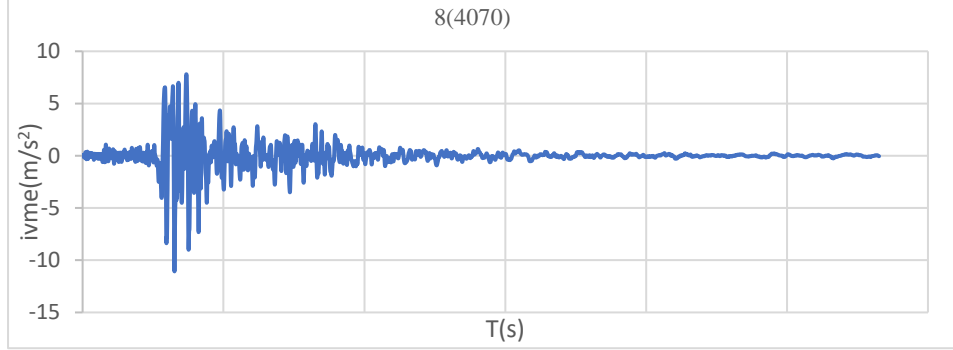
Şekil 4. 24' te seçilmiş olan 11 deprem kaydın ölçeklendirilmiş ivme zaman grafikleri gösterilmiştir.



Şekil 4. 24 (devam): Sayısal analizler için seçilmiş olan ölçeklendirilmiş 11 adet deprem kaydına ait ivme-zaman grafikleri

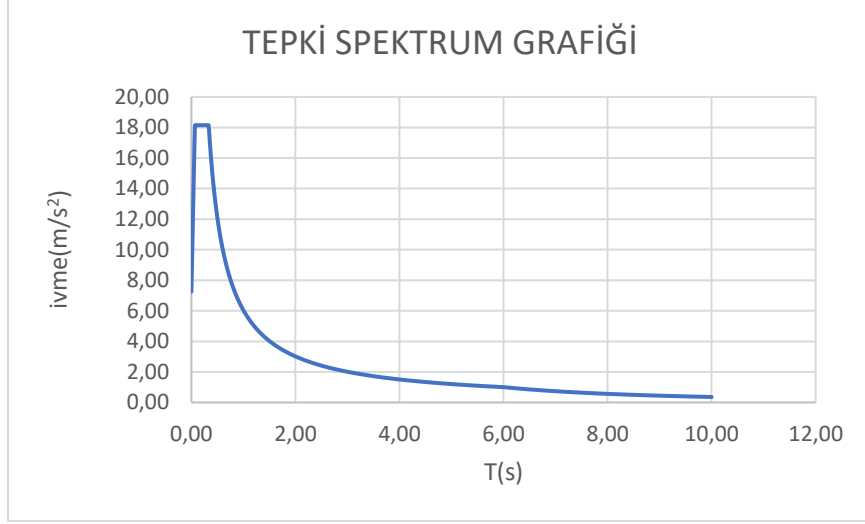


**Şekil 4. 25 (devam):**Sayısal analizler için seçilmiş olan ölçeklendirilmiş 11 adet deprem kaydına ait ivme-zaman grafikleri

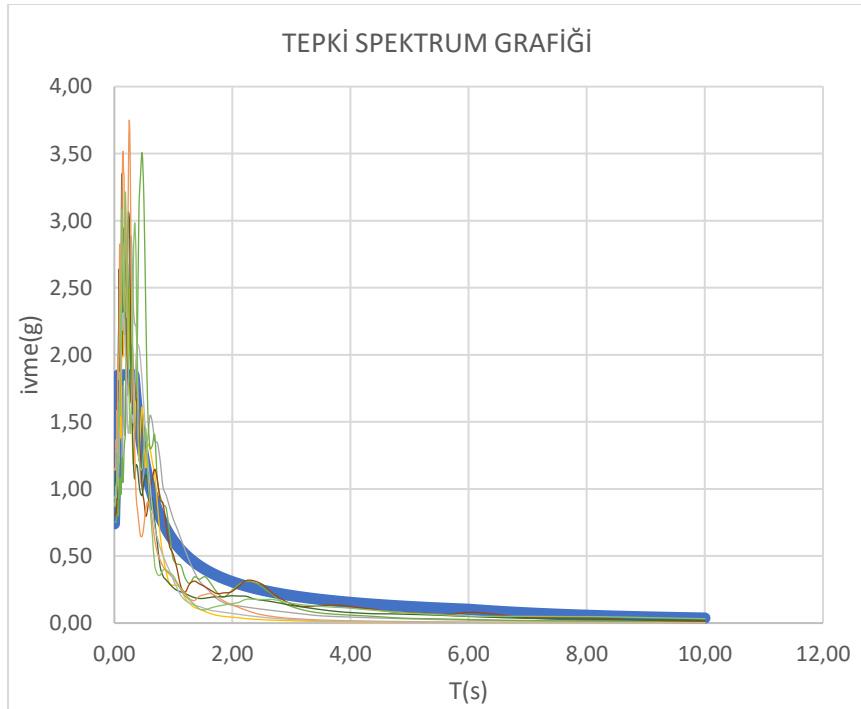


**Şekil 4. 24:**Sayısal analizler için seçilmiş olan ölçeklendirilmiş 11 adet deprem kaydına ait ivme-zaman grafikleri

Seçilen bu 11 deprem kaydının ölçeklendirilmiş spektrumları ve TBDY-2018'e göre belirlenmiş olan tasarım spektrumu aşağıda gösterilmiştir.



**Şekil 4. 26:** TBDY-2018'e göre ZC zemin sınıfı ve DD-2 Deprem seviyesinin tasarım spektrumu



**Şekil 4. 27:** Zaman-tanımlı aralığında dinamik hesap için kullanılacak 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kaydına ait yatay spektral ivmeler

Zaman tanım aralığında gerçekleştirilen bu 11 adet kaydın gerilme-deformasyon analizinin sonuçları ile ilgili veriler aşağıda gösterilmektedir.

Tablo 4.36, zaman tanım aralığındaki tüm deprem kayıtlarının analiz edilmesi sonucunda betonarme fore kazıkların yatay yer değiştirmelerin hesaplanmasına ilişkin sonuçları göstermektedir.

**Tablo 4. 36:**Zaman-tanım aralığında analizler sonucu kazıkta hesaplanan yatay yer değiştirmeler

Deprem No	Betonarme Kazık Yatay Yer değiştirme $U_x$ (mm)	Betonarme Kazık Toplam Yer değiştirme $ U $ (mm)
1 (265)	196.6	201.7
2 (451)	115.5	117.1
3 (727)	94.7	96.9
4 (1111)	555.2	567.1
5 (1633)	103.6	104.3
6 (3966)	316.0	321.8
7 (4040)	339.2	343.3
8 (4070)	88.3	088.7
9 (4101)	83.4	84.8
10 (4103)	192.9	195.9
11 (6915)	151.0	151.5
Ortalama	203.3	206.6

Tablo 4.36’da 11 adet kayıta ait yatay yer değiştirme değerleri verildiği gibi her deprem kaydına ait kesit tesirleri ve ortalamaları aşağıdaki Tablo (4.37-4.38-4.39) ’da gösterilmektedir.

**Tablo 4. 37:** Zaman-tanım aralığında analizler sonucu kazıklarda hesaplanan kesit tesirleri

Deprem No	Analizlerde hesaplanmış olan değerler		
	N (kN/m)	T(kN/m)	M(kNm/m)
1 (265)	484.5	245.2	548.9
2 (451)	452.1	171.3	440.0
3 (727)	409.9	203.1	468.1
4 (1111)	608.2	311.5	861.4
5 (1633)	413.2	177.4	417.4
6 (3966)	347.8	162.2	425.8
7 (4040)	459.8	262.4	665.7
8 (4070)	381.4	188.6	489.7
9 (4101)	414.6	190.9	494.1
10 (4103)	445.2	188.6	498.1
11 (6915)	420.8	210.9	528.7
Ortalama	439.8	210.2	530.7

**Tablo 4. 38:** Zaman tanım aralığında analizler sonucu ankraj halatlarında ve ankraj köklerinde oluşan normal kuvvetler

Deprem No	Analizlerde hesaplanmış olan ankraj halatlarında ve ankraj köklerindeki Normal Kuvvet			
	1.sıra ankraj halatı N(kN)	1.sıra ankraj kökü N(kN)	2.sıra ankraj halatı N(kN)	2.sıra ankraj kökü N(kN)
1 (265)	487.19	485.20	560.41	562.00
2 (451)	419.39	414.10	478.57	480.30
3 (727)	404.37	399.80	478.27	479.80
4 (1111)	518.91	518.00	688.79	690.40
5 (1633)	402.67	399.00	446.27	447.50
6 (3966)	361.37	353.50	370.19	372.10
7 (4040)	522.69	522.50	595.10	599.10
8 (4070)	377.79	373.00	408.80	411.10
9 (4101)	397.70	395.30	440.76	442.30
10 (4103)	445.34	441.80	459.23	461.30
11 (6915)	417.09	413.30	473.10	474.80
Ortalama	432.23	428.68	490.86	492.79

**Tablo 4. 39:** Zaman tanım aralığında analizler sonucunda ankraj halatlarında ve ankraj köklerinde oluşan toplam ve yatay yer değiştirmeler

Deprem No	Analizlerde hesaplanmış olan ankraj halatlarında ve ankraj köklerindeki toplam ( $ U $ ) ve yatay ( $U_x$ ) yer değiştirmeler							
	1.sıra ankraj (mm)		1.sıra ankraj kökü (mm)		2.sıra ankraj (mm)		2.sıra ankraj kökü (mm)	
	$ U $	$U_x$	$ U $	$U_x$	$ U $	$U_x$	$ U $	$U_x$
1 (265)	208.0	201.9	185.7	181.5	208.0	201.9	162.6	160.3
2 (451)	121.4	115.5	111.4	109.5	121.4	115.5	99.3	98.4
3 (727)	110.9	110.9	88.1	86.1	110.9	110.9	77.7	76.7
4 (1111)	567.3	555.2	526.4	517.8	567.3	555.2	475.5	466.9
5 (1633)	107.7	107.7	99.8	98.8	107.7	107.7	89.5	89.2
6 (3966)	391.3	305.8	321.9	317.1	391.3	305.8	324.8	319.6
7 (4040)	343.3	339.3	322.4	319.0	343.3	339.3	296.7	294.3
8 (4070)	90.3	88.5	87.0	86.2	90.3	88.5	82.9	82.5
9 (4101)	84.9	83.4	80.5	78.3	84.9	83.4	69.5	68.7
10 (4103)	195.7	192.8	184.6	181.9	195.7	192.8	170.2	168.8
11 (6915)	153.9	151.0	141.8	141.1	153.9	151.0	128.4	128.2
Ortalama	215.9	204.7	195.4	192.5	215.9	204.7	179.7	177.6

Yukarıda seçilen ve ölçeklenen 11 adet deprem kayıtlarıyla kazı destek sistemini tasarlarken, her deprem kaydında mevcut zeminde(ZD) belirlenen bir noktada oluşan serbest salınımdan alınan deprem ivmelerinden(Psa) elde edilen Elastik Tasarım İvme Spektrumu Grafikleri aşağıdaki gibidir.(Şekil 4.27) Spektrum oluşturulurken TBDY(2018)'deki Tablo 2.1 ve Tablo 2.2'de yerel zemin sınıflarına göre yerel zemin etki katsayıları seçilerek TBDY (2018) Denklem 2.2'ye göre doğrusal enterpolasyon yapılarak bulunmuştur. Buna göre;

Yatay elastik tasarım ivme spektrumunun ordinatları olan yatay elastik tasarım spektral ivmeleri  $S_{ae}(T)$ , doğal titreşim periyoduna bağlı olarak yerçekimi ivmesi [g] cinsinden aşağıda tanımlanmıştır.[74]

$$S_{ae}(T) = \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_A}\right) S_{DS} \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (4.30)$$

$$S_{ae}(T) = S_{DS} \quad T_A \leq T \leq T_B \quad (4.31)$$

$$S_{ae}(T) = \left(\frac{S_{D1}}{T}\right) S_{DS} \quad T_B \leq T \leq T_L \quad (4.32)$$

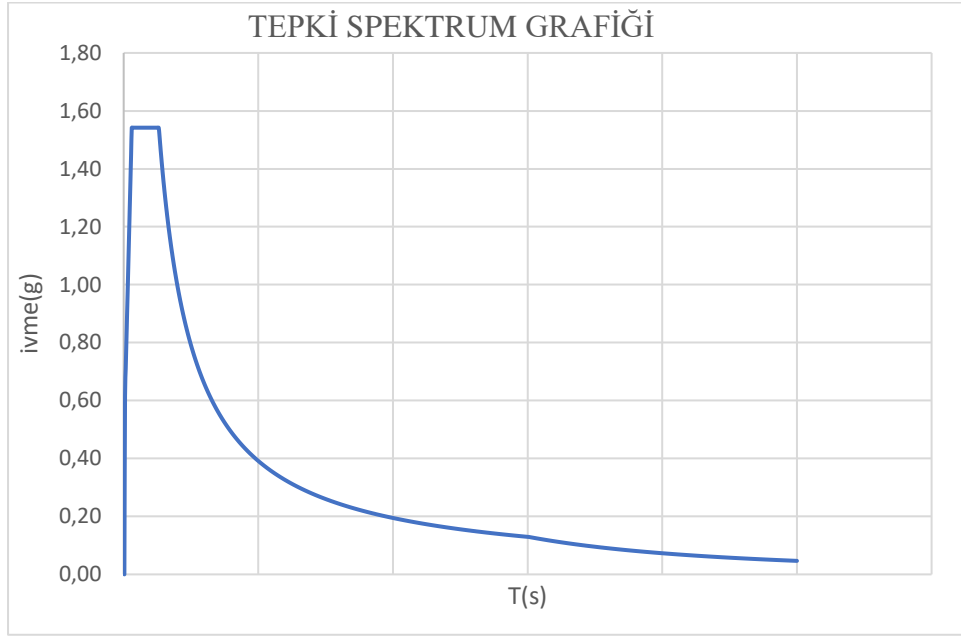
$$S_{ae}(T) = \frac{S_{D1}T_L}{T^2} \quad T_L \leq T \quad (4.33)$$

Yukarıdaki denklemler ve TBDY(2018)'de Tablo 2.1 ve Tablo 2.2'de ZD zemin sınıfına göre  $F_S=1$ ,  $F_1$  ise 1.9 alınmıştır. Deprem haritasında bahse konu olan konumun ZD zemin sınıfı ve DD-2 deprem düzeyine göre  $S_S=1.542$  ve  $S_1$  ise 0.410,  $S_{DS}=1.542$  ve  $S_{D1}=0.775$  olarak elde edilmiştir. Ayrıca TBDY(2018)'de;

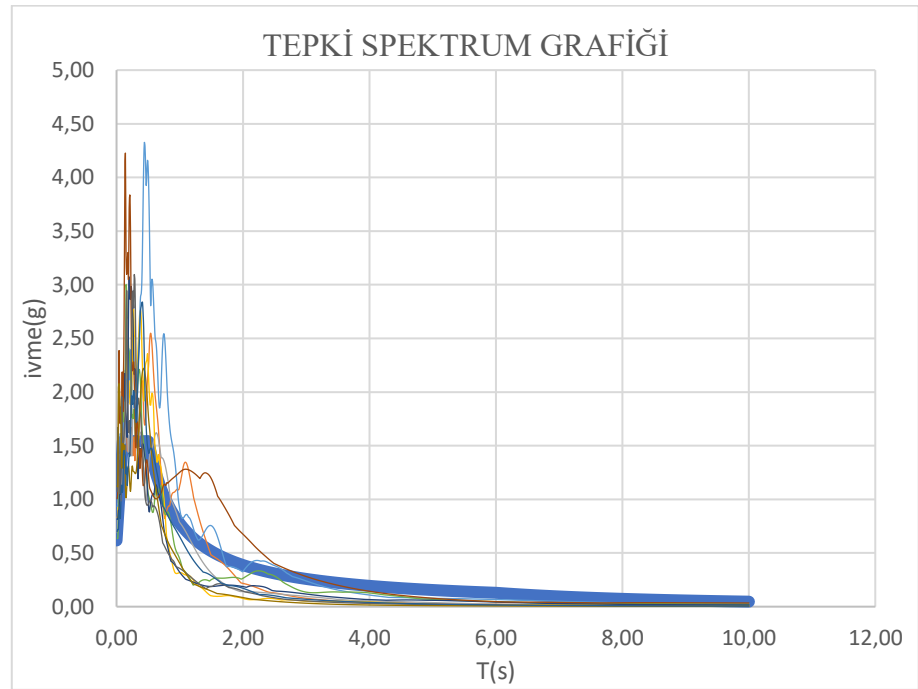
$$T_A = 0.2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}}, \quad T_B = \frac{S_{D1}}{S_{DS}}, \quad T_L=6 \text{ s} \text{ alınacağı belirtilmiştir.}$$

Buna göre;

$T_A=0.100$  ve  $T_B=0.503$  olarak hesaplanmıştır. Bu veriler ışığında aşağıda ZD zemin sınıfına ait yatay elastik ivme spektrum grafiği elde edilmiştir.



**Şekil 4. 28:** ZD zemin sınıfına göre elde edilen Elastik Tasarım İvme Spektrumu



**Şekil 4. 29:** 11 adet ölçeklendirilmiş deprem kayıtları ile ZD zeminde oluşan yatay spektral ivmeler

#### 4.5. SEÇİLEN KAZI DESTEK YAPI MODELLERİN ANALİZLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Bu adımda öncelikle kazının tüm aşamalarında kazı yüksekliğinde kullanılan öngermeli ankrajlı kalıcı destek yapısı sisteminin Gerilme Deformasyon Analizlerinde statik durum ve statik eşdeğer hesap (DD2)  $r=1.5$  ve  $r=2.0$  ile statik eşdeğer hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığında çözümlenmeler için hesaplanan Güvenlik sayıları, yer değiştirmeler ve kesit tesirleri karşılaştırılmıştır.

**Tablo 4. 40:** Statik durum (depremsiz) ile Farklı deprem düzeyleri ve  $r$  katsayıları ile çözümlenen sistemin Güvenlik Sayısı değerleri

	Statik Durum	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=1.0$	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=1.5$	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=2.0$	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a)
$G_s$	2.338	< 1.0	1.016	1.193	1.254

Tablo 4.40'da görüldüğü gibi statik durumda Güvenlik sayısı  $G_s$  2.338 iken,  $r$  katsayılarının DD-2 deprem düzeyinde 1.0 alınmasıyla sistemde göçme meydana gelmiş,  $r=1.5$  alındığında Güvenlik sayısı  $G_s=1.016$  ve  $r=2.0$  alınmasıyla Güvenlik sayısı  $G_s$  1.193, DD-2a deprem düzeyinde ise 1.254 bulunmuştur.

**Tablo 4. 41:** Statik Durum, Eşdeğer Statik Hesap (DD-2) ile r=1.5 ve r=2.0, Eşdeğer Statik Hesap(DD-2a) ve Zaman tanım aralığındaki çözümlerde kazıklarda oluşan yer değiştirmeler

Betonarme Kazık	$ U $ (mm)	$U_x$ (mm)
Statik Durum	3.413	0.553
Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) (r=1.5)	135.7	134.3
Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) (r=2.0)	22.89	22.78
Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a)	16.64	16.54
Zaman tanım aralığında	206.6	203.3

Tablo 4.41’de görüldüğü gibi, sistemin betonarme kazıklarında toplam ve yatay yer değiştirmeleri Statik durum ile Statik eşdeğer hesap (DD-2) r=2.0, Statik eşdeğer hesap(DD-2a)’nın sonuçları birbirine yakınken ve Statik eşdeğer hesap (DD-2) r=1.5 ve zaman tanım aralığındaki sonuçlar arasında fark %50 civarındadır.

**Tablo 4. 42:** Statik Durum(Depremsiz), Statik Eşdeğer Hesap (DD-2)  $r=1.5$  ve  $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerdeki kazıklarda oluşan kesit tesirleri

Betonarme Kazık	N (kN/m)	T(kN/m)	M(kNm/m)
Statik durum(depremsiz)	130.8	106.3	116.6
Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ( $r=1.5$ )	407.4	220.0	604.9
Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) ( $r=2.0$ )	317.4	132.5	168.4
Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a)	271.0	115.4	132.0
Zaman tanım aralığında	439.8	210.2	530.7

Tablo 4.42’de görüldüğü gibi, sistemdeki betonarme kazıkların kesit tesirlerinde Statik durum, Statik eşdeğer (DD-2)( $r=2.0$ ) ile statik eşdeğer (DD-2a) kesit tesirleri değerleri birbirine yakınken, Statik eşdeğer (DD-2) ( $r=1.5$ ) ile çözümlerinin ve zaman tanım aralığındaki çözümlerinin sonucunun birbirine daha yakın ve %7 gibi bir fark olduğu görülmektedir.

**Tablo 4. 43:** Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) (r=1.5) ve (r=2.0), Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj halatlarında oluşan toplam yer değiştirmeler

$ U $ (mm)	Statik Durum	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) (r=1.5)	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) (r=2.0)	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a)	Zaman tanım aralığında
1.ankraj halatı	4.501	141.9	33.06	23.39	215.9
2.ankraj halatı	4.501	141.9	33.06	23.39	215.9

Tablo 4.43'te görülen ise ankraj halatlarının zaman tanım aralığındaki çözümlemede toplam son durum yer değiştirme değerlerinin, diğer hesap yöntemlerine göre yüksek olmasıdır. Ayrıca Statik eşdeğer hesap (DD-2) r=1.5 ve zaman tanım aralığındaki sonuçlar arasındaki fark %50 civarındadır

**Tablo 4. 44:** Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2)  $r=1.5$  ve  $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj halatlarında oluşan yatay yer değiştirmeler

$U_x$ (mm)	Statik Durum	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=1.5$	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2) $r=2.0$	Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a)	Zaman tanım aralığında
1.ankraj halatı	0.911	137.6	24.21	16.96	204.7
2.ankraj halatı	0.911	137.6	24.21	16.96	204.7

Tablo 4.44'te görülen ankraj halatlarının statik durumda yer değiştirme değerinin statik eşdeğer hesap (DD-2) ( $r=2.0$ ) ve statik eşdeğer hesap(DD-2a) deprem düzeyiyle çözümlenmesinde değerinin artması ve statik eşdeğer hesap (DD-2) ( $r=1.5$ ) çözümlenmenin sonuçları ile zaman tanım aralığındaki çözümlenmenin sonuçlarının birbirine daha yakın (% 48) olmasıdır.

**Tablo 4. 45:** Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) r=1.5 ve r=2.0, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj halatlarında oluşan Normal Kuvvetler

N(kN)	Statik Durum	Statik eşdeğer hesap (DD-2) (r=1.5)	Statik eşdeğer hesap (DD-2) (r=2.0)	Statik eşdeğer hesap (DD-2a)	Zaman tanım aralığında
1.ankraj halatı	307.86	504.25	353.60	338.53	432.23
2.ankraj halatı	307.21	595.96	373.92	350.43	490.86

Tablo 4.45'te görüleceği üzere ankraj halatlarının Normal Kuvveti, Statik eşdeğer hesap (DD-2)(r=1.5) çözümlerinin sonucunun zaman tanım aralığındaki çözümlerinin sonucundan %20 daha yüksek olmasıdır.

**Tablo 4. 46:** Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) r=1.5 ile r=2.0, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj köklerinde oluşan toplam yer değiştirmeler

$ U $ (mm)	Statik Durum	Statik eşdeğer hesap (DD-2) (r=1.5)	Statik eşdeğer hesap (DD-2) (r=2.0)	Statik eşdeğer hesap (DD-2a)	Zaman tanım aralığında
1.ankraj kökü	9.162	119.4	16.57	11.91	195.4
2.ankraj kökü	3.767	86.28	10.00	7.357	179.7

Tablo 4.46’da görüldüğü gibi ankraj köklerinin hesaplamalarında toplam yer değiştirmelerin değerleri statik durum, statik eşdeğer (DD-2)  $r=2.0$  çözümlemesi ile statik eşdeğer (DD-2a) Deprem düzeyli çözümlemesi karşılaştırıldığında değerler yaklaşık olarak birbirine yakınken, statik eşdeğer (DD-2)  $r=1.5$  çözümlemesi ile bu artış yükselerek zaman tanım aralığındaki hesaplamada oldukça yükselmektedir.

**Tablo 4. 47:** Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2)  $r=1.5$  ile  $r=2.0$ , Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj köklerinde oluşan yatay yer değiştirmeler

$U_x$ (mm)	Statik Durum	Statik eşdeğer hesap (DD-2) ( $r=1.5$ )	Statik eşdeğer hesap (DD-2) ( $r=2.0$ )	Statik eşdeğer hesap (DD-2a)	Zaman tanım aralığında
1.ankraj kökü	8.737	118.4	16.28	11.75	192.5
2.ankraj kökü	3.474	85.74	9.995	7.353	177.6

Tablo 4.47’de görüldüğü gibi ankraj köklerinin hesaplamalarında yatay yer değiştirmelerin değerleri statik durum, eşdeğer statik (DD-2)( $r=1.5$ ) ve ( $r=2.0$ ) çözümlemesi ile eşdeğer statik (DD-2a) deprem düzeyli çözümlemesi karşılaştırıldığında, zaman tanım aralığındaki hesaplamada değerler oldukça yüksektir.

**Tablo 4. 48:** Statik Durum, Statik Eşdeğer Hesap(DD-2) r=1.5 ve r=2.0, Statik Eşdeğer Hesap (DD-2a) ve zaman tanım aralığındaki çözümlerde ankraj köklerinde oluşan Normal Kuvvetler

N	Statik Durum (kN/m)	Statik eşdeğer hesap (DD-2) (r=1.5) (kN)	Statik eşdeğer hesap (DD-2) (r=2.0) (kN/m)	Statik eşdeğer hesap (DD-2a) (kN/m)	Zaman tanım aralığında (kN)
1.ankraj kökü	154.00	504.3	176.9	169.30	428.68
2.ankraj kökü	153.60	596.0	187.0	175.20	492.79

Tablo 4.48’de görüleceği üzere ankraj köklerinin Statik durum, eşdeğer statik (DD-2) r=2.0 eşdeğer statik (DD-2a) deprem düzeyindeki çözümlemelerde Normal Kuvvetler değerleri birbirine yakinken, eşdeğer statik (DD-2) r=1.5 deprem düzeyindeki çözümlemenin sonuçları, zaman tanım aralığındaki hesaplamanın sonuçlarından % 20 daha yüksektir.

## SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada Yalova'daki bir inceleme alanı seçilerek geoteknik modelleme ve yapı destek sistemleri tasarımının kesitinde bir takım parametrik analiz yapılmıştır.

Modelleme için, saha ve laboratuvar testlerinin yanı sıra mevcut çalışmalara ve literatürdeki yerel korelasyonlara dayanılarak zemin parametreleri tanımlanmıştır.

Bu çalışmada modelleme yapılırken, inceleme alanındaki mevcut zemin tabakaları olan katı kil, sert kil ve deprem datalarının uygulanacağı en alt tabaka olarak kil taşından meydana gelen yer altı suyunun olmadığı bir zemin profili oluşturulmuştur. Zemin parametrelerinin belirlenmesinin ardından düşey kazı destek yapısı olarak Ø80 cm çapında akstan aksa 100 cm arayla düşey fore kazık tercih edilmiştir. 9m konsol, 5 m soket boyu toplam 14 m'lik bir fore kazık, 10 m serbest boy ve 8 m kök olmak üzere 1.ankraj uzunluğu 18 m, 8 m serbest boy ve 8 m kök olmak üzere 2. Ankraj uzunluğu ise 16 m toplam iki ankrajdan meydana gelen kalıcı bir kazı destek sistemi tasarlanmıştır.

Depremsiz durumda ULS (göçme sınır durumları) hesabı için kısmi katsayılar kullanılarak statik durumda (depremsiz) çözümlenmeler yapılmıştır. Toptan göçme durumunda Güvenlik sayısı  $G_s = 2.338$  olarak elde edilmiştir.

Kalıcı iksanın deprem hesabında KDYY Tablo 4.12'ye göre DD-2 ve bazı şartlarda DD-2a deprem düzeylerini hesaba katan bir takım analizler yapılmalıdır. Bu doğrultuda saha için ZD zemin sınıfına göre DD-2 deprem düzeyinde Yöntem-1: Statik eşdeğer hesap yöntemi ile çözüm yapılmıştır.

Sistemde  $r$  katsayılarının Statik eşdeğer hesap yöntemi ve DD-2 deprem düzeyinde 1.0 alınmasıyla sistemde Güvenlik sayısı  $G_s$  1.0'den küçük çıkmış ve göçme meydana gelmiş,  $r=1.5$  alınmasıyla Güvenlik sayısı  $G_s=1.016$  ve  $r= 2.0$  alınmasıyla Güvenlik sayısı  $G_s=1.193$ , DD-2a deprem düzeyinde ise  $G_s=1.254$  olarak bulunmuştur.

Ardından Yöntem-2: Şekil değiştirmeye bağlı hesap yönteminde 1.aşama DD-2a deprem düzeyinde statik eşdeğer hesap ve 2.aşama DD-2 deprem düzeyi dikkate alınarak zaman tanım aralığında hesabı ile çözümlenmeler yapılması gerektiğinden, DD-2a deprem düzeyinde statik eşdeğer hesabı yapıldıktan sonra zaman tanım

aralığındaki hesap aşamasına geçilmiştir. Bu hesap aşamasında deprem etkisi için tüm deprem kayıtlarının seçim kriterleri TBDY(2018)'e göre 11 adet gerçek deprem kaydı, PEER yer hareketi veri tabanının ilgili web sitesinden elde edilmiş, ZC zemin sınıfına göre ölçeklendirilmiş ve zaman tanım aralığında analizler yapılmıştır.

Yapılan analizlerden şu sonuçlar elde edilmiştir.

- Sistemde depremsiz durumdaki statik durum hesabı için analizler gerçekleştirilmiş bu çözümler sonucunda, sistemdeki betonarme kazıklarda toplam deplasman  $|U| = 3.413$  mm, yatay deplasman  $U_x = 0.553$  mm, Normal kuvvet  $N = 130.80$  kN/m, Kesme kuvveti  $Q = 106.30$  kN/m, Eğilme Momenti  $M = 116.60$  kN/m olarak sonuçlanmıştır. I. Sıra ankraj halatında toplam deplasman  $|U| = 4.501$  mm, yatay deplasman  $U_x = 0.911$  mm, Normal Kuvvet  $N = 307.86$  kN'dir. I.sıra ankraj köklerinde toplam deplasman  $|U| = 9.162$  mm, yatay deplasman  $U_x = 8.737$  mm, Normal Kuvvet  $N = 154$  kN/m'dir. II. sıra ankraj halatında toplam deplasman  $|U| = 4.501$  mm, yatay deplasman  $U_x = 0.911$  mm, Normal Kuvvet  $N = 307.21$  kN'dir. II. sıra ankraj kökü toplam deplasman  $|U| = 3.767$  mm, yatay deplasman  $U_x = 3.474$  mm, Normal Kuvvet  $N = 153.6$  kN/m'dir
- ZD zemin sınıfına göre DD-2 ve  $r = 1.5$  statik edeğer hesap yöntemi ile betonarme kazıklarda toplam deplasman  $|U| = 135.7$  mm, yatay deplasman  $U_x = 134.3$  mm, Normal kuvvet  $N = 407.4$  kN/m, Kesme kuvveti  $Q = 220.0$  kN/m, Eğilme Momenti  $M = 604.9$  kN/m olarak sonuçlanmıştır. I. Sıra ankraj halatında toplam deplasman  $|U| = 141.9$  mm, yatay deplasman  $U_x = 137.6$  mm, Normal Kuvvet  $N = 504.25$  kN'dir. I.sıra ankraj köklerinde toplam deplasman  $|U| = 119.4$  mm, yatay deplasman  $U_x = 118.4$  mm, Normal Kuvvet  $N = 504.3$  kN'dir. II. sıra ankraj halatında toplam deplasman  $|U| = 141.9$  mm, yatay deplasman  $U_x = 137.6$  mm, Normal Kuvvet  $N = 595.96$  kN'dir. II. sıra ankraj kökü toplam deplasman  $|U| = 86.28$  mm, yatay deplasman  $U_x = 85.74$  mm, Normal Kuvvet  $N = 596.0$  kN'dir

- ZD zemin sınıfına göre DD-2 ve  $r=2.0$  statik eğer hesap yöntemi ile betonarme kazıklarda toplam deplasman  $|U|=22.89$  mm, yatay deplasman  $U_x=22.78$  mm, Normal kuvvet  $N=317.40$  kN/m, Kesme kuvveti  $Q=132.50$  kN/m, Eğilme Momenti  $M=168.40$  kN/m olarak sonuçlanmıştır. I. Sıra ankraj halatında toplam deplasman  $|U|=33.06$  mm, yatay deplasman  $U_x=24.21$  mm, Normal Kuvvet  $N=353.60$  kN'dir. I.sıra ankraj köklerinde toplam deplasman  $|U|=16.57$  mm, yatay deplasman  $U_x=16.28$  mm, Normal Kuvvet  $N=176.90$  kN/m'dir. II. sıra ankraj halatında toplam deplasman  $|U|=33.06$  mm, yatay deplasman  $U_x=24.21$  mm, Normal Kuvvet  $N=373.92$  kN'dir. II. sıra ankraj kökü toplam deplasman  $|U|=10.00$  mm, yatay deplasman  $U_x=9.995$  mm, Normal Kuvvet  $N=187.00$  kN/m'dir.
- ZD zemin sınıfına göre DD-2a deprem düzeyinde statik eşdeğer hesap yöntemi ile betonarme kazıklarda toplam deplasman  $|U|=16.64$  mm, yatay deplasman  $U_x=16.54$  mm, Normal Kuvvet  $N=271.0$  kN/m, Kesme Kuvveti  $Q=115.4$  kN/m, Eğilme Momenti  $M=132.0$  kNm/m'dir. I. sıra ankraj halatlarında toplam deplasman  $|U|=23.39$  mm, yatay deplasman  $U_x=16.96$  mm, Normal kuvvet  $N=338.53$  kN/m'dir. I.sıra ankraj köklerinde toplam deplasman  $|U|=11.91$  mm, yatay deplasman  $U_x=11.75$  m, Normal Kuvvet  $N=169.3$  kN/m'dir. II. sıra ankraj halatlarında toplam deplasman  $|U|=23.39$  mm, yatay deplasman  $U_x=16.96$  mm, Normal Kuvvet  $N=350.43$  kN/m'dir. II. sıra ankraj kökü toplam deplasman  $|U|=7.357$  mm, yatay deplasman  $U_x=7.353$  mm, Normal Kuvvet  $N=175.2$  kN/m'dir.
- En alt tabakanın ZC zemin sınıfı olarak tanımlandığı DD2 deprem düzeyinde zaman tanım aralığında hesap yöntemi ile ölçeklenen 11 deprem kaydıyla alınan ortalama sonuçlar betonarme kazıklarda toplam deplasman  $|U|=206.6$  mm, yatay deplasman  $U_x=203.3$  m, Normal Kuvvet  $N=439.80$  kN/m, Kesme Kuvveti  $Q=210.20$  kN/m, Eğilme Momenti  $M=530.70$  kNm/m'dir. I. sıra ankrajlarda toplam deplasman  $|U|=215.9$  mm, yatay deplasman  $U_x=204.7$  mm, Normal

kuvvet  $N=432.23$  kN/m'dir. I.sıra ankraj köklerinde toplam deplasman  $|U|=195.4$  mm, yatay deplasman  $U_x=192.5$  mm, Normal Kuvvet  $N=428.68$  kN'dir. II. sıra ankraj halatlarında  $|U|=215.9$  mm, yatay deplasman  $U_x=204.7$  mm, Normal Kuvvet  $N=490.86$  kN/m'dir. II. sıra ankraj kökü toplam deplasman  $|U|=179.7$  mm, yatay deplasman  $U_x=177.6$  mm, Normal Kuvvet  $N=492.79$  kN'dir.

KDYY (2022)'deki Tablo 2.6'da belirtilen kalıcı destek sistemlerinde Yöntem-1 statik eşdeğer hesap çözümlemesinin yanı sıra Yöntem-2'de 1. Aşama olarak ön tasarım depremi olan DD-2a deprem düzeyinde statik eşdeğer hesap, 2. Aşama olarak da DD-2 deprem düzeyinde zaman tanım aralığında hesaplarının yapılması gerekmektedir. Yöntem-2 deki bu iki aşamanın çözümlemelerinden sonra sonuçların karşılaştırılması ve hangi çözümlemenin değerleri yüksek ise o hesap yönteminin dikkate alınması gerektiği belirtilmiştir.

TBDY (2018)'deki Tablo 16.7'de belirtilen dayanma yapıları için verilen  $r$  katsayılarında ankrajlı duvarlar için alınması gereken  $r$  katsayısı  $r=1.0$ 'dir.

Bu tablodaki  $r$  katsayı değerlerine karşılık gelen tanımlanmış duvar tiplerinde;

En fazla  $120 S_{DS}$  (mm) yerdeğiştirmeye izin verilen ağırlık tipi duvarlar için  $r=2.0$  değeri verilmiştir.  $S_{DS}:1.542$  olarak bulunduğundan, Tablo 4.22'ye göre yerdeğiştirmeye en fazla  $120*1.542=185.04$  mm olarak izin verilmesi gerekmektedir.

En fazla  $80 S_{DS}$  (mm) yerdeğiştirmeye izin verilen ağırlık tipi duvarlar için  $r=1.5$  değeri verilmiştir.  $S_{DS}:1.542$  olarak bulunduğundan, Tablo 4.22'ye göre yerdeğiştirmeye en fazla  $80*1.542=123.36$  mm olarak izin verilmesi gerekmektedir.

Ankrajlı duvarlar ve yerdeğiştirmesine izin verilmeyen ağırlık tipi duvarlar için ise  $r=1$  değeri verilmiştir. Bu çalışmada tasarlanmış olan ankrajlı kazı destek yapı sisteminin çevresinde herhangi bir yapılaşma olmadığı için  $r=1.5$  alınarak hesaplanmıştır.

Ancak sistem statik eşdeğer hesaplamada DD-2 deprem düzeyinde  $r=1.0$  katsayısı ile çözümlendiğinde sistemde göçme meydana gelirken,  $r=1.5$  ve  $r=2.0$  değerleri ile sistem çözümlenmiştir.  $r=2.0$  için yerdeğiştirme sonuçları  $33.06$  mm ve

TBDY(2018) Tablo 4.22'ye  $r=2.0$  için izin verilen yerdeğiştirme ise 185.04 mm'dir.  $r=1.5$  için yerdeğiştirme sonuçları  $|U|=135.7$  mm ile Tablo 4.22'ye göre  $r=1.5$  için izin verilen yerdeğiştirme değeri 123.36 mm olarak hesaplanmıştır. Görüldüğü üzere  $r=1.5$  için bu değerler birbirine çok yakındır.

Tüm bu hesaplamalardan elde edilen verilere bakıldığında, DD-2 deprem düzeyindeki zaman tanım aralığında hesap yöntemi ve DD-2 deprem düzeyinde,  $r=1.5$  alınarak statik eşdeğer hesap yöntemi ile çözümlenen sistemin analiz sonuçlarının diğer çözümlere göre birbirine daha yakın (kazıkların kesit tesirlerinde %7 gibi bir fark) olduğu görülmüştür.

Dolayısıyla tasarım ivmelerinin yüksek olduğu bölgelerde, DD-2 deprem düzeyindeki zaman tanım aralığındaki hesap sonuçlarının daha yakın olmasından dolayı, DD-2 deprem düzeyinde statik eşdeğer hesap yöntemi ile  $r$  azaltma katsayısının 1.5 alınarak çözümlenmesinin daha uygun olduğu görülmüştür.

## KAYNAKÇA

- [1] **S. HATİNOĞLU**, “Derin Kazıların Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi Ve Analizi”, Trabzon, Oca. 2021.
- [2] **A. Çınar**, “Trakya Formasyonunda Yapılan Öngermeli Ankrajlı Derin Kazıların Sonlu Elemanlar ile Modellenmesi Yüksek Lisans Tezi”, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2010.
- [3] **C. Y. Ou**, Deep Excavation, Theory and Practice. London, UK, 2006.
- [4] **M. ÇOPAN**, “Derin Kazılı İksa Sisteminin Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Analizi: İstanbul- Basf Teknopark Örneği Yüksek Lisans Tezi”, Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 2020.
- [5] **V. Aslan**, “Derin Kazıların Sayısal Analizi İçin Parametrik Bir Çalışma Yüksek Lisans Tezi”, Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Balıkesir, 2017.
- [6] **Url-1**, <https://insapedia.com/derin-kazi-yontemleri/> Insapedia, “Derin Kazı Yöntemleri”, Insapedia. Erişim: 03 Haziran 2023. [Çevrimiçi]. Erişim adresi: <https://insapedia.com/derin-kazi-yontemleri/>
- [7] **Url-2**, Temeltek Mühendislik, “Mini Kazıklar”, Temeltek Mühendislik. Erişim: 03 Haziran 2023. [Çevrimiçi]. Erişim adresi: <https://www.temeltek.com.tr/hizmetler/derin-temel-uygulamaları/mini-kazik/>
- [8] **Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları**, T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı, Ankara. 2022.
- [9] **O. Başeski**, “Derin Kazılarda İksa Sistemi Üzerine Bir İnceleme Yüksek Lisans Tezi”, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2008.
- [10] **R. W. Day**, Geotechnical Earthquake Engineering Handbook. McGraw-Hill, 2002.
- [11] **F. Büyükgökçe**, “Derin Kazılarda Yanal Yüke Maruz İksa Sistemlerinin Parametrik Analizi Yüksek Lisans Tezi”, 2018.
- [12] **M. Bahar**, “Diyafraam Duvarlı İksa Perdelerinde Ölçülen ve Tahmin Edilen Deplasmanların Karşılaştırılması Yüksek Lisans Tezi”, 2009.
- [13] **Url-3**, Insapedia, “Diyafraam Duvarlar”, Insapedia. Erişim: 21 Ekim 2023. [Çevrimiçi]. Erişim adresi: <https://insapedia.com/diyafraam-duvar-nedir-nerelerde-kullanilir/>
- [14] **BS-8081**, British Standart Code of Practice for Ground Anchorages, London. 1989.
- [15] **M. Ük**, “Derin Kazılar ve Derin Kazılara Bir Örnek: Flame Towers Projesi İksa Sistemi Yüksek Lisans Tezi”, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2009.

- [16] **TSE, TS EN 1537, 2001.** Türkiye: Özel Geoteknik Uygulamalar- Zemin Ankrajları, Kasım 2001, 2001.
- [17] **M. Dayıoğlu,** “Derin Kazıların İncelenmesi ve Derin Kazı Uygulaması Üzerine Bir Örnek: Harbiye Kongre Merkezi Derin Temel Kazısı, Yüksek Lisans Tezi”, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2010.
- [18] **Zetaş Zemin Teknolojisi A. Ş.,** “<https://www.zetas.com.tr/offer-portfolio/celik-destek-sistemleri/>”, Zetaş Zemin Teknolojisi A. Ş.
- [19] **Gürsoy Y.,** “<https://santiyede.com/boru-destekler-derin-temel-kazilarda-iksa-perdesinin-desteklenmesi/>”.
- [20] **Borusan Mannesmann,** “Spirally Welded Steel Line Pipe Catalogue”, İzmit, 2007.
- [21] **O. Dadaşbilge,** “Ankrajlı İksa Sistemleri Uygulama ve Kontrol Esasları: Vaka Analizleri”, içinde Tmmob İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Şantiye Mühendislerine Yönelik Seminer, İstanbul: Tmmob İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Şantiye Mühendislerine Yönelik Seminer, May. 2017.
- [22] **J. Jaky,** “The coefficient of earth pressure at rest”, Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers, ss. 355-358, 1944.
- [23] **A. Birand,** Duvarlar. Ankara: Teknik Yayınevi Mühendislik ve Mimarlık Yayınları, 2006.
- [24] **D. P. Coduto,** “Foundation Desing: Principles and Practices”, Prentice-Hall, Inc.Upper Saddle River., 2001.
- [25] **İ. Günsever,** “Derin Kazılarda Çok Sıra Ankrajlı İksa Sistemlerinin Tasarımı ve Bir Bilgisayar Programıyla Desteklenmesi”, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 1999.
- [26] **FHWA,** Federal Highway Administration- Ground Anchors and Anchored Systems. 1999.
- [27] **Chinese Institute of Civil and Hydrraulic Engineering,** “CICHE”, içinde Criteria and Descriptions for Design and Construction of Anchors, Taipei, 1998.
- [28] **A. A. Bahadır,** “Derin Kazı Destek Sistemlerinde Malzeme Modeli Etkisi”, Bilecik, 2018.
- [29] **K., Terzaghi ve Peck Ralph B.,** Soil Mechanics in Engineering Practice, Third. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1967.
- [30] **G. Altun,** İ. Mühendisliği ve A. Dalı, “Ankrajlı ve Ankrajsız Derin Kazı İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi”, 2013.
- [31] **A. R., vd. Gaba,** “Geotechnical Desing to Eurocode Desing”, CRIA C580, ISBN 1-85233-038-4., 2003.

- [32] **T. Yetimoğlu**, “Modifiye Duncan Hiperbolik Zemin Modeli Kullanılarak Sıkı Kumların Gerilme-Deformasyon-Hacim Değişimi Davranışının Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Analizi”, TMMOB İnç. Müh. Odası, Teknik Dergi, Ankara, ss. 1397-1408, 1997.
- [33] **Thomas. Benz**, Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences. 2007.
- [34] **A., Yıldız, M. Karstunen, M. Rezanıa ve Z. Y. Yin.**, “Killerin Zamana Bağlı Davranışı ve Yeni Gelişmeler”, içinde 6. Geoteknik Sempozyumu Çukurova Üniversitesi, Adana, 2015, ss. 202-213.
- [35] **Url-4, G.** Mühendisliğinde ve S. Deneyleri, “Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri”. [evrimii]. Erişim adresi: [www.yukselproje.com.tr](http://www.yukselproje.com.tr)
- [36] **Fhwa**, “Subsurface Investigations-Geotechnical Site Characterization Reference Manual National Highway Institute Archived Document”, 2002.
- [37] **TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası**, “2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği İle Uyumlu Spt-N Düzeltmesine İlişkin Hesap Cetveli Kullanım Kılavuzu”, 2021.
- [38] **Ö. Satici**, “Presiyometre deneyi”, doi: 10.13140/RG.2.1.4498.5683.
- [39] **F. H. Kulhawy ve P. W. Mayne**, “Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design”, Electric Power Research Institute EL-6800, c. 2, Ağu. 1990.
- [40] **Terzaghi K.**, Ralph B., Peck Gholamreza, M. (1).
- [41] **K., P. B. R. G. M. Terzaghi**, Soil Mechanics in Engineering Practice, 3. bs. John Wiley& Sons, inc., 1996.
- [42] **G. F. Sowers**, “Introductory Soil Mechanics and Foundations”, içinde Geotechnical Engineering, 4. bs, Macmillan, New York, 1979.
- [43] **M. A. Stroud**, “The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks”, içinde Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Haz. 1974, ss. 367-375.
- [44] **B. M. Das**, Advanced Soil Mechanics, 5. bs. 1985.
- [45] **R. E. Gibson**, “Experimental Determination of True Cohesion and True Angle of Internal Friction in Clays”, içinde Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, Zurich, 1953, ss. 126-130.
- [46] **M. Puller**, Deep Excavations: A Practical Manual, 2. bs. London: Thomas Telford Publishing, 2003.
- [47] **J. M. Duncan ve A. L. Buchignani**, An Engineering Manual for Settlement Studies. University of California Berkeley, 1976.
- [48] **Oğuz alışan**, “Clay”, içinde Prof. İsmet ORDEMİR’i Anma Toplantısı ve 5. ODTÜ Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu, Ankara: ODTÜ, Eki. 2009, ss. 1-13.

- [49] **T. Lunne, Robertson K.P., ve Powell M.J.J.**, “Cone Penetration Testing in geotechnical Practice”, Blackie Academic and Professional, 1997.
- [50] **A. W. Skempton ve R. D. Northey**, “The Sensitivity of Clays”, *Geotechnique*, ss. 30-53, 1952.
- [51] **J. E. Bowles**, “Foundation Analysis and Design”, Mc Grow Hill, 1996.
- [52] **Vermeer P.A., Stolle, D.F.E. and Bonnier ve P.G.**, “From the Classical Theory of Secondary Compression to Modern Creep Analysis”, içinde Proc. 9th Int. Conf. Comp. Math. And Advanced Geomechanics, Wuhan, China, ss. 2469-2478.
- [53] **F. Rafea Obrzud Andrzej Truty**, “The Hardening Soil Model-A Practical Guidebook”, 2018. [Çevrimiçi]. Erişim adresi: <http://www.zsoil.com>,
- [54] **N. Janbu**, “Soil models in offshore engineering”, 1985.
- [55] **H. G. Kempfert ve B. Gebreselassie**, “Excavations and Foundations in Soft Soils”, *Excavations and Foundations in Soft Soils*, c. 1, ss. 57-116, 2006.
- [56] **B. O. Hardin ve V. P. Drnevich**, “Shear Modulus and Damping in Soils: Design Equations and Curves”, *Journal of Soil Mechanics & Foundations*, c. 98, sy 7, 1972.
- [57] **T. Zimmermann, A. Truty ve K. Podles**, “Numerics In Geotechnics And Structures”, Elmepress international, Lausanne, 2010.
- [58] **S. Yamashita, T. Kawaguchi, Y. Nakata, F. Teruyuki ve S. Shibuya**, “Interpretation Of International Parallel Test On The Measurement Of G Max Using Bender Elements”, 2009.
- [59] **C. Cox ve P. Mayne**, “Soil stiffness constitutive model parameters for geotechnical problems: A dilatometer testing approach”.
- [60] **B. O. Hardin ve V. P. Drnevich**, “Shear modulus and damping in soils: design equations and curves”, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (ASCE)*, c. 98, sy No.SM7, ss. 667-691, 1972.
- [61] **P. J. Vardenega ve M. Bolton**, “Practical methods to estimate the non-linear shear stiffness of fine grained soils”, içinde International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, seoul, 2011, ss. 372-379.
- [62] **J. A. Santos, A. Gomes Correia, A. Modaressi, F. Lopez- Caballero ve R. Gomes**, “Validation of an elasto-plastic model to predict secant shear modulus of natural soils by experimental results”, *Deformation Characteristics of Geomaterials*, c. Vol.1, ss. 1057-1061, 2003.
- [63] **M. Vucetic**, “Cyclic threshold shear strains in soils”, *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, c. 120, sy 12, ss. 2208-2228, 1994.
- [64] **M. Vucetic ve R. Dobry**, “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, c. 117, sy 1, ss. 89-101, 1991.

- [65] **Delft University of Technology ve Plaxis**, “PLAXIS 2D Material Models Manual 2018”, 2018.
- [66] **F. Rafea Obrzud Andrzej Truty**, “The Hardening Soil Model-A Practical Guidebook”, 2018. [Çevrimiçi]. Erişim adresi: <http://www.zsoil.com>,
- [67] **A. A. Bahadır ve M. İnanç Onur**, “Derin Kazı Destek Sistemi Tasarımında Zemin Modeli Seçimi: Bir Vaka Analizi”, içinde 7. Geoteknik Sempozyumu, İstanbul, 2017.
- [68] **H. Karatağ**, “Ankrajlı Bir İstinat Yapısının Hesaplanan Ve Gözlenen Davranışının Karşılaştırılması”, Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, 2012.
- [69] **P. Post-Tensioning Institute**, “Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors”, içinde Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors, Cornell Üniversitesi., 1996.
- [70] **E. Committee for Standardisation**, “EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules”, 2004.
- [71] **M. E. Rathje ve D. J. Bray**, “One and Two Dimensional Seismic Analysis of Solid Waste Landfills”, Canadian Geotechnical Journal, c. 38, ss. 850-862, 2001.
- [72] **C. ALİM**, “Arazi Zemin Dinamik Davranışının Bir Ve İki Boyutlu Analizlerle Karşılaştırılması”, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 2006.
- [73] **B. University of California**, “PEER Ground Motion Database (<https://ngawest2.berkeley.edu/>)”, University of California, Berkeley, PEER Ground Motion Database.
- [74] **Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı**, “Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği”, Ankara, 2018.

## EKLER

### EK-1

Sondaj No	Numune Cinsi	Derinlik (m)	N	Yoğunluk (kN/m <sup>3</sup> )	Efektif Gerilme(kPa)	C <sub>N</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>S</sub>	C <sub>B</sub>	C <sub>E</sub>	N60
SK1	SPT-1	1.73	6	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.38
SK1	SPT-2	3.23	10	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.63
SK1	SPT-3	4.73	18	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	11.48
SK1	SPT-4	6.23	26	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	18.53
SK1	SPT-5	7.73	24	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK1	SPT-6	9.23	34	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	24.23
SK1	SPT-7	10.73	51	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	38.25
SK1	SPT-8	12.23	56	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	42.00
SK1	SPT-9	13.73	62	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	46.50
SK1	SPT-10	15.23	R	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-11	16.73	55	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	41.25
SK1	SPT-12	18.23	61	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	45.75
SK1	SPT-13	19.73	R	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-21	31.73	R	19	602.87	0.40	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-22	33.23	R	19	631.37	0.39	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-23	34.73	R	19	659.87	0.38	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-24	36.23	R	19	688.37	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-25	37.73	R	19	716.87	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-26	39.23	R	19	745.37	0.36	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK1	SPT-27	40.73	R	19	773.87	0.35	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-1	1.73	6	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.38
SK2	SPT-2	3.23	11	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	6.19

SK2	SPT-3	4.73	21	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	13.39
SK2	SPT-4	6.23	31	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	22.09
SK2	SPT-5	7.73	25	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	17.81
SK2	SPT-6	9.23	32	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	22.80
SK2	SPT-7	10.73	38	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	28.50
SK2	SPT-8	12.23	43	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	32.25
SK2	SPT-9	13.73	55	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	41.25
SK2	SPT-10	15.23	63	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	47.25
SK2	SPT-11	16.73	60	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	45.00
SK2	SPT-12	18.23	59	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	44.25
SK2	SPT-13	19.73	R	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-21	31.73	R	19	602.87	0.40	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-22	33.23	R	19	631.37	0.39	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-23	34.73	R	19	659.87	0.38	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-24	36.23	R	19	688.37	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-25	37.73	R	19	716.87	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-26	39.23	R	19	745.37	0.36	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK2	SPT-27	40.73	R	19	773.87	0.35	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK3	SPT-2	3.23	14	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	7.88
SK3	SPT-3	4.73	25	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	15.94
SK3	SPT-4	6.23	26	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	18.53
SK3	SPT-5	7.73	24	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK3	SPT-6	9.23	26	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	18.53
SK3	SPT-7	10.73	35	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	26.25
SK3	SPT-8	12.23	31	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	23.25
SK3	SPT-9	13.73	43	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	32.25
SK3	SPT-10	15.23	R	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-11	16.73	45	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	33.75

SK3	SPT-12	18.23	R	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-13	19.73	R	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-21	31.73	R	19	602.87	0.40	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-22	33.23	R	19	631.37	0.39	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-23	34.73	R	19	659.87	0.38	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-24	36.23	R	19	688.37	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-25	37.73	R	19	716.87	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-26	39.23	R	19	745.37	0.36	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK3	SPT-27	40.73	R	19	773.87	0.35	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK4	SPT-2	3.23	19	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	10.69
SK4	SPT-3	4.73	34	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	21.68
SK4	SPT-4	6.23	14	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	9.98
SK4	SPT-5	7.73	29	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	20.66
SK4	SPT-6	9.23	22	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	15.68
SK4	SPT-7	10.73	31	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	23.25
SK4	SPT-8	12.23	27	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	20.25
SK4	SPT-9	13.73	R	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-10	15.23	R	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-11	16.73	61	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	45.75
SK4	SPT-12	18.23	43	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	32.25
SK4	SPT-13	19.73	56	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	42.00
SK4	SPT-14	21.23	62	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	46.50
SK4	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK4	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R

SK5	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK5	SPT-2	3.23	10	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.63
SK5	SPT-3	4.73	18	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	11.48
SK5	SPT-4	6.23	25	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	17.81
SK5	SPT-5	7.73	36	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	25.65
SK5	SPT-6	9.23	55	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	39.19
SK5	SPT-7	10.73	50	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	37.50
SK5	SPT-8	12.23	52	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	39.00
SK5	SPT-9	13.73	59	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	44.25
SK5	SPT-10	15.23	74	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	55.50
SK5	SPT-11	16.73	67	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	50.25
SK5	SPT-12	18.23	68	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	51.00
SK5	SPT-13	19.73	80	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	60.00
SK5	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-21	31.73	R	19	602.87	0.40	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-22	33.23	R	19	631.37	0.39	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-23	34.73	R	19	659.87	0.38	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-24	36.23	R	19	688.37	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-25	37.73	R	19	716.87	0.37	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-26	39.23	R	19	745.37	0.36	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK5	SPT-27	40.73	R	19	773.87	0.35	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK6	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK6	SPT-2	3.23	9	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.06
SK6	SPT-3	4.73	16	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	10.20
SK6	SPT-4	6.23	24	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK6	SPT-5	7.73	24	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK6	SPT-6	9.23	27	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	19.24
SK6	SPT-7	10.73	34	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	25.50
SK6	SPT-8	12.23	32	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	24.00
SK6	SPT-9	13.73	48	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	36.00

SK6	SPT-10	15.23	55	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	41.25
SK6	SPT-11	16.73	48	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	36.00
SK6	SPT-12	18.23	52	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	39.00
SK6	SPT-13	19.73	61	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	45.75
SK6	SPT-14	21.23	75	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	56.25
SK6	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK6	SPT-16	24.23	79	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	59.25
SK6	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK7	SPT-1	1.73	8	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	4.50
SK7	SPT-2	3.23	12	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	6.75
SK7	SPT-3	4.73	17	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	10.84
SK7	SPT-4	6.23	24	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK7	SPT-5	7.73	26	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	18.53
SK7	SPT-6	9.23	37	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	26.36
SK7	SPT-7	10.73	49	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	36.75
SK7	SPT-8	12.23	52	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	39.00
SK7	SPT-9	13.73	56	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	42.00
SK7	SPT-10	15.23	66	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	49.50
SK7	SPT-11	16.73	68	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	51.00
SK7	SPT-12	18.23	58	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	43.50
SK7	SPT-13	19.73	71	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	53.25
SK7	SPT-14	21.23	76	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	57.00
SK7	SPT-15	22.73	77	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	57.75
SK7	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK7	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK8	SPT-1	1.73	8	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	4.50
SK8	SPT-2	3.23	10	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.63
SK8	SPT-3	4.73	20	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	12.75
SK8	SPT-4	6.23	18	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	12.83
SK8	SPT-5	7.73	20	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	14.25
SK8	SPT-6	9.23	22	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	15.68
SK8	SPT-7	10.73	26	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	19.50
SK8	SPT-8	12.23	28	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	21.00
SK8	SPT-9	13.73	36	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	27.00
SK8	SPT-10	15.23	41	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	30.75
SK8	SPT-11	16.73	39	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	29.25

SK8	SPT-12	18.23	41	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	30.75
SK8	SPT-13	19.73	62	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	46.50
SK8	SPT-14	21.23	62	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	46.50
SK8	SPT-15	22.73	66	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	49.50
SK8	SPT-16	24.23	72	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	54.00
SK8	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK9	SPT-1	1.73	10	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	5.63
SK9	SPT-2	3.23	15	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	8.44
SK9	SPT-3	4.73	24	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	15.30
SK9	SPT-4	6.23	27	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	19.24
SK9	SPT-5	7.73	28	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	19.95
SK9	SPT-6	9.23	35	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	24.94
SK9	SPT-7	10.73	52	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	39.00
SK9	SPT-8	12.23	53	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	39.75
SK9	SPT-9	13.73	47	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	35.25
SK9	SPT-10	15.23	52	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	39.00
SK9	SPT-11	16.73	56	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	42.00
SK9	SPT-12	18.23	60	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	45.00
SK9	SPT-13	19.73	R	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK10	SPT-1	1.73	6	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.38
SK10	SPT-2	3.23	9	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.06
SK10	SPT-3	4.73	14	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	8.93
SK10	SPT-4	6.23	23	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	16.39
SK10	SPT-5	7.73	31	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	22.09
SK10	SPT-6	9.23	37	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	26.36
SK10	SPT-7	10.73	39	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	29.25
SK10	SPT-8	12.23	44	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	33.00
SK10	SPT-9	13.73	49	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	36.75
SK10	SPT-10	15.23	54	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	40.50
SK10	SPT-11	16.73	60	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	45.00
SK10	SPT-12	18.23	65	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	48.75
SK10	SPT-13	19.73	61	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	45.75
SK11	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK11	SPT-2	3.23	14	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	7.88
SK11	SPT-3	4.73	20	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	12.75
SK11	SPT-4	6.23	31	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	22.09

SK11	SPT-5	7.73	57	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	40.61
SK11	SPT-6	9.23	45	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	32.06
SK11	SPT-7	10.73	44	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	33.00
SK11	SPT-8	12.23	39	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	29.25
SK11	SPT-9	13.73	R	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-10	15.23	R	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-11	16.73	58	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	43.50
SK11	SPT-12	18.23	50	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	37.50
SK11	SPT-13	19.73	63	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	47.25
SK11	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK11	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK12	SPT-2	3.23	12	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	6.75
SK12	SPT-3	4.73	20	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	12.75
SK12	SPT-4	6.23	23	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	16.39
SK12	SPT-5	7.73	42	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	29.93
SK12	SPT-6	9.23	56	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	39.90
SK12	SPT-7	10.73	43	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	32.25
SK12	SPT-8	12.23	41	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	30.75
SK12	SPT-9	13.73	R	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-10	15.23	R	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-11	16.73	80	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	60.00
SK12	SPT-12	18.23	81	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	60.75
SK12	SPT-13	19.73	R	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK12	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R

SK13	SPT-1	1.73	9	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	5.06
SK13	SPT-2	3.23	10	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.63
SK13	SPT-3	4.73	16	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	10.20
SK13	SPT-4	6.23	18	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	12.83
SK13	SPT-5	7.73	21	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	14.96
SK13	SPT-6	9.23	24	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK13	SPT-7	10.73	30	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	22.50
SK13	SPT-8	12.23	32	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	24.00
SK13	SPT-9	13.73	40	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	30.00
SK13	SPT-10	15.23	48	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	36.00
SK13	SPT-11	16.73	52	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	39.00
SK13	SPT-12	18.23	51	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	38.25
SK13	SPT-13	19.73	58	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	43.50
SK13	SPT-14	21.23	65	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	48.75
SK13	SPT-15	22.73	65	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	48.75
SK13	SPT-16	24.23	69	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	51.75
SK13	SPT-17	25.73	80	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	60.00
SK14	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK14	SPT-2	3.23	9	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.06
SK14	SPT-3	4.73	11	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	7.01
SK14	SPT-4	6.23	11	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	7.84
SK14	SPT-5	7.73	19	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	13.54
SK14	SPT-6	9.23	23	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	16.39
SK14	SPT-7	10.73	38	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	28.50
SK14	SPT-8	12.23	41	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	30.75
SK14	SPT-9	13.73	38	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	28.50
SK14	SPT-10	15.23	40	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	30.00
SK14	SPT-11	16.73	53	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	39.75
SK14	SPT-12	18.23	63	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	47.25
SK14	SPT-13	19.73	R	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK14	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK14	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK14	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK14	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK15	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK15	SPT-2	3.23	9	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.06

SK15	SPT-3	4.73	13	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	8.29
SK15	SPT-4	6.23	19	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	13.54
SK15	SPT-5	7.73	30	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	21.38
SK15	SPT-6	9.23	41	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	29.21
SK15	SPT-7	10.73	40	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	30.00
SK15	SPT-8	12.23	R	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK15	SPT-9	13.73	43	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	32.25
SK15	SPT-10	15.23	41	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	30.75
SK16	SPT-1	1.73	7	19	32.87	1.70	0.75	1.00	1.00	0.75	3.94
SK16	SPT-2	3.23	9	19	61.37	1.25	0.75	1.00	1.00	0.75	5.06
SK16	SPT-3	4.73	16	19	89.87	1.03	0.85	1.00	1.00	0.75	10.20
SK16	SPT-4	6.23	24	19	118.37	0.90	0.95	1.00	1.00	0.75	17.10
SK16	SPT-5	7.73	28	19	146.87	0.81	0.95	1.00	1.00	0.75	19.95
SK16	SPT-6	9.23	40	19	175.37	0.74	0.95	1.00	1.00	0.75	28.50
SK16	SPT-7	10.73	44	19	203.87	0.68	1.00	1.00	1.00	0.75	33.00
SK16	SPT-8	12.23	50	19	232.37	0.64	1.00	1.00	1.00	0.75	37.50
SK16	SPT-9	13.73	48	19	260.87	0.61	1.00	1.00	1.00	0.75	36.00
SK16	SPT-10	15.23	R	19	289.37	0.57	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-11	16.73	61	19	317.87	0.55	1.00	1.00	1.00	0.75	45.75
SK16	SPT-12	18.23	63	19	346.37	0.53	1.00	1.00	1.00	0.75	47.25
SK16	SPT-13	19.73	59	19	374.87	0.51	1.00	1.00	1.00	0.75	44.25
SK16	SPT-14	21.23	R	19	403.37	0.49	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-15	22.73	R	19	431.87	0.47	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-16	24.23	R	19	460.37	0.46	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-17	25.73	R	19	488.87	0.44	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-18	27.23	R	19	517.37	0.43	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-19	28.73	R	19	545.87	0.42	1.00	1.00	1.00	0.75	R
SK16	SPT-20	30.23	R	19	574.37	0.41	1.00	1.00	1.00	0.75	R

## EK-2

Sondaj No	Derinlik (m)	N	Yoğunluk (kN/m <sup>3</sup> )	Efektif Gerilme(kPa)	C <sub>N</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>S</sub>	C <sub>B</sub>	C <sub>E</sub>	N <sub>60</sub>
SK-1	4.50	20.00	19	85.5	1.05	0.75	1.10	1.00	1	16.50
SK-1	6.00	23.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	18.98
SK-1	7.50	30.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-1	9.00	36.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	29.70
SK-1	10.50	41.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	33.83
SK-1	12.00	>50	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-1	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-2	3.00	23.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	18.98
SK-2	4.50	26.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	21.45
SK-2	6.00	32.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	32.00
SK-2	7.50	36.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	29.70
SK-2	9.00	42.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	34.65
SK-2	10.50	50.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-2	12.00	>50	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-2	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-3	3.00	20.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	16.50
SK-3	4.50	17.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	14.03
SK-3	6.00	22.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	18.15
SK-3	7.50	24.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	19.80
SK-3	9.00	34.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	28.05
SK-3	10.50	41.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	33.83
SK-3	12.00	50.00	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-3	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-4	3.00	15.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	12.38
SK-4	4.50	16.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	13.20
SK-4	6.00	22.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	18.15
SK-4	7.50	30.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-4	9.00	38.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	31.35
SK-4	10.50	43.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	35.48
SK-4	12.00	>50	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-4	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-5	3.00	15.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	12.38
SK-5	4.50	19.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	15.68
SK-5	6.00	23.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	18.98
SK-5	7.50	32.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	26.40
SK-5	9.00	37.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	30.53
SK-5	10.50	45.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	37.13
SK-5	12.00	>50	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-5	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-6	3.00	18.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	14.85
SK-6	4.50	23.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	18.98
SK-6	6.00	27.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	22.28
SK-6	7.50	22.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	18.15
SK-6	9.00	26.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	21.45
SK-6	10.50	39.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	32.18
SK-6	12.00	>50	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-6	15.00	R	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-7	3.00	25.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	20.63
SK-7	4.50	23.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	18.98
SK-7	6.00	30.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-7	7.50	36.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	29.70
SK-7	9.00	43.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	35.48
SK-7	10.50	>50	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-7	12.00	R	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-7	15.00	Zıpla ma	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-8	3.00	15.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	12.38
SK-8	4.50	19.00	19	85.5	1.05	0.75	1.10	1.00	1	15.68

SK-8	6.00	28.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	23.10
SK-8	7.50	34.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	28.05
SK-8	9.00	36.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	29.70
SK-8	10.50	42.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	34.65
SK-8	12.00	48.00	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	39.60
SK-8	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	3.00	25.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	20.63
SK-9	4.50	30.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-9	6.00	49.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	40.43
SK-9	7.50	>50	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	9.00	>50	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	10.50	>50	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	12.00	R	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	15.00	Ziplama	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-10	3.00	17.00	19	57	1.30	0.75	1.10	1.00	1	14.03
SK-10	4.50	19.00	19	85.5	1.06	0.75	1.10	1.00	1	15.68
SK-10	6.00	24.00	19	114	0.92	0.75	1.10	1.00	1	19.80
SK-10	7.50	32.00	19	142.5	0.82	0.75	1.10	1.00	1	26.40
SK-10	9.00	38.00	19	171	0.75	0.75	1.10	1.00	1	31.35
SK-10	10.50	44.00	19	199.5	0.69	0.75	1.10	1.00	1	36.30
SK-10	12.00	49.00	19	228	0.65	0.75	1.10	1.00	1	40.43
SK-10	15.00	>50	19	285	0.58	0.75	1.10	1.00	1	41.25

### EK-3

Sondaj No	Derinlik (m)	N	Yoğunluk (kN/m <sup>3</sup> )	Efektif Gerilme(kPa)	C <sub>N</sub>	C <sub>R</sub>	C <sub>S</sub>	C <sub>B</sub>	C <sub>E</sub>	N <sub>60</sub>
SK-1	1.50	17.00	18	27.00	1.88	0.75	1.10	1.00	1	14.03
SK-1	3.00	25.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	20.63
SK-1	4.50	35.00	18	81.00	1.08	0.75	1.10	1.00	1	28.88
SK-1	6.00	77.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	63.53
SK-1	7.50	R	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-1	9.00	R	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-1	10.50	Zıplama	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-1	12.00	Zıplama	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-1	13.50	Zıplama	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-1	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-1	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-1	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-2	1.50	19.00	18	27.00	1.88	0.75	1.10	1.00	1	15.68
SK-2	3.00	22.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	18.15
SK-2	4.50	44.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	44.00
SK-2	6.00	R	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-2	7.50	R	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-2	9.00	R	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-2	10.50	Zıplama	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-2	12.00	Zıplama	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-2	13.50	Zıplama	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-2	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-2	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-2	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-3	1.50	27.00	18	27.00	1.88	0.75	1.10	1.00	1	22.28
SK-3	3.00	32.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	26.40
SK-3	4.50	40.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	33.00
SK-3	6.00	73.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	60.23
SK-3	7.50	67.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	55.28
SK-3	9.00	R	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-3	10.50	R	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-3	12.00	R	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-3	13.50	Zıplama	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-3	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-3	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-3	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-4	3.00	5.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	4.13
SK-4	4.50	23.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	18.98
SK-4	6.00	53.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	43.73
SK-4	7.50	R	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-4	9.00	R	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-5	10.50	R	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-6	12.00	Zıplama	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-7	13.50	Zıplama	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-4	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-4	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-4	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-5	3.00	8.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	6.60
SK-5	4.50	21.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	17.33
SK-5	6.00	36.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	29.70
SK-5	7.50	89.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	73.43
SK-5	9.00	R	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-5	10.50	R	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-5	12.00	Zıplama	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-5	13.50	Zıplama	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-5	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-5	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-5	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama

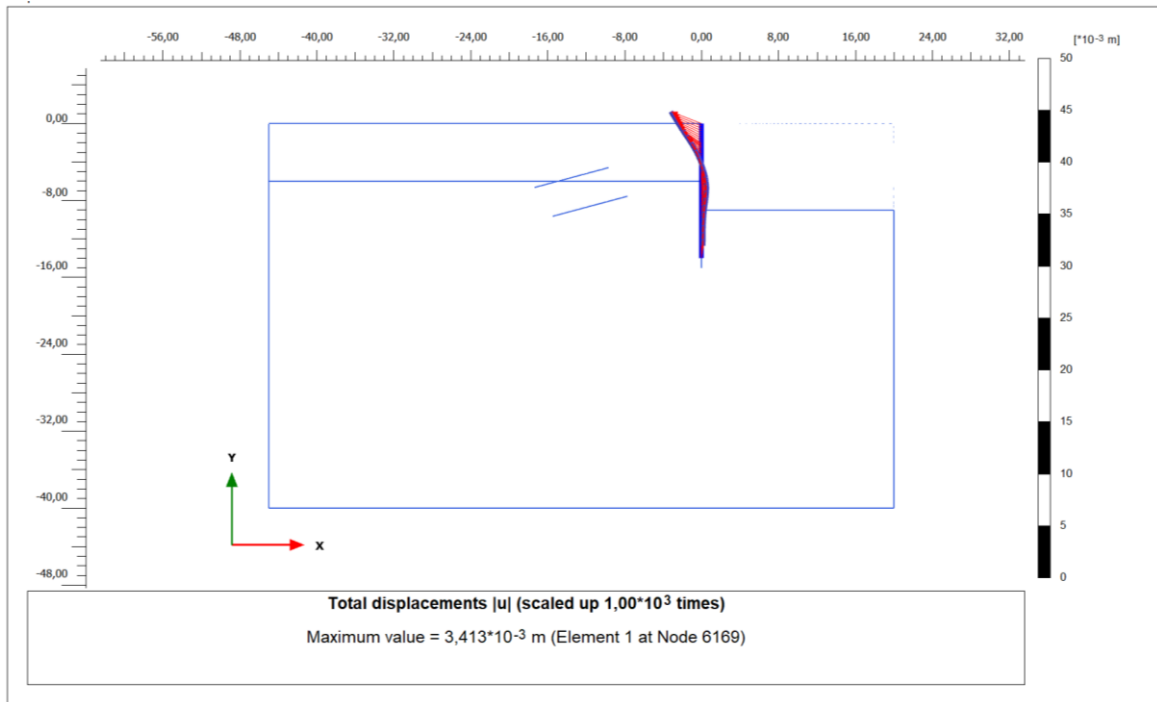
SK-6	<b>1.50</b>	5.00	18	27.00	1.88	0.75	1.10	1.00	1	4.13
SK-6	3.00	12.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	9.90
SK-6	4.50	12.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	9.90
SK-6	7.50	38.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	31.35
SK-6	9.00	48.00	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	39.60
SK-6	10.50	R	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-6	12.00	R	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-6	13.50	R	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-6	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-6	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-6	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-7	<b>3.00</b>	11.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	9.08
SK-7	4.50	12.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	9.90
SK-7	6.00	35.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	28.88
SK-7	7.50	41.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	33.83
SK-7	9.00	65.00	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	53.63
SK-7	10.50	R	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-7	12.00	R	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-7	13.50	R	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-7	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-7	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-7	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-8	<b>3.00</b>	8.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	6.60
SK-8	4.50	18.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	14.85
SK-8	6.00	30.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-8	7.50	43.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	35.48
SK-8	9.00	55.00	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	45.38
SK-8	10.50	94.00	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	77.55
SK-8	12.00	R	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-8	13.50	R	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-8	15.00	R	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-8	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-9	<b>3.00</b>	9.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	7.43
SK-9	4.50	17.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	14.03
SK-9	6.00	27.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	22.28
SK-9	7.50	38.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	9.00	67.00	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	41.25
SK-9	10.50	R	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-9	12.00	R	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-9	13.50	R	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-9	15.00	Zıplama	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-9	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-10	<b>3.00</b>	11.00	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	9.08
SK-10	4.50	18.00	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	14.85
SK-10	6.00	30.00	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-10	7.50	40.00	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	33.00
SK-10	9.00	60.00	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	49.50
SK-10	10.50	69.00	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	56.93
SK-10	12.00	99.00	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	81.68
SK-10	13.50	R	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-10	15.00	R	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-10	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-10	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-11	<b>1.50</b>	8	18	27.00	1.88	0.75	1.10	1.00	1	6.60
SK-11	3.00	4	18	54.00	1.33	0.75	1.10	1.00	1	3.30
SK-11	4.50	15	18	81.00	1.09	0.75	1.10	1.00	1	12.38
SK-11	6.00	30	18	108.00	0.94	0.75	1.10	1.00	1	24.75
SK-11	7.50	48	18	135.00	0.84	0.75	1.10	1.00	1	39.60
SK-11	9.00	61	18	162.00	0.77	0.75	1.10	1.00	1	50.33
SK-11	10.50	71	18	189.00	0.71	0.75	1.10	1.00	1	58.58
SK-11	12.00	87	18	216.00	0.67	0.75	1.10	1.00	1	71.78

SK-11	13.50	R	18	243.00	0.63	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-11	15.00	R	18	270.00	0.60	0.75	1.10	1.00	1	R
SK-11	16.50	Zıplama	18	297.00	0.57	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama
SK-11	18.00	Zıplama	18	324.00	0.54	0.75	1.10	1.00	1	Zıplama

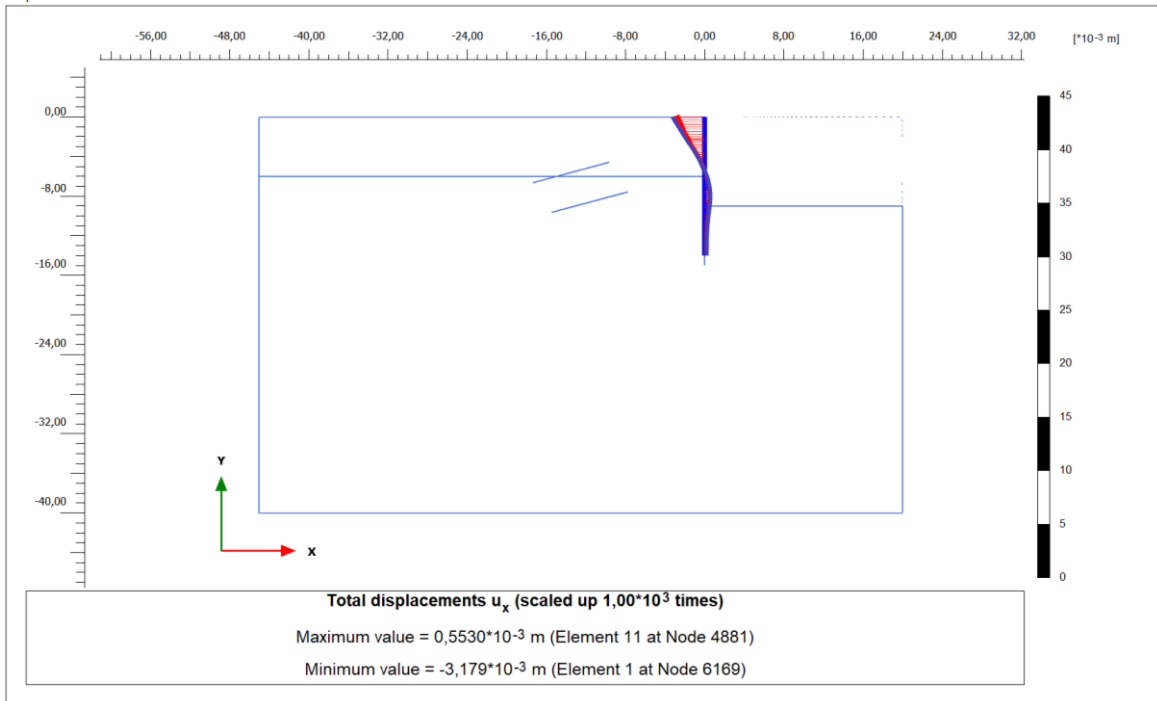
## EK-4

### Statik Durum (Depremsiz) Hesap Yöntemi Hesap Çıktıları

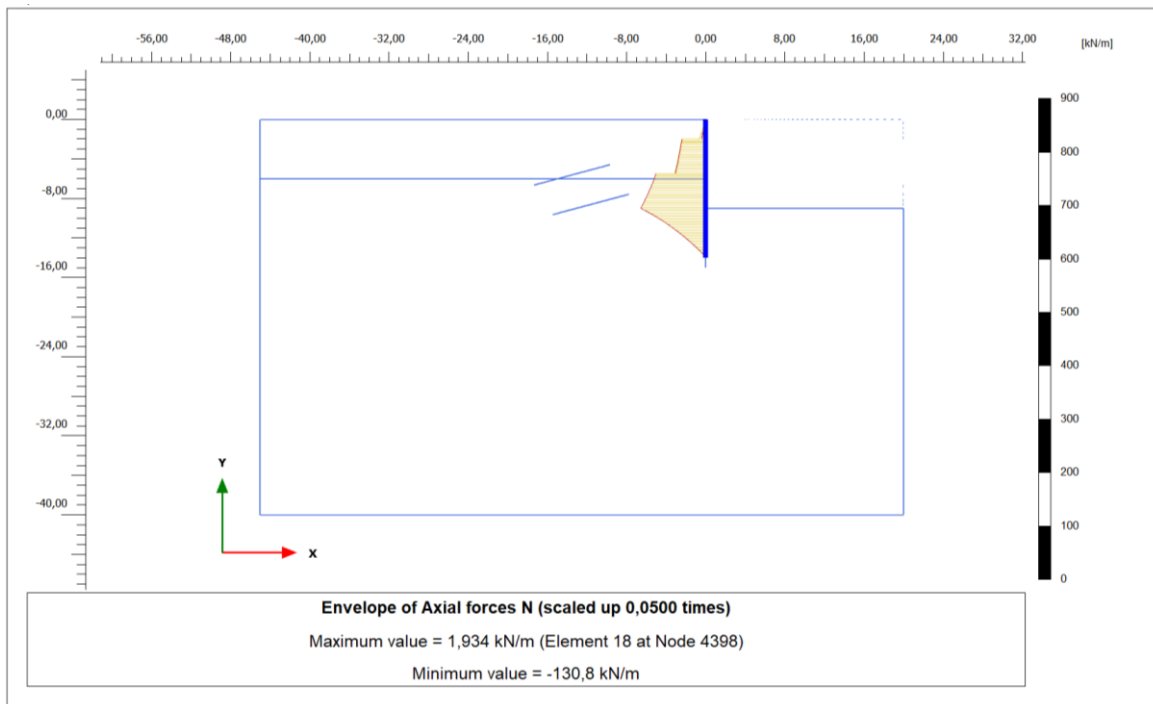
Kazık toplam yer değiştirme  $|U|$



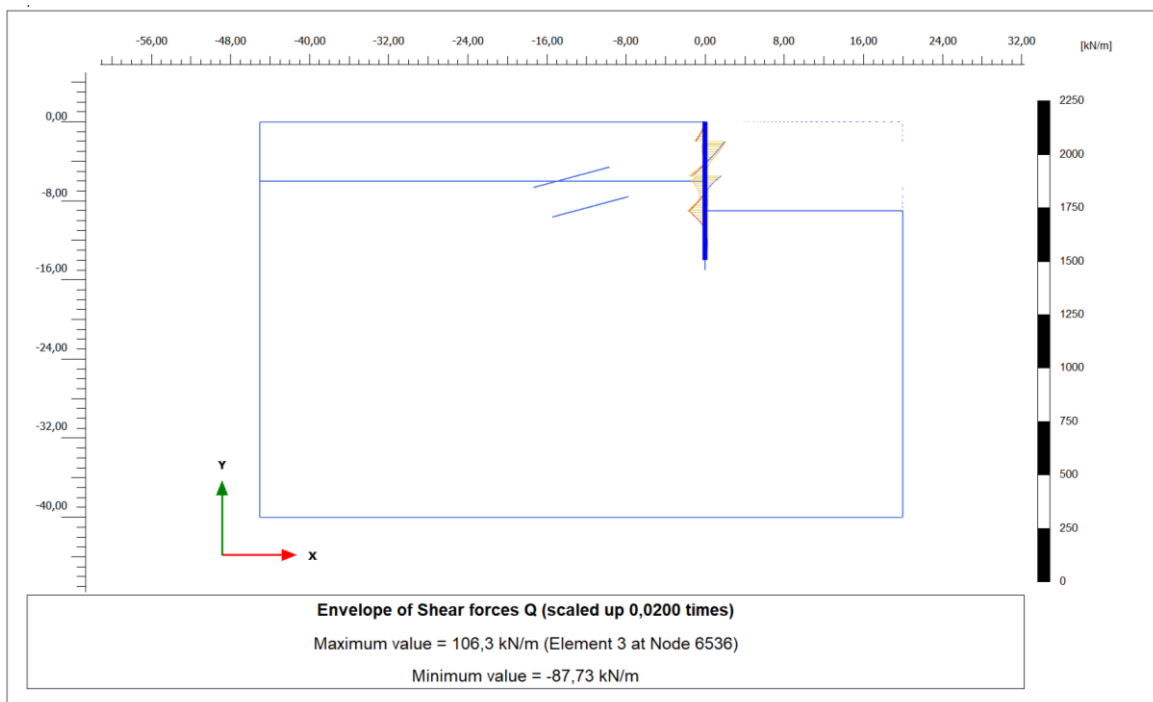
Kazık Yatay Yer değiştirme  $U_x$



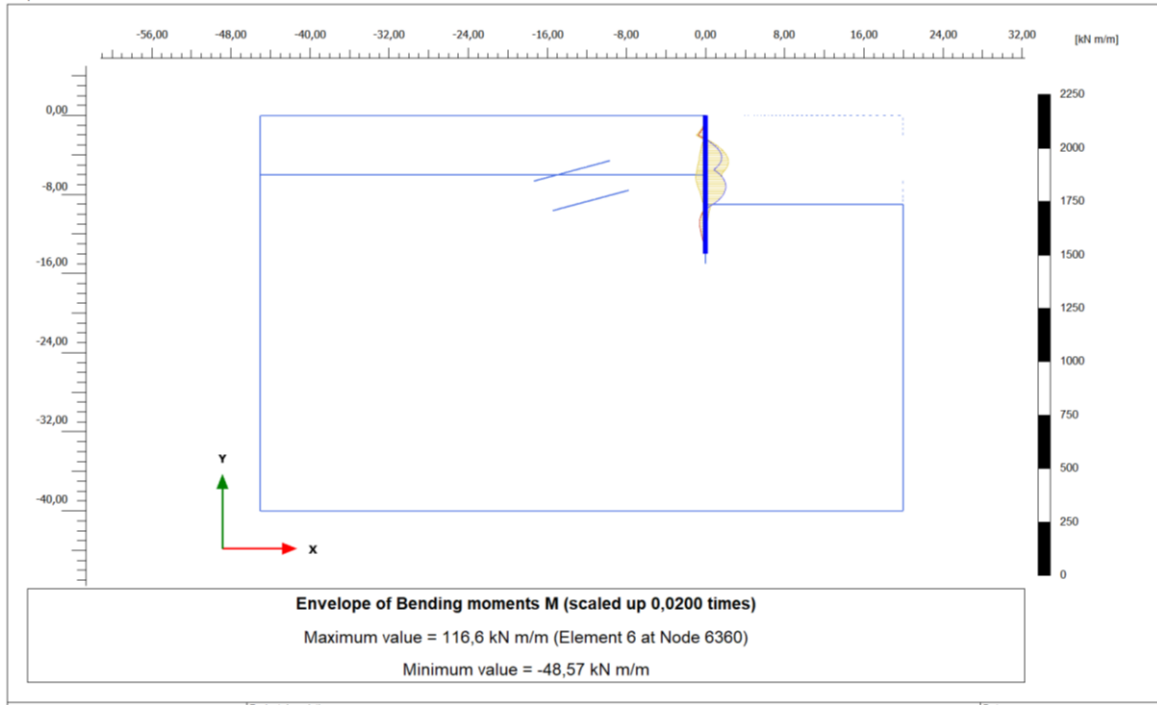
## Kazık Normal Kuvvet



## Kazık Kesme Kuvveti Q



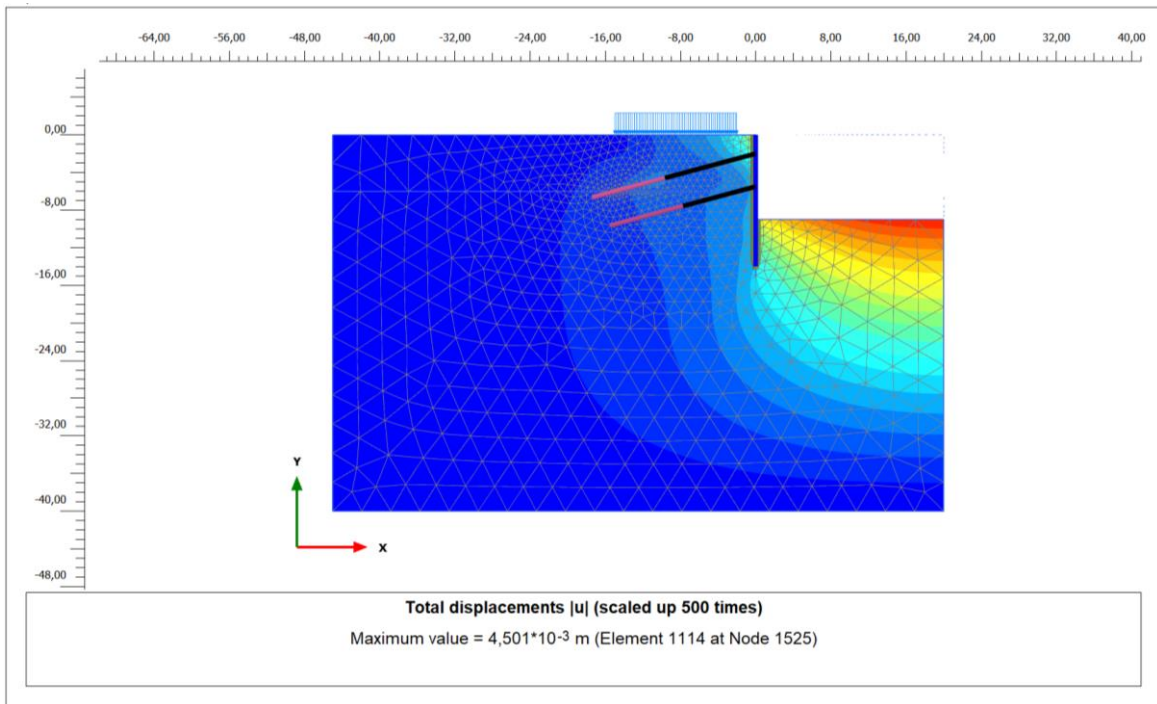
## Kazık Eğilme Momenti M



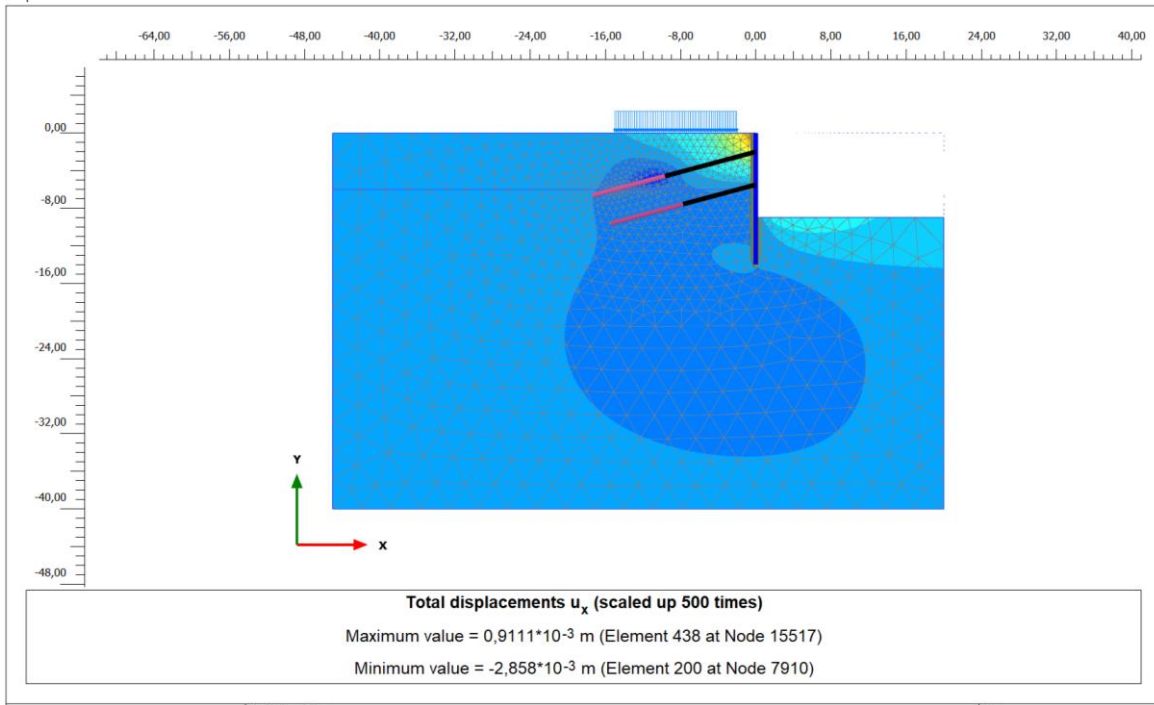
## 1.sıra ankraj Normal Kuvvet N

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	6536	1	0,000	-2,000	304,352	0,000	307,861
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	18801	2	-9,659	-4,588	304,352	0,000	307,861

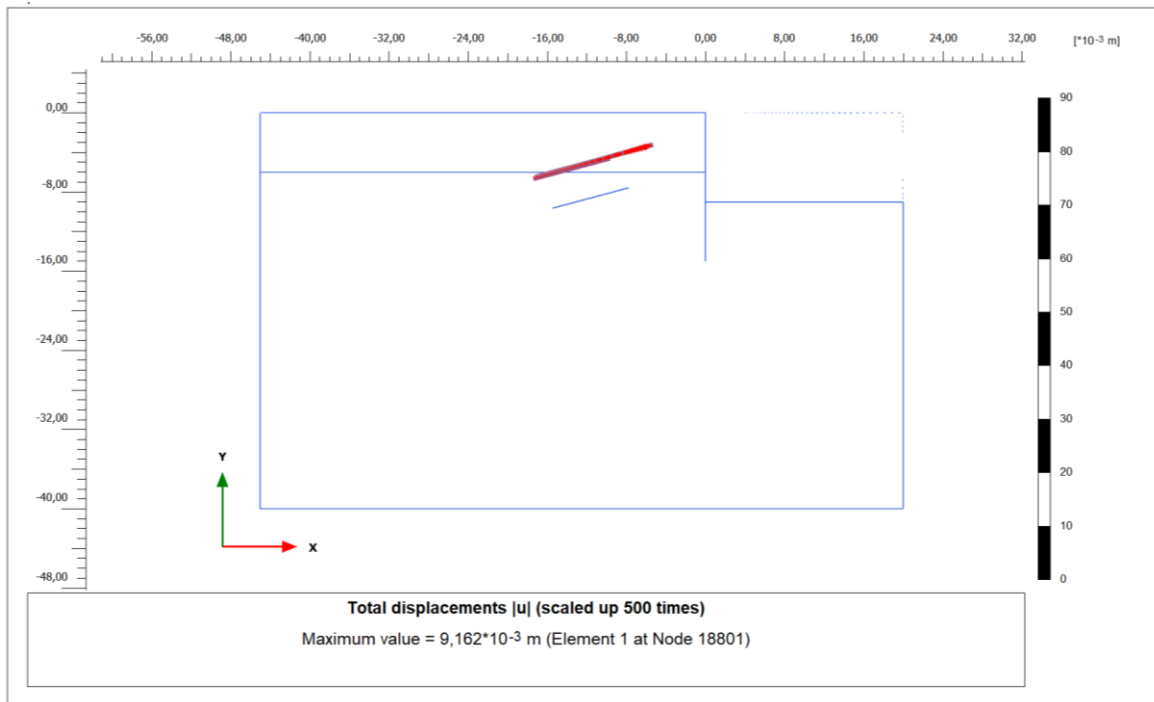
## 1.sıra ankraj toplam yer değiştirme |U|



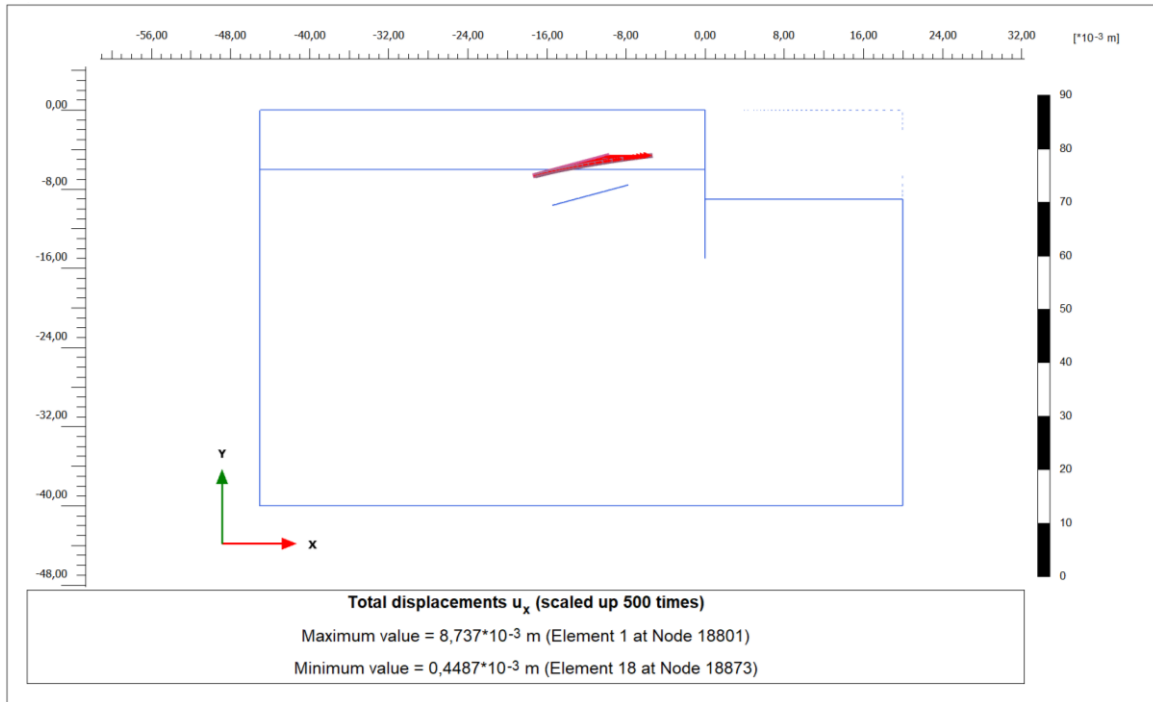
## 1.ankraj yatay yer değiştirme $U_x$



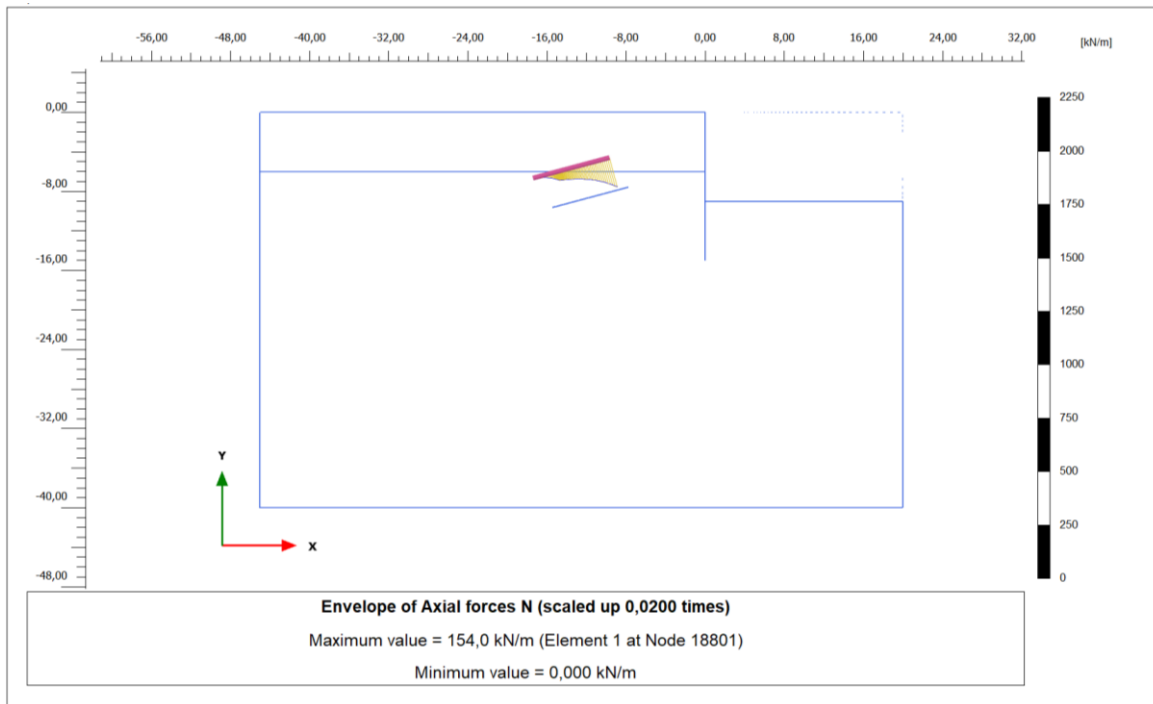
## 1.ankraj kökü toplam yer değiştirme $|U|$



## 1.ankraj kökü yatay yer değiştirme $U_x$



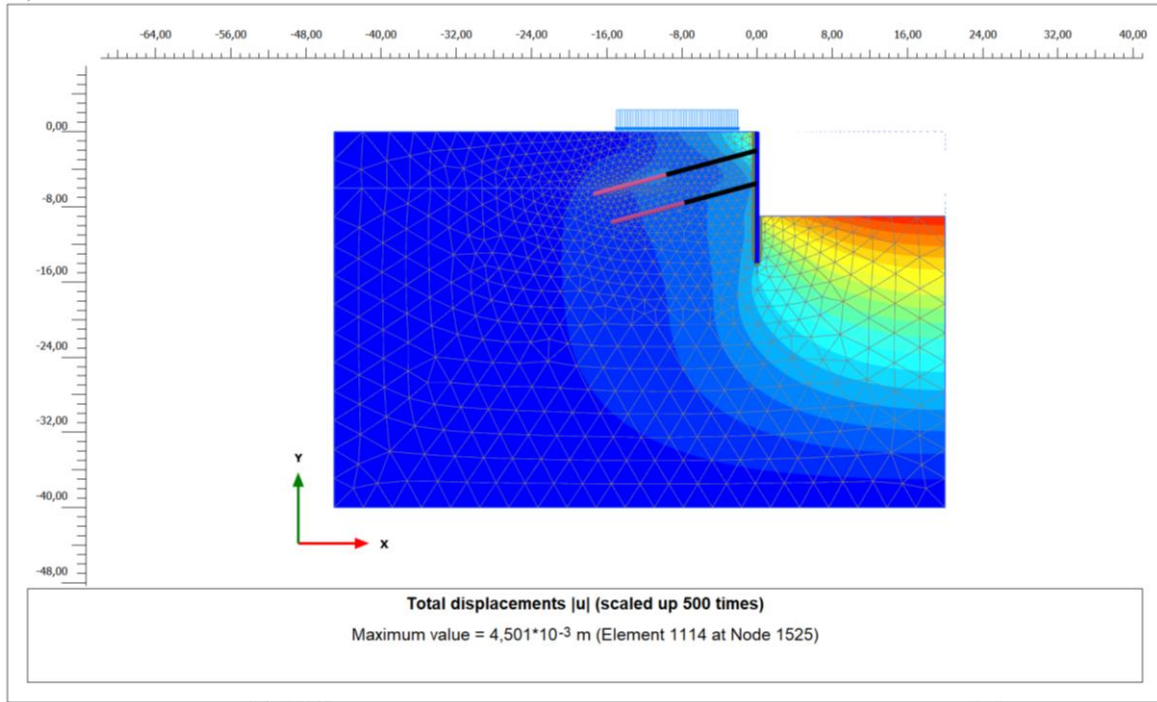
## 1.ankraj kökü Normal Kuvvet N



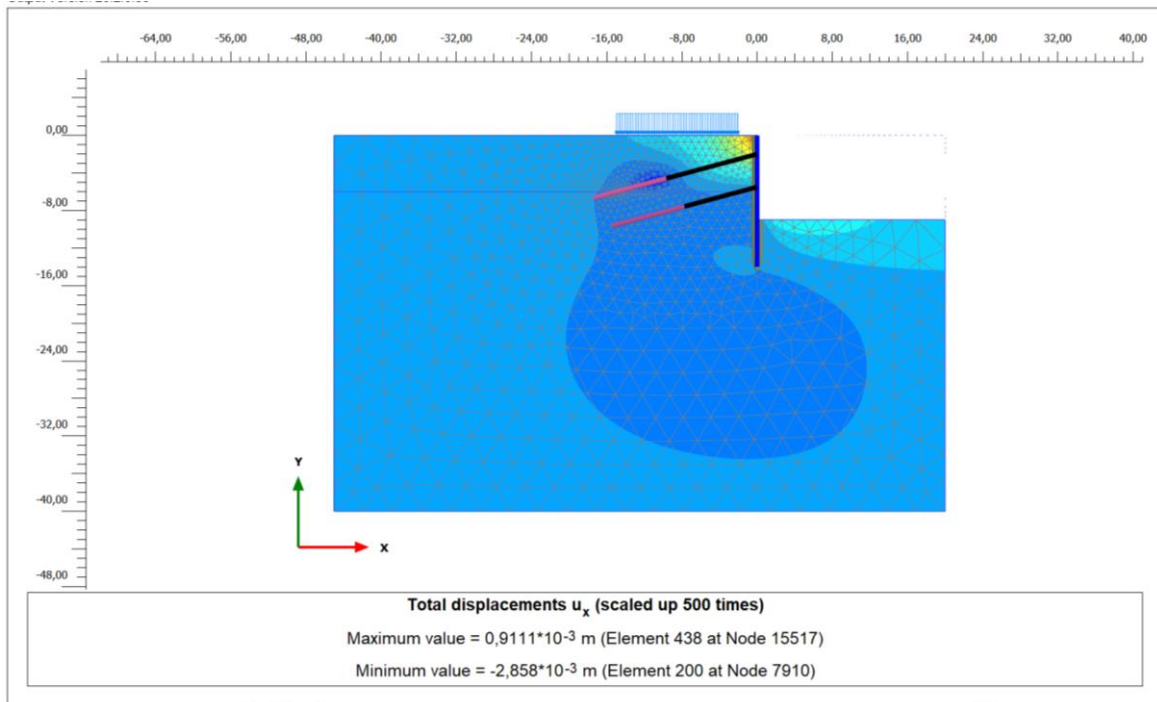
## 2.ankraj halat Normal Kuvvet N

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	$N_{min}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	6306	1	0,000	-5,500	307,208	0,000	307,208
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	18874	2	-7,727	-7,571	307,208	0,000	307,208

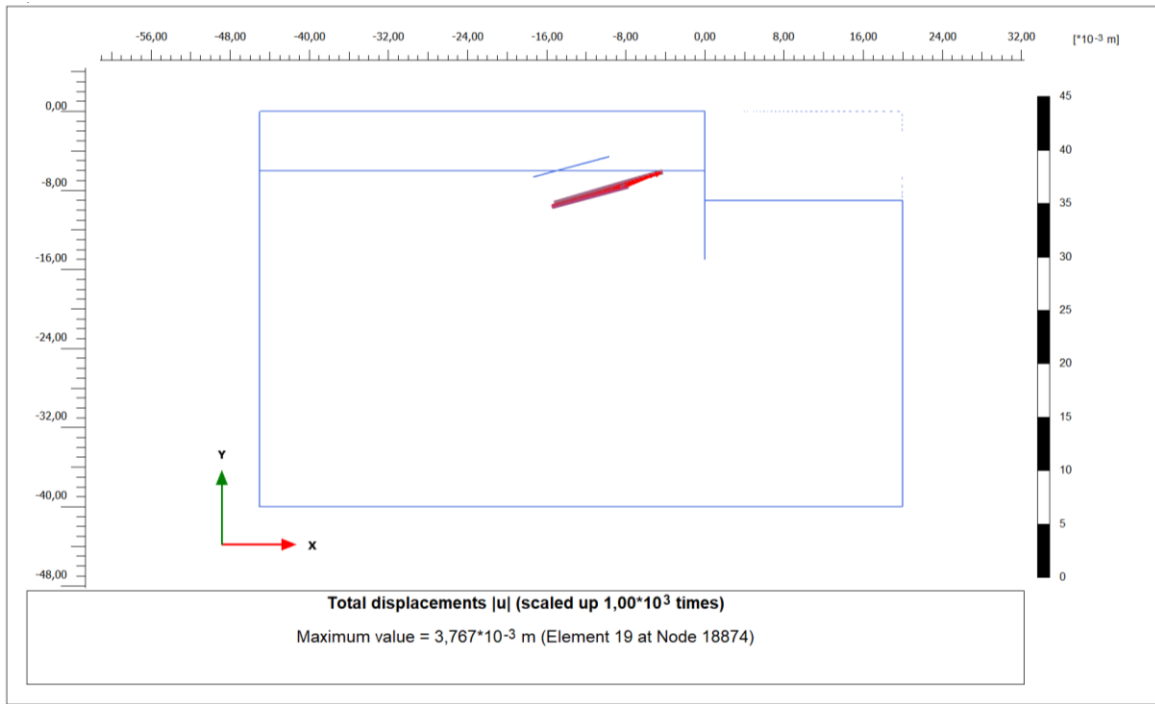
## 2.ankraj halat toplam yer değiştirme $|U|$



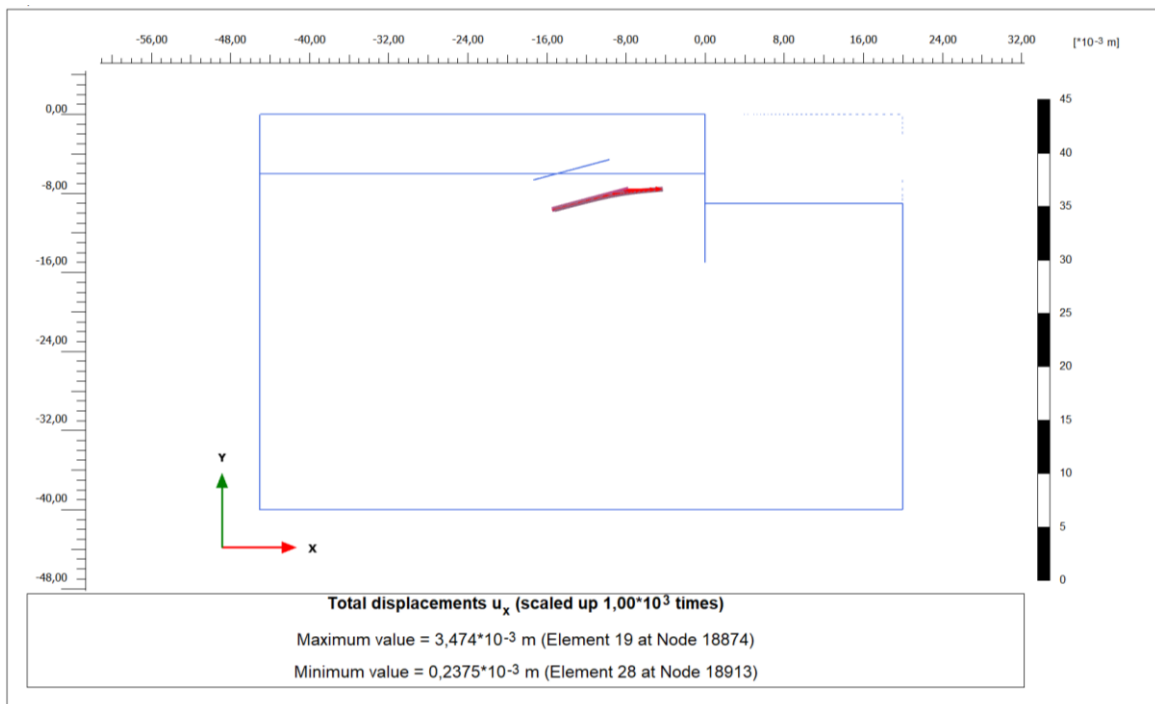
## 2.ankraj halat yatay yer değiştirme $U_x$



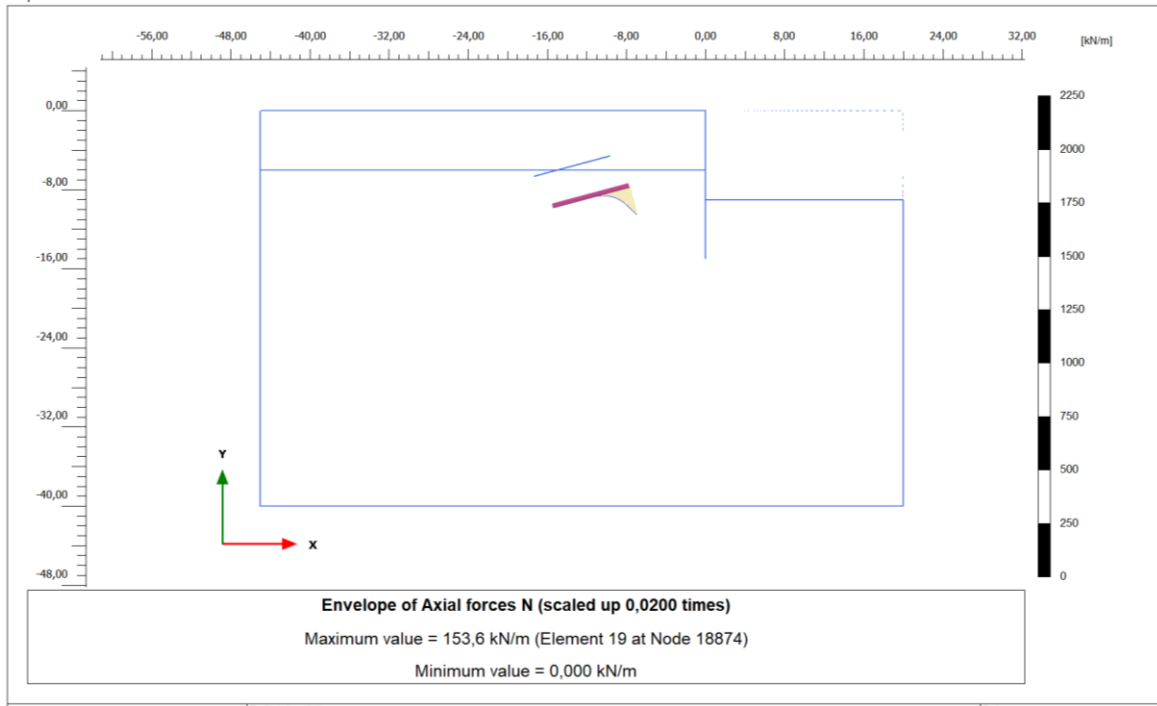
## 2.ankraj kökü toplam yer değiştirme $|U|$



## 2.ankraj kökü yatay yer değiştirme $U_x$



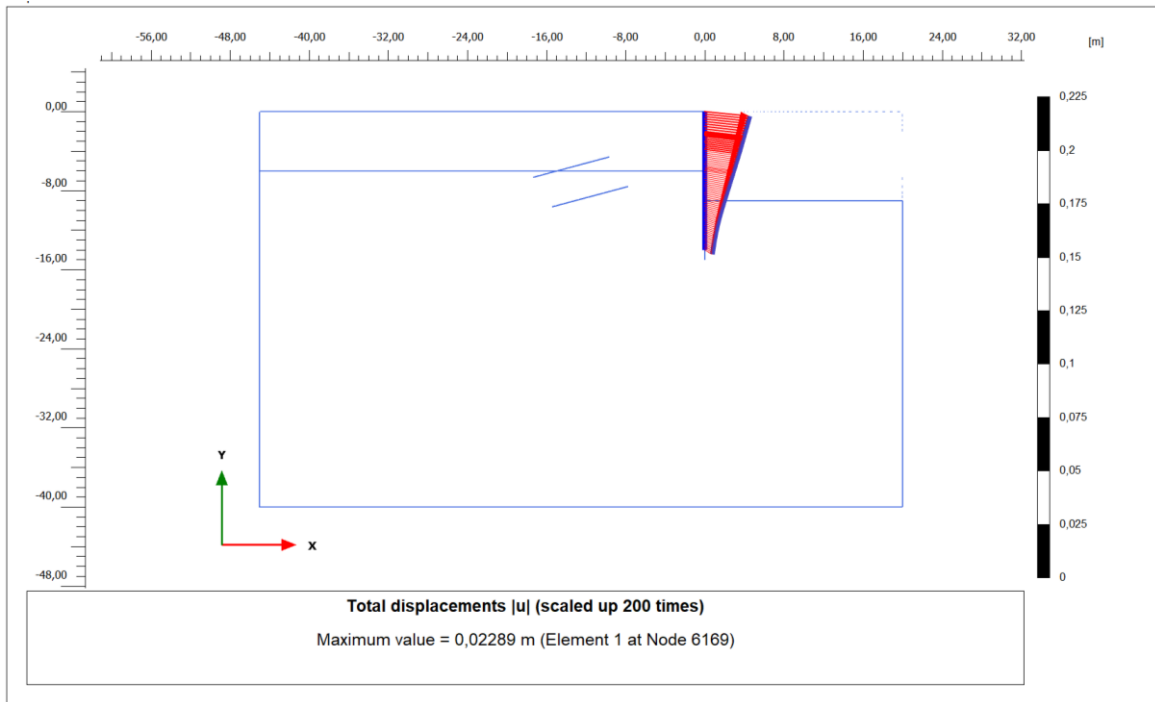
## 2.ankraj kökü Normal Kuvvet N



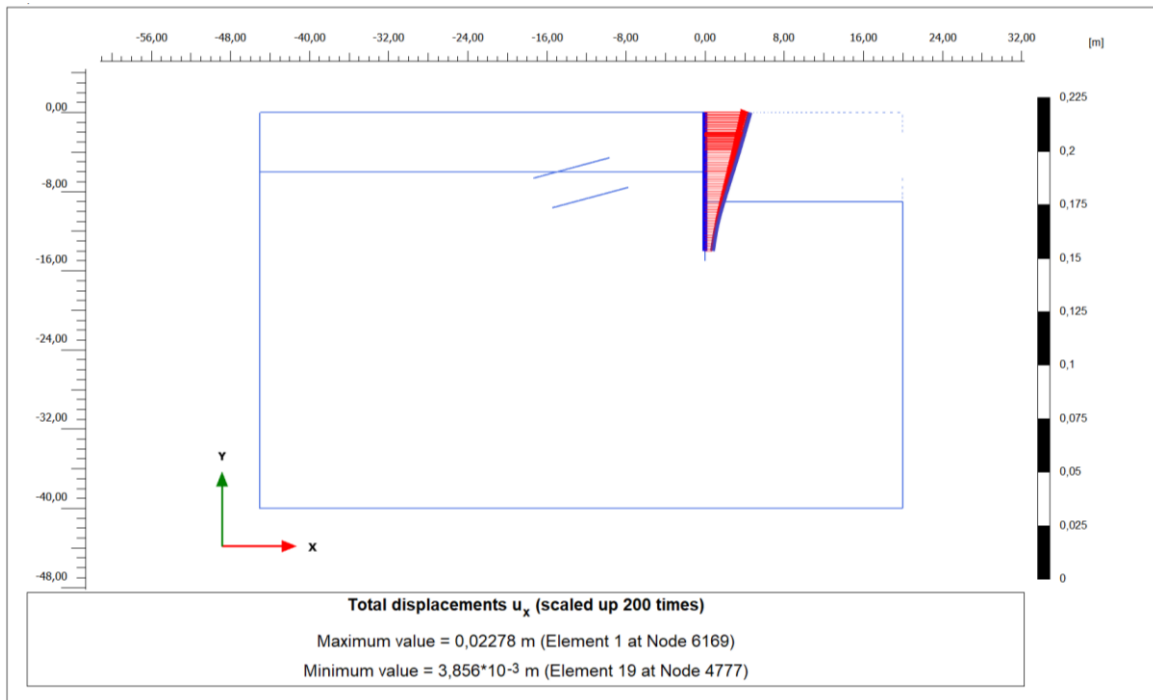
## EK-5

### DD-2 Deprem Düzeyinde (R=2) Eşdeğer Statik Yöntemi ile Çözümlenen Hesap Çıktıları

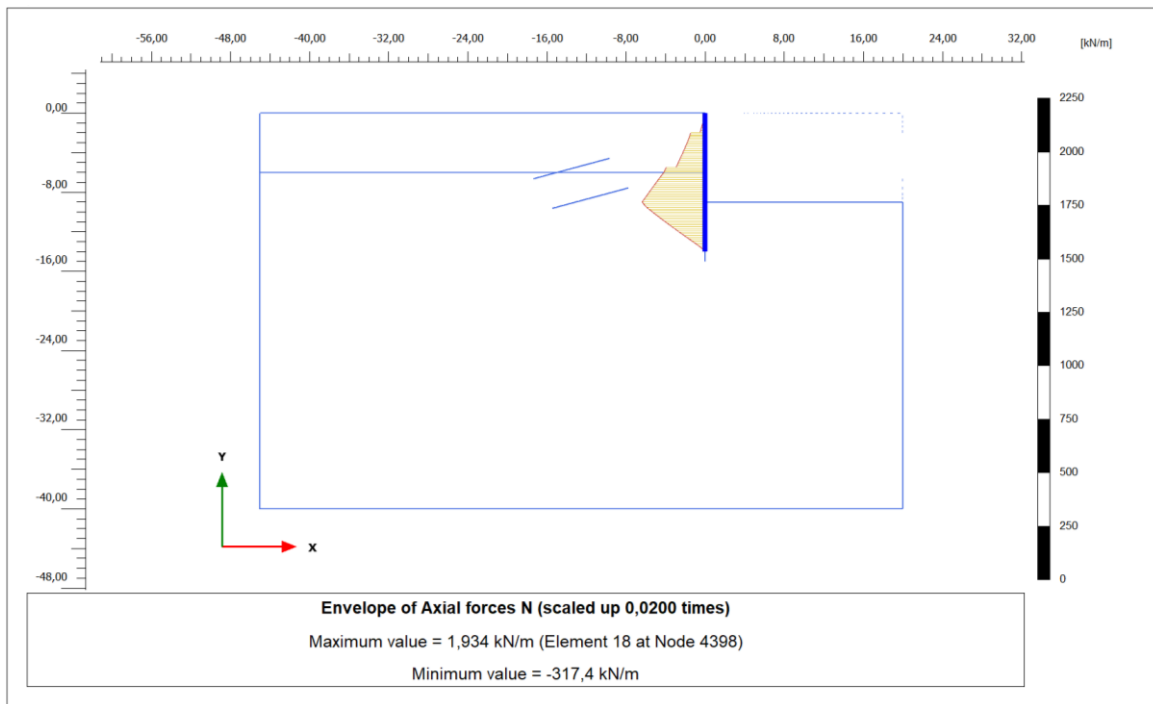
#### Kazık toplam yer değiştirme



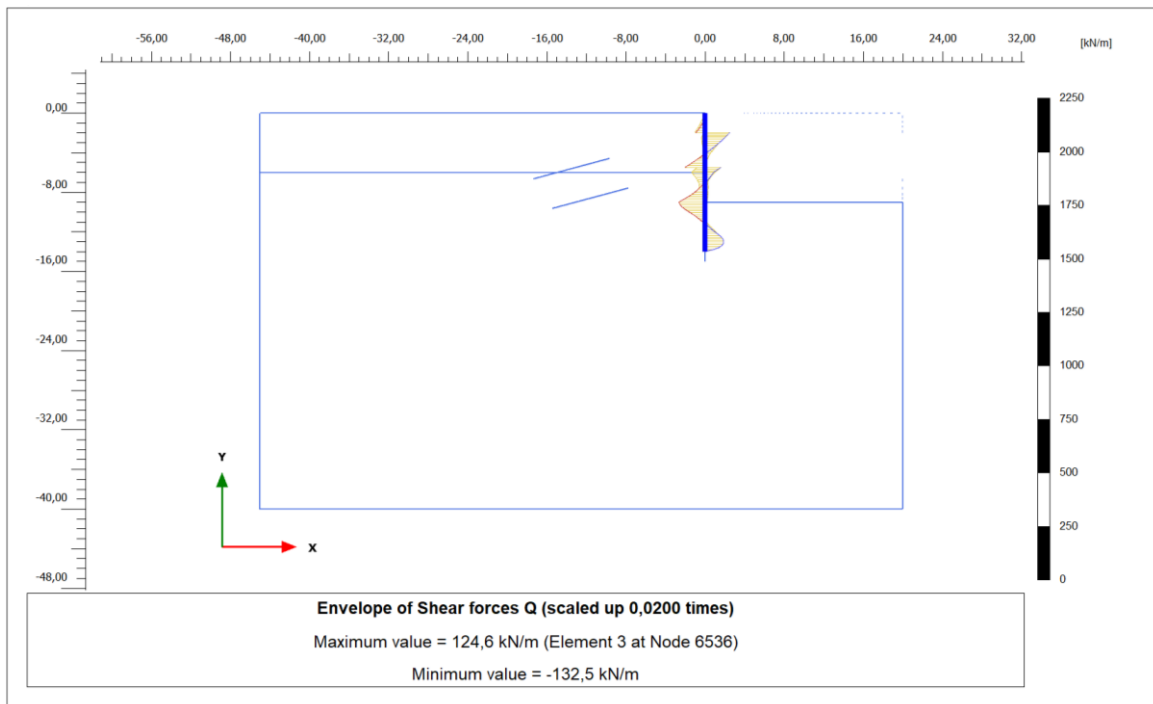
#### Kazık $U_x$



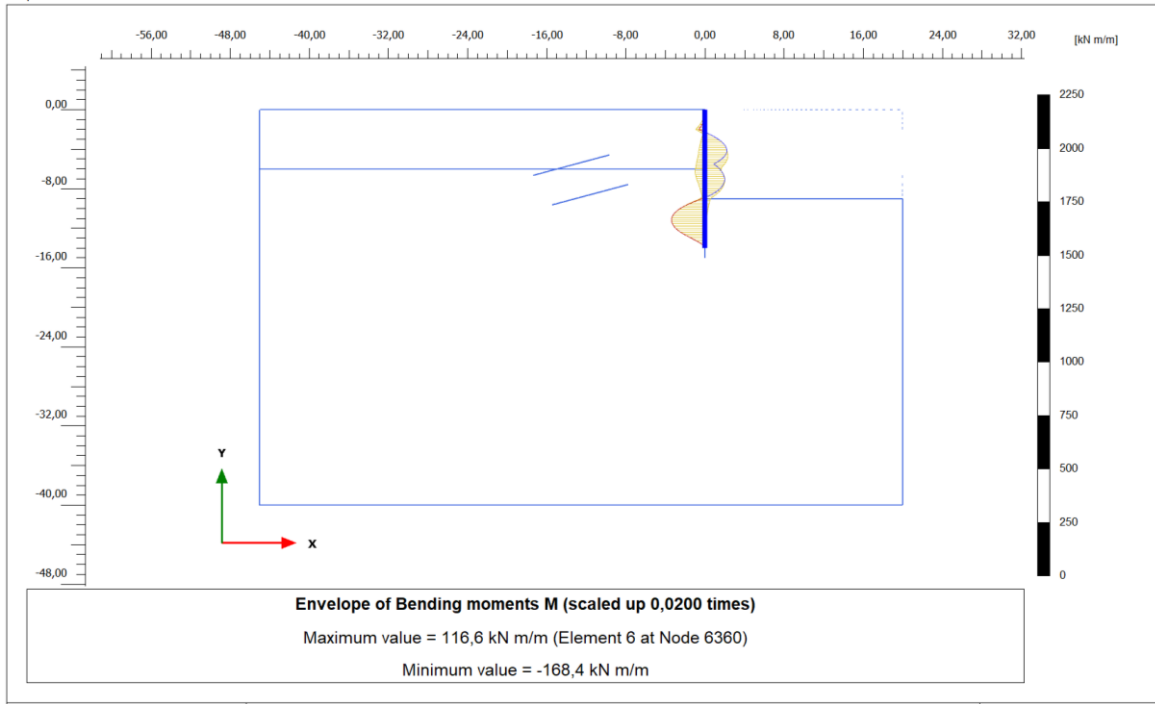
## Kazık N



## Kazık Q



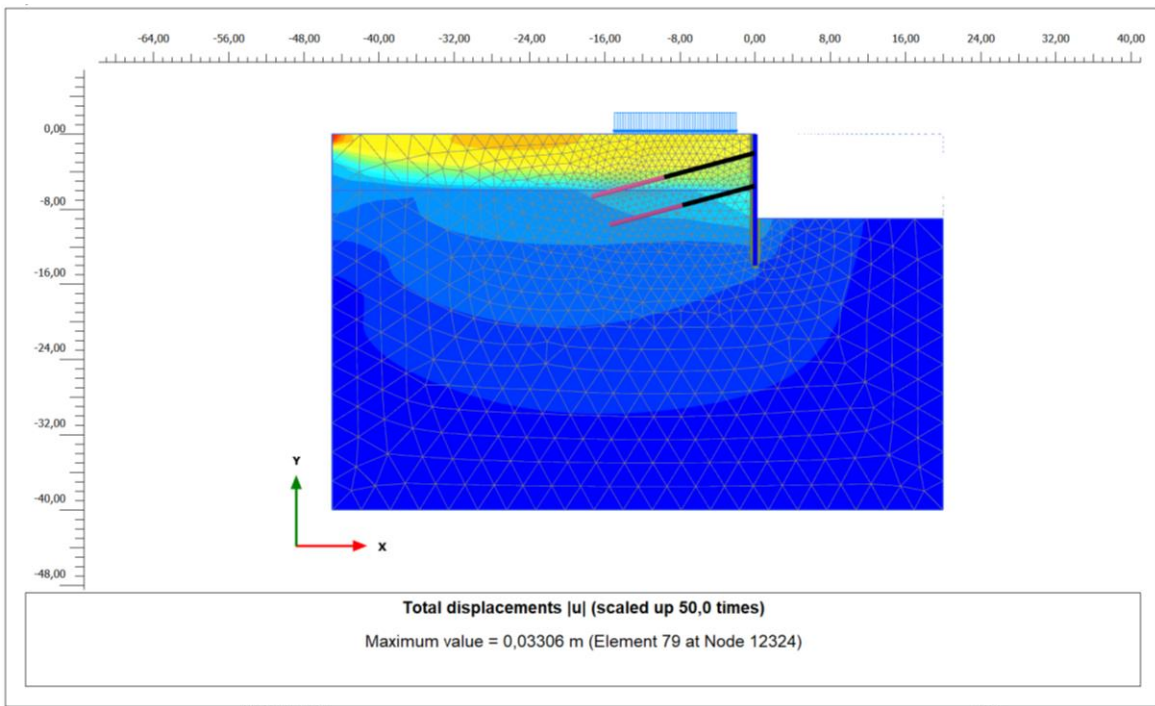
## Kazık M



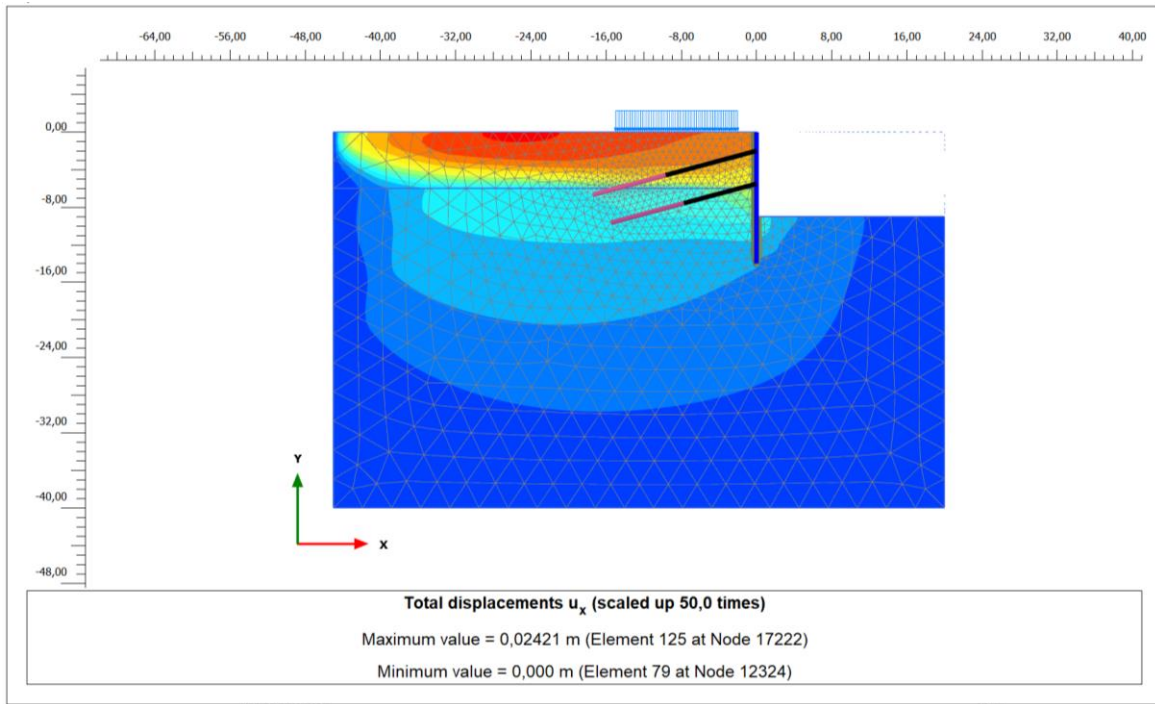
### 1.sıra ankraj halatı N

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	6536	1	0,000	-2,000	353,598	0,000	353,598
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	18801	2	-9,659	-4,588	353,598	0,000	353,598

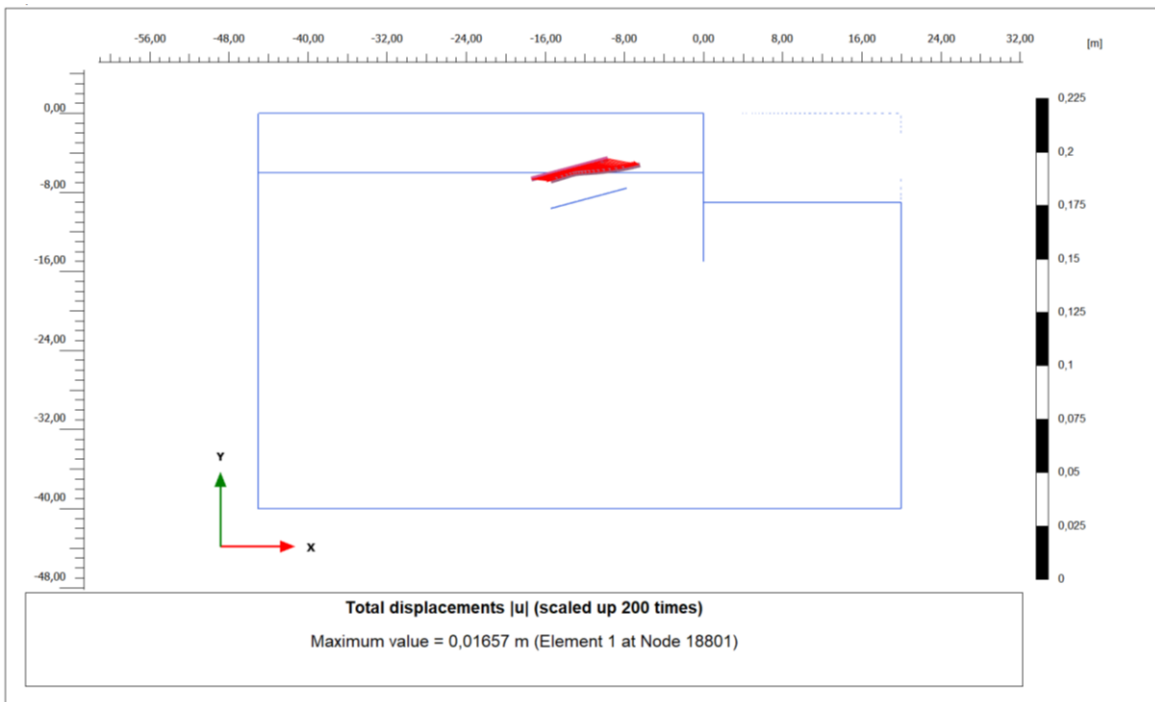
### 1.sıra ankraj toplam yer değiştirme



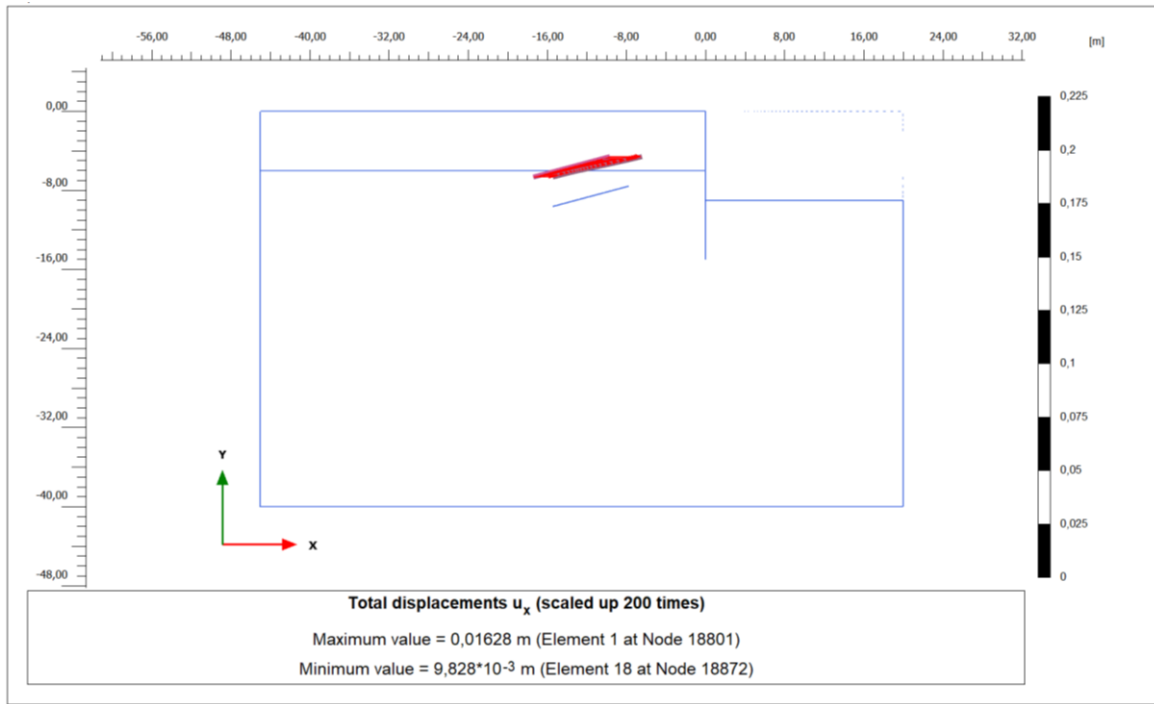
### 1.ankraj $U_x$



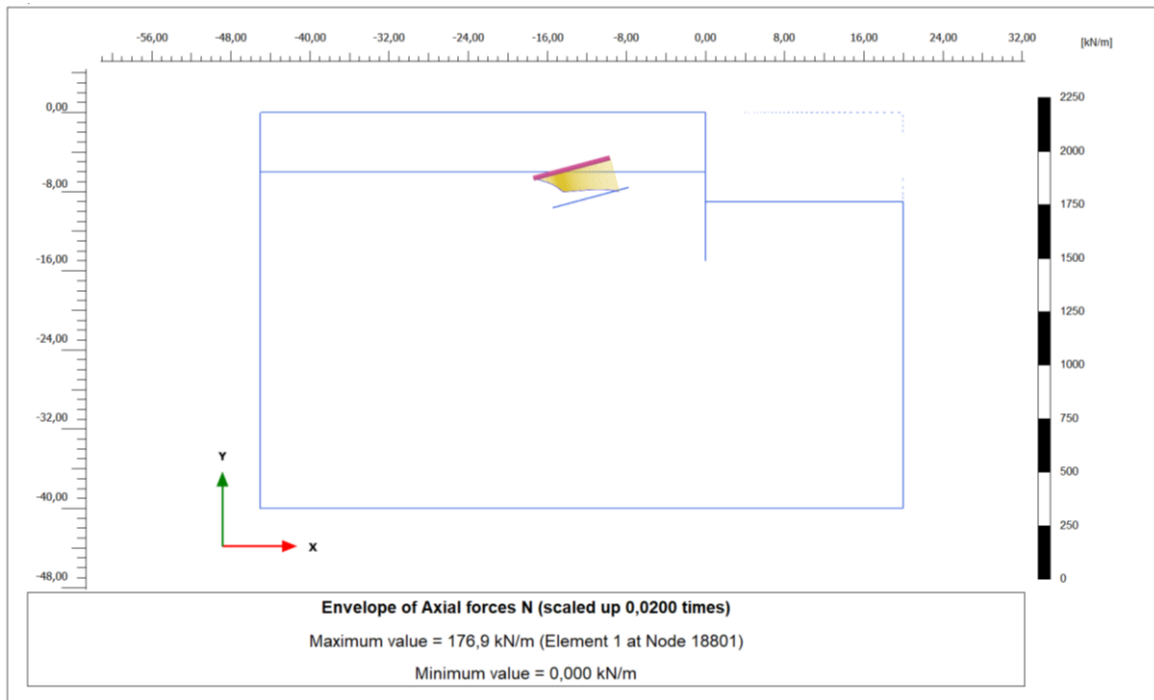
### 1.ankraj kökü toplam yer değiştirme



### 1.ankraj kökü $U_x$



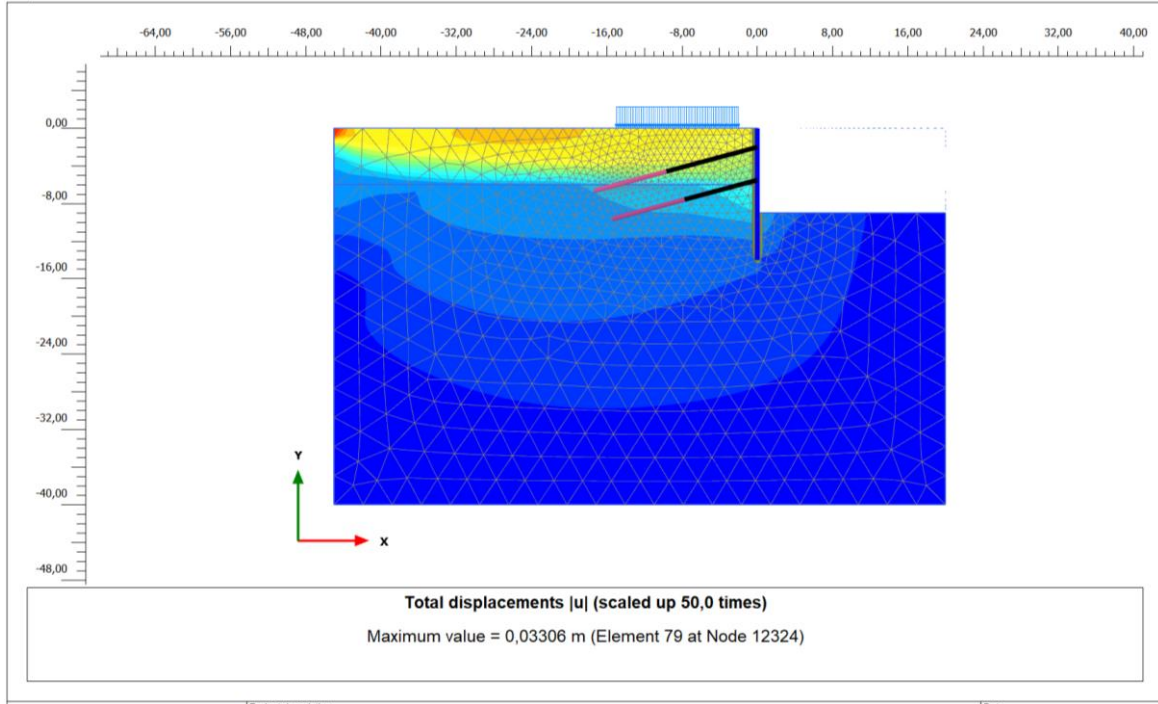
### 1.ankraj kökü N



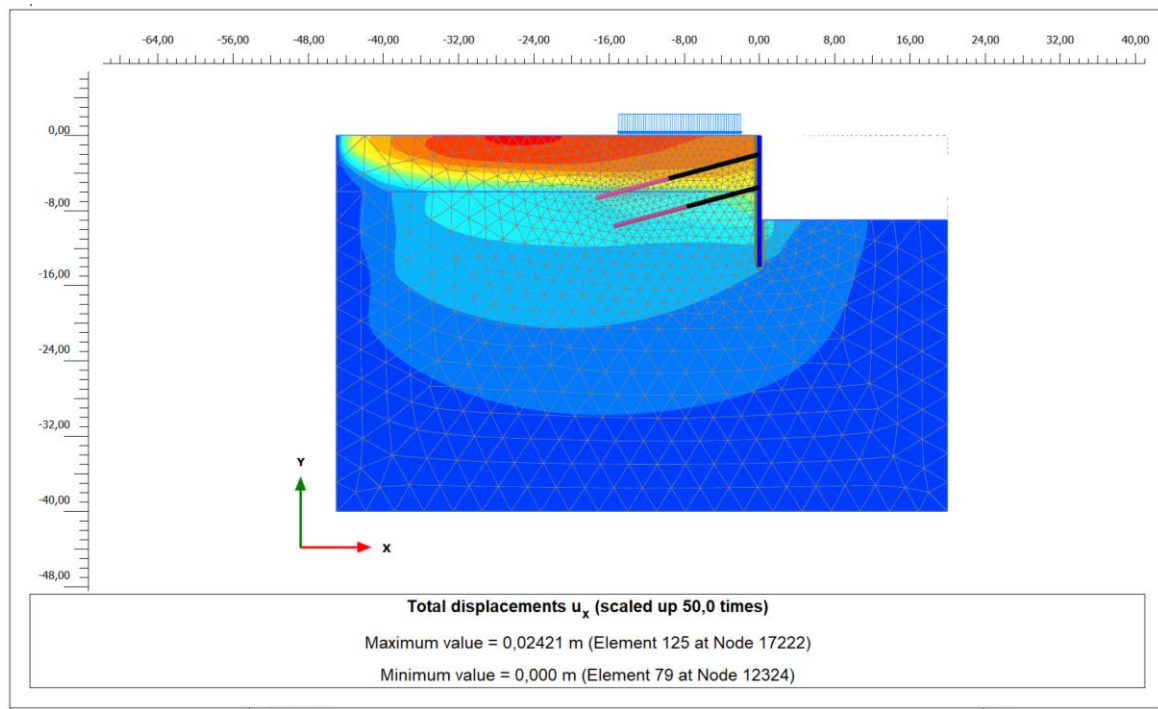
### 2.ankraj halat N

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	6306	1	0,000	-5,500	373,915	0,000	373,915
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	18874	2	-7,727	-7,571	373,915	0,000	373,915

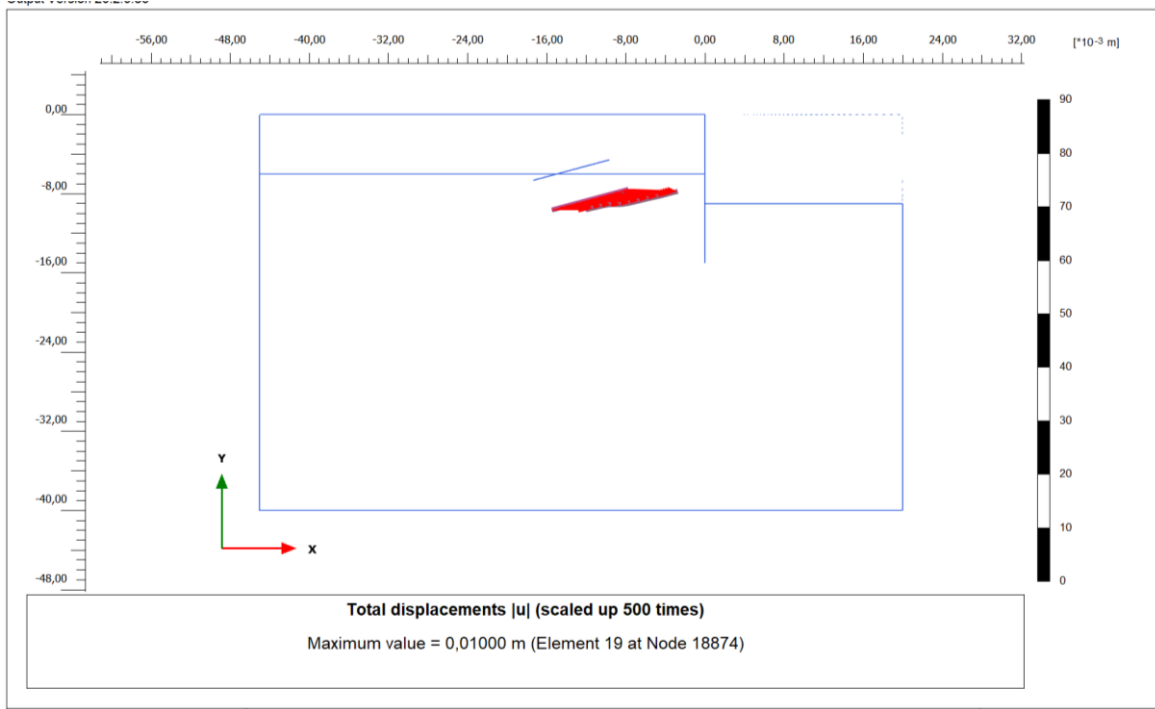
## 2.ankraj halat toplam yer değiştirme



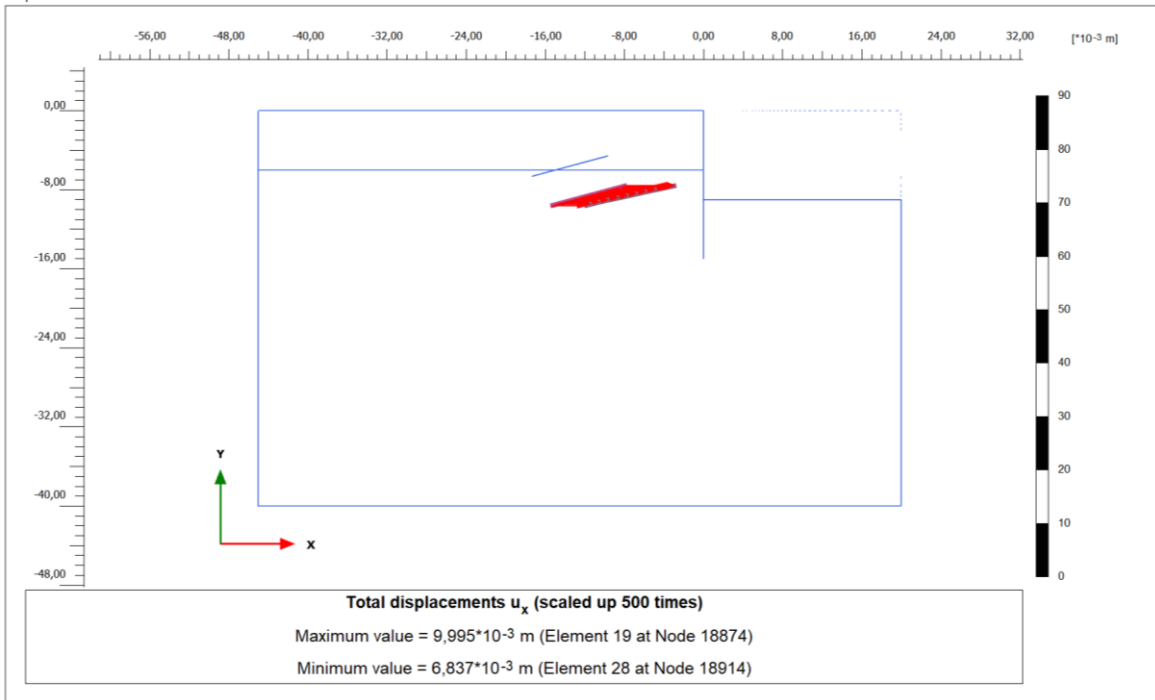
## 2.ankraj halat $U_x$



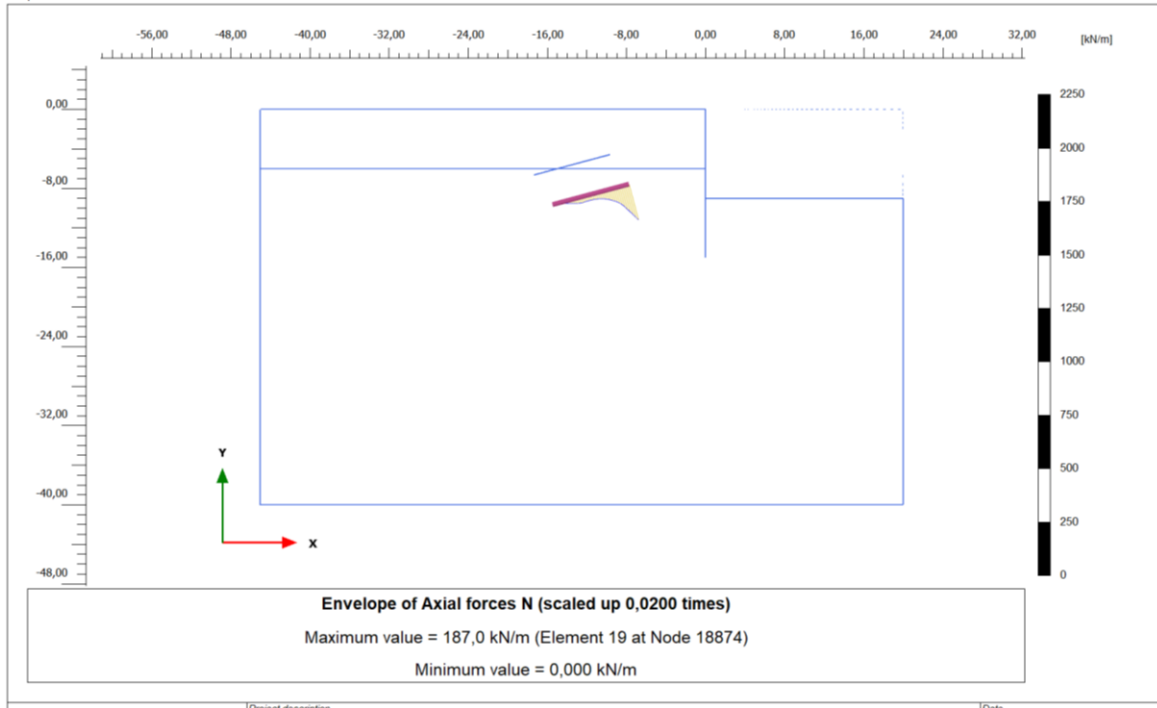
## 2.ankraj kökü toplam yer değiştirme



## 2.ankraj kökü $U_x$



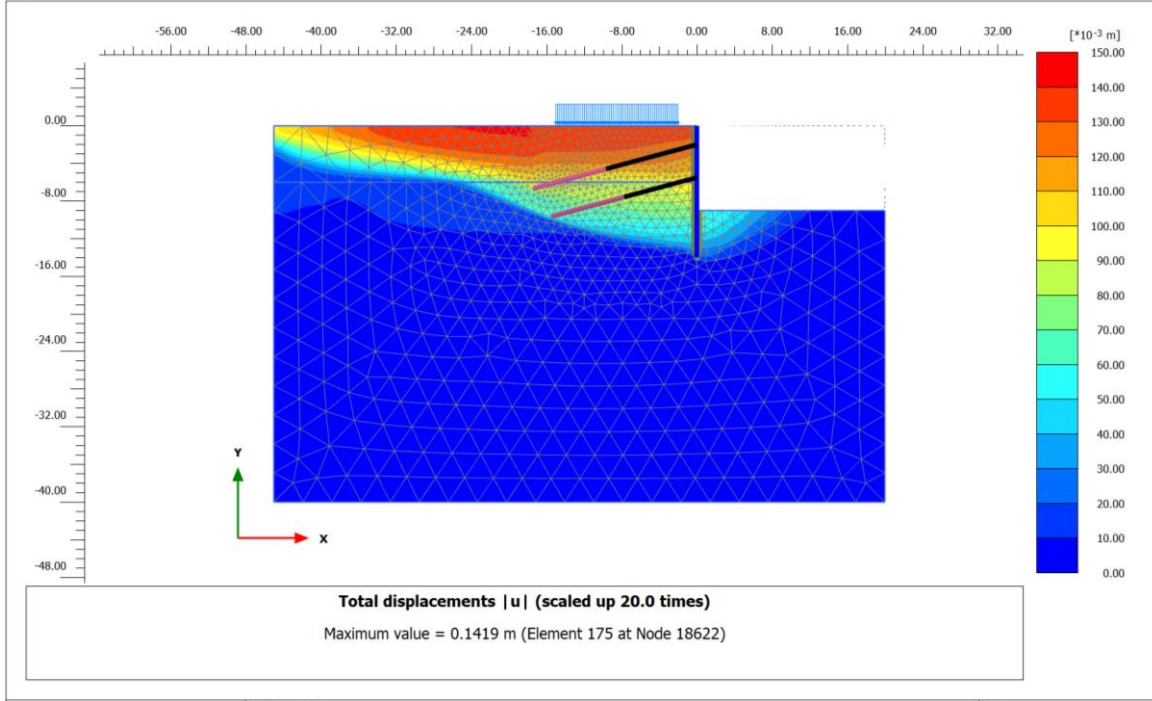
## 2.ankraj kökü N



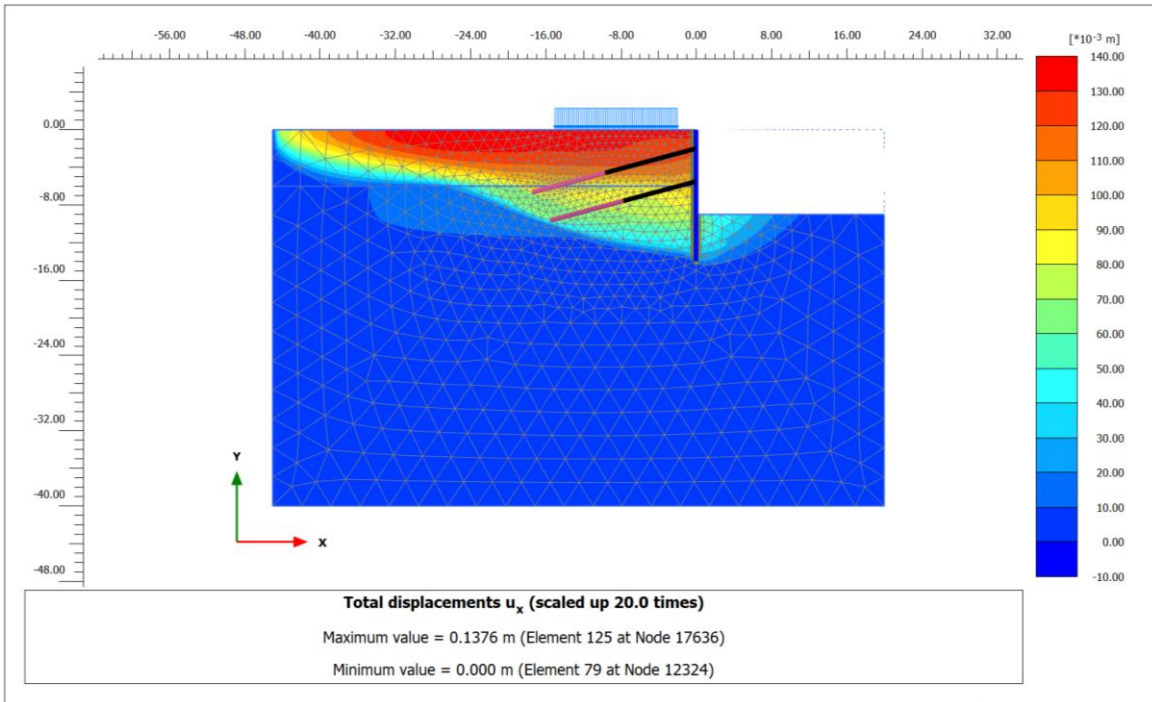
## EK-6

### DD-2 Deprem Düzeyinde (R=1.58) Eşdeğer Statik Yöntemi ile Çözümlenen Hesap Çıktıları

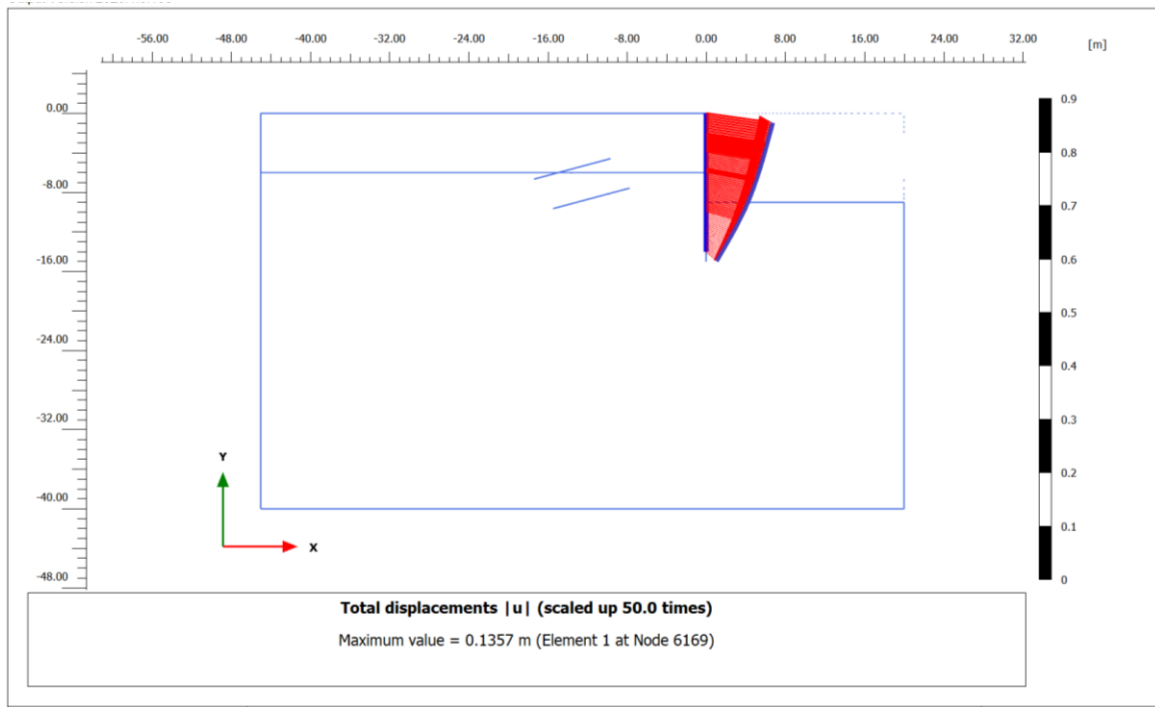
#### Ankraj halatları Toplam yer değiştirme



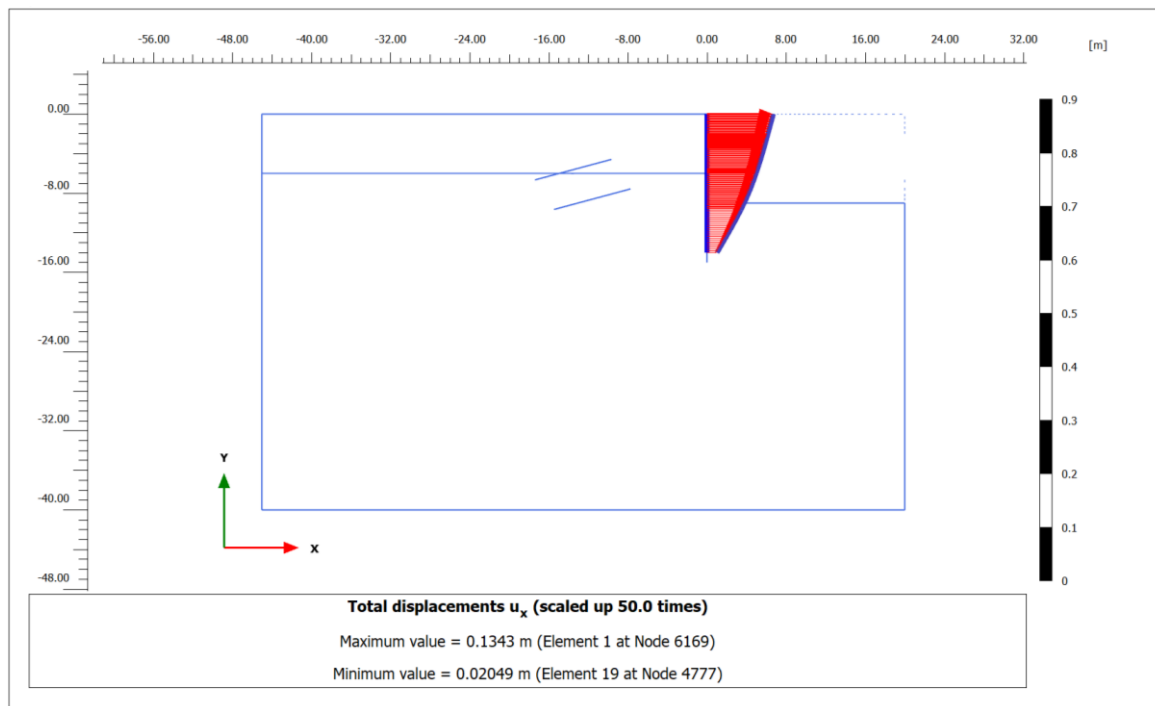
#### Ankraj halatları yatay yer değiştirmeler



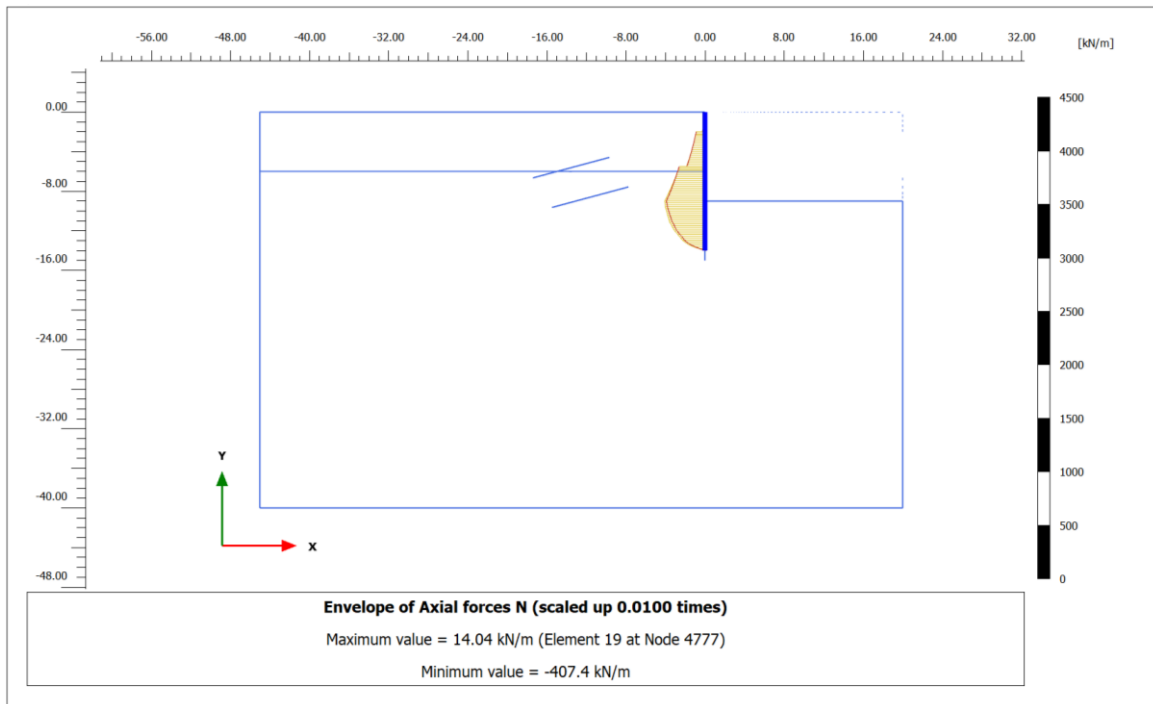
## Betonarme Kazık toplam yer değiştirme



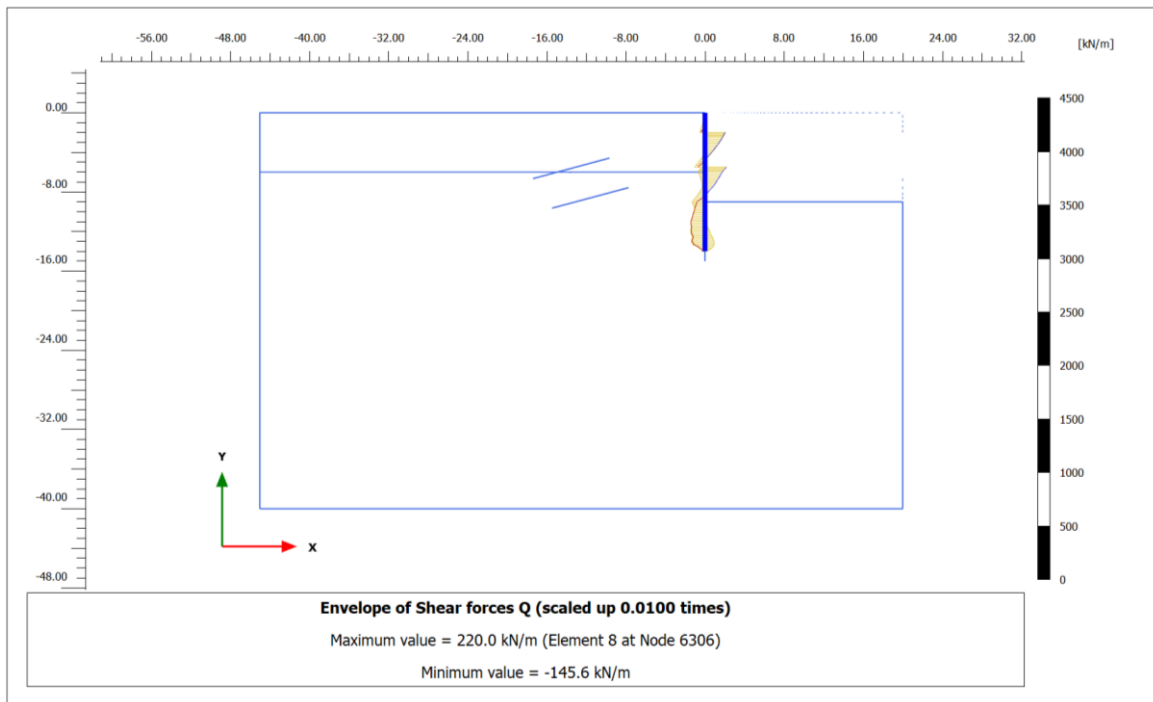
## Betonarme Kazık yatay yer değiştirme



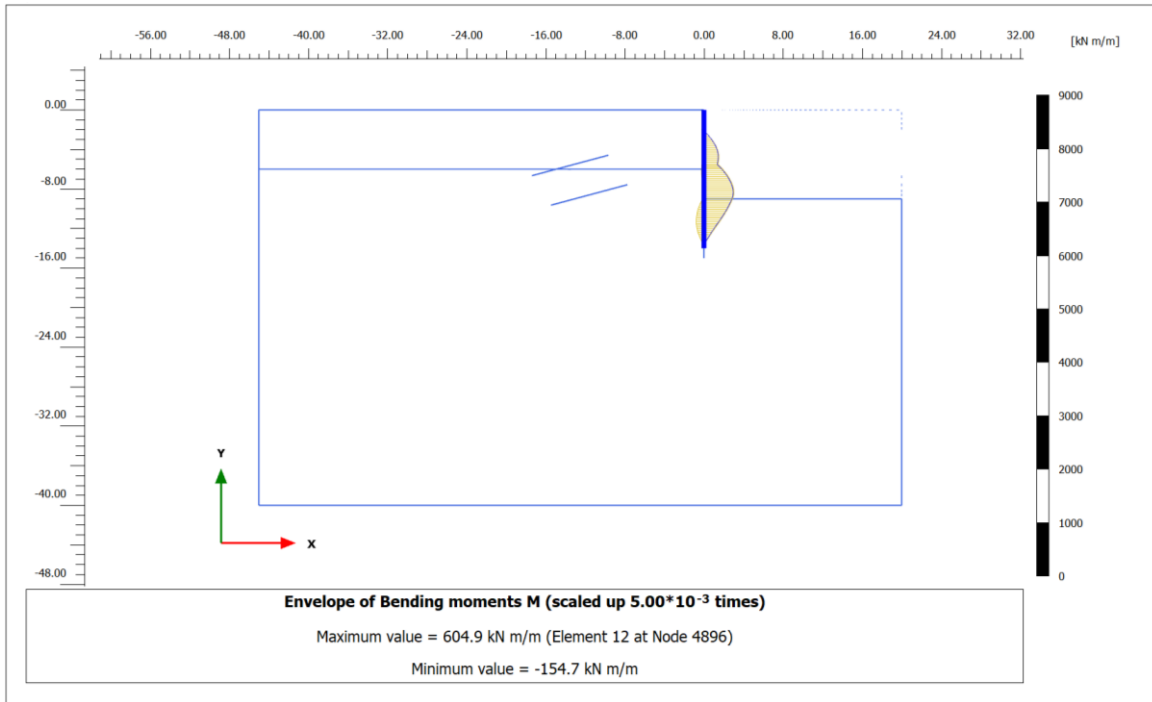
## Betonarme Kazık Normal Kuvvet



## Betonarme Kazık Kesme Kuvveti



## Betonarme Kazık Eğilme Momenti



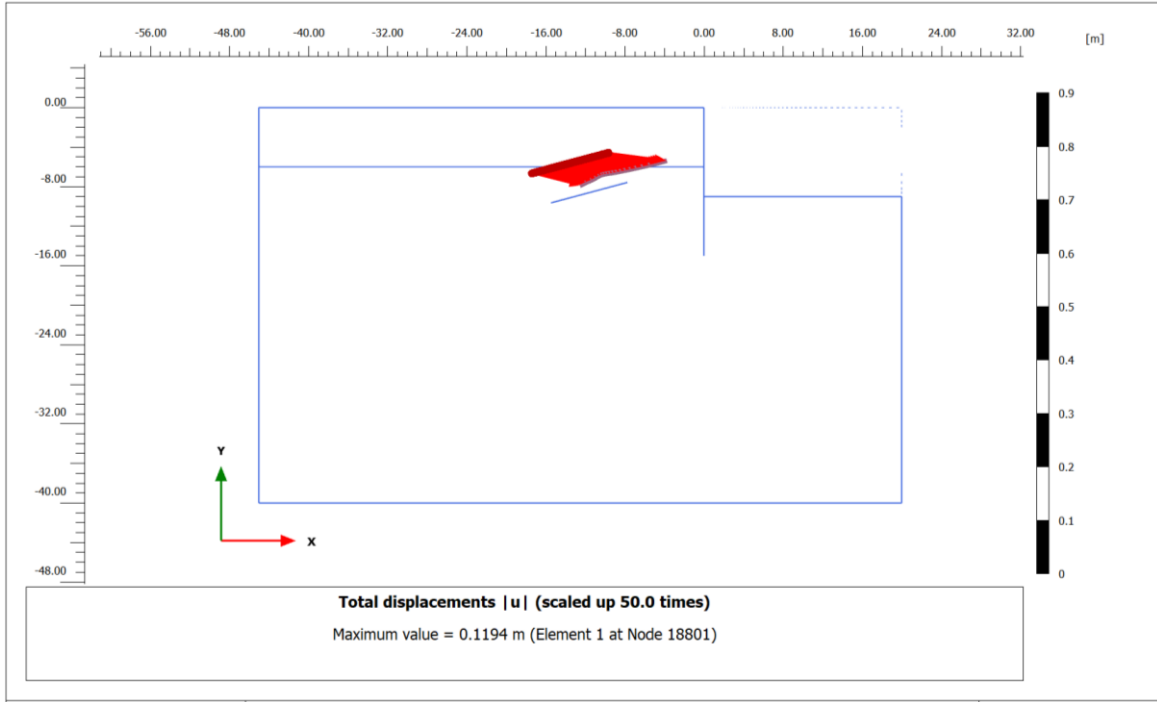
### 1. Ankraj Halatı Normal Kuvveti

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	$N_{min}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	6536	1	0.000	-2.000	497.384	0.000	504.253
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	18801	2	-9.659	-4.588	497.384	0.000	504.253

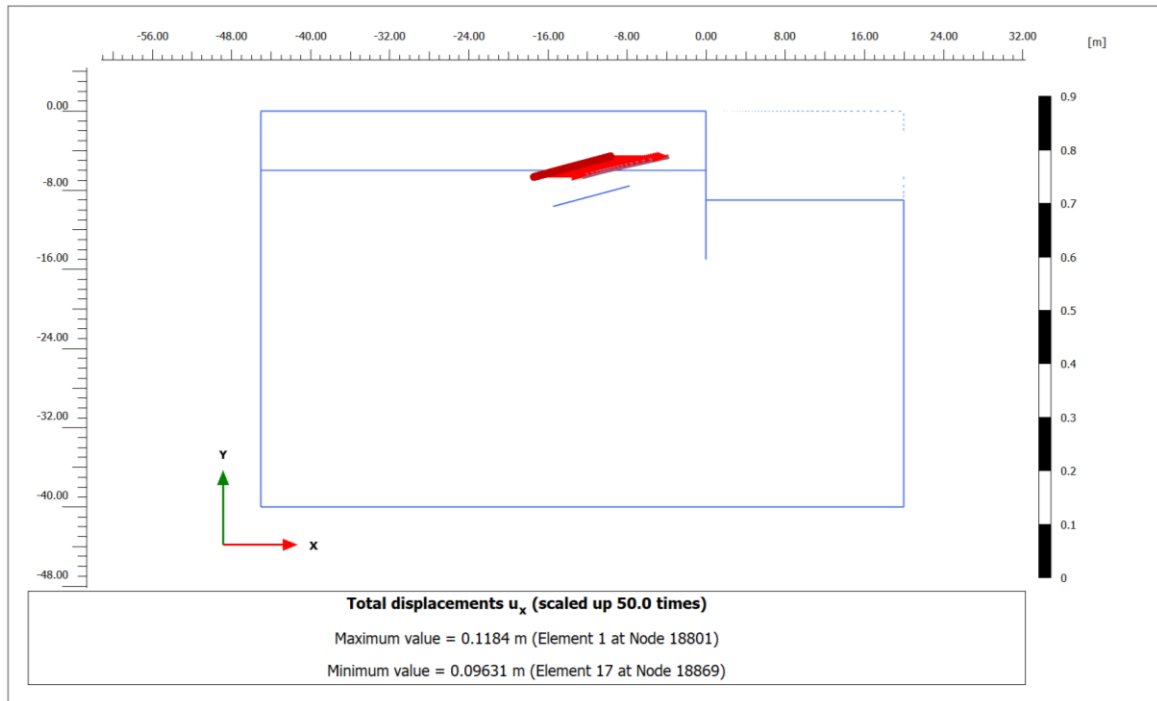
### 2. Ankraj Halatı Normal Kuvveti

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	$N_{min}$ [kN]	$N_{max}$ [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	6306	1	0.000	-5.500	595.961	0.000	595.961
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	18874	2	-7.727	-7.571	595.961	0.000	595.961

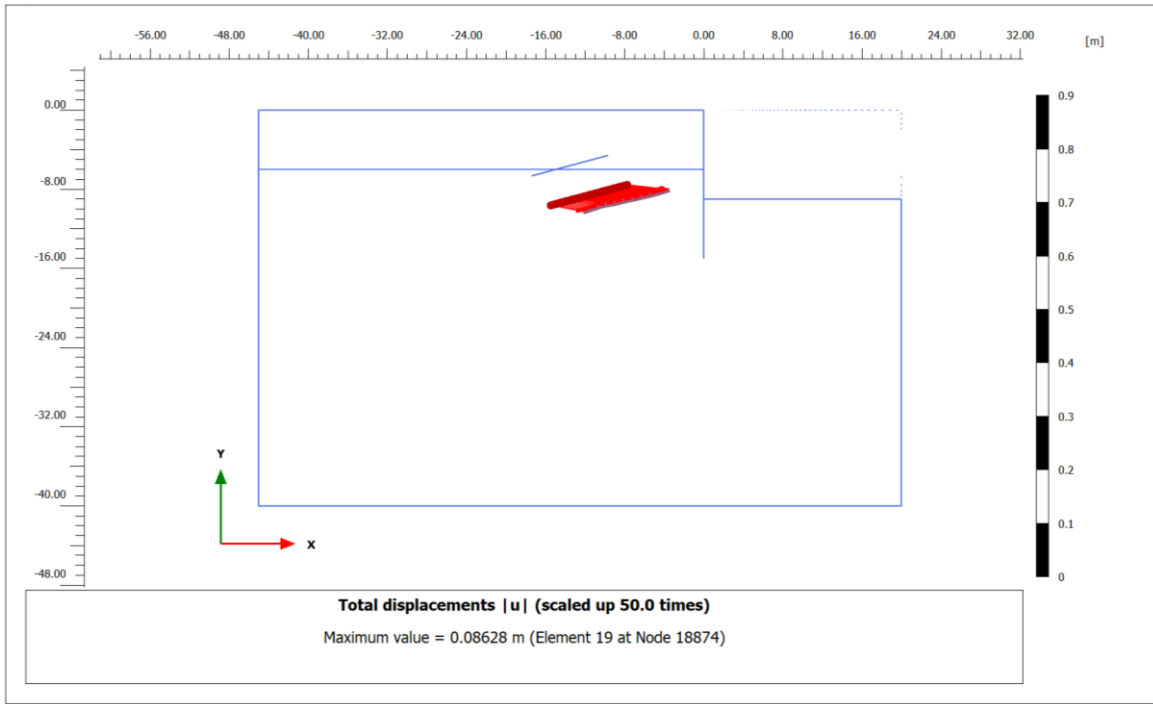
## 1. Ankraj Kökü Toplam Yer değiştirme



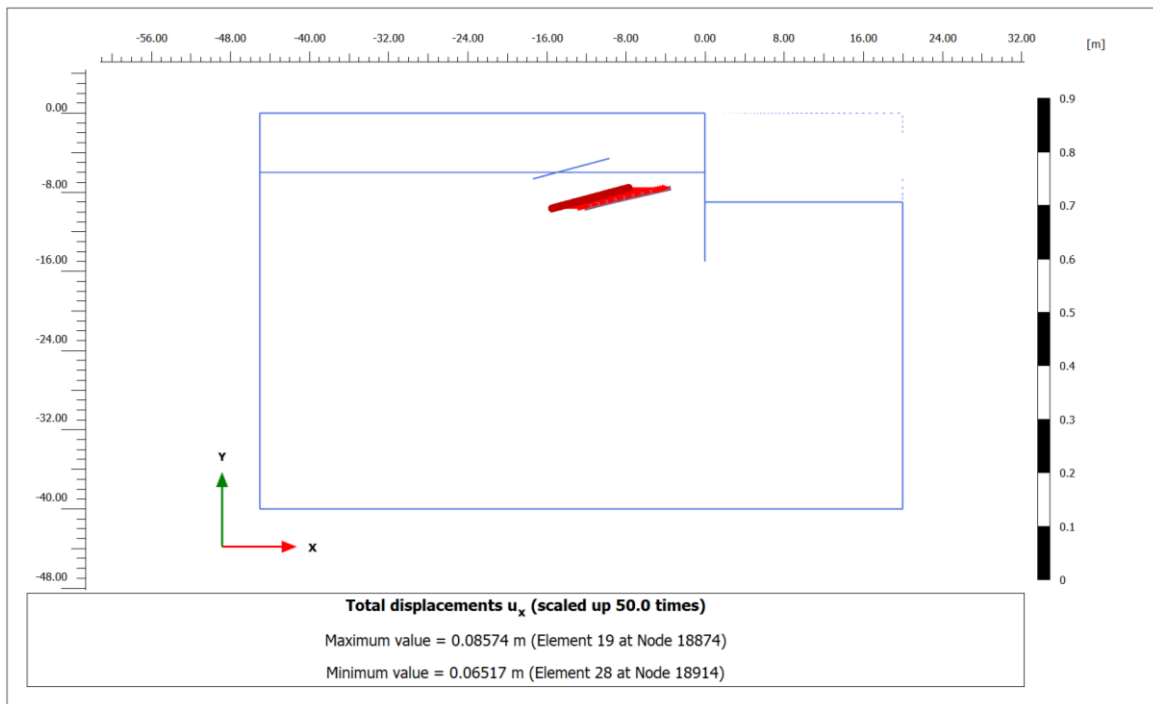
## 1. Ankraj Kökü Yatay Değiştirme



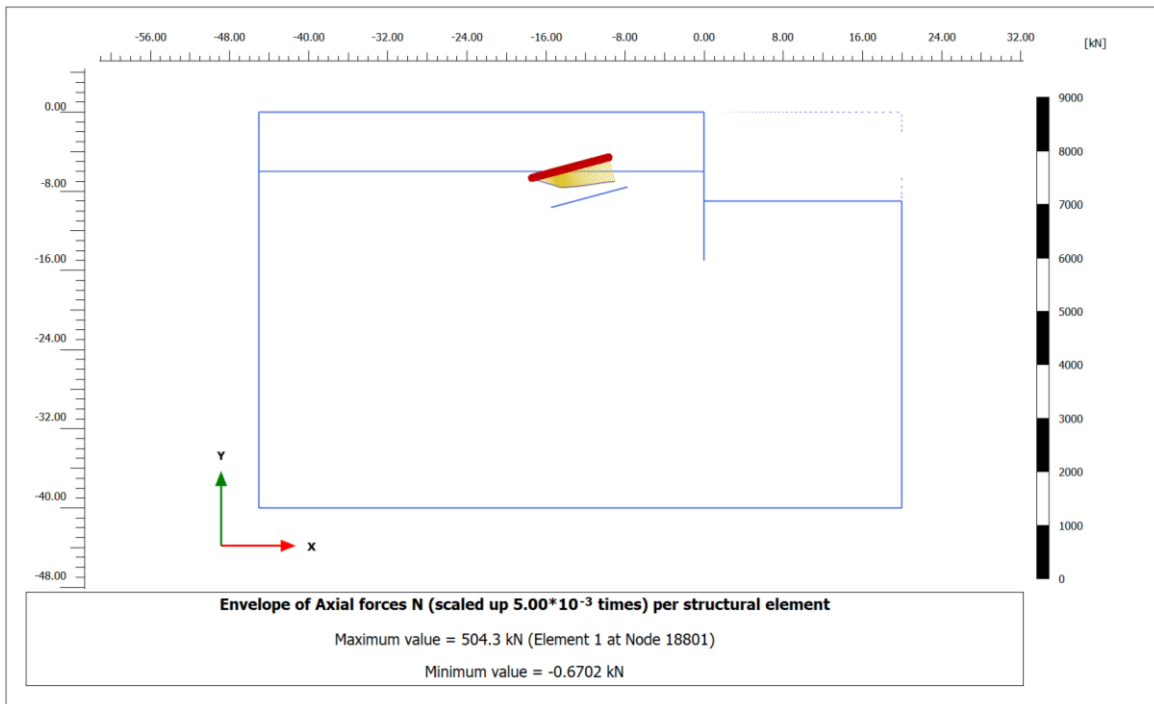
## 2. Ankraj Kökü Toplam Yer Değişirme



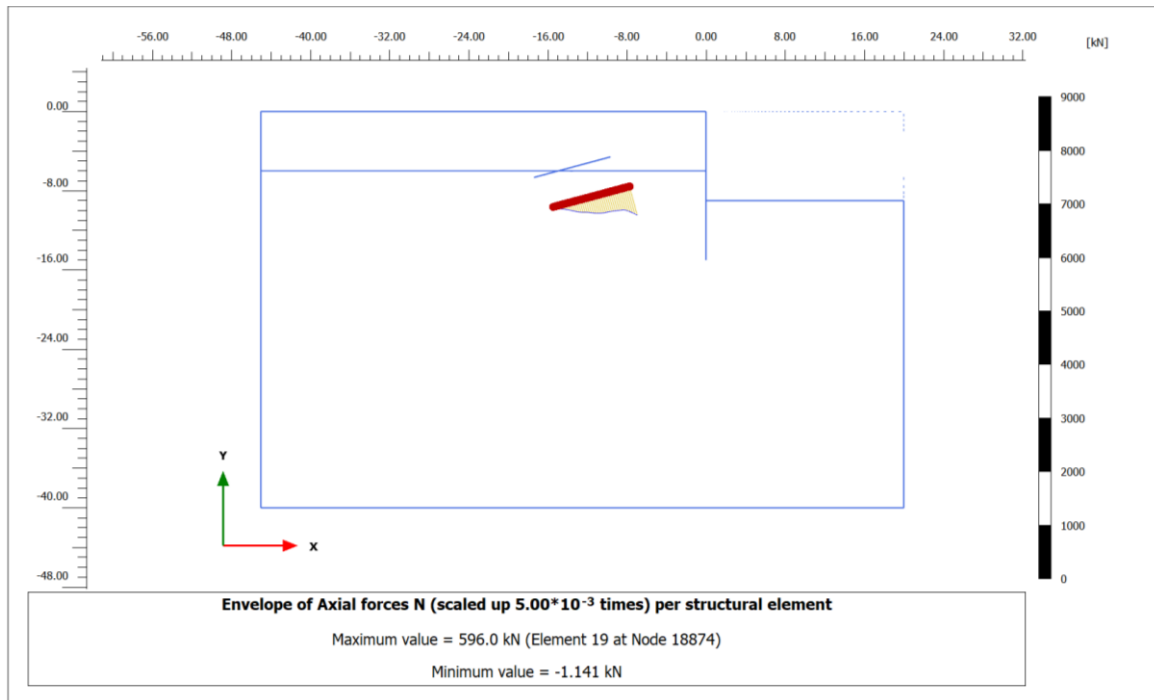
## 2. Ankraj Kökü Yatay Değişirme



## 1. Ankraj Kökü Normal Kuvvet



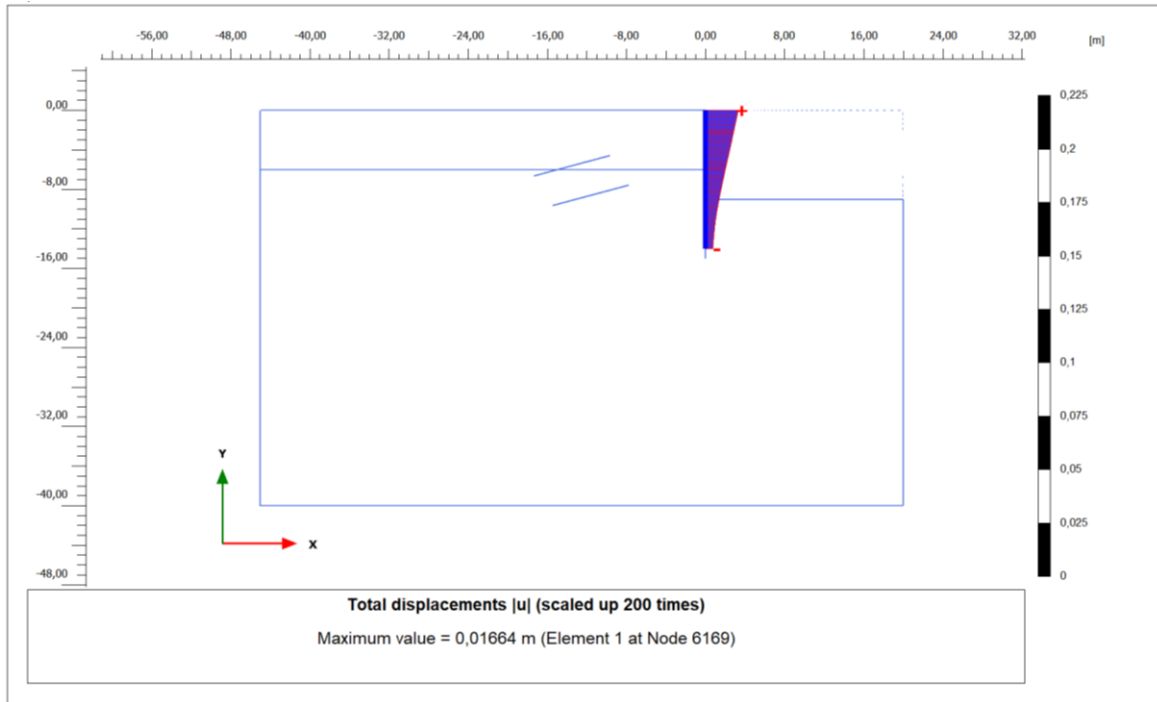
## 2. Ankraj Kökü Normal Kuvvet



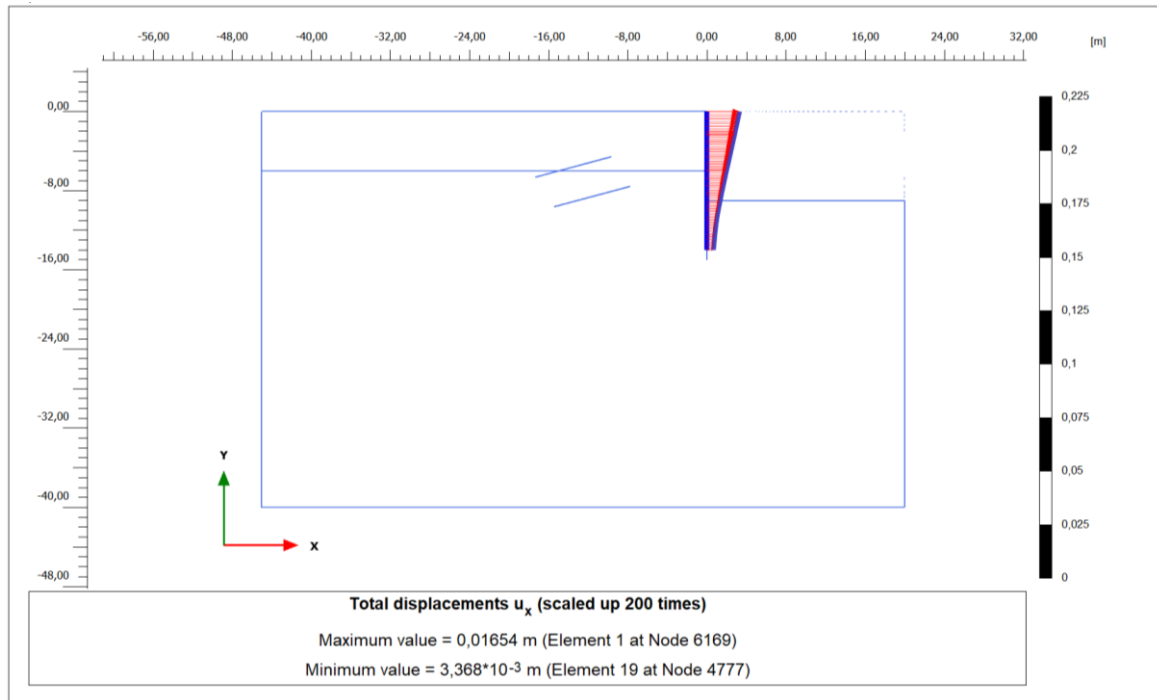
## EK-7

### DD-2a Deprem düzeyinde Eşdeğer Statik Yöntemi ile çözümlenen Hesap Çıktıları

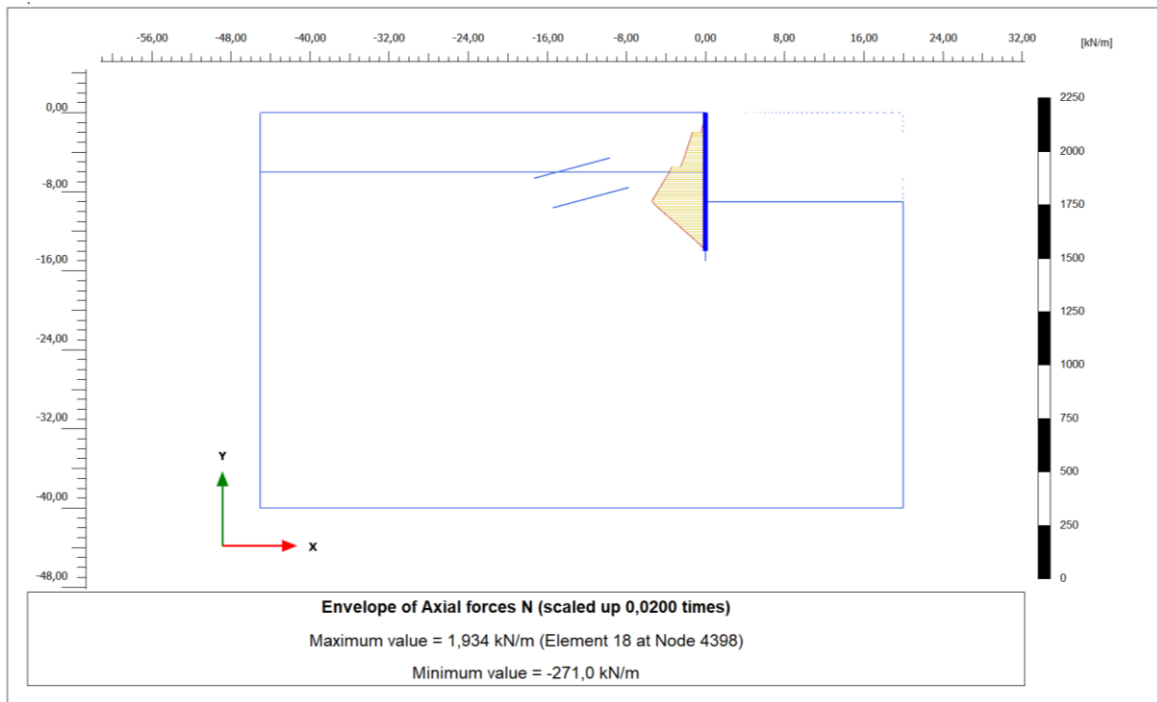
#### Betonarme Kazık toplam yer değiştirme



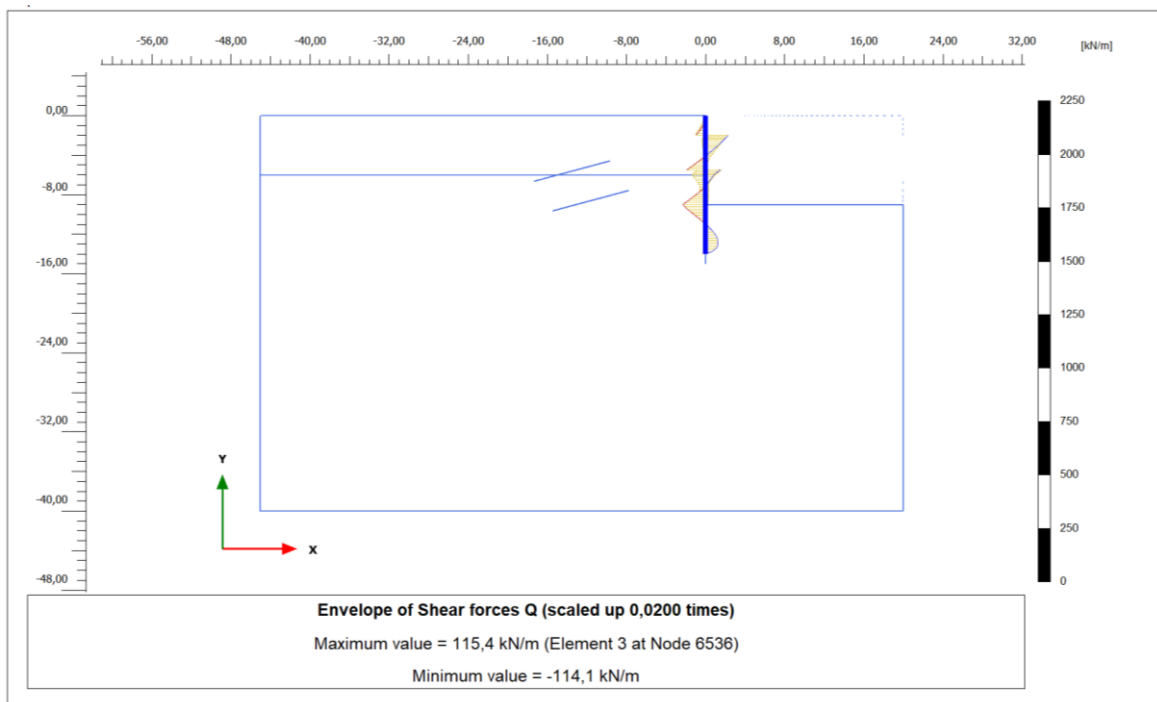
#### Betonarme Kazık yatay yer değiştirme $U_x$



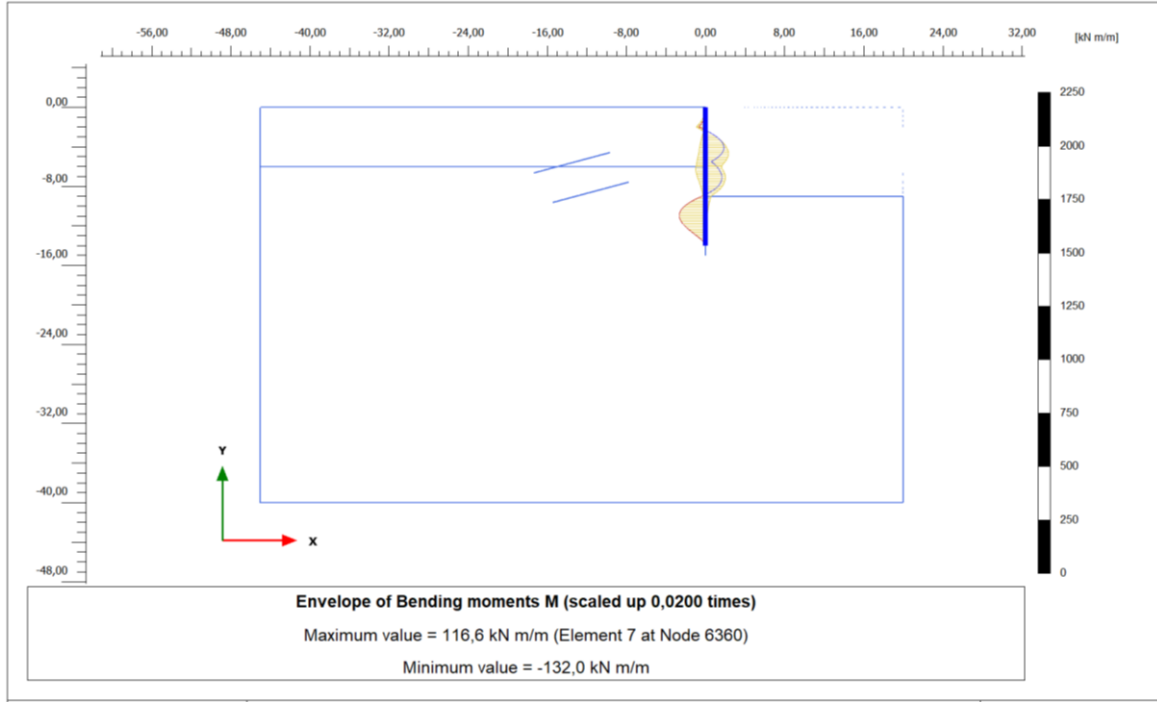
## Betonarme Kazık Normal Kuvvet N



## Betonarme Kazık Kesme Kuvveti Q



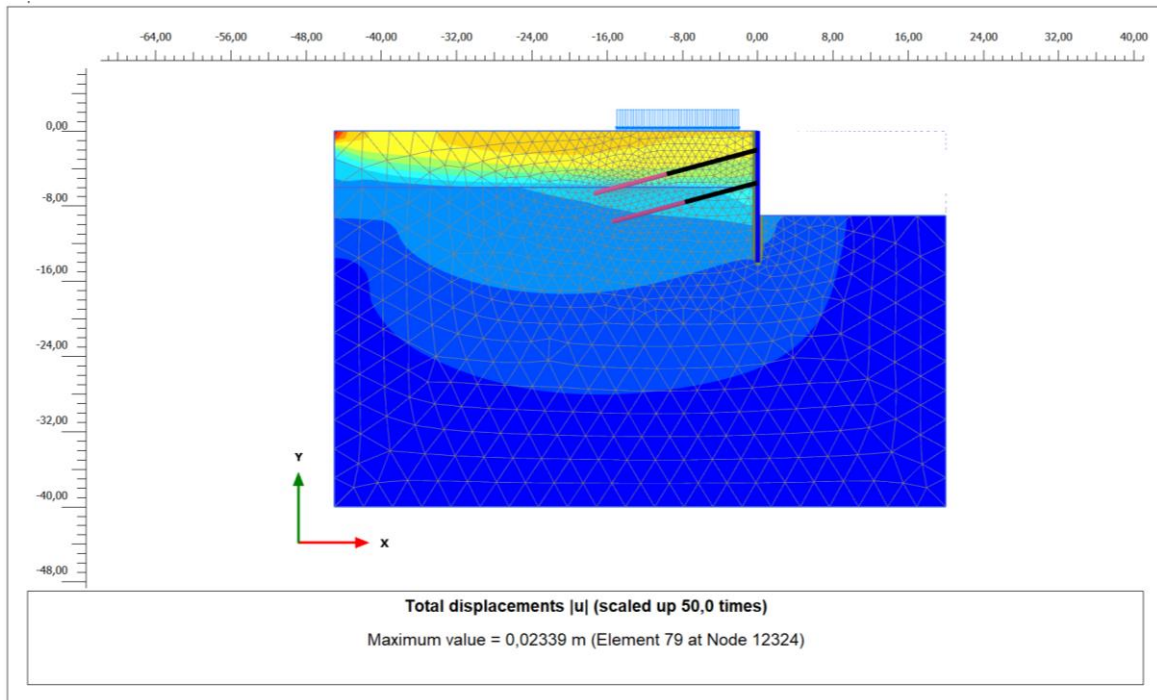
## Betonarme Kazık Eğilme Momenti M



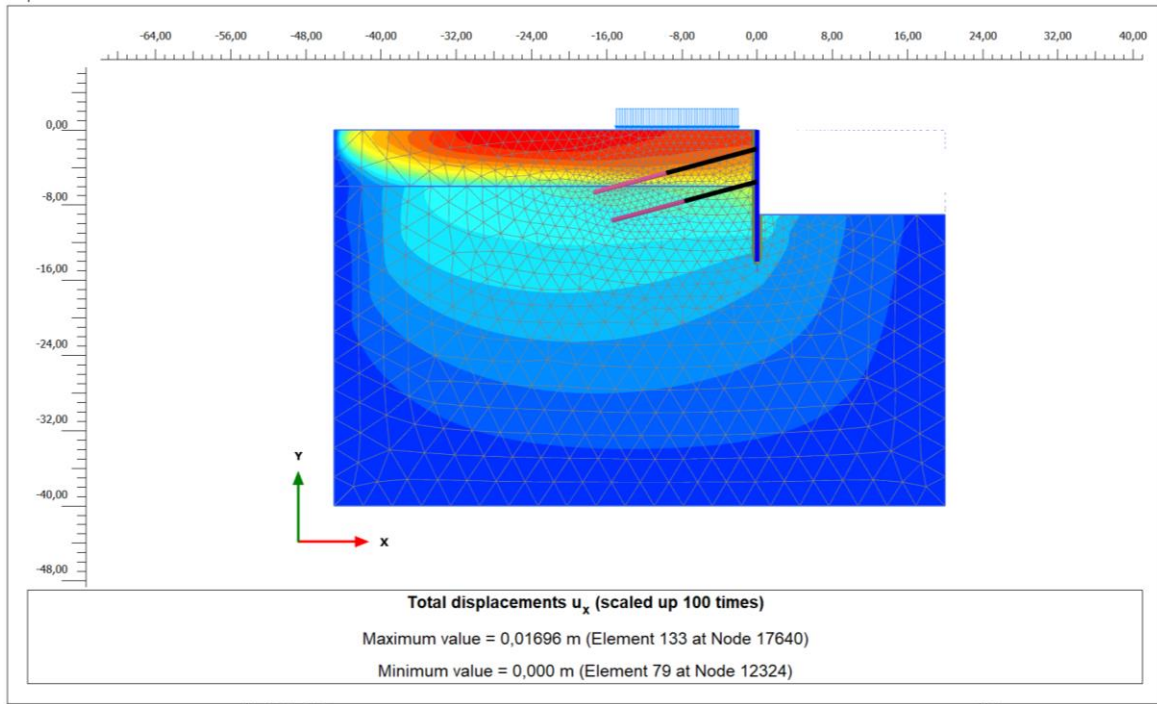
## 1.ankraj halatı Toplam Kuvvet N

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_1_1	6536	1	0,000	-2,000	338,525	0,000	338,525
Element 1-1 (Node-to-node anchor)	18801	2	-9,659	-4,588	338,525	0,000	338,525

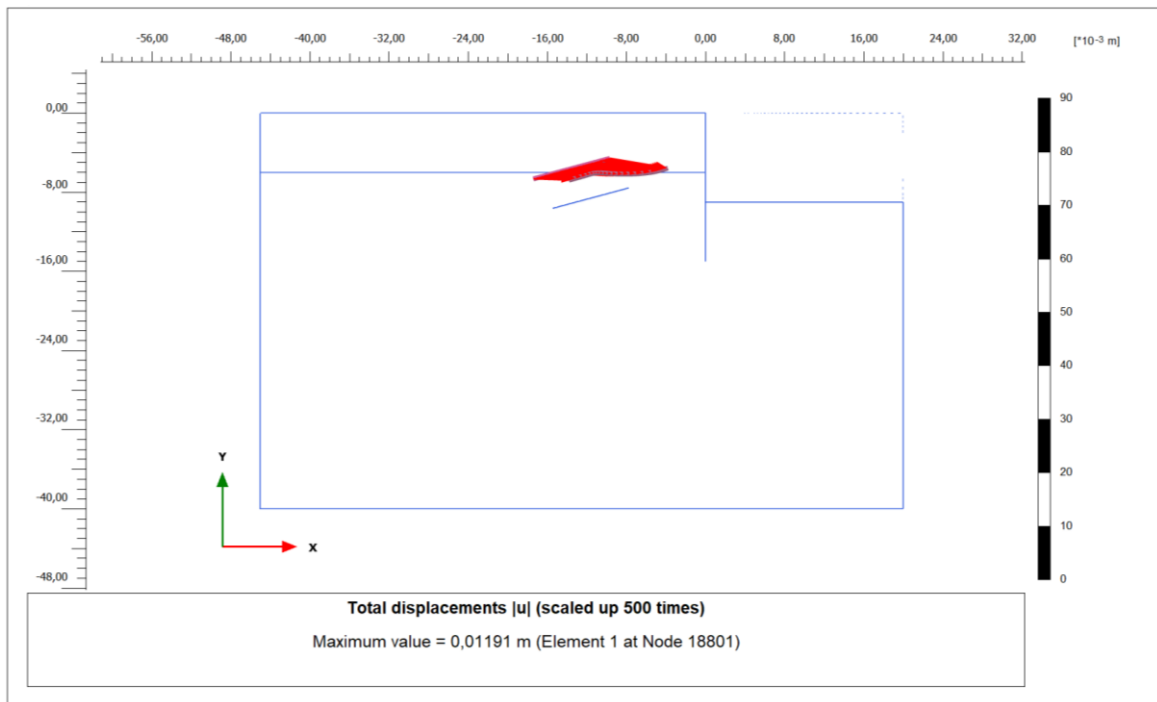
## 1.ankraj halatı toplam yer değiştirme



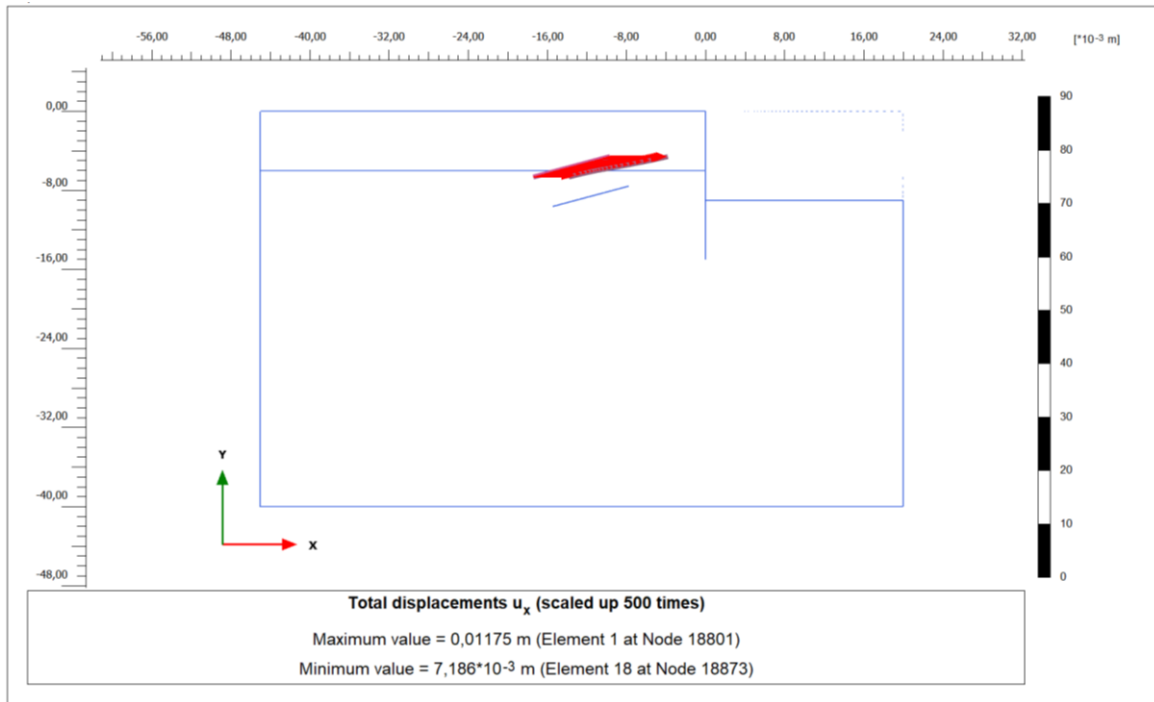
### 1.ankraj halatı yatay deplasman $U_x$



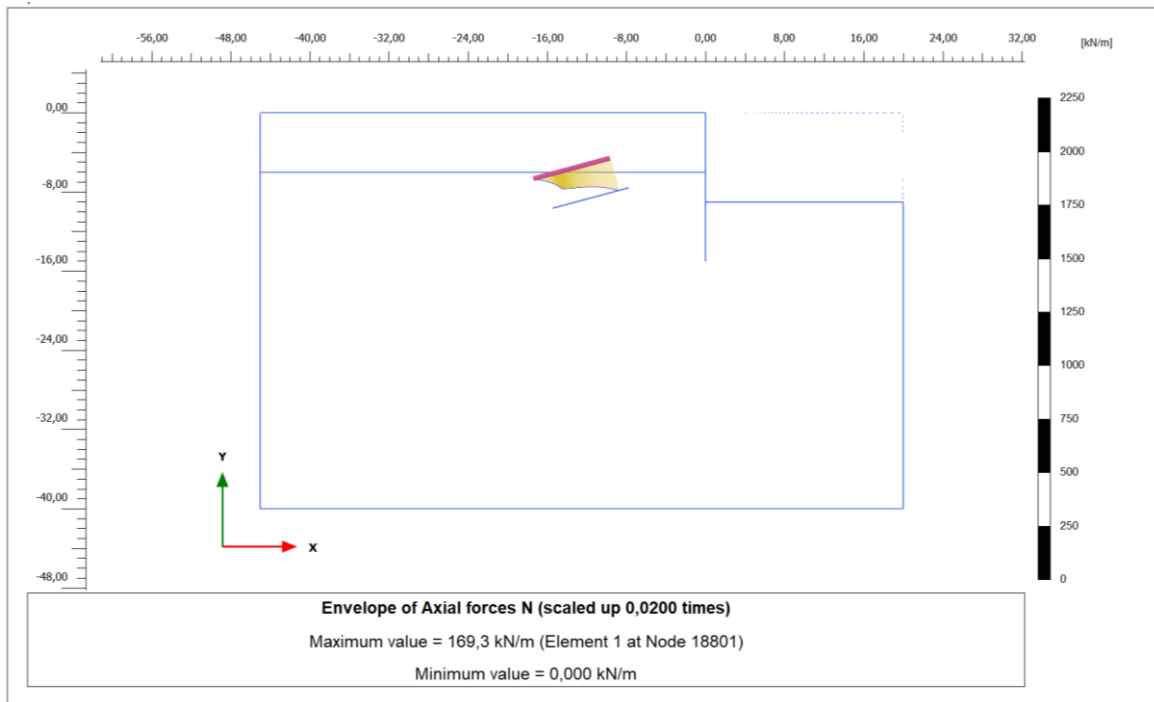
### 1.ankraj kökü toplam yer değiştirme



### 1.ankraj kökü yatay yer değiştirme $U_x$



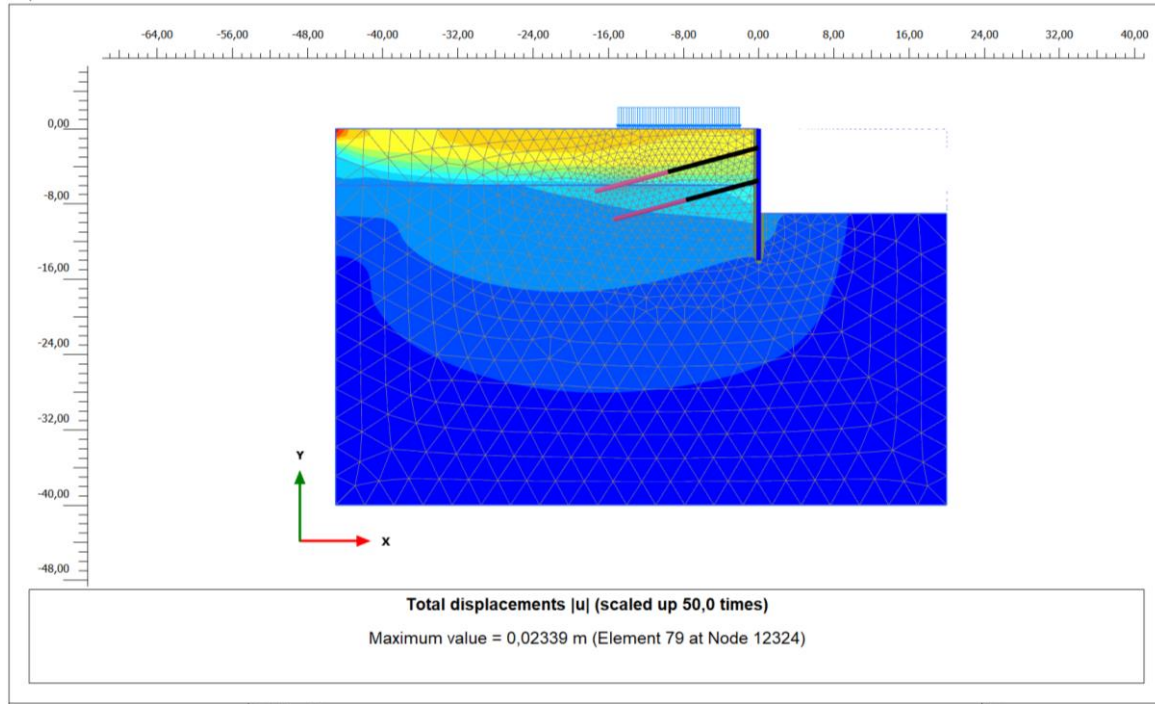
### 1.ankraj kökü Normal Kuvvet N



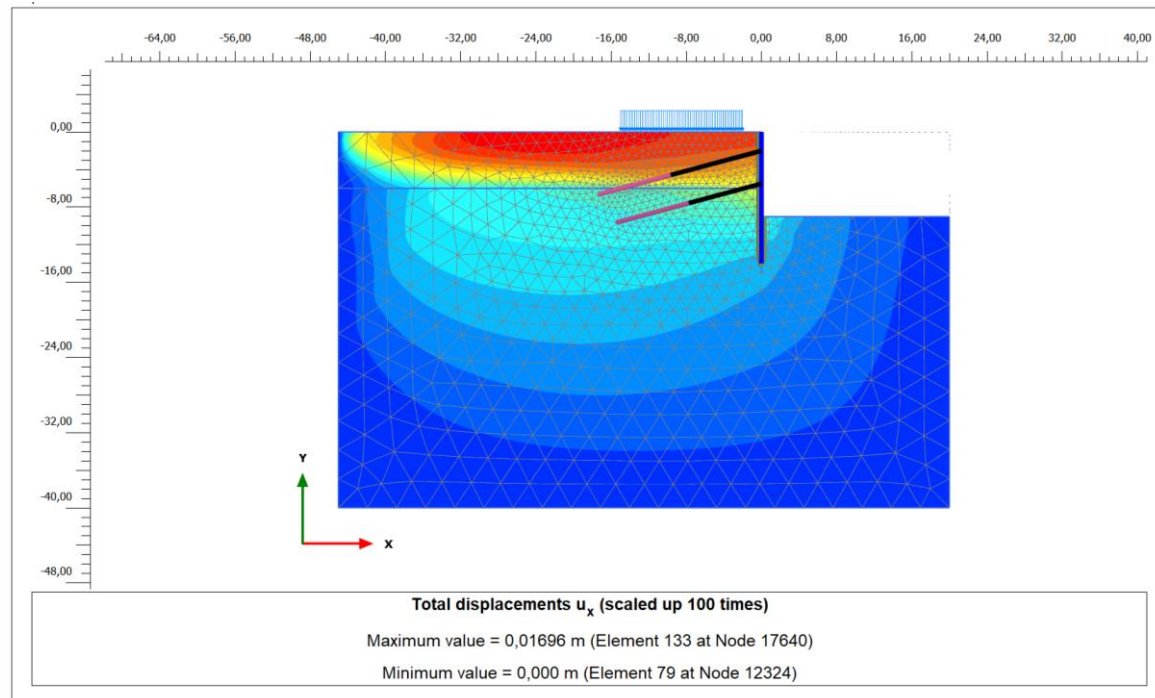
## 2.ankraj halatı Toplam Kuvvet N

Structural element	Node	Local number	X [m]	Y [m]	N [kN]	N <sub>min</sub> [kN]	N <sub>max</sub> [kN]
NodeToNodeAnchor_2_1	6306	1	0,000	-5,500	350,428	0,000	350,428
Element 2-2 (Node-to-node anchor)	18874	2	-7,727	-7,571	350,428	0,000	350,428

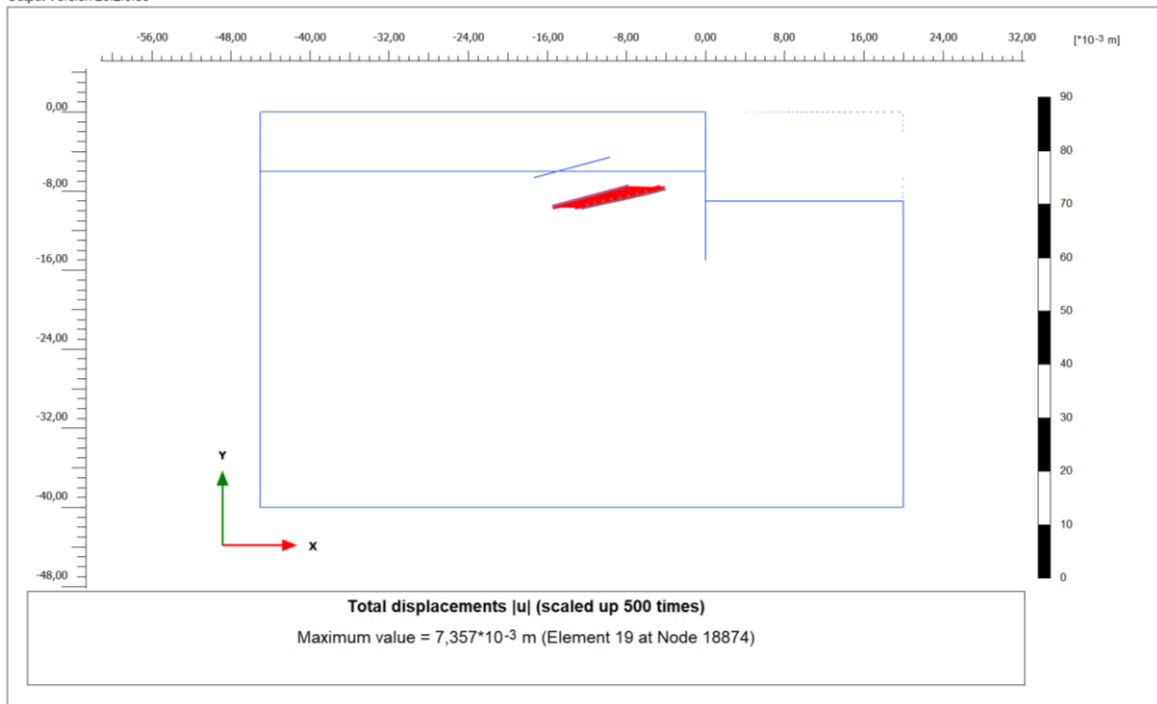
## 2.ankraj halatı toplam yer değiştirme



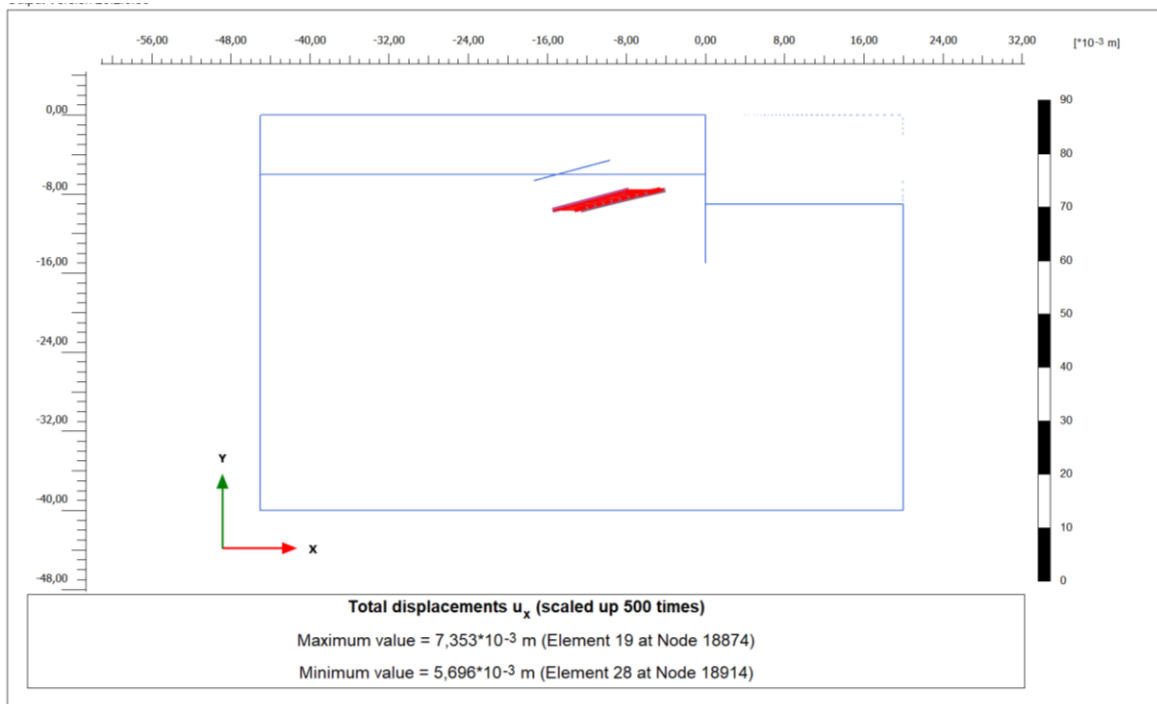
## 2.ankraj halatı Yatay yer değiştirme U<sub>x</sub>



## 2.ankraj kökü toplam yer değiştirme



## 2.ankraj kökü yatay yer değiştirme $U_x$



## 2.ankraj kökü Normal Kuvvet N

