

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI



DERİN KAZILARIN SAYISAL ANALİZİ İÇİN
PARAMETRİK BİR ÇALIŞMA

YÜKSEK LİSANS TEZİ

VEDAT ASLAN

BALIKESİR, OCAK - 2017

T.C.
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI



DERİN KAZILARIN SAYISAL ANALİZİ İÇİN
PARAMETRİK BİR ÇALIŞMA

YÜKSEK LİSANS TEZİ

VEDAT ASLAN

Jüri Üyeleri: Yrd. Doç. Dr. Banu YAĞCI (Tez Danışmanı)
Yrd. Doç. Dr. Sedat SERT
Yrd. Doç. Dr. Arzu OKUCU

BALIKESİR, OCAK - 2017

KABUL VE ONAY SAYFASI

Vedat ASLAN tarafından hazırlanan “**DERİN KAZILARIN SAYISAL ANALİZİ İÇİN PARAMETRİK BİR ÇALIŞMA**” adlı tez çalışmasının savunma sınavı 05.01.2017 tarihinde yapılmış olup aşağıda verilen jüri tarafından oy birliği ile Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

İmza

Danışman
Yrd. Doç. Dr. Banu YAĞCI

Üye
Yrd. Doç. Dr. Sedat SERT

Üye
Yrd. Doç. Dr. Arzu OKUCU


.....

.....

.....

Jüri üyeleri tarafından kabul edilmiş olan bu tez Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulunca onanmıştır.

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

Doç. Dr. Necati ÖZDEMİR

.....

ÖZET

**DERİN KAZILARIN SAYISAL ANALİZİ İÇİN
PARAMETRİK BİR ÇALIŞMA
YÜKSEK LİSANS TEZİ
VEDAT ASLAN
BALIKESİR ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
(TEZ DANIŞMANI: YRD. DOÇ. DR. BANU YAĞCI)
BALIKESİR, OCAK - 2017**

Bu tez çalışmasında Balıkesir’deki bir inceleme alanı için gerçekçi kısıtlar altında geoteknik modelleme ve destek sistemleri tasarımını amaçlayan parametrik analizler oluşturulmuştur. Farklı derinliklerdeki kazılar için Geo5 programı ile oluşturulan, konsol ve ankrajlı destek sistemi tasarımlarının deformasyon analizleri Plaxis programı ile yapılmıştır. Mevcut veri doğrultusunda “drenajsız zemin parametrelerine” ve “efektif zemin parametrelerine” dayalı alternatif geoteknik modeller oluşturulmuş ve modelleme farklılıklarının deformasyon analizleri üzerindeki etkisi incelenmiştir. Çalışmada geoteknik problemler için çözüm sağlayan ancak hesap yöntemi açısından farklı iki ayrı yazılımın kullanılması ile de geoteknik modellemenin derin kazıların performansında önemli bir faktör olduğu görülmüştür.

ANAHTAR KELİMELELER: Balıkesir, Geo5, Plaxis, Geoteknik model, Diyafram duvar, Ankraj

ABSTRACT

**A PARAMETRIC ANALYSIS FOR NUMERICAL ANALYSIS OF DEEP
EXCAVATION
MSC THESIS
VEDAT ASLAN
BALIKESIR UNIVERSITY INSTITUTE OF SCIENCE
CIVIL ENGINEERING
(SUPERVISOR: ASSIST. PROF. DR. BANU YAGCI)
BALIKESIR, JANUARY 2017**

In this thesis study, parametric analyzes were designed to design geotechnical modeling and support systems under realistic constraints for an area in Balikesir. Deformation analysis of support system designs created with Geo5 program for different depths of excavations was done with Plaxis program. Alternative geotechnical models based on "undrained soil parameters" and "effective soil parameters" are established and the effect of modeling differences on deformation analysis is examined. It is seen that geotechnical modeling is an important factor in the performance of deep excavations by using two different software in the study which provide solution for geotechnical problems but different in terms of calculation method.

KEYWORDS: Balikesir, Geo5, Plaxis, Geotechnical model, Diaphragm wall, Anchorage

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET.....	i
ABSTRACT	ii
İÇİNDEKİLER.....	iii
ŞEKİL LİSTESİ.....	v
TABLO LİSTESİ.....	viii
ÖNSÖZ.....	xi
1. GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	3
3. KAZI YÖNTEMLERİ VE DESTEK SİSTEMLERİ	21
3.1 Derin Kazı Yöntemleri.....	21
3.1.1 Açık Kazı Yöntemi.....	21
3.1.2 İçten İksalı Kazı Yöntemi	22
3.1.3 Ada Kazı Yöntemi.....	24
3.1.4 Yukarıdan Aşağıya Kazı Yöntemi	25
3.1.5 Anolu Kazı Yöntemi.....	27
3.1.6 Ankrajlı kazı yöntemi	28
3.1.7 Aç-Kapa Kazı Yöntemi.....	30
3.2 Destek Sistemleri	31
3.2.1 Palplanş Duvarlar	31
3.2.2 Mini Kazık Duvarlar.....	35
3.2.3 Fore Kazık Duvarlar	36
3.2.4 Kesişen Kazık Duvarlar	40
3.2.5 Kuyu Tipi Betonarme Perdeler	41
3.2.6 Diyafram Duvarlar	42
3.2.7 Ankrajlı Duvarlar	45
4. YANAL ZEMİN BASINÇLARI	47
4.1 Genel Tanımlama	47
4.2 Rankine Teorisi	50
4.2.1 Sükûnet Durumu (Elastik Denge Hali).....	51
4.2.2 Plastik Denge Durumu.....	54
4.2.2.1 Aktif Durum	54
4.2.2.2 Pasif Durum.....	57
4.3 Rankine Formülleri	58
4.3.1 Aktif Koşul.....	58
4.3.2 Pasif Koşul	62
4.4 Coulomb Teorisi	64
4.5 Çok Sıra Destekli Sistemlere Etkiyen Toprak Basınçları	68
5. ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEK SİSTEMLERİ	79
5.1 Ankrajlar	79
5.1.1 Ankrajların Sınıflandırılması	80
5.1.2 Ankrajların Yapısı	84
5.2 Ankrajlı Destek Sistemleri	91

5.2.1	Ankrajlı Destek Sistemlerinin Stabilitesi.....	91
5.2.2	Ankrajlı Destek Sistemlerinin Dizaynı.....	99
6.	DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİ İÇİN HESAP YÖNTEMLERİ	112
6.1	Hesap Yöntemleri	112
6.1.1	Limit Denge Yöntemi.....	112
6.1.2	Elastik Zemine Oturan Kiriş Yöntemi.....	112
6.1.3	Yarı-Sonlu Elemanlar Yöntemi	113
6.1.4	Sonlu Elemanlar Yöntemi.....	113
6.2	Geo5 Programı.....	115
6.3	Plaxis Programı	117
6.3.1	Mohr-Cloumb Modeli	119
7.	İNCELEME ALANI İÇİN GEOTEKNİK MODELLEME	120
7.1	Balıkesir'in Genel Jeolojisi	120
7.2	Zemin Etüd Çalışmaları ve Geoteknik Modelleme	121
8.	GEO5 PROGRAMI İLE PARAMETRİK ANALİZLER	131
8.1	Geo5 Analiz Örneği	132
8.1.1	Perde Tasarımı	132
8.1.2	Perde Kontrolü	140
8.2	ASD Tahkik Yönteminin Kullanıldığı Analizler	145
8.2.1	1. Grup Analizler.....	145
8.2.2	2. Grup Analizler.....	147
8.3	EN 1997-DA2 Tahkik Yönteminin Kullanıldığı Analizler.....	149
8.3.1	3. Grup Analizler.....	149
8.3.2	4. Grup Analizler.....	152
8.4	Analiz Sonuçları	154
9.	PLAXİS PROGRAMI İLE PARAMETRİK ANALİZLER.....	156
9.1	Plaxis Analizlerinin Geo5 Analizleri ile Karşılaştırılması.....	156
9.2	Konsol Destek Sistemi için Geoteknik Modelleme Farklılıkları	159
9.2.1	Drenajsız Parametreler ile Drenajsız Analiz-C.....	160
9.2.2	Efektif Parametreler ile Drenajsız Analiz-A.....	161
9.3	Tek Sıra Ankrajlı Destek Sistemleri için Analizler	163
9.3.1	Geo5 Programı ile Tasarım.....	164
9.3.2	Plaxis Programı ile Analiz	170
9.4	Çok Sıra Ankrajlı Destek Sistemleri için Analizler.....	178
9.4.1	Geo5 Programı ile Tasarım.....	178
9.4.2	Plaxis Programı ile Analiz	184
10.	SONUÇ VE ÖNERİLER	192
11.	KAYNAKLAR	193

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 3.1: Serbest şevli açık kazı yöntemi (Ou, 2006)	22
Şekil 3.2: Konsol iksalı kazı yöntemi	22
Şekil 3.3: İçten iksalı kazı yöntemi-1	23
Şekil 3.4: İçten iksalı kazı yöntemi-2	24
Şekil 3.5: Ada kazı yöntemi	25
Şekil 3.6: Yukarıdan aşağıya kazı yöntemi	26
Şekil 3.7: Anolu kazı yöntemi plan görünüşü	27
Şekil 3.8: Zemin çivisine ait bileşenler	29
Şekil 3.9: Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi	29
Şekil 3.10: Aç-kapa yöntemiyle yapılan bir kazı	31
Şekil 3.11: Yapının bir bölümünü oluşturan palplanş duvarlar	32
Şekil 3.12: Yapıda yardımcı eleman olarak oluşturulan palplanş perdeler	32
Şekil 3.13: Başlı başına yapı olan palplanş duvarlar	33
Şekil 3.14: Ahşap palplanş perde	33
Şekil 3.15: Betonarme palplanş perde	34
Şekil 3.16: En yaygın kullanılan çelik palplanş kesitleri	35
Şekil 3.17: Mini kazık imalat safhaları	36
Şekil 3.18: Fore kazık makinası	37
Şekil 3.19: Fore kazık uygulamaları	38
Şekil 3.20: Fore kazık yapım aşamaları	39
Şekil 3.21: Kesişen kazık duvar	41
Şekil 3.22: Kuyu tipi betonarme perde duvar	42
Şekil 3.23: Diyafram duvar imalat safhaları	43
Şekil 4.1: Dayanma yapısı ile zemin arasında etkiyen basınçlar	49
Şekil 4.2: Aktif ve pasif denge durumları	49
Şekil 4.3: Yarı sonsuz ortamda zemin elemanı	51
Şekil 4.4: Bir dayanma yapısı üzerine sükunet durumunda etkiyen basınç	53
Şekil 4.5: Sükunetteki durumdan aktif duruma geçen bir zeminde gerilme şartları ..	55
Şekil 4.6: Aktif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kesme yenilmesi yüzeyleri	55
Şekil 4.7: Duvar hareketinin kumdaki yanal zemin basıncına etkisi	56
Şekil 4.8: Pasif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kesme yenilmesi yüzeyleri	57
Şekil 4.9: Sükunetteki durumdan pasif duruma geçen bir zeminde gerilme şartları ..	57
Şekil 4.10: Rankine çözümü (a) aktif durum (b) pasif durum	61
Şekil 4.11: Zemin basınçları (a) teorik dağılım ve (b) gözlenen dağılım	62
Şekil 4.12: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb yöntemine göre aktif toprak basıncı	165
Şekil 4.13: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb yöntemine göre pasif toprak basıncı	167
Şekil 4.14: Yatay toprak basıncı, duvar yer değiştirmesi ve çakma boyu arasındaki ilişki (FHWA-IF-99-015, 1999)	69
Şekil 4.15: Model duvar kesiti (FHWA-IF-99-015, 1999)	69
Şekil 4.16: İlk sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999)	70
Şekil 4.17: İlk sıra ankrajın gerilmesi sırasındaki yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999)	71

Şekil 4.18: 2. sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999).....	71
Şekil 4.19: Nihai kazı seviyesinde yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999).....	72
Şekil 4.20: Çok sıra ankrajlı bir duvarda toprak basıncı dağılımı (Berilgen, 1996) ..	74
Şekil 4.21: Ankrajlı duvar için NAVFAC önerisi.....	75
Şekil 4.22: Tschebotarioff tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları.....	76
Şekil 4.23: Lehman tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları	76
Şekil 4.24: Terzaghi-Peck tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları.....	77
Şekil 4.25: Klenner tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları	78
Şekil 5.1: Temel ankraj tipleri (BS-8081, 1989).....	83
Şekil 5.2: Ankraj elemanları	85
Şekil 5.3: Su ve çimento oranının enjeksiyon dayanımına etkisi	86
Şekil 5.4: Ankraj merkezleyici ve ayıraç görüntüsü	90
Şekil 5.5: Ankraj kafa bölgesi görüntüsü	91
Şekil 5.6: Öngermeli ankrajlı iksalarda oluşabilecek göçme mekanizmaları.....	92
Şekil 5.7: Ankrajlı duvarda içsel stabilite için kabul edilen kayma kaması	97
Şekil 5.8: Tek ve çok sıralı ankrajlarda blok analizi	98
Şekil 5.9: Toptan göçme	99
Şekil 5.10: Ankraj serbest boyunun belirlenmesi	101
Şekil 5.11: Gerilmenin kök bölgesinde dağılımı.....	104
Şekil 5.12: Taşıma gücü kapasitesi faktörü ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki.....	108
Şekil 5.13: Kumlu çakıllar ve çakıllı kumlarda maksimum ankraj kapasitesi (NAVFAC, 1988)	109
Şekil 5.14: Güvenli ankraj taşıma gücü ile SPT arasındaki ilişki (Ostermayer, Scheele, 1977)	109
Şekil 5.15: D tipi ankraj.....	111
Şekil 6.1: Sonlu eleman gösterilişi (Brinkgreve, 2004)	114
Şekil 6.2: Düğüm (sol) ve gerilme noktaları (sağ) (a)15 düğümlü (b) 6 düğümlü ..	118
Şekil 8.1: Proje sayfası	133
Şekil 8.2: Ayarlar listesi	133
Şekil 8.3: Geçerli ayarların düzenlenmesi	134
Şekil 8.4: Zemin profili	134
Şekil 8.5: Zemin parametreleri (1. tabaka)	135
Şekil 8.6: Zemin parametreleri (2. tabaka)	135
Şekil 8.7: Zemin parametreleri (3. tabaka)	136
Şekil 8.8: Zemin parametreleri (4. tabaka)	136
Şekil 8.9: Zemin tabakalarının atanması	137
Şekil 8.10: Kazı derinliği	137
Şekil 8.11: Arazi durumu.....	138
Şekil 8.12: Yeraltı suyu durumu	138
Şekil 8.13: Tasarım durumu.....	139
Şekil 8.14: Analiz sonuçları.....	139
Şekil 8.15: Perde tasarımındaki verinin aktarılması.....	140
Şekil 8.16: Perde kontrol programı için geçerli ayarlar.....	141

Şekil 8.17: Zemin yatak katsayısı seçimi	141
Şekil 8.18: Duvar kesit özellikleri.....	142
Şekil 8.19: Duvar malzeme özellikleri	142
Şekil 8.20: Kazı derinliği.....	143
Şekil 8.21: Ek zemin parametrelerinin girilmesi (3. tabaka)	143
Şekil 8.22: Kohezyon etki katsayısının duvarın maksimum deplasmanı üzerindeki etkisi.....	144
Şekil 8.23: Analiz sonuçları-1	144
Şekil 8.24: Analiz sonuçları-2.....	145
Şekil 8.25: H=4 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	146
Şekil 8.26: H=6 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	146
Şekil 8.27: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	147
Şekil 8.28: H=4 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	148
Şekil 8.29: H=6 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	148
Şekil 8.30: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	149
Şekil 8.31: H=4 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	150
Şekil 8.32: H=6 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	151
Şekil 8.33: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	151
Şekil 8.34: H=4 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	152
Şekil 8.35: H=6 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	153
Şekil 8.36: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları	153
Şekil 9.1: Derin kazılar için model sınırları.....	156
Şekil 9.2: Plastisite indisi-içsel sürtünme açısı ilişkisi	165
Şekil 9.3: Geo5 perde tasarımı analiz sonuçları (<i>Model-1</i>)	166
Şekil 9.4: Geo5 perde kontrolü ankraj parametreleri (<i>Model-1</i>).....	166
Şekil 9.5: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-Deformasyonlar (<i>Model-1</i>)	167
Şekil 9.6: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-İçsel Stabilite (<i>Model-1</i>)	167
Şekil 9.7: Geo5 perde tasarımı analiz sonuçları (<i>Model-2</i>)	168
Şekil 9.8: Geo5 perde kontrolü ankraj parametreleri (<i>Model-2</i>).....	168
Şekil 9.9: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-Deformasyonlar (<i>Model-2</i>)	169
Şekil 9.10: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-İçsel Stabilite (<i>Model-2</i>)	169
Şekil 9.11: Ankrajlı sistem için model sınırları	174
Şekil 9.12: Model geometrisi (<i>Model-1</i>)	175
Şekil 9.13: Deformasyonlar (<i>Model-1</i>) (20 kat abartılmış)	176
Şekil 9.14: Duvardaki deplasman (<i>Model-1</i>) (20 kat abartılmış)	176
Şekil 9.15: Geo5 perde tasarımı model geometrisi-EN1997-DA3 (<i>Model-1</i>).....	180
Şekil 9.16: Geo5 perde tasarımı analiz sonuçları-EN1997-DA3 (<i>Model-1</i>)	181
Şekil 9.17: Geo5 perde kontrolü-Deformasyonlar-ASD (<i>Model-1</i>).....	181
Şekil 9.18: Geo5 perde kontrolü-İçsel stabilite-ASD (<i>Model-1</i>)	182
Şekil 9.19: Geo5 perde kontrolü- Deformasyonlar-EN1997-DA3 (<i>Model-1</i>).....	182
Şekil 9.20: Geo5 perde kontrolü-İçsel stabilite-EN1997-DA3 (<i>Model-1</i>)	183
Şekil 9.21: Model geometrisi (<i>Model-1</i>)	185
Şekil 9.22: Deformasyonlar (<i>Model-1</i>) (20 kat abartılmış)	186
Şekil 9.23: Duvar deplasmanı (<i>Model-1</i>) (ASD) (20 kat abartılmış)	187
Şekil 9.24: Güvenlik Analizi- M_{sf} (<i>Model-1</i>).....	187
Şekil 9.25: Deplasmanlar, <i>Model-2</i> ($y_{ref}=18$, $E_{inc}=500$ kPa/m) (ASD)	188
Şekil 9.26: Deplasmanlar, <i>Model-2</i> ($y_{ref}=18$, $E_{inc}=500$ kPa/m) (EN1997-DA3)	188
Şekil 9.27: Güvenlik analizi- M_{sf} <i>Model-2</i> ($y_{ref}=18$, $E_{inc}=500$ kPa/m)	189

TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 4.1: Bazı zeminler için tipik K_0 değerleri (Yıldırım, 2004).....	52
Tablo 4.2: Aktif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi (Coduto, 2001).....	56
Tablo 4.3: Pasif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi (Coduto, 2001).....	58
Tablo 4.4: Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları (Yıldırım, 2004).....	68
Tablo 5.1: Zemin ankrajları için minimum güvenlik sayıları (BS-8081, 1989).....	82
Tablo 5.2: Öngermeli tendon malzemeleri için tipik boyutlar ve karakteristik dayanımlar.....	88
Tablo 5.3: Ankraj kök kapasitesine etki eden faktörler (Sebatini, 2002).....	94
Tablo 5.4: Zemin enjeksiyon arasındaki nihai sürtünme kapasitesi (JSF, 1990).....	95
Tablo 5.5: Çimento enjeksiyonlu kaya ankrajları için kök boyları.....	103
Tablo 5.6: Ankraj yatay aralıkları (CICHE, 1998).....	105
Tablo 5.7: Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983).....	106
Tablo 5.8: 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü (kN) (FHWA, 1998).....	107
Tablo 6.1: Farklı hesap yöntemlerinin avantaj ve dezavantajları (Gaba vd, 2003).....	116
Tablo 7.1: Türkiye jeoloji haritası stratigrafik kolon kesiti.....	121
Tablo 7.2: Laboratuvar deney sonuçları-1. Rapor.....	122
Tablo 7.3 : Ülkelere göre enerji düzeltme faktörü- C_E	127
Tablo 7.4 : Jeolojik yük düzeltme faktörleri- C_N	128
Tablo 7.5: SPT Düzeltmesi-2. Rapor.....	128
Tablo 8.1: Drenajsız zemin parametreleri.....	131
Tablo 8.2: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	145
Tablo 8.3: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	146
Tablo 8.4: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	147
Tablo 8.5: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	147
Tablo 8.6: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	148
Tablo 8.7: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	149
Tablo 8.8: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	150
Tablo 8.9: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	150
Tablo 8.10: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	151
Tablo 8.11: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	152
Tablo 8.12: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	152
Tablo 8.13: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	153
Tablo 9.1: Plaxis zemin modelinde kullanılan parametreler.....	157
Tablo 9.2: Duvar için kullanılan malzeme parametreleri.....	157
Tablo 9.3: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler ve $U_{x_{max}}/H$ oranları.....	158
Tablo 9.4: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler ve $U_{x_{max}}/H$ oranları.....	158
Tablo 9.5: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler ve $U_{x_{max}}/H$ oranları.....	159
Tablo 9.6: Geo5 programı drenajsız zemin parametreleri.....	160
Tablo 9.7: Plaxis programı drenajsız zemin parametreleri.....	161
Tablo 9.8: Plaxis programı duvar parametreleri.....	161
Tablo 9.9: Duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler.....	161
Tablo 9.10: Geo5 programı efektif zemin parametreleri.....	162

Tablo 9.11: Plaxis programı efektif zemin parametreleri	162
Tablo 9.12: Duvardaki maksimum yanal yerdeşiştirmeler	163
Tablo 9.13: Geo5 programı efektif zemin parametreleri (<i>Model-1</i>)	164
Tablo 9.14: Geo5 programı efektif zemin parametreleri (<i>Model-2</i>)	165
Tablo 9.15: Farklı sūrřarj y¼kleri i¼in Geo5 analiz sonu¼ları	170
Tablo 9.16: 1m uzunluk i¼in k¼kte son taşıma g¼c¼	172
Tablo 9.17: Ankraj parametreleri (<i>Model-1</i>)	174
Tablo 9.18: Plaxis programı efektif zemin parametreleri (<i>Model-1</i>)	175
Tablo 9.19: Plaxis programı duvar parametreleri	175
Tablo 9.20: Plaxis analiz sonu¼ları	177
Tablo 9.21: Geo5 Programı efektif zemin parametreleri (<i>Model-1</i>)	179
Tablo 9.22: Geo5 programı efektif zemin parametreleri (<i>Model-2</i>)	179
Tablo 9.23: Geo5 programı drenajsız zemin parametreleri	179
Tablo 9.24: ¼ok sıra ankrajlı sistem i¼in Geo5 analiz sonu¼ları	183
Tablo 9.25: Ankraj parametreleri	184
Tablo 9.26: Plaxis programı efektif zemin parametreleri (<i>Model-1</i>)	184
Tablo 9.27: Plaxis programı duvar parametreleri	185
Tablo 9.28: ¼ok sıra ankrajlı sistem i¼in Plaxis analiz sonu¼ları	190

SEMBOL LİSTESİ

c_u	:	Drenajsız kohezyon
$c' = c_{ef}$:	Efektif kohezyon
$\phi' = \phi_{ef}$:	Efektif içsel sürtünme açısı
δ	:	Sürtünme açısı
E	:	Elastisite modülü
τ	:	Kayma gerilmesi
σ	:	Normal gerilme
ψ	:	Genleşme açısı
ν	:	Poisson oranı
w_n	:	Doğal su içeriği
γ	:	Birim hacim ağırlığı
$\gamma_{unsat} = \gamma_n$:	Doğal birim hacim ağırlığı
γ_{sat}	:	Doygun birim hacim ağırlığı
γ_k	:	Kuru birim hacim ağırlığı
k_h	:	Zemin yatak katsayısı
A_p	:	Kohezyon etki katsayısı
m	:	Yapısal dayanım katsayısı
w	:	Duvar ağırlığı
$L = l_s$:	Ankraj halat uzunluğu
$L_k = l_k$:	Ankraj kök uzunluğu
q	:	Sürşarj yükü
R_{int}	:	Ara yüzey rijitlik azaltması
H	:	Kazı derinliği
D	:	Gömme derinliği
$FS = GS$:	Güvenlik sayısı
z	:	Derinlik
K_o	:	Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
K_a	:	Aktif toprak basıncı katsayısı
K_p	:	Pasif toprak basıncı katsayısı
P_a	:	Aktif toprak itkisi
P_p	:	Pasif toprak itkisi
P_o	:	Sükunetteki toprak itkisi
P_h	:	Yanal toprak basıncı
EA	:	Normal rijitlik
EI	:	Eğilme rijitliği
LL	:	Likit limit
PL	:	Plastik limit
I_p	:	Plastisite indisi
I_c	:	Kıvam indisi
MC	:	Mohr-Coulomb
SPT	:	Standart penetrasyon

ÖNSÖZ

Bu çalışma için bana olanak tanıyan, tezin hazırlanması aşamasında bilgisi ve tecrübelerinden yararlandığım, manevi desteğini esirgemeyen değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Banu YAĞCI'ya teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Çalışmanın tamamlanması aşamasında bana her türlü izin ve destek konusunda anlayış gösteren Kepsut Belediyesi İmar İşleri Müdürü Sayın Sait KÖSE'ye ve her zaman yanımda hissettiğim annem ve babam başta olmak üzere aileme teşekkürlerimi sunarım.

1. GİRİŞ

Türkiye 1950’li yıllardan başlayarak konuta yönelik yoğun bir yapılaşma sürecine girmiştir. Bunun nedeninin hızlı şehirleşme olduğu biliniyor. 1999 yılında Marmara bölgesini perişan eden deprem, bina temelleri, iksa sistemleri ve bunların üzerine oturduğu zeminlerde, etkileşimin ne denli önemli olduğunu aniden ön plana çıkarmıştır (Önalp, Sert, 2010).

İnsanoğlunun doğal gereksinimlerini karşılamak için yaptığı her tür mühendislik yapısı, zemine oturmakta ya da zeminin içinde bulunmaktadır. Üst yapı ne kadar sağlıklı ve doğru projelendirilirse projelendirilsin, zemin ve onun mühendislik özellikleri hakkında yeterli ve doğru bilgilere sahip olunmazsa, dolayısıyla söz konusu yapıların temel sistemleri ya da zemin içindeki yapılara gelecek toprak basınçları gerektiği gibi hesaplanmaz ise üst yapının güvenliğinden söz edilemez.

Bilgisayarın günlük yaşama egemen olduğu 21. yüzyıl başında, geoteknik alanında da piyasayı kaplayan yazılımların, kullanılmadan önce temel konulara hâkim olunmasının hayati gerekliliği hatırlatılmadan geçilememektedir. Özellikle zemin su ilişkileri ile boşluk suyu basınçları ve efektif gerilme kavramı, zeminlerin yük altında şekil değiştirmesi ve mukavemeti gibi mühendislik özelliklerinin anlaşılması için mutlaka iyi kavranması gereken hususları oluşturmaktadır.

Literatürde yapılan çalışmalar derin kazıların performansının birçok faktöre bağlı olduğunu göstermiştir. Bu faktörlerin başında geoteknik araştırmalar gelmektedir. Bu tez çalışması da derin kazı projelerinde detaylı bir geoteknik araştırmanın gerekliliğini ön plana çıkarmaktadır. Literatürdeki benzer çalışmaların önemli bir kısmını derin kazı vaka analizleri oluşturmaktadır. Bu çalışmalar çoğunlukla mevcut bir projenin tasarımını sonlu elemanlar yazılımları ile analiz etmek ve sonuçların sahadaki inklonometrik ölçümler ile kıyaslanması şeklindedir. Bu türdeki çalışmaların bir kısmında hesapla bulunan ve ölçülen sonuçların uyumu adına parametrik değerlendirmeler de yapılmaktadır.

Bu tez çalışmasının ilk aşamasında (2. Bölüm ile 6. Bölüm arasında), literatürdeki benzer çalışmalar özetlenmiş, yanal zemin basınçları, derin kazı destek sistemlerinin stabilitesi, tasarımı ve ilgili hesap yöntemleri hakkında bilgi verilmiştir. İkinci aşamasında (7. Bölüm ile 9. Bölüm arasında), Balıkesir’ deki bir inceleme alanı için geoteknik modelleme ve destek sistemi tasarımlarına ait parametrik analizler yapılmıştır.

7. Bölümde, inceleme alanı için mevcut zemin etüd raporları doğrultusunda hem arazi hem de laboratuvar deneylerine dayalı “*drenajsız zemin parametreleri*” ile oluşturulmuş bir idealize profil modellenmiştir.

8. Bölümde, farklı kazı derinliklerindeki (4 m, 6 m ve 8 m) konsol destek sistemlerinin *Geo5* programı ile tasarlanması ve analizi parametrik olarak incelenmiştir. Bu aşamada, arazi deneylerine dayalı geoteknik modelde kullanılan farklı ampirik ilişkilerin ve programda seçilen farklı zemin yatak katsayısı ilişkilerinin etkisi göz önüne alınmıştır. Analizler, özellikle seçilen zemin yatak katsayısı yönteminin, sonuçları önemli oranda etkilediğini göstermektedir.

9. Bölümün ilk aşamasında, tasarımı ve analizi *Geo5* programı ile yapılmış analizlerin bir kısmı duvar deplasmanları cinsinden karşılaştırılmak üzere *Plaxis* programı ile yapılmıştır. Sonraki aşamalarda, tasarımı *Geo5* ile yapılan destek sistemlerinin *Plaxis* ile yapılan deformasyon analizlerinde, alternatif geoteknik modelleme olasılıklarının etkisi incelenmiştir. Drenajsız analizler “*drenajsız zemin parametrelerine dayalı geoteknik model*” ve “*efektif zemin parametrelerine dayalı alternatif geoteknik modeller*” kullanılarak yapılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Geoteknik mühendisliğinin önemli uğraş alanlarından olan derin kazı problemleri ile ilgili olarak literatürde birçok araştırma mevcuttur. Bunlar genel olarak vaka analizleri olup, bazı vaka analizlerinin referans çözümleri üzerinde değişiklikler yapılarak meydana gelen değişimler incelenmiştir. Az da olsa parametrik çalışmalar ve yazılım çalışmaları da mevcuttur. Aşağıda derin kazı destek sistemleri ile ilgili daha önceden yapılan çalışmalar hakkında bilgi verilmiştir.

Koyuncu (2006) çalışmasında; Kütahya Hava Er Eğitim Tugayı 16. Bölük binasının bulunduğu sahadaki zemin şartları için mini kazık ve betonarme perde sistemlerinin uygulanabilirliği ankrajsız ve tek ankrajlı durumlar için araştırılmıştır. Zemin etüd raporuna dayalı olarak Plaxis için zemin parametreleri belirlenmiş ve farklı kalınlıktaki betonarme perde (15 cm, 20 cm, 25 cm) ve farklı çaptaki mini kazık (20 cm, 40 cm) analizleri, 10 m kazı derinliği için değerlendirilmeye alınmıştır. Zemin etüd raporuna göre yaklaşık ilk 9 m'si siltli kil (CL) ve altında killi çakıl (GC) bulunan ve yeraltı su seviyesinin yüzeyden 1.3 m derinlikte olduğu profil için, Plaxis programı ile Mohr-Coulomb modelini kullanan drenajlı analizler yapılmıştır. Her iki duvar sistemi (betonarme perde ve mini kazık) için de ankrajsız çözümlerde duvar rijitliği arttıkça deplasmanların azaldığı görülmüştür. Ancak ankrajlı modellerde duvar rijitliği artmasına rağmen deplasman miktarının hemen hemen değişmediği söylenebilir.

Sincil (2006) çalışması; ankrajlı kazık duvarlar ile desteklenmiş olan Ulus-Keçiören Metro projesi çalışmaları kapsamındaki Gazino istasyonu derin kazısı için inklonometrik ölçümler ile sayısal verilerin üst yapı ve zemin stabilitesi açısından karşılaştırılmasını içermektedir. Kazı Plaxis sonlu elemanlar programı kullanılarak modellenmiş ve analiz edilmiştir. Duvar deplasmanları ve plastik noktalar için ankrajlı ve ankrajsız davranışlar kıyaslanmıştır. Sayısal analiz sonuçları, kazı seviyesinin üstündeki yatay duvar deplasmanlarının ölçülenden daha büyük, kazı seviyesinin altındaki deplasmanların ise ölçülenlerden daha düşük bulunmasına rağmen, saha ölçümlerindeki dağılım ve güvenilirlik dikkate alındığında tatminkâr olarak değerlendirilmiştir. Zemin parametrelerinin seçiminde yardımcı olacak daha

detaylı ve özenli saha ve laboratuvar deneyleri ile sonuçların daha doğru ve geçerli olacağı belirtilmiştir.

Demirkoç (2007); derin kazılarda zemin çivili ve ankrajlı destek sistemleri için parametrik bir çalışma yapmıştır. Klasik analiz yöntem ile tasarlanan sistemlerin deformasyon davranışı Plaxis 7.2 sonlu elemanlar programı kullanılarak analiz edilmiştir. Katı kil (model 1), orta katı kil (model 2), sıkı kum (model 3), ve orta sıkı kum (model 4) olmak üzere dört farklı homojen zemin profili için literatürde önerilmiş değerlerden zemin parametreleri seçilmiştir. Analizlerde Mohr-Coulomb Modeli kullanılmıştır. Her bir geoteknik model için kazı derinliği H=8 m, H=10 m, H=12 m ve H=15 m olacak şekilde modeller oluşturulmuştur. Analizler sonucunda duvarın yatay yer değiştirmesi, duvar arkası zemin yüzünde meydana gelen düşey yer değiştirmeler, kazı tabanındaki kabarma miktarları, duvarda oluşan kesme kuvveti ve moment değerleri çiviler ve ankrajlar üzerindeki gerilme dağılımları belirlenmiştir.

Zemin çivili sistemlerin analiz sonuçlarından belirlenen kesme kuvveti ve eğilme momentlerinin, killi zeminlerde kumlu zeminlere göre biraz daha yüksek olduğu görülmektedir. Çivili sistemlerde duvar tepe noktasında elde edilen yatay yer değiştirmelerin killi zeminlerde kumlu zeminlere göre çok daha fazla olduğu ve orta katı kilde duvar yüksekliğinin %2'sine ulaşabildiği görülmektedir. Kumlu zeminlerde ise duvar yüksekliğinin %0.10-%0.20'si arasında duvar tepe noktası yatay yerdeğiştirmeleri hesaplanmıştır. Aynı şekilde duvar arkası zemin yüzünde oluşan düşey deplasmanların da killi zeminlerde kumlu zeminlere göre çok daha fazla olduğu ve orta katı kilde duvar yüksekliğinin yaklaşık %1'ine ulaşabildiği görülmektedir.

Ankrajlı sistemlerde, bütün zemin modelleri için hesaplanan duvar tepe noktası yatay yer değiştirmelerinin zemin çivili sistemlere göre çok daha küçük olduğu belirlenmiştir. En fazla yatay yer değiştirmenin meydana geldiği orta katı kilde dahi %0.5'den küçük olduğu görülmektedir. Aynı şekilde ankrajlı sistemlerde duvar arkası zemin yüzünde çok küçük düşey yer değiştirmeler hesaplanmıştır.

Zemin çivili destek sistemlerinde oluşan yer değiştirme şekilleri incelendiğinde, gocmenin şev topuğundan $0.4H-0.5H$ yukseklideki çivilerin sıyrılması ve şev topuğuna yakın donatıların n kısımlarında aşırı deformasyonların meydana gelmesi sonucu oluştuğu gorlmektedir.

Plaxis 7.2 ile gerçekleştirilen sonlu elemanlar analizi sonuçlarına gore, çivili duvarlarda tepe noktası deplasmanları beklenildiği gibi, ankrajlı duvardan daha fazla olmuştur. Her iki iksa sisteminde genellikle duvar yukseklide arttıka deplasman değerlerinde de artış meydana gelmiştir. Her iki destek sisteminin deplasman değerlerinin duvar yukseklide gore beklenen sınırlar içinde kaldığı, dolayısıyla incelenen sistemlerin yeterli kabul edilebileceği gorlmektedir.

Zemin çivili ve ankrajlı sistemlerle desteklenen kazıların tabanında hesaplanan kabarmaların birbirine çok yakın olduğu gozlenirken, killi zeminlerde daha buyok kabarma değerleri (orta katı kilde 0.30 m'ye varan) hesaplanmıştır.

Analizlerde ayrıca toptan gocmeye karşı guvenlik sayıları hem Plaxis hem de limit denge analizi ile ozum yapan Talren 4 programı ile belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Analizler sonrasında; **a)** Sonlu elemanlar yontemi ile hesaplanan guvenlik sayılarının, kumlu zeminlerde inşa edilen zemin çivili duvarlarda ankrajlı duvarlara gore biraz daha buyok olduğu, **b)** Limit denge analizi ile hesaplanan guvenlik sayılarının, killi zeminlerde inşa edilen zemin çivili duvarlarda ankrajlı duvarlara gore biraz daha kuuk olduğu, **c)** Sonlu elemanlar yontemi ve limit denge analizi ile hesaplanan guvenlik sayılarının zemin çivili duvarlar için birbirine oldukça yakın, ankrajlı duvarlar için ise biraz farklı olduğu belirlenmiştir. Destek sistemlerinin, ankraj (veya zemin çivisi) sayısının ve zemin cinsinin farklılıkları goz onune alındığında, iki analiz yontemi sonuçlarının birbirine yeterince yakın sonuçlar verdiği belirlenmiştir.

Her iki iksa sistemi için dort farklı zemin modeli ve her bir modelde farklı kazı derinlikleri goz onune alınarak yapılan maliyet hesapları, killi zeminlerde yapılan kazılarda, 8 m ve 10 m kazı derinlikleri için zemin çivili ve ankrajlı sistemlerinin maliyetlerinin birbirine yakın olduğunu, 12 m ve 15 m derinlikler için ankrajlı sistemlerin daha ekonomik olacağını gostermektedir. Kumlu zeminlerde açılacak destekli kazılarda ise ankrajlı sistemlerin maliyetinin, butun kazı derinlikleri

için, zemin çivili sistemlere göre daha ucuz olacağını göstermektedir. Bu karşılaştırmalara temel olan birim fiyatların piyasa koşullarına göre güncel değerlerinin, hangi destek sisteminin daha ekonomik olacağını büyük oranda değiştirebileceği de belirtilmiştir.

Cengiz (2008) çalışmasında; Rusya Federasyonu'nun başkenti Moskova'da yapımı devam etmekte olan bir inşaatın diyafram duvarlarının olası deplasmanları üzerinde çalışılmıştır. İkisi ankraj ve biri çelik boru payanda ile destekli 3 diyafram duvar kesiti ele alınmış, Plaxis ile hesaplanan deplasmanlar gerçekleşen deplasman ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Gerçekleşen deplasmanların, öngörülen deplasmanlara göre oldukça az olduğu belirlenmiş ve bu sebeple kohezyon, kayma direnci açısı ve elastisite modülü parametreleri %10, %20 ve %30 oranlarında artırılarak parametrik bir çalışma yapılmıştır. Sonuçta tüm parametrelerin %30 oranında artırıldığı çözümlerde, öngörülen deformasyonların gerçekleşenlere daha çok yaklaştığı belirlenmiştir.

Başeski (2008) çalışmasında; derin kazılarda uygulanan, çok sıralı ankrajlı destekleme sistemlerinin çeşitli toprak basıncı dağılımı kabulleri altında davranışının incelenmesi için İksa2008 adlı bilgisayar programı geliştirilmiştir. Microsoft Office Excel Programı altında Visual Basic dili ile yazılmış olan program, Bowles' un 1995 yılında geliştirmiş olduğu sonlu elemanlar metodu ile çalışan programa dayalıdır. Çok sıra ankrajlı destek sistemlerinde oluşan toprak basıncının tanımlanması için geliştirilen yöntemlerden en önemlileri Terzaghi, Lehman, Tchebotarioff ve Klenner olarak sayılabilmektedir. İksa2008 programı ile iki ayrı analiz yapılmıştır; 1 nolu analizde zemin parametreleri haricindeki diğer parametreler ve sistem ($H_{kazi}= 15$ m, $N_{ankraj}=4$) sabit tutulmuştur; 2 nolu analizde ise farklı kazı derinliklerinde değişik sayıda ankraj ile desteklenen iksa sistemleri modellenmiştir. Yapılan analizlerde Klenner toprak basıncı dağılımının, Lehman dağılımı ile Terzaghi toprak basıncı dağılımının ise Tschebatrioff dağılımıyla birbirine yakın itkiler oluşturduğu gözlenmiştir. Klenner ile Lehman; Terzaghi ile Tschebatrioff dağılımların birbirine daha yakın toprak kuvveti oluşturmaları sonucunda eğilme momenti, kesme kuvveti ve yerdeğiştirme değerlerinin iki grup için de birbirine yakın olduğu gözlenmiştir. Terzaghi ile Tschebatrioff dağılımından oluşan grupta, Klenner ile Lehman dağılımlarına göre daha büyük kesit tesirleri olduğundan, bu son grupta fore kazık

donatısı, ankraj kök boyu, kusak kiris donatısı gibi iksa sistemi elemanlarının, diğer gruptaki dağılımlara göre daha muhafazakar sonuçlar verdiği belirtilmiştir.

Bahar (2009) çalışmasında; uygulama örneği olarak Marmaray Boğaz Tüp Geçit Projesi kapsamında olan Üsküdar İstasyonu kazısı destek sistemi ele alınarak, diyafram duvarlı ve betonarme iksa destek sistemi ile yapılan kazı ve iksa sisteminde sahada ölçülen deplasman ve gerilmeler ile tasarımda bulunan deplasman ve gerilmelerin karşılaştırılması yapılmıştır. Plaxis programı ile yapılan tasarımlarda, zemini oluşturan kum ve kaya tabakalarına ait parametreler (içsel sürtünme açısı, kohezyon ve elastisite modülü) kontrollü olarak değiştirilerek elde edilen sonuçlar incelenmiştir. Zemin profilindeki diğer parametrelerde değişiklik olmaksızın kum tabakasının elastisite modülü değerini %10, 20, 30 oranında arttırarak ve azaltarak ve aynı şekilde kaya tabakasının elastisite modülü değerini %10, 20, 30 oranında arttırarak ve azaltarak analizler yapılmıştır. Bu analizler ile malzeme parametresi olarak diğer parametrelere oranla daha büyük olan elastisite modülündeki belirsizliğin etkisi görülmeye çalışılmıştır. Kayaçların kitleyi temsil eden içsel sürtünme açılarını belirlemekteki tartışmalar ve özellikle Japon mühendislik el kitaplarında kaya kütle parametrelerinden kohezyonu büyük değerler seçme eğilimi yüzünden, sadece içsel sürtünme açısının ve sadece kohezyonun etkisini belirlemeye çalışan değişimler yapılmıştır. Kum ve kaya tabakaları için belirtilen bu parametre değişiklikleri sonucunda diyafram duvarlardaki deformasyonlarda belirgin bir artış veya azalışın gerçekleşmediği görülmüş ve bu durumun destek sisteminin oldukça rijit olmasına bağlanabileceği belirtilmiştir. Modelleme sonucu hesaplanan deformasyonların inklinometrik ölçümler ile belirlenen gerçek durumla uyumlu sonuçlar verdiği görülmüştür.

Ermanlar (2009) çalışmasında; İstanbul Metro ve Hafif Metro Sistemi Projesi kapsamında inklinometrik gözlemlerin gerçekleştirildiği bir destekli derin kazı projesi incelenmiştir. Çalışmada Plaxis programı kullanılarak, iki farklı kesit üzerinde deplasman analizi yapılmıştır. Her iki kesitte de kazı süresi ile üst yapıyı bitirme arasındaki sürenin uzun olması nedeniyle drenajlı analiz yapılmış ve zemin bünye modeli olarak Mohr Coulomb seçilmiştir. Arazi çalışmaları her iki kesit içinde derinlik boyunca 5 m'de bir yapılmış pressiometre deneylerini de içermekte olup elastisite modülü değişimleri belirlenebilmiştir. Kesitlerden birinde aletsel gözlemler

ile analizlerden elde edilen yatay deplasman değerlerinin birbirine oldukça yakın olduğu grlmstr. İkinci kesitin analizlerinden bulunan en çok 45 mm'lik yer değiştirme ile inklinometre lmlerinde gzlenen en çok 145 mm'lik yer değiştirmenin uyumsuzluğunun kavranabilmesi için elastisite modl %50 ve %75 oranında azaltılarak sonlu elemanlar analizleri tekrarlanmıştır. Ancak yapılan matematiksel değişiklikler gzlenen değerlere yaklaşılmasını sağlayamamıştır. Bu durum, zellikle inklinometre lmlerinin kaya tabakası içinde beklenmedik şekilde hareket gstermesi, bu kesimdeki lmlerde yanlış veri alma olasılığının dşnlmesine neden olmuştur.

zberk (2009) alışması; kapsamında, uygulamadan bir projenin (Anel İş Merkezi) deformasyon davranışı Plaxis 8.2 programı kullanılarak analiz edilmiştir. Fore kazıklı ve mini kazıklı ankraj destekli iksa sistemi uygulanmış derin kazı projesinde inklinometrik lm alınan 4 adet kesit nmerik olarak modellenmiştir. Yeraltı su seviyesinin kazı derinliğinin altında olduğu zemin profili için sınıflandırma deneyleri dışında veri olarak nokta ykleme deneyleri mevcut olup modellemede drenajlı zemin parametreleri belirlenmiştir. Sonuç olarak kesitlerin  için, aletsel gzlemler ile elde edilen yatay deplasman değerleri ile analizler sonucunda elde edilen yatay deplasman değerlerinin ve deplasmanların derinlikle değişimi formunun birbiriyle uyumlu olduğu grlmstr. Kesitlerden birinde ise nmerik analiz sonuçları ile inklinometre lmlerinden elde edilen sonuçların tam bir uyum içinde olmadığı grlmektedir. Bunun nedeni olarak ilk 10 m'deki grovak için tahmin edilen malzeme parametrelerinin araziye iyi temsil etmediği ve  kademedeki imal edilen ankrajların taşıma kapasitelerinin hesabında problem olduğu dşnlmstr. Bu doğrultuda ilk 10 m'deki grovak biriminin elastisite modl mevcut değerin te biri kadar alınarak analizler tekrar edildiğinde, hesaplanan değerle llen arasında daha iyi bir uyum sağlandığı belirlenmiştir. Her bir kesitte nihai kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra "phi/c reduction" analizi yapılarak kazının gmeye karşı gvenlik sayıları hesaplanmış ve kesitlerin gmeye karşı yeterli gvenlikte olduğu belirlenmiştir. Uygulama sırasında da herhangi bir problemle karşılaşılmamıştır.

Sevencan (2009) alışmasında; Otogar-Bağcılar Hafif Raylı Projesi inin İstasyonu derin kazısı model olarak ele alınmış ve destekli derin kazılar çevresinde

oluşması beklenebilecek zemin yer değiştirmeleri incelenmiştir. Derinliği 32.5 m olan istasyon kazısı, diyafram duvar ve yukarıdan aşağı inşaat yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. İstasyon yapısının 6 kat döşemesi ve taban temel plağı destek elemanları olarak kullanılmıştır. Analizlerde, killi tabakalar için Mohr-Coulomb modeli, kumlu birimler için pekleşen zemin modeli kullanılmış ve kazı çukuru içinden ortalama 30 m derinlikteki yeraltı suyunun boşaltılmasını modellemek için yeraltı suyu akış hesabı yapılmıştır. Uygulanan bu destek sistemi için Plaxis programı ile yapılan analiz sonuçları yerinde ölçüm sonuçları ile karşılaştırılmış ve sistemin sayısal olarak modellenmesi sonucu bulunan yatay yer değiştirme değerleri ile arazi gözlemleri sonucunda bulunan yatay yer değiştirme değerleri arasında uyumlu davranış elde edilebilmiştir. Kazı sonucunda meydana gelmesi beklenen taban kabarması değeri üzerinde perde elemanının zemin içine gömülme boyunun etkisinin irdelenmesi amacıyla diyafram duvar gömülme boyunun %50 azaltılması ve %50 arttırılması durumları için çözümler yapılmış ve sonuçlar referans çözüm ile karşılaştırılmıştır. İncelenen aralık içinde taban kabarmaları üzerinde gömülme boyunun fazla etkili olmadığı gözlenmiştir. Taban kabarması için yapılan bu analizler, taban zemininin doğal profile göre kum olması yerine bir üst tabakadaki gibi kil olması durumu için tekrarlanmış ve kil zeminlerde taban kabarmasının kum zeminlere oranla yüksek değerlerde meydana geleceği ve gömülme boyu azaldıkça bu kabarma değerinin artacağı gözlenmiştir. Zemin parametrelerindeki değişimin etkisinin incelenmesi amacıyla; elastisite modülü için $2E_{ref}$, $0.5E_{ref}$, $0.25E_{ref}$; içsel sürtünme açısı için $\phi_{ref}+3$, $\phi_{ref}-3$, $\phi_{ref}-6$ değerleri kullanılarak çözümler yapılmıştır. Zemin parametrelerinin farklı değerleri için gerçekleştirilen bu analizlerde; elastisite modülünün yatay yer değiştirme, zemin yüzü düşey yer değiştirmesi ve kazı tabanı kabarması gibi değerlerde içsel sürtünme açısı değişiminden daha etkili olduğu, bunun yanında eğilme momenti değerlerinde incelenen aralıklar içinde daha az farklılıklar olduğu gözlemlenmiştir. Referans çalışmada, destek sistemi dışında farklı destek sistemleri için de beklenebilecek davranışlar incelenmiştir. Bu amaçla ikinci inşaat yöntemi olarak, çok sıra ankraj destekli kazıklı perde kullanılarak, üç farklı kazık çapı ($d= 80-100-120$ cm) için analizler yapılmıştır. Kazık çapı değişiminin etkilerinin incelenmesinin yanısıra ankraj öngerme kuvvetlerinin ($Q_a=500-600-750$ kN) değiştirilmesi ile çözümler yapılmıştır. Buna göre kazık çapının değiştirildiği çözümlerde, beklenen yatay yerdeğiştirme, düşey yerdeğiştirme ve kazı tabanı kabarması gibi zemin hareketlerinde önemli farklılıklar

gözlemlenmemiştir. Kazık çapının sabit olup ankraj kuvvetlerinin değiştirildiği çözümlerde ise ankraj kuvvetinin artması ile oluşması beklenen yatay yerdeğiştirmelerde azalma olduğu, bunun yanında düşey yerdeğiştirme ve kazı tabanı kabarması değerlerinde büyük farklılıkların oluşmadığı gözlemlenmiştir. Çalışmada diğer bir inşaat yöntemi olarak diyafram duvar ile içten destekli kazı sistemi analiz edilmiştir. İçten destek sisteminde farklı iki boyutta çelik boru elemanlar seçilmiştir. Destek elemanlarının rijitliklerinin değiştirilmesi ile gerçekleştirilen analizler sonucunda meydana gelmesi beklenen yatay yerdeğiştirmeler, düşey yerdeğiştirmeler ve kazı tabanı kabarması gibi değerlerde önemli farklılıkların oluşmadığı gözlemlenmiştir. Çalışmada aynı zamanda üç ayrı destek sistemi için beklenen yatay efektif gerilme dağılımları, Terzaghi ve Tschebotarioff yatay basınç dağılımları ile karşılaştırılmalı olarak gösterilmiş ve ardalımalı kum-kil tabakalarından oluşan arazi koşullarında hesaplanan toprak basıncı dağılımlarının, Terzaghi tarafından katısert kil için önerilen gerilme dağılımları ile temsil edilmesinin daha uygun olacağı belirlenmiştir.

Ük (2009) çalışmasında; Flame Towers (Azerbaycan Bakü) projesi iksa sistemi incelenmiştir. Proje topografyanın eğimli olması nedeniyle farklı yükseklikteki 15 kesitten oluşmaktadır. Kazı yüksekliğinin 5 m'den az olduğu kesitler haricindeki modellerde çok sıra ankrajlı fore kazıklar kullanılmıştır. Plaxis programı ile yapılan analizlere göre kazı derinliğinin (29 m) ve ankraj yüklerinin en fazla olduğu kesitte, maksimum deplasmanın kazı derinliğine oranı %0.65 hesaplanmıştır. Kazı sonunda inklinometre ölçümleri incelendiğinde en fazla deplasmanın 18.5 m kazı derinliğine sahip kesitte meydana geldiği gözlenmiştir. Ölçülen yatay deplasmanın kazı derinliğine oranı %0.12'dir. Bu farkın sebebi yazar tarafından "zeminden alınan numunelerde taşınma sırasında meydana gelen küçük miktarda örselenmeler, sahada kavkılı zona daha sık rastlanması ve benzeri nedenlerle sahadaki zeminin sondajlarda karşılaşılan zemine göre daha iyi olması" şeklinde yorumlanmıştır.

Akbaş (2010) çalışması kapsamında irdelenen 7 adet ankraj destekli-fore kazıklı derin kazı örneğinde, derinliği 7 m'den 19.70 m'ye kadar değişen derinliklerde 13 adet zemin kesiti nümerik olarak modellenmiş ve Plaxis ve MSheet programları kullanılarak gerçekleştirilen analiz sonuçları ile ölçüm sonuçları

karşılaştırılmıştır. Analiz yapılan zemin kesitleri incelendiğinde, yüzeydeki 1–2 m’lik kısım SPT değerleri 8-15 arasında değişen dolgu biriminden oluşmaktadır. Kazıkların zemin içerisinde kalan 2-2.5 m’lik uç kısmının ise SPT değerleri 25-50 arasında değişen sağlam tabakalarda (çok katı kil, grovak, silttaşı, kireçtaşı, kumtaşı, çakıl) kaldığı görülmektedir. Bu iki birim arasında kalan bölgeler ise SPT değerleri 15–40 arasında değişen birimlerden (kil, siltli kil, killi kum vb.) oluşmuştur. Plaxis ile yapılan modellemelerde, pekleşen zemin modeli kullanılmış ve drenajlı analiz yapılmıştır.

Nümerik analizler sonucunda belirlenen yer değiştirmelerin arazide ölçülen değerlerden genel olarak daha küçük sonuçlar verdiği belirlenmiştir. Plaxis ve MSheet ile hesaplanan yatay yer değiştirmelerde gözlemlenen farklılıkların bu iki programın analizlerini farklı yöntemlerle yapmasından oluştuğu belirtilmiştir. Plaxis programında sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapılarak zemin yapı-etkileşimi göz önünde bulundurulurken, MSheet programında ise zemin elastik yay, destek sistemi ise elastik kiriş olarak modellenerek analiz yapılmaktadır.

Plaxis ile yapılan analizlerden hesaplanan zemin yüzündeki oturmaların, Peck (1969), Clough ve O’Rourke (1990) ampirik yöntemlerinden elde edilen değerlerle karşılaştırılması yapılmıştır. Zemin yüzünde kazıdan uzaklaştıkça oturmaların azaldığı ve Clough-O’Rourke (1990) ampirik yönteminden elde edilen değerlerin Plaxis analizlerinden belirlenenlere daha yakın olduğu belirlenmiştir. Derin kazılardaki yer değiştirmeler (δ/H) irdelendiğinde, yer değiştirme-derinlik değerlerinin incelenen 13 kesitte de literatürde önerilen eşik deplasman değerlerinden ($\%0.5H$) oldukça düşük olduğu görülmüştür.

Her bir kesitte Plaxis ve MSheet ile yapılan analizlerde, nihai kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra kazının göçmeye karşı güvenlik sayıları hesaplanmıştır. Nümerik analiz sonuçlarına göre kesitlerin göçmeye karşı yeterli güvenlikte olduğu belirlenmiştir. Genellikle MSheet analizlerinden belirlenen güvenlik sayıları Plaxis ile elde edilenlerden daha küçüktür. Yani MSheet ile yapılan analizlerde daha küçük güvenlik sayısı nedeniyle daha büyük kesitler tasarlanmaktadır. Analizi yapılan modellerin arazide uygulanması sırasında da herhangi bir problemle karşılaşmadığı belirtilmiştir.

Kazı işlemleri tamamlandıktan sonraki durum için nümerik analizler sonucu bulunan yanal toprak basınçlarının, Terzaghi-Peck (1967) ve Navfac (1988) dağılımlarına göre karşılaştırılması yapılmıştır. Bunun sonucu olarak ankraj destekli iksa sistemleri için Navfac (1988) yönteminin kullanılmasının daha güvenilir sonuçlar vereceği belirlenmiştir.

Bozkurt (2010) çalışmasında; Plaxis, Sap2000 sonlu elemanlar programları ve Bowles kitabından alınarak Visual Basic programlama dili ile güncelleştirilen bir sayısal analiz programı kullanılarak, çok sıra destekli veya çok sıra ankrajlı iksa sistemlerinin modellenmesi üzerinde çalışılmıştır. Bu yöntemlerle yapılan analiz sonuçlarının karşılaştırılmasını yapmak için literatür araştırması yapılarak dört adet örnek proje seçilmiştir. Literatür araştırması sonucu bulunan yerinde ölçülmüş örneklerin sonuçları grafik haline getirilerek, hesaplanan ve yerinde ölçülen değerlerin sayısal karşılaştırılması yapılmıştır. Örnek projelerden ilki, laboratuvarında büyük ölçekte modellenen tek sıra destekli bir palplanş perdedir. İkincisi, Mısır’ da uygulanmış tek sıra ankrajlı sistem, üçüncüsü Limburg’ da uygulanmış çift sıra ankrajlı iksa sistemi ve son örnek ise Zagreb’ te uygulanmış üç sıra ankrajlı iksa sistemidir. Programların birbiri ile uyumlu çalışabilmesi ve sonuçların tutarlı olabilmesi için programlarda istenen zemin parametreleri birbirine uyarlanmış ve her üç yöntem için de veri girişi sırasında aynı sayısal değerlerin girilmesine özen gösterilmiştir. Her üç yöntemin analiz sonuçları göz önüne alındığında, analiz sonuçlarının birbirlerine aykırı olmadığı, fakat yerindeki ölçümlere en yakın değerlerin Plaxis sonlu elemanlar programı ile bulunduğu görülmüştür. Bunun en önemli nedenleri, “Plaxis programında diğerlerine göre çok daha fazla eleman alınarak çözüm yapılması, analizi yapılacak olan projenin ve zeminin özelliklerinin daha detaylı girilebilmesi, Sap2000 ve Bowles yöntemlerinde kazı tabanı altındaki zeminin ve destekleme sistemlerinin yay olarak modellenmesi” şeklinde açıklanmıştır.

Çınar (2010) çalışmasında; İstanbul ili ve çevresinin hâkim zemin formasyonunu oluşturan Trakya formasyonunda (grovak birimler) yapılmış olan, iki farklı öngermeli ankrajlı iksa uygulaması vaka analizi olarak irdelenmiş ve Plaxis ile yapılan analiz sonuçları arazide yapılan ölçümler ile karşılaştırılmıştır. İki farklı projeyi incelemenin amacı, projelerin farklı lokasyonlarda, birinin çok ayrılmış

diğerinin ise az-orta derecede ayrıışmış grovak birimlerde yeralmasdır. Çalışma kapsamında, grovak birimlerin mühendislik parametrelerinin seçilmesi için gerekli, laboratuvarda ve arazide elde edilmiş olan literatür çalışmaları birarada sunulmuş ve hesaplamalarda kullanılan bu parametreler hakkında değerlendirmeler yapılmıştır. Grovak gibi çok ayrıışmış kaya birimlerde, arazide yapılan sismik deneylerden ve laboratuvarlarda temsili kaya numunesi üzerinde yapılan deneylerden elde edilen mühendislik parametrelerinin tasarımlarda doğrudan kullanılmasının yanlış sonuçlar doğurabileceği; bu parametrelerin RQD ve RMR değerleri kullanılarak kaya kütlelerinin tamamını temsil edecek ve tasarımlarda kullanılacak şekilde tekrar hesaplanabileceği; ancak kaya kütlelerinin mukavemet parametrelerinin belirlenmesinde en doğru çözümün saha deneylerinin (arazide kesme ve presiyometre deneylerinin) yapılması olduğu belirtilmiştir. İncelenen projeler için seçilen yanal yük dağılımları sonlu elemanlar analizi sonucunda hesaplanan yatay gerilmelere yaklaşık çıkmıştır. Arazide inklinometre okumaları ile elde edilen deplasmanlar ve sonlu elemanlar analizinden elde edilen deplasmanlar karşılaştırıldığında, her iki projede de arazi ve sonlu elemanlar analizi deplasmanlarının benzer olduğu görülmektedir. Mertebe olarak benzer sonuçlar bulunmasına rağmen arazide gerçekleşen deplasmanlar her iki projede de sonlu elemanlar ile hesaplanandan daha fazladır. Arazide gerçekleşen yatay deplasmanların fazla olmasının, kaya kütlelerinin süreksizlik ve çatlak özelliklerinin tam olarak temsil edilemediğinden kaynaklandığı düşünülmüştür. Sonlu elemanlar analizi sonucunda, iksa tabanında arazide gerçekleşenden daha fazla yatay deplasman görülmüştür. Oluşan fazla deplasmanın kazı topuğunda oluşan plastik deplasmanlar ve tabanda hesaplanan kabarmadan kaynaklandığı düşünülmektedir. Daha çok yumuşak kil birimlerde oluşması beklenen taban kabarmasının, grovak birimler için gerçekçi olmadığı ve sonlu elemanlar analizinde taban bölgesinde gerçekten daha fazla yatay deplasman oluşmasına sebep olduğu belirtilmiştir.

Karakoç (2010) çalışmasında; Eskişehir Özdilek AVM ve Otel Projesi kapsamında, derin temel kazısı için yapılan iksa sisteminin üç farklı sayısal analiz programı (Plaxis, MSheet, Sap2000) ile çözümü yapılmış ve sonuçlar kesit tesirleri, ankraj yükleri ve sistemin yatay deformasyon miktarları cinsinden karşılaştırılmıştır. Derinliği 9.60 m'ye varan kazılar ankrajlı fore kazıklar ile desteklenmiştir. İki farklı kesit için yapılan analiz sonuçlarında; Plaxis ve MSheet program sonuçlarının,

SAP2000 programına göre birbirleriyle daha yakın sonuçlar verdiği gözlenmiştir. SAP2000 programından iksa sistemi için elde edilen sonuçlar arasında özellikle moment, kesme kuvveti ve ankraj yükleri açısından önemli bir fark bulunmuştur. Ankraj kuvvetlerinin yüksek çıkmasının; bir sonraki kazı kademesinde artan yük altında deforme olan ve yük kaybına uğrayan ankrajların bu davranışının modellenemiyor olması ile açıklanabileceği belirtilmiştir. Analiz yapılan kesitlerde oluşan yatay deformasyonlar incelendiğinde; MSheet programından elde edilen sonuçların daha tutucu olduğu gözlenmiştir. Son kazı kademesinden sonra oluşan yanal deformasyon profili, kazı senaryolarının modellenbildiği MSheet ve Plaxis programlarında beklenene daha yakın bir dağılım izlemiştir. Ankrajların yapılması ve öngerme kuvvetlerinin uygulanması sırasındaki zemin-yapı etkileşimini dikkate almadan sistemi modelleyen SAP2000 programında ise son kazı kademesinde oluşan yanal deformasyon profili ilk kazı kademesinde oluşan ankastre sistem deformasyon dağılımına yakın bir yanal deformasyon profili vermiştir.

Tunca (2010); altı farklı türde homojen zemin ortamı için farklı kazı derinliklerini gözönüne alarak, Plaxis 8.2 programı ile parametrik bir çalışma yapmıştır. Kazıda destek sistemi olarak konsol diyafram duvar seçilmiştir. Üçü kumlu (drenajlı gevşek ve sıkı) zeminler, diğer üçü killi (drenajsız yumuşak-orta katı ve katı) zeminler olmak üzere belirlenen geoteknik profiller için uygun zemin parametreleri seçilmiş olup, kumlu zemin modellerinden ilk ikisi için 3 m, 4 m, 5 m ve 6 m kazı derinlikleri ile üçüncüsü ve killi zemin modelleri içinse 6 m kazı derinliği göz önüne alınmıştır. Analizlerde, efektif malzeme parametreleri ile pekleşen zemin malzeme modeli kullanılmıştır.

Sıfıra yakın kohezyon değerine sahip yumuşak bir zeminde drenajlı ve drenajsız analizler gerçekleştirilerek derin kazılarda drenaj etkisi araştırılmıştır. Aynı zemin profiline sahip modeller üzerinde yapılan analizler sonucunda drenajlı durumda drenajsız duruma göre daha büyük duvar sehimi ve zemin oturması meydana gelmiştir. Drenajsız zemin durumunda zemin rijitliği yanında boşluklardaki suyun rijitliğinin hesaplarda dikkate alınması nedeni ile drenajsız durumda yapılan kazılarda drenajlı duruma göre daha küçük yer ve şekil değiştirmeler elde edildiği belirtilmiştir. Zemin kohezyonu azaldıkça duvar arkasındaki zemin oturmasının yeri duvara yaklaşmıştır. Zeminin kohezyon değerinin sıfıra yaklaştığı ($c=0.1$ kPa)

analizlerde maksimum oturma duvara bitişik zeminde gerçekleşmiştir. Kohezyon değerinin düşürülmesi ile duvarın sehimi ve duvar arkasındaki zeminde gerçekleşen oturma değeri artmıştır.

Duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması (δ_{vm}) ile duvarda meydana gelen maksimum sehim (δ_{hm}) arasındaki ilişki ortaya konulmuştur. Analizler sonucunda, duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması (δ_{vm}), duvarda meydana gelen maksimum sehimin (δ_{hm}) 0.50 ile 0.70 katı arasında değişmektedir. İlk kazı adımlarında, duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması (δ_{vm}), duvarda meydana gelen maksimum sehimin (δ_{hm}) 0.50 katından küçüktür. Kazı adımları ilerleyip kazı derinliği arttıkça H=6 m olan kazılarda duvar arkasında meydana gelen maksimum zemin yüzey oturması (δ_{vm}), duvarda meydana gelen maksimum sehimin (δ_{hm}) yaklaşık 0.70 katına ulaşmıştır. Duvar arkasındaki maksimum zemin yüzey oturmasının yeri, drenajlı modellerde kazı derinliğinin 0.22-0.30 katı aralığında tespit olunurken, drenajsız modellerde kazı derinliğinin yaklaşık 0.07 katı olarak sabit bir değer elde olunmuştur. Maksimum duvar sehimi değerleri (δ_{hm}), literatürde destekli duvarlar için önerilen 0.002H-0.005H değeri ile karşılaştırılmıştır. Yumuşak drenajlı, yumuşak-orta katı drenajsız ve sıfıra yakın kohezyon değerine sahip gevşek drenajlı ve drenajsız modellerde 6 m nihai kazı derinliğine ulaşıldığında 0.005H değerinin aşıldığı belirlenmiştir. Bu durum, zemin rijitliğinin ve kayma mukavemeti parametrelerinin düşük olduğu durumlarda destekler kullanılması gerektiği şeklinde yorumlanmıştır.

“Kazı etki bölgesi” derin kazılarda duvar arkası zemin oturmalarındaki değişimlerin önemsiz olduğu veya oturmaların üniform olduğu yerin duvara en yakın noktasının duvara yatay uzaklığı olarak tanımlanmıştır. Buna göre analizlerde hesaplanan etki bölgeleri kazı derinliği arttıkça artmaktadır. Bu artışın doğrusal olmadığı ve zemin rijitliğinden bağımsız olarak kayma mukavemeti parametrelerine bağlı olduğu belirlenmiştir.

Plaxis ile hesaplanan kazı arkası zemin yüzey oturması profilleri, Peck Yöntemi (1969), Bowles Yöntemi (1988), Clough ve O'Rourke Yöntemi (1990) ve Hsieh ve Ou (1998) ampirik tahmin yöntemleri ile karşılaştırılmıştır. Derin kazılarda yapılan ölçümlerde kazıdan belli bir uzaklıkta oturmaların sönümlendiği

görülmektedir. Kazıdan kaynaklanan duvar arkası zemin oturmalarının tahmini için geliştirilen tüm ampirik yöntemlerde bu durumun gözetildiği belirtilmiştir. Oysa sonlu elemanlar yönteminden elde edilen oturma profillerinde duvardan uzaklaştıkça oturmanın sıfırlanmadığı görülmüştür. Bu durumun malzeme bünye davranışından kaynaklandığı, bunu önlemek için küçük şekil değiştirmeleri gözetilen bünye modellerinin kullanılması gerektiği belirtilmiştir.

Kazılarda, toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı M_{sf} hesaplanmış ve bu değerler ile maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturması arasında doğrusal olmayan bir ilişki bulunmuştur. Analiz sonuçlarına göre, güvenlik sayısı arttıkça maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturması değerleri azalmaktadır. Diğer yandan aynı kayma mukavemeti parametrelerinin kullanıldığı durumda zemin rijitliğinin artması ile M_{sf} 'in daha geniş aralıkta ve daha düşük maksimum duvar sehimi ve maksimum duvar arkası zemin oturmasına yol açacağı anlaşılmıştır.

Duvar elemanının eğilme rijitliği ve esneklik oranı ile duvar arkasında yer alan yapıların rijitliğinin ve duvardan uzaklığının, duvar sehimi ve duvar arkasındaki zeminin oturması üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Duvarın eğilme rijitliğindeki $(EI)_w$ artış, duvar esneklik oranının azalmasına neden olmaktadır. Buna bağlı olarak duvar sehiminde ve duvar arkasındaki zeminin oturmasında da azalma meydana gelmiştir. Eğilme rijitliği azaldıkça konsol giriş davranışı doğrusallıktan uzaklaşmakta ve doğrusal olmayan davranışa dönüşmektedir. Aynı zamanda duvarın eğilme rijitliği azaldıkça duvar arkasındaki zeminin yüzey oturmasının aşağıya doğru konkavlaştığı belirlenmiştir. Duvar arkasında yapı bulunmadığı durum ve çeşitli rijitliklerde yapı bulunduğu durum için yapılan analizlerde; bina rijitliğinin en düşük olduğu durumda en büyük duvar sehimi ve duvar arkası zemin oturması meydana gelmiştir. Yapının kazı bitişiğinde, duvardan 2 m uzaklıkta ve duvardan 6 m uzaklıkta bulunduğu durumlar için yapılan analizlerde; yapının duvara olan uzaklığı azaldıkça $\delta v/\delta h$ oranının artmakta olduğu belirlenmiştir.

Yazar bu çalışmaya dayalı olarak, derin kazılarda ortaya çıkabilecek duvar arkası zemin oturmaları üzerinde yatay destekli sistemlerin etkisinin incelenebileceğini ve yeraltı suyu seviyesinin yüksek olduğu derin kazılarda yer altı

suyu seviyesinin indirilmesi durumunda oluşabilecek zemin oturmalarının bütünleşik analizler ile araştırılabileceğini belirtmiş ve önermiştir.

Çetin (2012); kil ve kum zeminlerde kazı yapılması durumunda zeminde oluşabilecek yanal ve düşey deformasyonlar için Plaxis 3D Foundation yazılımı ile parametrik bir çalışma yapmıştır. Bu amaçla 6 ayrı katılık seviyesinde kil zemin modeli ve 5 ayrı sıklık seviyesinde kum zemin modeli seçilmiş, Mohr-Coulomb malzeme modeli ile killer için drenajsız ve kumlar için drenajlı analizler yapılmıştır. Kullanılan yazılımın literatürdeki bağıntılar ile uyumlu sonuçlar verebildiğinin tespitini sağlamak amacıyla, seçilen bir zemin modeli için kritik kazı derinliği değeri tespit edilmiş ve literatürde verilen ampirik bağıntı ile uyumlu bir sonuç elde edildiği görülmüştür.

İlk aşamada her bir zemin modelinde serbest kazı durumu incelenmiştir. Bunun akabinde, kazının çelik palplanş elemanlarla, payandalı çelik palplanş elemanlarla ve betonarme perde elemanlarla desteklenmesi durumlarında meydana gelen değişimler analiz edilmiştir. Kazı destek sistemleri kullanıldığı durumdaki yanal deformasyon miktarının, desteksiz kazı esnasında meydana gelen yanal deformasyonlara oranla azalımı yüzde olarak incelenmiştir. Bu azalım oranının çelik palplanş elemanlarda en az olduğu, betonarme perde elemanlarda ise en fazla olduğu tespit edilmiştir. Elde edilen yanal deformasyon miktarları için regresyon analizleri yapılmış ve her bir zemin modeli için matematiksel bağıntılar elde edilmiştir. Bu bağıntıların, zemin modelleri oluşturulurken kullanılan fiziksel parametreler için geçerli olduğu, zemin fiziksel özelliklerinin değişmesi durumunda tekrar elde edilmesi gerektiği belirtilmiştir. Destekli kazı modellerinde kazı duvarı arkasındaki düşey zemin oturmalarının değişimi incelendiğinde, betonarme perde duvar arkasında meydana gelen değişimlerin çelik palplanş arkasındaki değişimlere nazaran çok küçük kaldığı tespit edilmiştir. Kil zeminlerde destek arkasında meydana gelen düşey oturma tipi konkav, kum zeminlerde ise spandrel olarak tespit edilmiştir.

Çalışma kapsamında ayrıca, literatürde yer almış çeşitli geoteknik çalışmaların analizleri, Plaxis 2D ve Plaxis 3D Foundation yazılımları kullanılarak tekrarlanmış ve elde edilen sonuçların orijinal çalışma sonuçları ile uyumu

araştırılmıştır. Bu yöntem, tez çalışması kapsamında kullanılan bu yazılımlardan elde edilen sonuçların oto-kontrol yöntemi olarak kullanılmıştır.

Engin (2012); limit denge metodu ile elde edilen güvenlik sayılarını sonlu elemanlar yönteminde kullanılan dayanım azaltma katsayıları ile karşılaştırmak ve aralarında bir ilişki veya katsayı elde edebilmek amacıyla parametrik bir çalışma yapmıştır. Bu amaçla seçilen farklı yükseklikteki duvarlar, konsol duvar ve tek noktada içten destekli duvar tipindedir. Çalışma için, farklı içsel sürtünme açısına sahip kohezyonsuz zemin modelleri ve farklı drenajsız kayma direncine sahip kohezyonlu zemin modelleri seçilmiştir. Aynı zamanda, kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için kullanılan model (Mohr-Coulomb Model & Pekleşen Zemin Model) ve elastisite modülündeki değişim de parametrik olarak incelenmiştir.

Limit denge yöntemleri, dayanma yapısının stabilitesini sağlamak ve bu dayanma yapısını denge durumundan güvenli tarafta tutabilmek için tasarımda bir güvenlik sayısı kullanırlar. Diğer yandan, sonlu elemanlar programları (Plaxis vb.) genel bir güvenlik sayısı kullanmak yerine, $\tan\phi$ & c değerlerine uygulanan bir azaltma katsayısı kullanırlar, bu da elde edilen sonuçların limit denge yöntemlerinden elde edilen sonuçlarla farklılıklar göstermesine sebep olur. Çalışmada limit denge yöntemlerinden elde edilerek kullanılan klasik güvenlik sayıları doğru kabul edilerek sonlu elemanlar yöntemlerinde kullanılan $\tan\phi$ & c azaltma katsayıları ile aralarındaki farklılıklar araştırılmıştır.

Erdiker (2012) çalışması kapsamında; İstanbul, Tuzla ilçesinde gerçekleştirilen örnek bir iksa uygulaması Plaxis programı ile vaka analizi olarak incelenmiştir. Örnek proje doğrultusunda zemin çivili iksa sistemlerinde ilave öngermeli ankraj kullanılmasının mevcut sistem üzerindeki etkileri değerlendirilmiştir. Öngermeli ankrajın uygulanması ile deplasmanda meydana gelen azalma, iksa duvarının üst kotlarından çok ankrajların uygulandığı kademelerde görülmüştür. Analizlerden elde edilen sonuçlar, arazide yapılan inklinometre ölçümleri ile kıyaslanmış ve ankraj kademelerinde görülen deplasmandaki azalma miktarı, inklinometre ölçüm sonuçlarında daha belirgin olarak görülmüştür. Sonlu eleman analizlerinde, zemin modeli olarak pekleşen zemin ve Mohr Coulomb modelleri kullanılarak iki ayrı analiz yapılmıştır. Analizler sonucu, pekleşen zemin modeline göre hesaplanan deplasman değerinin, sahada ölçülen gerçek deplasmanlara daha

yakın olduğu belirlenmiştir. Plaxis analizi sonucu elde edilen deplasmanların kazı tabanına kadar azalarak devam ettiği görülürken, inklinometre ölçümleri sonucu deplasmanların ankraj kademelerinden itibaren azalarak kazı tabanında sıfırlandığı görülmektedir. Sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen deplasman değerleri sahada ölçülen gerçek deplasmanlar ile kıyaslandığında, mertebe olarak benzer sonuçlar elde edilmesine rağmen, sahada gerçekleşen deplasmanların daha fazla olduğu görülmüştür.

Zemin çivili iksa sistemine ilave olarak uygulanan öngermeli ankrajların yataydaki aralıkları projede 3 m iken, deplasman üzerindeki etkisinin incelenmesi amacıyla ankraj yatay aralıkları 1.5 m, 2 m, 4 m, 5 m ve 6 m olmak üzere değiştirilerek analizler tekrarlanmıştır. Analizler sonucu, beklendiği üzere daha sık yerleştiren ankrajların deplasmanı azaltıcı etkisinin arttığı görülmüştür. Bununla birlikte, ankrajların 6 m ara ile uygulandığı iksa analizi neticesinde, zemin çivili iksa analizinden elde edilen deplasman mertebesinde bir değer elde edilmiş, öngermeli ankrajın deplasmanı azaltıcı etkisini yitirdiği görülmüştür. Sık yerleştiren ankrajların, özellikle ankraj kademelerinde deplasmanı azaltıcı etkisi, Mohr Coulomb modeli ile yapılan analizlerde, pekleşen zemin modeline göre daha belirgin olarak görülmüştür. Ayrıca, iksadan uzaklaştıkça düşey deplasmanda meydana gelen değişim incelenmiştir. Pekleşen zemin modeline göre yapılan analizlerde, düşey deplasman dağılımının O'Rourke (1989) tarafından sunulan sınırlar içinde kaldığı söylenmektedir. Mohr Coulomb modeline göre yapılan analizlerde ise, iksadan uzaklaştıkça azalan düşey deplasmanın, iksa alt kotlarına doğru kabarma şeklinde meydana geldiği görülmüştür.

Aktan (2014) çalışmasında; Hilton İstanbul Bomonti Hotel ve konferans merkezi projesi kapsamında yer alan tarihi bina önü iksa sistemi (öngermeli ankrajlı mini kazıklı duvar), Plaxis 8.2 sonlu elemanlar programı kullanılarak modellenmiş ve çeşitli parametrelerin iksa sisteminin davranışı üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu amaçla, zemin mühendislik özelliklerinin, zemin/yapı ara yüz elemanının ve yatay destek elemanları olarak kullanılan öngermeli ankrajların özelliklerinin iksa sisteminin rijitliği üzerindeki etkileri diğer parametrelerin sabit tutulması koşulu ile aynı geometri model üzerinde araştırılmıştır. Hesaplarda, zemin rijitliğinin gerilme

seviyesine bağı olarak, artan basınçla birlikte arttığı pekleşen zemin model kullanılmıştır.

İlk aşamada, zeminin boşaltma-tekrar yükleme elastisite modülü (E_{ur}), 60 MPa ile 450 MPa arasında değiştirilmiş ve iksa sisteminde meydana gelen deplasmanlarda yaklaşık % 25 oranında azalma belirlenmiştir. İçsel sürtünme açısı değerlerinin 28° ile 42° arasında değiştirilmesi ile yapılan hesaplarda ise deplasmanlar üzerinde elastisite modülüne göre daha etkili olduğu söylenebilir. İkinci aşamada; arayüz azaltma faktörünün kazık deplasmanları üzerindeki etkisi araştırılmış; arayüz elemanının kazığın yapıldığı malzeme ve zeminin cinsine göre karakteristik bir değer aldığı anlaşılmıştır. Son aşamada, ankraj kök boyunun, ankraj yerleştirme açısının, ankraj tendon çapının, ankraj yatay aralığının yanıl deplasmanlar üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Ülkemizde ankraj kök boylarının çoğunlukla 8 m-10 m seçildiği belirtilmiş ve incelenen vaka için de 8 m'den fazla kök boyunun kazık deplasmanında herhangi bir azalmaya neden olmadığı belirlenmiştir. Ankraj eğimi, incelenen vakada 15° iken, eğimdeki artış deplasmanları arttırmış ve 45° eğimde sistemin stabilitesi bozulmuştur. Standartlarda verilen 0.5 inch, 0.6 inch ve 0.7 inch ankraj tendon çapları için yapılan hesaplar, deplasmanlarda önemli bir fark yaratmamıştır. Ankraj yatay aralığı 1 m ile 2 m arasında değiştirilmiş ve incelenen proje için en uygun aralığın 1.5 m olduğu belirlenmiştir.

Sert vd. (2016) çalışmasında; konsol perde ile desteklenen bir kazıda, kum zemin kesitindeki değişkenliğin, duvarın yanıl deplasmanı ve eğilme momenti üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Çalışmada, güvenilirliğe dayalı tasarım üzerine yapılan son araştırmaların, geleneksel tasarımdaki güvenlik sayısı temelli yaklaşımların yetersizliğini ortaya koyduğu belirtilmektedir. Bu bağlamda, sonlu elemanlar yazılımı ile Monte Carlo simülasyonunu kullanan çalışma, olasılıksal/güvenilirliğe dayalı bir yaklaşım ile zemin parametrelerindeki belirsizliğin/değişimin göz önüne alınabileceğini göstermiştir.

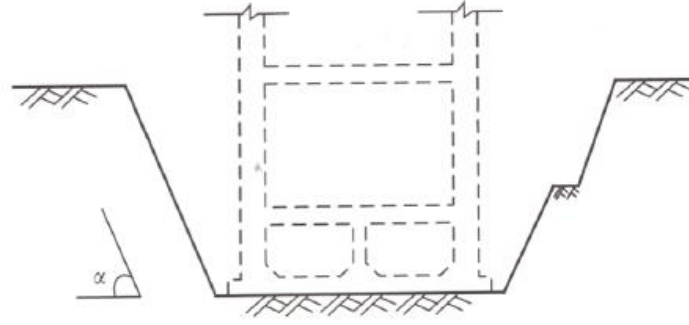
3. KAZI YÖNTEMLERİ VE DESTEK SİSTEMLERİ

3.1 Derin Kazı Yöntemleri

Artan nüfus ve yoğun yapılaşma sebebiyle özellikle büyük kentlerde derin temel ve derin kazı iksa sistemlerine olan talep hızla artmaktadır. Derin kazı ve temel inşaatı; istinat yapısının inşasını, iksa elemanlarının oluşturulmasını, kazının yapılmasını, bina bodrum ve döşemelerinin inşasını kapsayan genel bir ifadedir. Birçok yöntemle oluşturulan derin kazı ve destekleme sistemlerinin seçiminde, mimari detaylar, saha jeolojisi, çevre ve iklim koşulları, malzeme ve ekipman varlığı, genel jeoloji ve bütçe konuları birlikte ele alınmalı ve tüm koşullara uygun seçenekler oluşturulmalıdır. Açık kazı, içten iksalı kazı, ada kazı yöntemi, ankrajlı kazı, yukarıdan aşağıya ve anolu kazı en çok tercih edilen derin kazı iksa yöntemleridir. Kazı yönteminin yanında iksa sisteminin seçimi de inşaat bütçesi, bitişik yapıların varlığı, malzeme ve ekipman varlığı, yapı türü ve komşu temellerin özelliği gibi birçok faktörden etkilenmektedir. Bu bölümde çeşitli derin kazı ve iksa sistemleri hakkında genel bilgiler verilecektir.

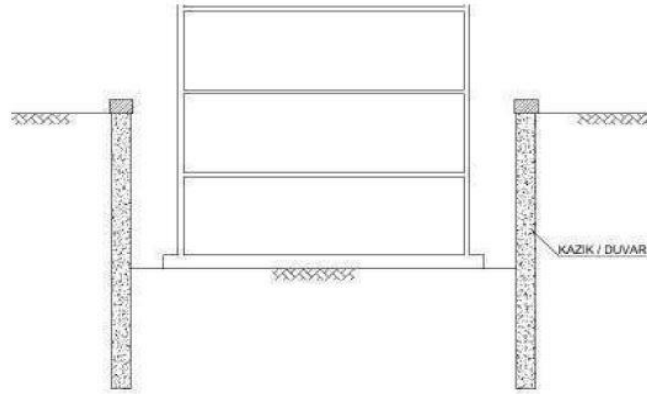
3.1.1 Açık Kazı Yöntemi

Açık kazı yöntemi, en çok tercih edilen kazı yöntemidir. Eğimli açık kazı ve konsol iksalı olarak farklı tiplerde uygulanabilmektedir. Eğimli açık kazı yönteminde (Şekil 3.1) kazı için herhangi bir iksa elemanı veya istinat yapısı gerekmemektedir. İnşaat alanı belirli bir eğimle istenilen derinliğe kadar kazılır. Kazı derinliği çok fazla değilse, kazıyı engelleyecek herhangi bir elemanın olmaması sebebiyle hızlı ve ekonomiktir. Bununla birlikte kazının eğimli açılması, kazıdan çıkan malzemenin gereğinden fazla olmasına yol açmaktadır. Ayrıca üstyapı inşaatının tamamlanmasından sonra binayı desteklemesi için kazı çukuruna geri doldurulacak malzemenin de artacağı dikkate alınır, açık kazı yönteminin her projede ekonomik sonuçlar doğurmayacağı anlaşılmaktadır (Çınar, 2010).



Şekil 3.1: Serbest şevli açık kazı yöntemi (Ou, 2006)

Eğimli açılan kazı çukurundan çıkan malzeme miktarının azaltılması için yatay iksa elemanlarına gerek olmadan belirli derinliklere kadar konsol çalışabilen düşey elemanlarla oluşturulan konsol iksalı kazı yöntemi (Şekil 3.2) seçilir. Bu yöntem kazı yüksekliğinin nispeten az olduğu durumlarda tercih edilir. Seçilen düşey iksa elemanlarının rijitliği kazı güvenliğini sağlayacak tek etkidir. Eğimli açık kazı ve konsol iksalı kazı yöntemleri, derin olmayan kazılarda diğer kazı yöntemlerine göre daha ekonomik sonuçlar doğurmaktadır. Bu iki yöntem arasındaki seçim ise analiz, tasarım ve değerlendirme sonucunda yapılmalıdır (Çınar, 2010).

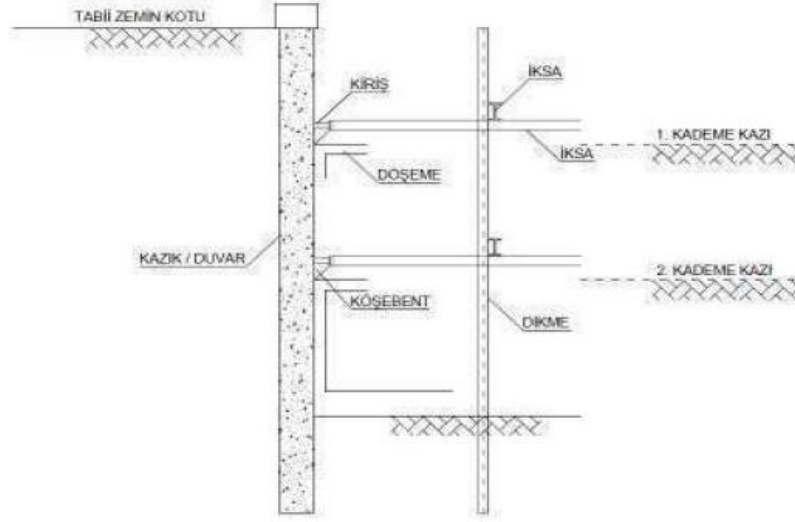


Şekil 3.2: Konsol iksalı kazı yöntemi

3.1.2 İçten İksalı Kazı Yöntemi

Kazıdan dolayı oluşacak yatay toprak basıncının kazı aynası önüne yapılacak yatay iksa elemanları ile desteklenmesi yoluyla oluşturulan sistemler içten iksalı sistemlere örnek teşkil eder (Şekil 3.3). İçten iksalı kazı sistemleri iksa elemanı,

göğüsleme kirişi, köşebent ve dikme gibi elemanlardan oluşur. Göğüsleme kirişleri toprak itkilerini yatay iksa elemanlarına aktarırken, köşebentler de kiriş açıklığını bölerek yatay eleman gereksinimini azaltmaktadır. Dikme elemanlar ise belirli aralıklarda oluşturularak yatay elemanların burkulma boyu azaltılır. İçten iksalı kazılarda inşaat kademeleri ve iş planı önem kazanmaktadır (Çınar, 2010).



Şekil 3.3: İçten iksalı kazı yöntemi-1

Bu tür kazılar için önerilen imalat safhaları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

1. Düşey iksa elemanları (kazık, diyafram duvar vb.) yapılır
2. İlk kademe kazı yapılır
3. Kazı çevresine kuşaklama kirişleri yapılır, yatay iksalarla birleştirilerek yük alması sağlanır
4. Hedeflenen kazı derinliğine kadar 2. ve 3. aşamalar tekrarlanır
5. Yapı temeli inşa edilir
6. Temel üzerinde kalan iksa elemanları sökülür
7. Yapı döşemesi yapılır
8. Tabii zemin kotuna kadar 6. ve 7. aşamalar tekrarlanır. İnşaat sonunda kazı çukurunda kalan boşluklar doldurulur.

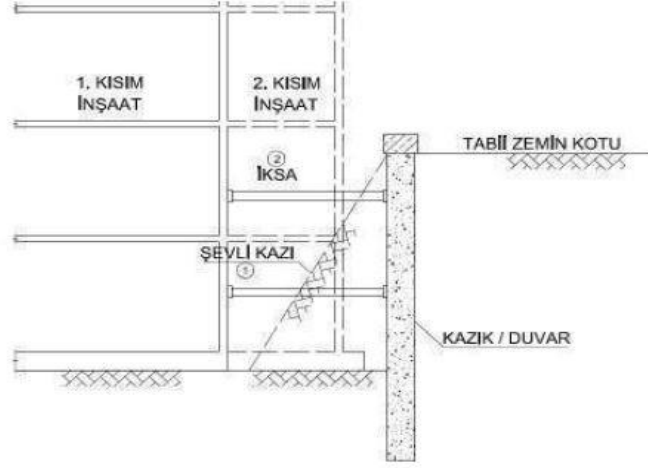


Şekil 3.4: İçten iksalı kazı yöntemi-2

İçten iksalı kazı yönteminin en büyük avantajlarından biri, her derinlik ve genişlikteki kazıda uygulanabilir olmasıdır. Ancak kazı çukuru içerisinde yer alan yatay ve düşey elemanlar sebebiyle kazı işleri yavaş ve zor olmaktadır. Ayrıca parçalar halinde birleştirilen yatay elemanların eksantrisiteye yol açmayacak şekilde aynı hizada yerleştirilmesi, işçiliği zorlaştırması sebebiyle sistemin dezavantajlarından biridir. İçten iksalı kazı yöntemi ülkemizde çok tercih edilmemektedir (Çınar, 2010).

3.1.3 Ada Kazı Yöntemi

Bu yöntemde yatay toprak itkilerini almak üzere düşey ve yatay iksa elemanları birlikte kullanılır. Kazı alanının tamamının kazılması yerine, çekirdek kısmı kazılır ve düşey iksa elemanlarına yakın kısımlar topuk vazifesi görmek üzere şevli şekilde bırakılır. Binanın çekirdek kısmı yapıldıktan sonra şevli kısımlar alınarak düşey iksa elemanları ve bina arasında iksa elemanları oluşturulur. Binanın diğer kısımları yapılırken içten iksalar sırasıyla sokulur. Bu sistem içten iksalı kazı ve konsol kazı yönteminin birlikte kullanılması ile oluşturulur. Kazı yüksekliği fazla değilse tek sıra içten iksa kullanılarak tek kademede kazı yapılır. Kazı yüksekliği fazla ise içten iksalar kademeli şekilde atılır ve kazı kademeli yapılır (Şekil 3.5) (Ou, 2006).



Şekil 3.5: Ada kazı yöntemi

Ada kazı yönteminin uygulanması için inşaat alanının yeterince büyük ve yapının derzli yapılmaya müsait olması gerekir. Kazı aynasında bırakılacak topuklar şev stabilitesi sorunu yaratmayacak şekilde şevlendirilmelidir. Kazı aynasında bırakılan yetersiz topuk kütlesi göçmeye neden olmasa bile yeterince pasif itki oluşturamayacağından büyük iksa deplasmanları ve yüzeysel oturmalara neden olabilir.

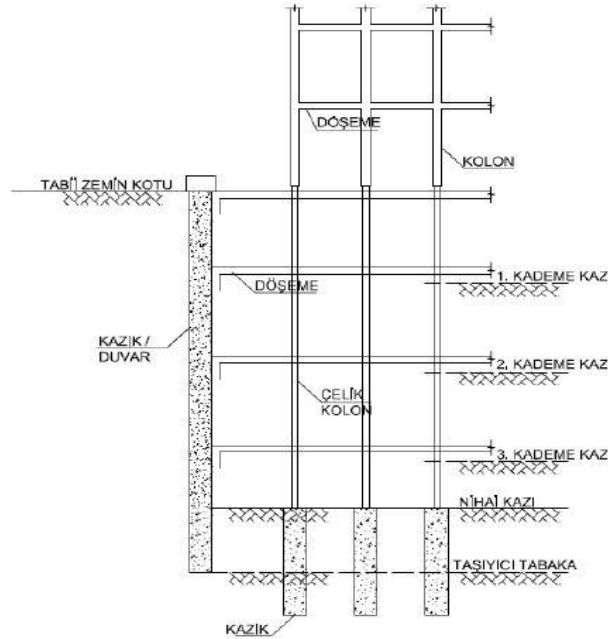
Bu yöntemin içten iksalı kazı yöntemine göre en büyük avantajı, daha az iksa elemanı, dolayısıyla daha az maliyet ve işçilik gerektirmesidir. Ayrıca geniş kazı çukurlarında içten iksa elemanlarının boyunun artacağı ve veriminin düşeceği dikkate alınırsa ada kazı yönteminin bu tür projelerde verimliliği daha da iyi anlaşılmaktadır. Yeterince iyi yapılmamış bina ve iksa elemanı bağlantıları bu sistemde kurulum ve sökülme aşamasında sorun çıkmasına sebep olabilir. Ayrıca yeterince pasif direnç oluşturmayacak şekilde bırakılan topuk, aşırı deplasmanlara ve özellikle yumuşak zeminlerde göçmelere neden olabilir. Bu yöntem, hafriyat, iksa ve üst yapı işlerinin birlikte yürütülmesi gerekliliği sebebiyle pek tercih edilmemektedir.

3.1.4 Yukarıdan Aşağıya Kazı Yöntemi

Yeraltı yapılarında alışlagelmiş yöntem, yapının temelden başlayarak yukarı doğru yapılmasıdır. Şimdiye kadar anlatılan tüm kazı yöntemleri de bu inşaat

yöntemine dayalı yapıların yapılması için oluşturulmaktadır. Bu yöntemin tersine yukarıdan aşağıya kazı yönteminde yapının inşaatına yüzeyden başlanarak yer altına doğru inilir. Yukarıdan aşağıya kazı yönteminde kazı tamamlandığında yer altında yapılacak inşaat da tamamlanmaktadır. Kazı sırasında oluşacak yatay itkilerin tamamı kat döşemeleri tarafından taşınmaktadır. Bu yöntemde izlenmesi gereken yol aşağıda sıralandığı gibidir (Şekil 3.6) (Çınar, 2010).

1. Düşey iksa elemanı (kazık, diyafram duvar vb.) inşa edilir
2. Taban kazıkları yapılır ve üzerlerine gelecek çelik düşey iksalar oluşturulur
3. Birinci kademe kazı yapılır
4. Birinci kat döşemesi yapılır
5. Birinci katın taşıyıcı sistemi yapılır
6. İkinci kademe kazı yapılır ve bu katın döşemesi yapılır
7. Tasarlanan derinliğe kadar aynı işlemler tekrarlanır
8. Temel tamamlanır.



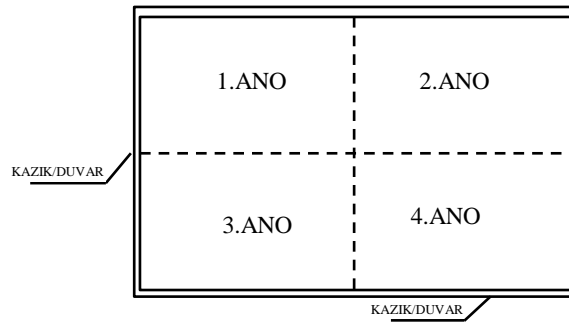
Şekil 3.6: Yukarıdan aşağıya kazı yöntemi

Yukarıdan aşağıya kazı yöntemi metro istasyonu gibi yer altı yapılarının inşasında sıklıkla tercih edilmektedir. Diğer yöntemlere göre daha özel projeler için tercih edilen bu yöntemin avantaj ve dezavantajları aşağıdaki gibidir.

- Taşıyıcı sistem, döşeme ve kazının aynı zamanda yapılması toplam inşaat süresini azaltmaktadır.
- Çelik iksa elemanlarına göre daha rijit olan döşemeler sayesinde güvenilir kazılar yapılmaktadır.
- Kat döşemelerinin rijit olması sebebiyle geniş açıklıklı, çok yönlü kullanıma açık alanlar elde edilebilmektedir.
- Diğer yöntemlere kıyasla bu yöntem daha pahalı olabilir.
- İnşaat sırasında aydınlatma ve havalandırma konularında zorluklar olabilir.

3.1.5 Anolu Kazı Yöntemi

Derin kazılarda kazı aynasının açıklığı ne kadar fazla olursa, kazı aynasında oluşacak deplasman da o kadar fazla olacaktır. Zeminde oluşacak kemerlenme etkisi nedeniyle köşe bölgelerinde ve kısa kenarlarda diğer kenarlara göre daha az deplasman gözlenmektedir. Derin kazı sistemlerinde oluşacak deplasmanların azaltılması amacıyla özellikle geniş kazı çukurlarında kazının tamamının bir anda yapılması yerine, kazı alanı birkaç parçaya bölünür ve değişik zamanlarda kazı yapılır (Şekil 3.7). Böylece kazı aynasının boyutları ve dolayısıyla oluşacak deplasmanlar azaltılmış olur.



Şekil 3.7: Anolu kazı yöntemi plan görünüşü

3.1.6 Ankrajlı Kazı Yöntemi

İçten iksalı kazılarda kullanılan yatay iksa elemanları yerine bu sistemde ankrajlar kullanılmaktadır. Ankrajlar öngermeli ve pasif olarak sınıflandırılmaktadır.

Pasif Ankrajlı (zemin çivili) Kazı Yöntemi: Ankraj elemanlarına herhangi bir öngörme uygulanmayan bir yöntemdir. Zemin çivisi imalat yönünden zemin ankrajlarına benzemesine rağmen, çalışma prensibi olarak farklılık gösterir. Ankrajlı sistemler gibi aktif olarak yüklenmedikleri için pasif ankraj olarak da isimlendirilirler (Dayıoğlu, 2010). Bu yöntemde öngermeli ankraj elemanları yerine zemin hareketi vasıtasıyla yüklenmesi beklenen donatılar kullanılır. Öngermeli ankraj yöntemine göre derinliği daha az ve deplasman toleransının daha fazla olduğu derin kazılarda kullanılmaktadır. Zemin çivili iksalarda imalat akışı aşağıdaki gibidir;

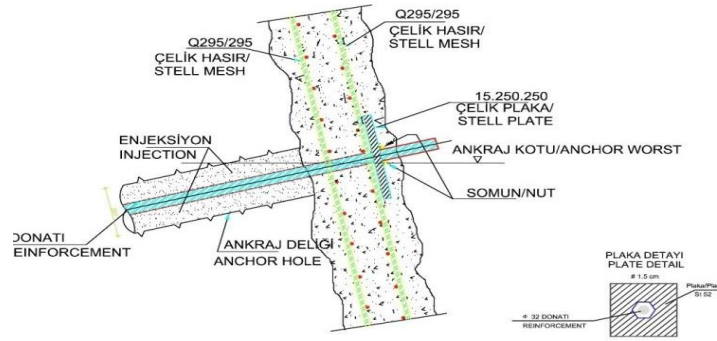
1. İlk kademe kazı aynası oluşturulduktan sonra yatay zemin çivisi delgisi yapılır
2. Delikler içerisine projesinde belirtilen boy ve çaplarda donatılar yerleştirilir ve enjeksiyonlanır
3. Kazı yüzeyine projesinde belirtilen ebat ve sayıda hasır çelikler yerleştirilir ve çivi kafalarına montajlanır
4. Kazı aynası püskürtme beton (shot-crete) ile kaplanır
5. Alt kademe için aynı işlemler tekrarlanır.

Pasif ankrajlı iksa, yatay donatılar, hasır çelik, püskürtme beton, kafa plakası ve kuyu içi sarf malzemelerin birlikte kullanılması ile oluşmaktadır (Şekil 3.8) (Çınar, 2010).

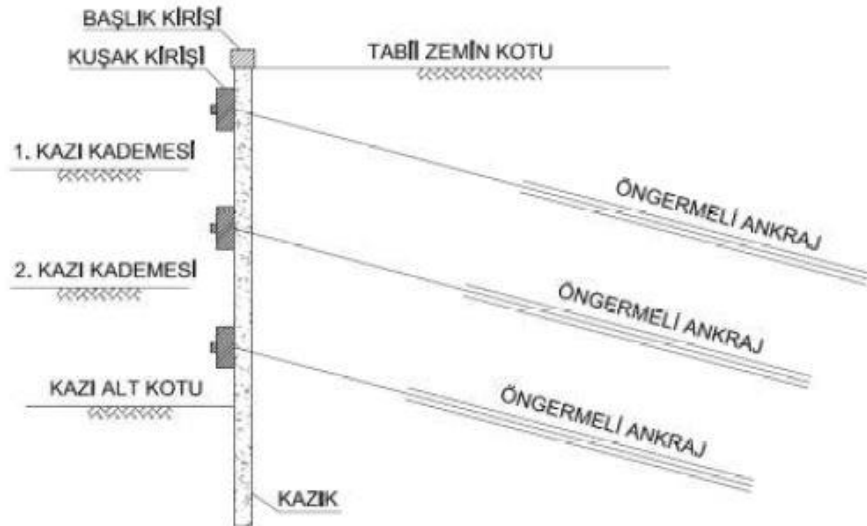
Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi: Bu yöntemde yatay toprak itkileri öngermeli ankrajlar ile karşılanır. Yatay toprak itkisini karşılayacak şekilde boyutlandırılan ankrajlar 3 kısımdan oluşmaktadır. Birinci kısım ankraj yüklerini alan kök kısmı, ikinci kısım yükleri kafa ve kök arasında aktaran serbest kısım, üçüncü kısım ise kazı yüzeyinde yer alan ve iksa ankraj bağlantısını yapan kafa kısmıdır. Kademeli ankrajlı kazılarda izlenmesi gereken yol aşağıda sıralandığı gibidir (Şekil 3.9).

1. Birinci kademe kazı gerçekleştirilir

2. Ankraj delgisi yapılır
3. Ankraj halatı deliklere yerleştirilir
4. Ankraj delikleri enjeksiyonlanır
5. Ankrajlara öngörme uygulanır ve istenilen yükte kilitlenir
6. İkinci kademe kazı yapılır
7. Kazı derinliği boyunca 3., 4., 5. ve 6. aşamalar tekrarlanır
8. Yapı temeli inşa edilir
9. Tabii zemin kotuna kadar kat döşemeleri yapılır ve geri kalan boşluklar doldurulur.



Şekil 3.8: Zemin çivisine ait bileşenler



Şekil 3.9: Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi

Ankrajlı kazı yönteminde yatay toprak itkileri ankrajlar vasıtasıyla taşınır. Ankrajlar ise yükleri, zemin-enjeksiyon arasındaki sürtünmeden kaynaklanan dayanım sayesinde taşıyabilmektedir. Dolayısıyla zemin dayanımı ve ankraj yükleri arasında doğrudan ilişki söz konusudur. İri daneli zeminlerde yüksek ankraj yükleri elde edilirken, ince daneli zeminlerde ankraj yükleri nispeten düşük kalmaktadır. İri daneli zeminlerde özellikle yeraltı su seviyesi altında imalat yapılırken permeabilitenin yüksek olmasından kaynaklanan çeşitli sorunlarla karşılaşmaktadır. Ankraj deliklerinin su basıncı altında göçmesi ve su hareketi ile zeminin akması bu sorunların başta gelenlerindedir. Ankrajlı kazı yönteminin başlıca avantajları ve dezavantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir (Çınar, 2010).

- Kazı çukurunda herhangi bir elemanın olmaması sebebiyle inşaat işlerinde yüksek verimlilik sağlar.
- Kısa sürede yapılabilir.
- Zayıf zeminlerde uygulanması zordur.
- Yeraltı suyunun altında yapılan imalatlarda azami dikkat gerektirir.
- Yetersiz tasarımlarda kazı çevresinde büyük deplasmanlar oluşabilir.

3.1.7 Aç–Kapa Kazı Yöntemi

Aç–kapa kazı yöntemi, tünel gibi dar ve uzun yapıların inşasında kullanılmaktadır. Bu yöntemde önce istinat yapısı inşa edildikten sonra kazı yapılır. Amaçlanan yapı yerleştirildikten/inşa edildikten sonra kazı alanı kapatılır (Şekil 3.10) (Ük, 2009). Düşey destek sistemleri genel olarak kazı yapılmadan önce imal edilir ve kazı yapıldıkça yatay iksa elemanları ile desteklenir. Düşey destek sisteminin seçiminde yerel zemin koşulları, inşaat süreci ve önemi, komşu yapıların özellikleri, yatay iksa tipi ve proje maliyeti gibi birçok değişken rol almaktadır.



Şekil 3.10: Aç-kapa yöntemiyle yapılan bir kazı

3.2 Destek Sistemleri

Destekli kazı projelerinin hayata geçirilmesinde çeşitli problemlerle karşılaşılabilir (stabilite problemleri, deformasyon problemleri, su sızdırmazlık problemleri vb.). Her yeni problem mühendislik biliminin gereği olarak yeni bir çözüm üretilmesi gerekliliği ortaya koymuştur. Ayrıca teknolojik gelişmeler de yeni imalat yöntemlerinin gelişmesine katkıda bulunmuştur. Günümüzde bir derin kazının desteklenmesi konusunda alternatif olabilecek çok sayıda destek yöntemi geliştirilmiş bulunmaktadır. Bu yöntemler şu şekilde sıralanabilir;

- Palplanş Duvarlar
- Mini Kazık Duvarlar
- Fore Kazık Duvarlar
- Kesişen Kazık Duvarlar
- Kuyu Tipi Betonarme Perdeler
- Diyafram Duvarlar
- Ankrajlı Duvarlar

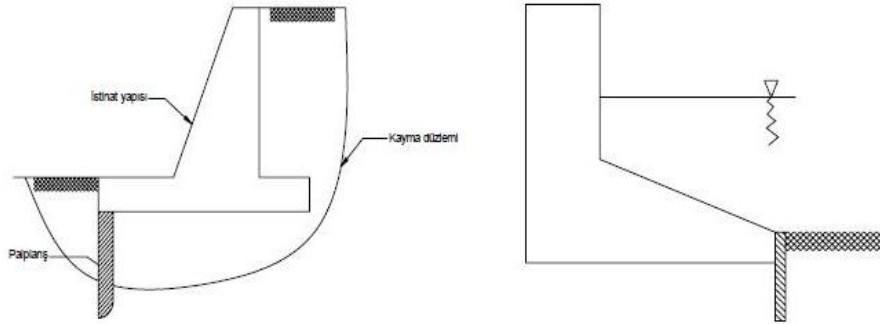
3.2.1 Palplanş Duvarlar

Palplanş duvarlar bir zemin itkisini veya bir su itkisini karşılamak amacıyla yan yana sıra ile çakılan palplanş elemanlarıyla oluşturulan düşey bir settir. Genel olarak zemin ve su problemleri ile karşılaşılan durumlarda çabukça çözüm

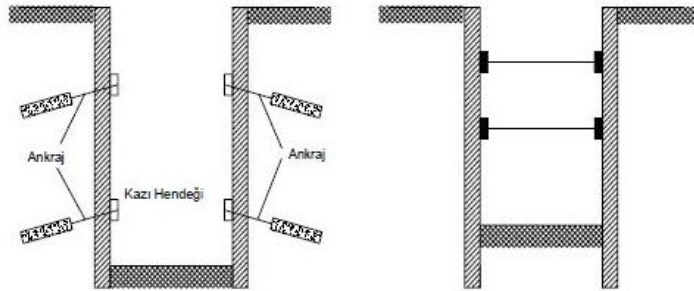
getirebilmektedirler. Palplanş duvarlar genel olarak, inşa esnasında yapıya hasar verecek yatay zemin itkilerinden korunmak ve/veya su tutma yapılarında suyu inşaat sahasından uzaklaştırmak amacıyla kullanılır. Bununla birlikte dalgakıran olarak, derin bazı duvar kaplamalarında kuyu açmada, deniz içinde yapılacak duvarda da kullanılabilir. Palplanş duvarlar genel olarak üç grupta toplanır:

- Yapının bir bölümünü oluşturulan palplanş duvarlar
- Yapıda yardımcı eleman olarak oluşturulan palplanş perdeler
- Başlı başına yapı olan palplanş duvarlar.

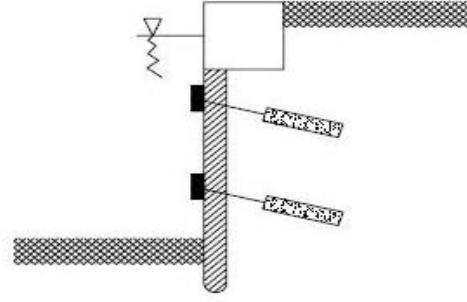
Yapının bir bölümünü oluşturan palplanş duvarlarında amaç yapının gerekli olan stabilitesinin veya sızdırmazlığının bir palplanş duvarla sağlanmasıdır (Şekil 3.11). Yapıda yardımcı eleman olarak kullanılması genellikle suyu inşaat sahasından uzak tutmak veya düşey derin kazı yapabilmek amaçları içindir (Şekil 3.12). Palplanş duvarların başlı başına yapı olduğu durumlara en güzel örnek rıhtım duvarlarıdır (Şekil 3.13).



Şekil 3.11: Yapının bir bölümünü oluşturan palplanş duvarlar



Şekil 3.12: Yapıda yardımcı eleman olarak oluşturulan palplanş perdeler



Şekil 3.13: Başlı başına yapı olan palplanş duvarlar

Palplanş duvar elemanları genellikle üç tipte imal edilir: Ahşap palplanş duvarlar, betonarme palplanş duvarlar ve çelik palplanş duvarlar (Bahar, 2009).

Ahşap Palplanşlar: Ahşaptan oluşan bu elemanlar zaman içerisinde zemin şartlarından büyük hasarlar görebildiklerinden sadece geçici amaçlar için kullanılırlar. Tekli veya çiftli olarak kullanılabilen ahşap palplanşların Wakefield denilen üçlü tipleri de vardır. Tekli tipleri duvarın bütünlüğünü sağlamak amacıyla geçmeli olarak da imal edilebilirler. Ahşap palplanşlar çakma sırasında uç kısımlarının korunması amacıyla uçlarına çarık takılarak kullanılırlar. Genel olarak yükseklikleri en fazla 5 m civarındadır. Genişlikleri ise 2 m yüksekliğe kadar 8 cm olup, bundan sonraki her yükseklik için genişliğe 1 cm eklenerek hesaplanabilirler (Ermanlar, 2009).



Şekil 3.14: Ahşap palplanş perde

Betonarme Palplanşlar: Betonarme palplanşlar servis yüksekliklerine karşı dayanabilecek şekilde istenilen kesit ve boyda imal edilebilirler. Ağır ve büyük

hacimlidirler. Bu nedenle taşınmaları ve çakılmaları sırasında sorunlara yol açabilirler. Kısa boylu kısa palplanşlar tepesinden üçte birlik uzaklıkta bağlanarak taşınabilirler. Uzun palplanşları taşımak için üzerlerine 2 ya da daha fazla taşıma noktası tertiplenmelidir. Kullanım amaçları dolayısıyla eğilme gerilmelerini taşımak üzere donatılı olarak tertiplenirler. Ayrıca taşıma ve çekme esnasında ek yüklemelere karşı koymak için ek donatılar yerleştirilmelidir. Çakma tesirlerine karşı koymak için alt ve üst uçlarında donatı sıklaştırılması da yapılır. Su sızdırmazlığı istenen yerlerde birleşim yerleri su geçirmeyecek şekilde tertiplenir. Ayrıca çakma esnasında birbirlerine yanaşmalarını sağlamak amacıyla uçları eğimli olarak tertiplenir. Hacimlerinin büyük olması nedeniyle çakıldıklarında oluşturacağı büyük yer değiştirmeler sonucu çakılmaları zordur (Ermanlar, 2009).



Şekil 3.15: Betonarme palplanş perde

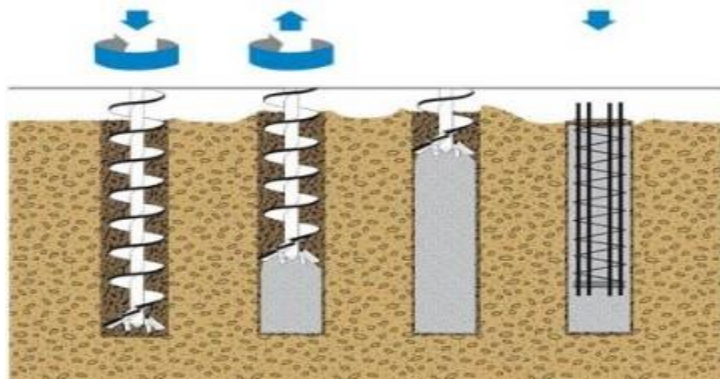
Çelik Palplanşlar: Çelik palplanşlar dökme demirden birbirine geçmeli olarak imal edilirler. Bütün çelik palplanşlar zemine genellikle çakılarak yerleştirilir. Köşe elemanları ve derzler Y ya da T tipi olup perçin veya kaynakla birleştirilir. Düz gövdeli palplanşlar çekme gerilmesi taşıyan, geçme yerlerinin dayanımının yüksek olmasının istendiği yerlerde özellikle hücreli batardolarda, kemerli palplanşlar büyük eğilme ve konsol yükü taşıyan yerlerde, Z tipi palplanşlar ise büyük eğilme dayanımı gerektiren yerlerde kullanılırlar (Ermanlar, 2009).



Şekil 3.16: En yaygın kullanılan çelik palplanş kesitleri

3.2.2 Mini Kazık Duvarlar

Mini kazıkların ilk uygulamaları 1970’li yıllarda başlamıştır. O yıllarda mini kazıklar genellikle mevcut bina temellerinin tutulmasında kullanılmıştır. Mini kazık sistemi daha çok normal kazık ekipmanının yaklaşmadığı tavan yüksekliği sınırlı bodrum katları, temel yanları vb. yerlerde kullanılıyordu. Sondaj ve enjeksiyon tekniğindeki gelişmeler sonucu bugün mini kazıklar hem çekme hem de basınç taşıyan elemanlar olarak kullanılabilir. Bunun bir sonucu olarak da artık mini kazıklar zemin destekleme yapılarından biri durumuna gelmişlerdir. Zemin destekleme yapısı olarak kullanıldıkları zaman mini kazıklar belirli aralıklarla veya birbirine teğet olarak imal edilmektedirler. Mini kazıklar genelde 10 cm ile 30 cm arasında çaplarda çimento şerbeti enjeksiyonu ile hazırlanmaktadır. Donatı olarak beton çeliği veya özel çelik profiller kullanılabilir. Yatayla 10 derece eğimden düşey doğrultuya kadar çeşitli eğimlerde imal edilmektedir. Kuyunun açılmasında darbeli rotary ve diğer sistemlerle çalışan makineler kullanılabilir. Burada dikkat edilecek önemli husus kuyu cidarının göçmeye karşı korunmasıdır. Düşük eğimlerde her durumda muhafaza borusu kullanılmalıdır. Mini kazıklar genellikle sürtünme kazıkları olarak projelendirilmektedirler. Yani zemine yükleri beton kesitlerinin yüzeyi boyunca oluşan sürtünmelerle aktarmaktadırlar. Mini kazıkların imalat safhaları Şekil 3.17’ de gösterilmiştir (Bahar, 2009).



Şekil 3.17: Mini kazık imalat safhaları

3.2.3 Fore Kazık Duvarlar

Fore kazıklar kazıklı temel uygulamalarında sık sık kullanılan bir yöntem olduğu gibi zemin destekleme amacıyla da kullanılabilirler. Bu uygulama pek çok zemin ve saha koşullarında gerçekleştirilmektedir. Zor zemin koşulları imalatı pek de olumsuz yönde etkilememektedir. Yer problemi olan şantiyelerde mütemadi bir helisel auger kullanılarak kazı yapılması (Şekil 3.18) hem küçük çaplı hem de büyük çaplı fore kazıkların imalatında büyük bir hız ve kolaylık sağlamaktadır. Ayrıca fore kazıkların üst kısmına bir kiriş imal edilerek düşey yüklerin de dağıtılması sağlanabilir. Bir fore kazık duvar şu şekillerde dizayn edilebilir:

- Kazıklar birbirine teğet olurlar.
- Kazıklar birbirini teğet keserler.
- Zemin kendisini tutabiliyorsa kazıklar arasında kazık çapından biraz daha geniş bir boşluk bırakılarak imal edilirler.

Mütemadi fore kazık duvarlar 1950'lerin başlarından beri, yani fore kazık teknolojisinin geliştirilmesinden yaklaşık bir otuz yıl kadar sonra, yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Bu gelişme büyük bir ihtimalle İkinci Dünya Savaşı sonrasında Avrupa'nın büyük şehirlerinde yeniden yapılaşmanın başlamasıyla gerçekleşmiştir (Xanthakos, 1994).



Şekil 3.18: Fore kazık makinası

Kuyunun stabilitesi açısından da uygulanabilir olduğu zaman fore kazıklar dönmeye karşı stabiliteyi arttırmak için eğimli olarak da imal edilebilirler. Desteksiz durumdaki ankastre duvarlar için kazı derinliği 8 m'ye kadar olabilir fakat bu derinlikte yatay hareketleri sınırlamak için duvarın desteklenmesi tavsiye edilmektedir. Eğer destek zemin ankrajlarıyla sağlanacaksa kazı ilerledikçe bir kuşak kiriş imal edilerek birbirine bağlanmalıdır.

Kazıkların dizaynı yüklere, zemin koşullarına ve öngörülen imalat yöntemlerine göre gerçekleştirilmektedir. Göçebilen zeminlerde veya su bulunan durumlarda kazık duvarlardan ilk önce kazı tarafından birinci sıra imal edilir. Bu sırada kazıklar arası mesafe kazık çapından küçük olmalıdır. Daha sonra ikinci sıra kazıklar imal edilir. Bu yöntemde kazıkların hepsi birbirine temas ettiği için buna “teğet kazık” duvar denir. Yüzeğe ayrıca bir beton tabakası veya ayrıca bir beton duvar da yapılabilir. Kazıkların arasında boşluk kalması riski ise imalat sırasında belirli bir diklik kriteri oluşturularak giderilebilir. Bu kriter genelde yan yana kazıklar için ters yönde ve her kazık için derinliğin en fazla %1'i olarak kabul edilebilmektedir. Şekil 3.19' da fore kazıkların uygulamalarına ait gösterimler verilmiştir(Xanthakos, 1994).

Yer altı su seviyesinin altında bulunan bölgelerde imal edilen fore kazık duvarlarda kazıkların birleşim noktalarının belli bir şekilde sızdırmazlığının sağlanması gerekmektedir. Bu durumda sıkça kullanılan yöntem çimento enjeksiyonu yapmaktır. Normal şartlarda çimento enjeksiyonu ile yapılan izolasyon çok büyük bir problem çıkmadan kazının tamamlanmasına yetecek kadar

çalışmaya fırsat vermektedir. Çimento enjeksiyonu kazıkların arkasına ve kazı yapılmadan önce yapılmaktadır.

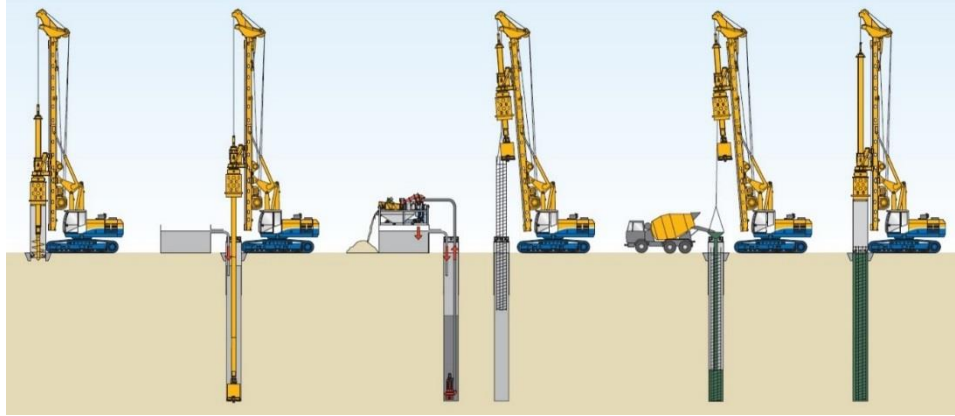


Şekil 3.19: Fore kazık uygulamaları

Kılıflı veya kılıfsız olarak imal edilen fore kazık duvarlar genellikle kohezyonlu zeminlerde veya üst tabakaları belli bir derinliğe kadar granüler olan zeminlerde uygulayabilmektedir. Bentonit çamuru içinde imal edilen duvarlar zemin cinsinden daha bağımsız olup bu uygulamadaki en büyük sıkıntı sert kaya veya

benzeri formasyonlarla karşılaşılması durumudur. Puller'e (1998) göre genel itibarı ile yöntemin avantajları şu şekilde sıralanabilir:

- Delgi şartları çok ağır değilse geçici veya kalıcı olarak zeminin desteklenmesinde hem hızlı hem de ekonomik bir yöntemdir.
- Kazık imalatı sırasında daha temiz bir ortam sağlanır.
- Daha az titreşimli ve daha az gürültülü bir yöntemidir.
- Düşük kazı derinlikleri için imal edilen duvarla mevcut duvarlar arasındaki mesafe minimuma indirilebilir.
- Mütemadi auger ile çok çeşitli özelliklere sahip zeminlerde delgi yapabilmektedir.



Şekil 3.20: Fore kazık yapım aşamaları

Sistemin dezavantajları ise özet olarak şunlardır:

- Kazıkların birleşim noktalarından su sızdırmazlığı her zaman istenildiği gibi sağlanamamaktadır. Özellikle yeraltı su seviyesi yüksek olan bölgelerde veya derin kazılarda su sızma olasılığı daha da yükselmektedir.
- Kendini tutamayan zeminlerde kılıfın çekilmesiyle zeminde ani bir göçme meydana gelebilir ve istenilenden daha büyük bir kuyu oluşabilir.
- Mütemadi augerle imal edilen kazıkların derinliği sınırlı olabilir.
- Dairesel kesitli olması kazığın eğilmeye karşı olan mukavemetini azaltır.
- Duvarın yüzeyini düzgün ve kabul edilebilir kılmak için fazladan çalışma gerekebilir.

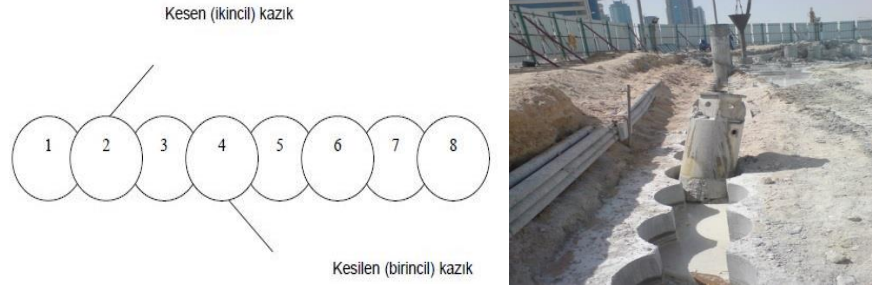
- Duvarın derinliği arttıka imal edilen duvarla mevcut yapılar arasındaki minimum mesafe artmaktadır.
- Yapısal birleşimler daha zorlaşmaktadır. Daha karmaşık detaylarla çalışılmasını gerekli kılmaktadır (Bahar, 2009).

3.2.4 Kesişen Kazık Duvarlar

Kesişen kazık duvarlar diyafram duvarların bir önceki modelidir denilebilir; lineer paneller kazabilen makinelerin geliştirilmesi kesişim yapan kuyuların yerine düzgün duvarların imal edilmesini mümkün kılmıştır. Kesişen kazık duvarlar zemini destek amacıyla kullanılırlar, teğet kazıkların esneklik özelliğine onlar da sahiptirler ama onların istenmeyen özelliklerini taşımazlar. Kazıklar arasında boşluk kalması ve bunun sonucu olarak da su tutuculuğun azalması kesişen kazık duvarlarda meydana gelmez.

Minimum duvar kalınlığı, yani kazık çapı, yaklaşık 45 cm'dir ama bu daha çok kesişme miktarına bağlıdır. Kesişme miktarı genellikle 10-15 cm olarak seçilmektedir. Sonuçta eğer düşeyden kaçan kazıklar yan yana gelmezse su sızdırmazlığı yüksek bir duvar ortaya çıkmaktadır. Şekil 3.21' de gösterilen gibi bir kesişen kazık duvar imalatı için öncelikle primer kazıklar (1,3,5,...) donatılı veya donatısız olarak imal edilmekte, daha sonra onları kesecek olan sekonder kazıklar (2,4,6,...) genellikle birincilerin imalatından bir gün sonra imal edilmektedir. Böylece primer kazıkların betonları çok yumuşak olmamakta fakat kesilmeyi zorlamayacak kadar da sertleşmemektedir. Bazı durumlarda primer kazıkların betonu sekonder kazıkların betonundan daha düşük mukavemetli seçilebilir.

Kesişen kazıklı bir duvarda kazık betonları arasında bir mukavemet farklılığı öngörülmemiş ise bütün kazıklar yatay yüklere karşı beraber ve eşit olarak karşı koyarlar; bundan dolayı bütün kazıklara donatı koyulmalıdır. Bu uygulama bazen gerçekleştirilmemektedir çünkü donatılı bir kazığı kesmek zor olacaktır. Bu soruna pratik bir çözüm birincil kazıklara dikdörtgen kesintili donatılar yerleştirirken ikincil kazıklara yuvarlak kesitli donatılar yerleşmektedir.

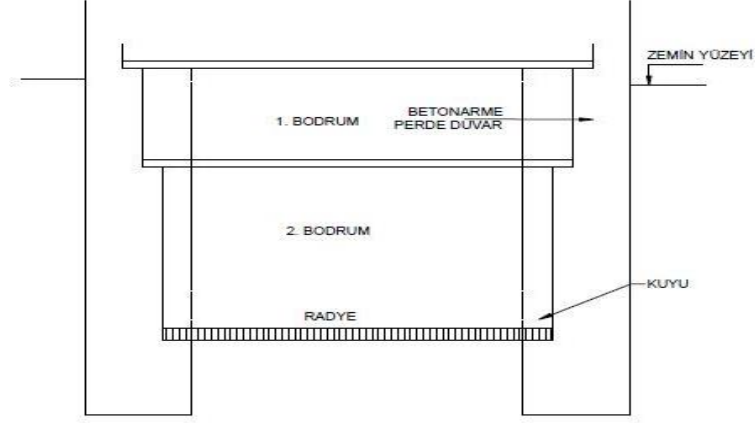


Şekil 3.21: Kesişen kazık duvar

Kesişen kazıklar genellikle teğet veya aralıklı fore kazıklarla imal edilen diğer duvar yöntemlerine göre daha pahalı bir çözümdür. Bununla birlikte her türlü kesişen kazık imalatı için kılavuz duvar imalatı da yapmak gerekmektedir ve gerek zaman gerekse ekonomi açısından bu faktör de proje dizayn aşamasında göz önünde bulundurulmalıdır (Xanthakos, 1994).

3.2.5 Kuyu Tipi Betonarme Perdeler

Kuyu tipi betonarme perdeler zemin destekleme yöntemlerinden sıkça kullanılan bir diğeridir. Bu tip perdenin yapımı kısaca şöyle özetlenebilir: Perde kalınlığına ek olarak bir inşanın çalışabileceği kadar bir genişlik de eklenerek açılacak kuyunun genişliği belirlenir. Sonra zemin belli bir yükseklik boyunca desteksiz olarak göçmeden durabilecek yükseklikte kazılır. Ardından stabiliteyi sağlamak için yatay destekler yerleştirilir ve bu işleme kuyu tabanına ulaşılan dek devam edilir. Kuyu açıldıktan sonra kuyunun içinde perde beton dökülür. Eğer sistem ankajlarla desteklenecekse beton içine plastik borular yerleştirilerek ankraj yerleri hazırlanır. Kazı bölgesi çevresince genellikle bir kuyu genişliği kadar bir genişlik atlayarak perde inşa edilir. Perde genişliği genellikle 1.5-3 m civarında seçilmektedir. Eğer statik hesaplar kuyuların aralıklı yapılmasına izin veriyorsa bu yol izlemeli ancak kuyular tamamlandıktan ve kazı yapılmaya başladıktan sonra kuyuların araları da betonarme duvar yapılarak kapatılmalıdır (Şekil 3.22).



Şekil 3.22: Kuyu tipi betonarme perde duvar

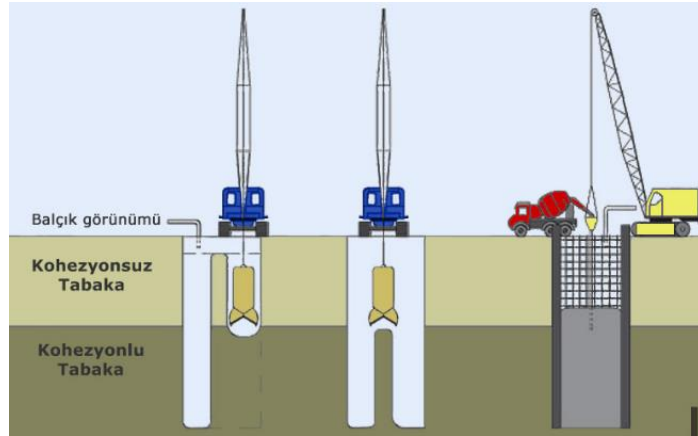
Kuyu tipi betonarme perdelerin kumtaşı/kiltaşı gibi kaya özelliği gösteren zeminlerde uygulanması iyi sonuçlar vermektedir. Bu tip kuyuların yapılabilmesi için yeraltı suyu kazı derinliğinden daha aşağıda olmalıdır. Aksi halde kuyu içindeki suyun pompajla uzaklaştırılması gerekir. Perdenin konsol olarak çalıştırılması düşünülüyorsa kuyu derinliği kazı tabanının oldukça altına indirilir. Sağlamer (1997) perde kalınlığının, toprak basıncının derinlikle değişimine bağlı olarak artırılıp azaltılabileceğini, bina döşemelerinin perdeye oturtulabileceğini ve bu perdelerin binanın taşıyıcı perdeleri olarak kullanılabileceğini belirtmiştir. Karşılanması gereken kesit tesirlerinin ve toprak basıncının çok büyük olması durumunda ankrajlarla desteklenmiş kuyu tipi betonarme perdeler en uygun çözümlerden biri olmaktadır (Bahar, 2009). Malzeme ve işçilik maliyetlerinin artması ve ankraj teknolojisindeki gelişmeler nedeniyle kuyu tipi betonarme perdeler, giderek yerini ankrajlı betonarme perdeler ve ankrajlı kazıklı perdeler bırakmaktadır.

3.2.6 Diyafram Duvarlar

Diyafram duvar yöntemi 1950'li yıllarda geliştirilmiş ve giderek de artan bir şekilde kullanılmaya başlamış bir kazı destekleme yöntemidir. Bu yöntem çoğunlukla Batı Avrupa'da geniş bir kullanım alanı bulmuştur. Diyafram duvar tiplerinin sınıflandırılması, duvarın fonksiyonuna bağlıdır. Diyafram duvarlar genellikle geçirimsizlik perdesi veya bir kazıyı tutan yapı elemanı olarak ya da her iki fonksiyonu bir arada sağlayan yapı elemanı olarak projelendirilirler. Açık bir kazı

yüzeyini tutan diyafram duvarlar aynı zamanda taşıyıcı duvar veya kazıya bitişik yapıları tutmak için de kullanılabilir. Diyafram duvarlarının imalat sırası şu şekilde olmaktadır (Şekil 3.23); (Xanthakos, 1994).

1. Kazı makinesi ile istenilen derinlikte düşey bir kuyu kazılır. Kuyu kazısı devam ederken kuyunun stabilitesini sağlamak için kuyunun içine uygun karışımda bir bentonit çamuru pompalanır.
2. Kazı işlemi tamamlandıktan sonra paneller arası bileşimi sağlamak için kuyunun kenarına stop-end ismi verilen dairesel bir boru indirilir.
3. Bentonit çamuru dolu kuyunun içerisine diyafram duvarın donatısı indirilir (dışarıda hazırlanmış ve bağlanmış olarak).
4. Tremi boruları kullanılarak kuyuya taze beton dökülür. Betonun yoğunluğu bentonit çamurunun yoğunluğundan daha büyük olduğu için beton kuyuya doldururken bentonit çamuru kuyudan taşmaya başlar. Taşan çamur yeniden kullanılmak üzere daha önceden hazırlanan bir havuza pompalanır. Kuyunun kenarına yerleştirilen dairesel boru beton prizini almaya başladıkça kademeli olarak çekilir ve beton kesiti oluşur.



Şekil 3.23: Diyafram duvar imalat safhaları

Diyafram duvarların genel imalat yöntemlerinden de anlaşılacağı üzere imal edilen duvarlar hem kazı yan yüzeylerinin stabilitesini sağlamak için destek amacı ile hem de taşıyıcı eleman olarak kullanılabilirler. Diyafram duvar tekniğinin geliştirilmesinden ve ilk diyafram duvarın imal edilmesinden sonra yöntemin geliştirilmesi için pek çok çalışma yapılmıştır. Bununla birlikte günümüzde oldukça

modern makineler ve ekipman kullanılıyor olmasına rağmen yöntem hala oldukça özel bir imalat yöntemi olma özelliğini korumaktadır. Detaylı bir projenin hazırlanmasından önce yöntemin uygunluğu ve handikapları etüt edilmelidir. İmalatı yapacak olan firmanın da bu konuda tecrübeli bir firma olması işin sağlığı açısından önem arz etmektedir. Bir diyafram duvar projesinin uygulanmasında ilk önce düşünülmesi gereken faktörler veya olası sorunlar şu şekildedir:

- Statik ve dinamik durumlar için bentonit çamuru dolu kuyunun kısa ve uzun vadeli stabilitesi. Bu durum zemin cinsi ve özellikleri, maksimum panel uzunluğu, bentonit çamurunun yoğunluğu, donatı kafesinin indirilmesi, makinenin çalışmasından dolayı oluşabilecek etkiler ve yakın çevrede oluşan titreşimlerden dolayı meydana gelen etkiler gibi faktörlerin göz önünde bulundurulmasını içerir.
- Kazılan kuyuya betonun dökülmesi ile bentonitle çamurunun tamamının kuyudan atılması. Tremi borusundan çıkan beton bentonitle karışabilir ve betonun içinde bentonitli, mukavemeti düşük kesitler oluşabilir.
- Bentonit çamuru altında birleştirilen donatı ve beton arasında oluşan bağ, Donatı demirinin cinsine, donatıların şekline, bentonitin yoğunluğuna, betonun karışımına ve betonlama yöntemine bağlı olarak değişebilir.
- Bentonit çamuru altında oluşturulan bir duvarda beton- zemin yüzeyinde oluşan taban ve çevre mukavemetleri. Bu durum zemin cinsine ve özelliklerine, bentonit çamurunun özelliklerine, kazı yöntemine, kazılan alanın geometrisine, betonlama şekline ve betonzemin ara yüzeyinin pürüzlüğüne bağlı olarak değişebilir.
- İmalatı tamamlanan duvarın beklenen performansı ve tüm yapı ile olan etkileşimi. Bu durum da panel geometrisine, panellerin birbirleri ile ve yapı ile olan birleşimlerine, su geçirimsizliğinin sağlanma oranına, betonda oluşan çatlaklara, kesit değişimlerine, duvarın yapacağı deplasmanlara bağlı olarak değişebilir.

Uygulamada problem olabileceği düşünülen bu tip durumlar, tasarım aşamasında birtakım kriterlere uyularak, imalat sırasında da sürekli olarak kalite kontrol sağlanarak bertaraf edilebilir. Diyafram duvarların avantaj ve dezavantajları aşağıdaki şekilde sıralanabilir;

Avantajları:

- Diyafram duvar geçici veya sürekli bir yapı elemanı olarak kullanılabilir.
- Alt ucu geçirimsiz bir tabakaya yeterince giren diyafram duvar, yeraltı suyu akımına karşı mükemmel bir sızdırmazlık sağlar.
- Duvar inşaatı dar bir hendek içerisinde yapabileceğinden maliyet düşüktür.
- Derin kazıların rijit bir şekilde desteklenmesi mümkün olmaktadır.
- Komşu yapıların temellerinin desteklenmesine olanak vermektedir.
- Yerleşim merkezlerinde, imalat sırasında ortaya çıkan vibrasyon ve inşaat gürültüsü problemleri azdır.
- Kazı sırasında kuyu bentonitle kolaylıkla desteklenebilir.

Dezavantajları:

- Kılavuz duvar ihtiyacı nedeniyle 4-5 m gibi düşük derinliklerde ekonomik değildir.
- Kullanılan bulamacın kuyudan uzaklaştırılması zor ve pahalı bir işlemdir.
- Kazıdan çıkan malzemenin sahadan uzaklaştırılması problemi vardır.
- Kazı duvarlarının düşeyliğini sağlamak zordur.
- Donatının yerleştirilmesi, betonlama işlemi ve stop-end'lerin çekilmesi güç ve pahalıdır.
- Prefabrik panellerin yerleştirilmesi operatörün maharetine bağlıdır (Bahar, 2009)

3.2.7 Ankrajlı Duvarlar

Ankrajlı duvarlar kazıların desteklenmesinde çok yaygın kullanım alanı bulmuşlardır. Bunun sebepleri; Ankraj tekniğindeki büyük gelişmeler ile yüksek kapasiteli ankrajların imal edilebiliyor olması ve kazı sahasında çalışma yapılmasına hiçbir mâni teşkil etmemesi sonucu rahatlıkla kazı yapılmasına olanak vermesidir.

Şehir merkezlerinde ve arazinin çok kıymetli olduğu diğer bölgelerde düşey kazı yapılabilmesi çok önemlidir. Ayrıca düşey kazı yapılırken zeminin hareketi de kontrol altında tutulmalıdır. Diyafram duvarlar bu tip durumlar için ideal bir çözüm

yöntemidirler. Duvarın stabilitesini desteklemek için imal edilebilecek ankrajlar da olağanüstü bir yatay yükleme durumu yoksa yeterli kapasitede yapılabilmektedirler. Ankrajlar arasındaki mesafeye bağlı olarak bir ankrajın taşıyabileceği yük farklılık gösterebilir fakat tipik bir ankrajın kapasitesi 20 ton ile 100 ton arasında değişmektedir (Xanthakos, 1994).

Ankrajlar kullanım amaçlarına göre ikiye ayrılırlar. Birincisi kalıcı ankrajlardır. Bunlar uzun vadeli olarak çalışırlar ve dizayn edilirken emniyet faktörü de ona göre belirlenir. Diğer tip ise geçici ankrajlardır. Bu tip ankrajların ömrü yaklaşık 2 sene olarak kabul edilir. Emniyet katsayısı yükleme koşullarına da bağlı olarak 1.5 alınabilir. Bu tip ankrajların yapı tamamlandı diyafram duvarın yapı tarafından desteklenmesinden sonra bir fonksiyonu kalmamaktadır. Bu nedenle bu tip ankrajlar sonradan gevşetilebilecek bir şekilde de imal edilebilirler (Bahar, 2009).

Ankrajlı destek sistemlerine 5. Bölümde detaylı olarak yer verilmiştir.

4. YANAL ZEMİN BASINÇLARI

4.1 Genel Tanımlama

Bazı mühendislik yapılarının uygulaması sırasında, arazi üzerinde büyük kot farklarının ortaya çıkması sonucu, zemin kütlelerini düşey veya düşeye yakın durumlarda tutmak gerekmektedir. Böyle durumlarda zemin kütlelerinin bir dayanma yapısı tarafından tutulması zorunludur. Bu durum mevcut arazi üzerine belli bir yükseklikte dolgu yapılarak elde edilebileceği gibi, bir bölüm zeminin kazılarak uzaklaştırılması sonucu da ortaya çıkabilir. Burada zeminin doğal şev açısından küçük eğimde oluşturulan şevli kot farkları durumunda ilke olarak bir dayanma yapısına gerek yoktur. Sonuç olarak dayanma yapıları zemin kütlelerinin yanal yönde hareketini sınırlayarak, onları tutmaya yarayan elemanlardır. Dayanma yapıları, zemin kütlelerini yan yönde tutarken, zemin ile yapının temas yüzeyinde de zemin temas basıncı oluşur.

Zemin basıncının büyüklüğü ve duvar yüksekliğince dağılımı, yalnızca duvar arkasındaki zemin özelliklerine bağlı olmayıp, aynı zamanda yapı ile zeminin birbirlerine göre rölatif yer değiştirmesine de bağlıdır. Eğer bu yer değiştirmeler yeterli büyüklükte ise deformasyonlar zeminde plastik sınır durumunda bir denge oluşması ile son bulur.

Zemin dayanma yapılarının tasarımında atılması gereken ilk adım Şekil 4.1'de verilen dayanma yapısına etkiyen kuvvet ve basınçların büyüklük ve yönlerinin belirlenmesidir. Bunlar arasında en önemli olanı, tutulan zemin ile zemin tutma yapısının arasındaki basınçtır. Başlıca bileşenin yatay olmasından dolayı bu basınç yanal zemin basıncı olarak tanımlanmaktadır.

Yanal zemin basıncı problemlerinin çözümü, Fransız Charles Augustin Coulomb ve İskoç W.J.M. Rankine çalışmalarının bir sonucu olarak geliştirilmiştir. Günümüzde 50' den fazla zemin basınç teorisi mevcuttur ancak bunların hepsinin kökleri Coulomb ve Rankine teorilerine dayanmaktadır.

Coulomb teorisini 1773’de hazırlamış ve 3 yıl sonra yayınlamıştır (Coulomb, 1776). Rankine teorisini Coulomb’dan 80 yıldan daha fazla süre sonra geliştirmiştir (Rankine, 1857). Bu kronolojiye rağmen, öncelikle Rankine teorisini tartışmak ve açıklık getirmek kavramsal olarak daha kolay olmaktadır (Coduto, 2001).

Destekleme sisteminin arkasındaki toprak kütlelerinin yanal hareketini sınırlarken, herhangi bir derinlikte sisteme etkiyen basınca “yanal toprak basıncı” denir. Yanal toprak basıncı, P_h (4.1) bağıntısı ile hesaplanır.

$$P_h = \gamma \cdot K \cdot z \quad (4.1)$$

Burada K terimi yanal toprak basıncı katsayısını, γ terimi zeminin birim hacim ağırlığını, z terimi derinliği ifade etmektedir. Destekleme sistemlerine etki eden yanal toprak basınçları aşağıdaki gibi tarif edilebilir.

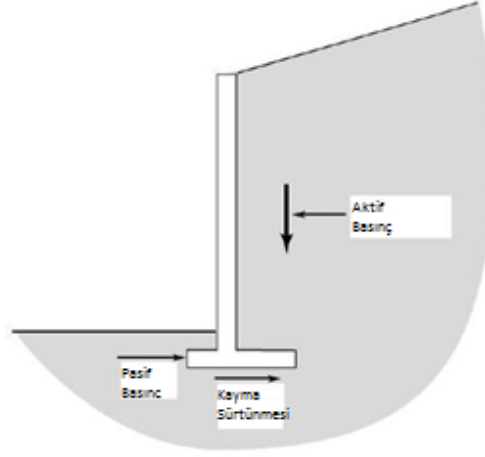
a) Sistemin hareket etmemesi, sistemin zemine ve zeminin sisteme göre rölatif hareketinin olmaması durumunda “*sükunetteki toprak basıncı*” (P_0)

b) Sistemin, zeminden uzaklaşması ile zeminin ferahlaması, zemin kütlelerinin sistem arkasına doğru hareket etmesi ve sisteme dayanması sonucu “*aktif toprak basıncı*” (P_a)

c) Sistemin zemine doğru hareketlenmesi, zeminin sıkışması ve zeminin bu hareketi sonucu “*pasif toprak basıncı*” (P_p) meydana gelir (Başeski, 2008).

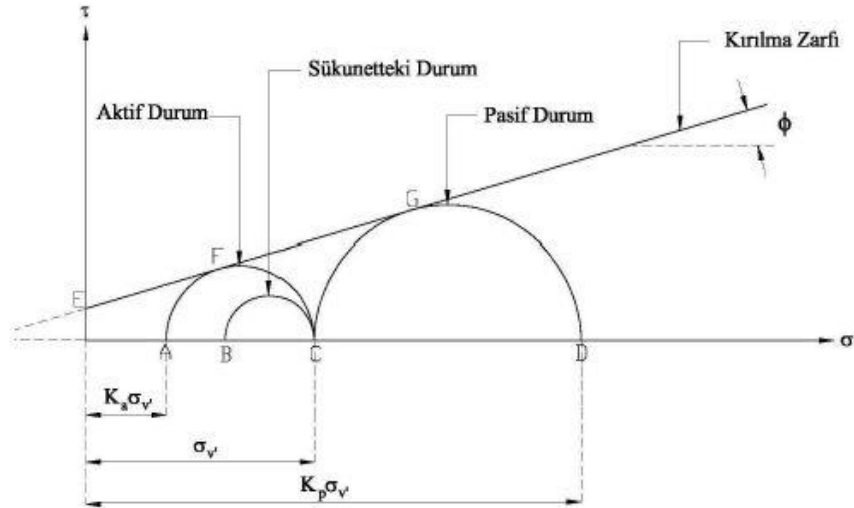
Aktif toprak basıncı minimum değer olup, zeminin içe doğru hareketi sonrası kırılma anında meydana gelir. Pasif toprak basıncı maksimum değer olup, zeminin kabarması ile kırılmanın meydana gelmesinden önce desteğin maruz kaldığı basınçtır (Bozkurt, 2010).

$$P_p > P_0 > P_a \quad (4.2)$$



Şekil 4.1: Dayanma yapısı ile zemin arasında etkiyen basınçlar

Toprak basınçları zemindeki gerilmelerden ve yer değişimlerinden meydana gelmektedir. Yanal toprak basıncı hesabında kullanılan plastik sınır metodu Şekil 4.2’de verilen Mohr Dairesi ile ifade edilebilir (Başeski, 2008).



Şekil 4.2: Aktif ve pasif denge durumları

Şekil 4.2’de sistemin görelî olarak hareketi sonucunda aktif veya pasif denge durumu gösterilmektedir. Normal gerilme ve kayma gerilme ilişkisinin doğrusal değiştiği varsayılarak aşağıdaki bağıntı yazılabilmektedir.

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (4.3)$$

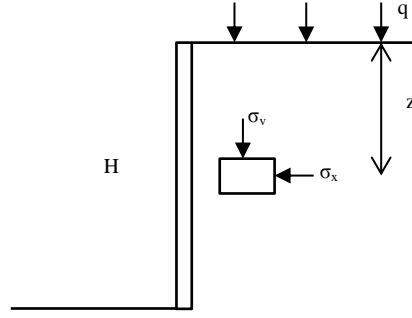
Burada θ terimi zeminin içsel sürtünme açısı, σ terimi normal gerilme ve τ ifadesi ise kayma gerilmesi olarak tanımlanmaktadır (Başeski, 2008).

4.2 Rankine Teorisi

Kohezyonsuz zeminler için önerilen Rankine teorisi, daha sonraları kohezyonlu zemin ve diğer durumlar için genelleştirilmiştir. Rankine teorisi, bir zemin ortamında zemin ortamının plastik dengeye ulaştığı andaki gerilmeleri dikkate alır. Zemin ortamının her noktasında kırılma olduğu anda, zemin ortamının plastik dengede olduğu kabul edilir. Yanal zemin basıncı problemlerine Rankine teorisinin uygulanmasında aşağıdaki kabuller yapılmıştır.

- Zemin homojen ve izotropdur. c , ϕ ve γ zeminin içinde her noktada ve tüm yönlerde aynı değerdedir.
- En kritik kesme yüzeyi bir düzlemdir. Bu düzlem gerçekte yukarı doğru hafifçe içbükey olsa da düzlem varsayımı gerçekçi bir yaklaşımdır ve analizi sadeleştirir.
- Zemin yüzeyi düzdür.
- Problem iki boyutta ele alınacak şekilde duvarın uzunluğu sonsuzdur (Düzlemsel birim deformasyon kabulü).
- Duvar, aktif veya pasif şartı geliştirecek kadar hareket eder.
- Duvarın arkasında etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetinin bileşkesi zemin yüzeyine paralel şekilde eğilidir (Bu varsayımda Coulomb teorisi duvar üzerine etkiyen kesme kuvvetleri için daha doğru bir model sağlar).

Yapılan kabullerle birlikte, Şekil 4.3'te verilen iki boyutlu yarı sonsuz ortamda, z derinliğinde bir zemin elemanı düşünüldüğünde; Böyle bir elemanda yatay ve düşey kayma gerilmeleri sıfır olup, elemana asal gerilmeler etkimektedir. Yarı sonsuz zemin ortamında iki farklı durum söz konusudur: Elastik denge durumu ve plastik denge durumu (Karakoç, 2010).



Şekil 4.3: Yarı sonsuz ortamda zemin elemanı

4.2.1 Sükûnet Durumu (Elastik Denge Hali)

Zemin ortamında herhangi bir deformasyonun olmadığı doğal duruma sükûnet durumu denir. Zemin elemanının kendi koşulları altındayken denge halinde olması elastik denge olarak tanımlanır. Sükûnet durumunda z derinliğindeki elemana etkiyen yatay gerilme bileşeni (Şekil 4.3)

$$\sigma_0 = \sigma_x = K_0 \sigma_z \quad (4.4)$$

ifadesi ile hesaplanır. Bu denklemde düşey gerilme;

$$\sigma_z = \gamma z \quad (4.5)$$

denklemleriyle bulunur.

K_0 katsayısı ampirik olarak;

Granüler zeminlerde;

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (4.6)$$

Normal konsolide zeminlerde;

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi' \quad (4.7)$$

Aşırı konsolide killerde;

$$K_{oc} = K_{0AC} \sqrt{OCR} \quad (4.8)$$

olarak tahmin edilebilir.

Bazı zemin türleri için alınabilecek K_0 değerleri Tablo 4.1'de verilmiştir (Yıldırım, 2004).

Tablo 4.1: Bazı zeminler için tipik K_0 değerleri (Yıldırım, 2004).

Zemin türü	K_0
Gevşek kum	0.50
Sıkı kum	0.35
Sıkıştırılmış kum	1- 1.5
Normal konsolide kil	0.5- 0.7
Aşırı konsolide kil	1- 4
Sıkıştırılmış kil	1- 2

Burada σ_x yatay gerilme, σ_0 sükunet durumunda yatay gerilme ve K_0 sükunetteki zemin yanal basınç katsayısı olarak tanımlanır. K_0 'ı değerlendirmenin en doğru şekli, arazideki σ_x 'in bir dilatometre, presiyometre veya başka bir deney tekniğiyle ölçülmesi ve σ_z 'nin hesaplanarak (4.9) eşitliği kullanılarak K_0 'ın hesaplanmasıdır. Ancak, mühendislik uygulamalarında bu arazi gerilmeleri çok sık kullanılmaktadır. Bu nedenle, genellikle diğer zemin parametreleri ile yapılan ampirik korelasyonları kullanmak durumundayız. Mayne ve Kulhawy (1982) tarafından geliştirilen bu ilişki, kilden çakıla değişen 170 zemin üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine dayalı olarak elde edilmiştir. Bu çalışmaya göre sükunetteki zemin yanal basınç katsayısı

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} \quad (4.9)$$

ifadesi ile belirlenir (Coduto, 2001). Bu formül sadece zemin yüzeyi yatay olduğu zaman geçerlidir. Bu denklemde φ' zeminin efektif sürtünme açısı ve OCR zeminin aşırı konsolidasyon oranıdır.

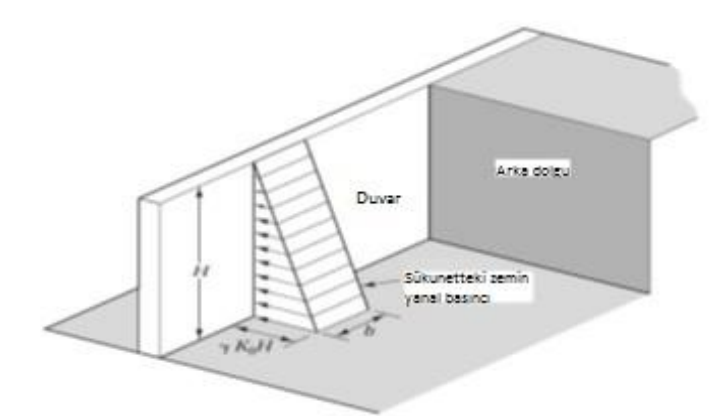
Arka dolgusu kumlu zemin olan temeli anakaya üzerine oturan ağırlık duvarları için Duncan vd. (1990) sıkıştırılmış arka dolgu için $K_0=0.45$ ve sıkıştırılmamış arka dolgu için $K_0 = 0.55$ değerlerini önermiştir (Coduto, 2001).

Hareket etmeyen rijitlikte bir istinat duvarı göz önüne alalım. Bu kapsamdaki rijit duvar, önemli eğilme hareketlerine maruz kalmayan yapıdır. Bunun karşısı esnek duvar yapacağı deformasyonla birlikte, eğilmeye karşı bir direnci yoktur. Rijit terimi yatay yönde hareket etmeyen veya dönmeyen duvarı ifade ederken, esnek duvarda, bu hareketlerden herhangi biri veya ikisi birlikte gelişebilir. Bu duvarın yerde hiçbir yanal birim deformasyon meydana gelmeyecek şekilde inşa edildiğini varsayınız. Bu durumda zemindeki yanal gerilmeler, henüz gerilme durumunun bozulmadığı doğal haldekine eşit olacaktır.

Yeraltı suyunun bulunmadığı durumda rijit ve kırılmaz duvarlar üzerine etkileyen yanal zemin basıncı;

$$\sigma = \sigma'_z K_0 \quad (4.10)$$

ifadesi ile hesaplanabilir. Homojen bir zeminde K_0 sabit olup, σ'_z de derinlikle birlikte doğrusal olarak artar. Bu nedenle, σ da teorik olarak derinlikle birlikte doğrusal artar ve Şekil 4.4'te görüldüğü gibi üçgen şeklinde bir basınç dağılımı oluşturur.



Şekil 4.4: Bir dayanma yapısı üzerine sükunet durumunda etkileyen basınç

Sükunetteki durum söz konusu olduğunda düşey duvarın birim uzunluğu boyunca etkiyen yatay kuvvet;

$$\frac{P_0}{b} = \frac{\gamma H^2 K_0}{2} \quad (4.11)$$

ifadesi ile hesaplanabilir. Bu denklemde P_0/b zemin ile duvarın birim uzunluğu arasında etkiyen normal kuvvet, b duvarın birim uzunluğu, γ zeminin birim hacim ağırlığı, H duvarın yüksekliği ve K_0 sükunetteki yanal zemin basınç katsayısı olarak tanımlanır (Karakoç, 2010).

4.2.2 Plastik Denge Durumu

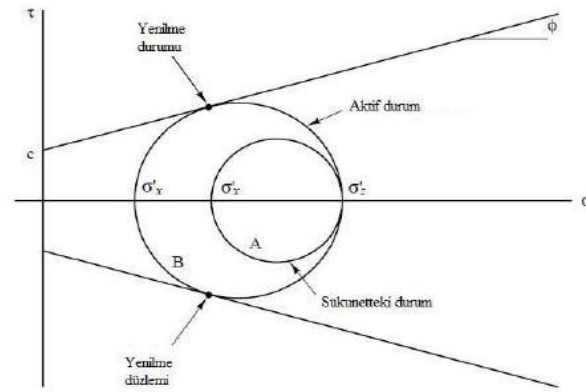
Yarı sonsuz ortamda plastik durum elde etmek için, zemin ortamın yanal deformasyona uğraması gerekir. Plastik denge durumu aktif ve pasif durum olmak üzere iki şekilde oluşabilir (Karakoç, 2010). Karmaşık teorik analizlere bağlı olarak elde edilen aktif ve pasif toprak itkileri, birkaç temel faktöre bağlı olarak basitleştirilebilir (Çınar, 2010).

- İksanın hareketi (dönme veya ötelenme),
- İksanın rijitliği,
- Zeminin rijitliği ve mukavemet parametreleri,
- Zeminde oluşan yükleme veya öngerme,
- Zemin ve iksa arasındaki sürtünme

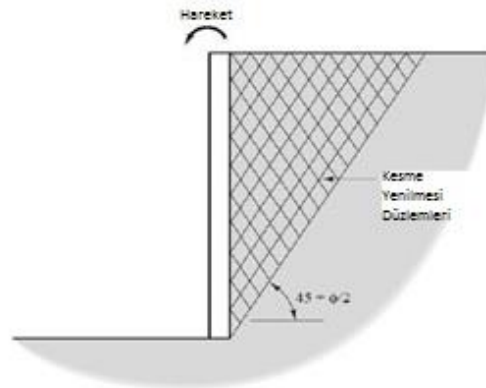
4.2.2.1 Aktif Durum

Sükunetteki durum sadece duvarın hareket etmediği durumda söz konusudur. Bu durum her ne kadar tüm duvarların yerine getirmesi gerekli bir şart gibi görünse de çok küçük hareketler bile yanal zemin basıncını değiştirmektedir. Şekil 4.5'te A ile işaretlenen Mohr dairesinin Şekil 4.6'da görülen duvarın arkasındaki bir noktada gerilme durumunu temsil ettiğini ve zemininde sükunette olduğunu düşünelim. Eğimli çizgiler Mohr-Coulomb yenilme zarfını temsil etmektedir.

Mohr dairesi yenilme zarfına dokunmadığından, kesme gerilmesi (τ) kesme dayanımından daha küçük durumdadır. Duvarın bir miktar dışarı doğru hareket ettiğini düşünelim. Bu hareket duvarın tabanına göre kayma veya dönme olabilir. Yatay gerilmelerin bir kısmını serbest bırakarak Mohr dairesinin sola doğru büyümesini sağlanır. Bu daire yenilme dairesine dokununcaya (B dairesi) kadar işleme devam edilirse zeminde kesme yenilmesi gerçekleşir. Bu kesme yenilmesi Şekil 4.6'da görülen ve yatay ile $45 + \phi/2$ derece açı yapan düzlem üzerinde gelişir. Bu süreci tamamlayan zeminin aktif durumda olduğu ifade edilir. $c=0$ olan bir zeminde K' nın değeri K_a sembolü ile ifade edilen aktif zemin basınç katsayısıdır.

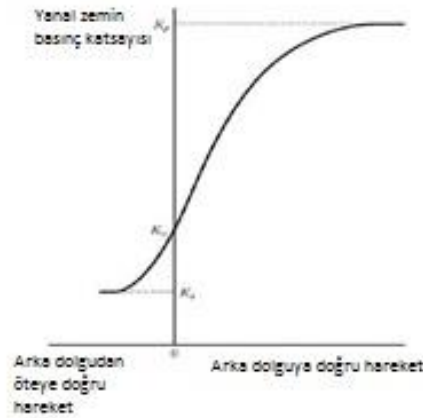


Şekil 4.5: Sükunetteki durumdan aktif duruma geçen bir zeminde gerilme şartları



Şekil 4.6: Aktif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kesme yenilmesi yüzeyleri

Zemin bir kere aktif duruma geldiğinde, zemindeki yatay gerilme ve dolayısıyla duvar üzerine etkiyen basınç, Şekil 4.7’de görüldüğü gibi en alt değerine düşer. Aktif duruma geçmek için gerekli hareket miktarı Tablo 4.2’de görüldüğü gibi zemin türüne ve duvar yüksekliğine bağlıdır. Örnek olarak, gevşek kumlarda aktif duruma geçiş, duvarın arka dolgudan sadece $0.004H$ kadar (3 m yüksekliğindeki duvarda 12 mm) uzaklaştığı durumda meydana gelir. Rijit bodrum duvarları bu kadar hareket edemez iken, bir konsol duvar dışarıya doğru 12 mm kadar çok kolaylıkla hareket edebilir ve bu kadarlık bir hareket de çoğu zaman izin verilebilir sınırlar içerisinde kalır. O nedenle, bir bodrum duvarının sükunetteki duruma göre tasarlanması gerekirken, serbest uçlu bir konsol duvarının aktif basınç kullanılarak tasarlanması gerekir. Aktif basınç daha küçük olduğundan, serbest çalışan duvarların tasarımı daha ekonomik olacaktır (Karakoç, 2010).



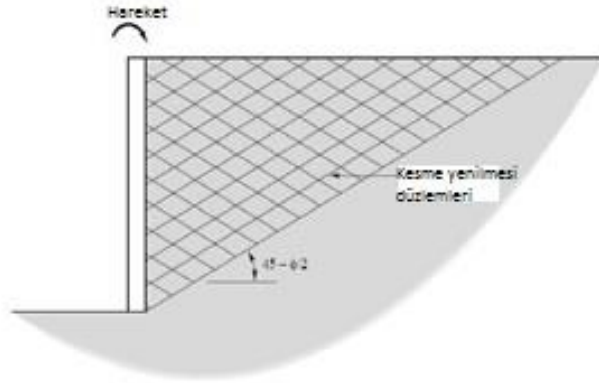
Şekil 4.7: Duvar hareketinin kumdaki yanal zemin basıncına etkisi

Tablo 4.2: Aktif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi (Coduto, 2001)

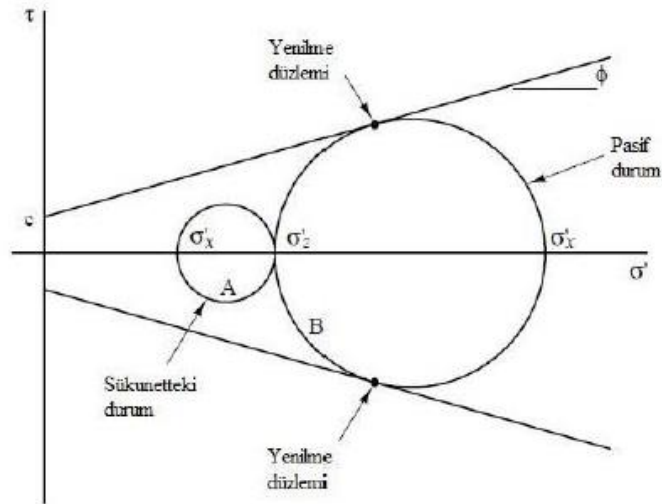
Zemin Türü	Aktif Duruma Erişmek İçin Gerekli Yatay Hareket
Sıkı Kum	$0.001H$
Gevşek Kum	$0.004H$
Katı Kil	$0.010H$
Yumuşak Kil	$0.020H$
H duvar yüksekliği	

4.2.2.2 Pasif Durum

Pasif durum aktif durumun tersidir. Bu durumda duvar Şekil 4.8’de görüldüğü gibi dolgunun içine doğru hareket eder ve Mohr dairesi Şekil 4.9’daki gibi değişir. Oluşan yatay birim deformasyonlara tepki olarak yatay gerilme değişirken, düşey gerilme değişmez.



Şekil 4.8: Pasif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kesme yenilmesi yüzeyleri



Şekil 4.9: Sükunetteki durumdan pasif duruma geçen bir zeminde gerilme şartları

Homojen bir zeminde pasif durumdaki kesme yenilmesi düzlemleri yatay ile $45 - \phi/2$ derece açı yapar. Kohezyonsuz bir zemindeki pasif durumda K' 'nin değeri K_p sembolü ile ifade edilir ve pasif yanal zemin basınç katsayısı olarak ifade edilir. Bu değer K' 'nin üst sınırı olup, duvar üzerinde etkiyen basıncın en üst değerini teşkil eder. Pasif durumun oluşması için, aktif durumun oluşması için gerekli olandan daha fazla hareket gerekir. Değişik zeminler için gerekli olan bu hareketin tipik değerleri Tablo 4.3'te verilmiştir.

Tablo 4.3: Pasif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi (Coduto, 2001)

Zemin Türü	Aktif Duruma Erişmek İçin Gerekli Yatay Hareket
Sıkı Kum	0.020H
Gevşek Kum	0.060H
Katı Kil	0.020H
Yumuşak Kil	0.040H

H duvar yüksekliği

Aktif ve pasif durumlara tam anlamıyla erişmek için gerekli hareketler sırasıyla Tablo 4.2 ve 4.3'deki gibi olsa da çok daha küçük hareketler bile yanal zemin basıncında önemli değişimlere neden olabilmektedir. İstinat duvarları üzerinde tam ölçekli deneyler yapan Terzaghi (1934b) şunları gözlemiştir: Sıkıştırılmış kum türü arka dolgularda duvarın önemsiz bir miktarda (arka dolgunun binde birine eşit) hareketi yanal basınç katsayısını 0.2 katı kadar düşürür veya 1.00 katına kadar arttırır. Bu etki diğer zeminlerde bu kadar çarpıcı değildir. Ancak, böyle zeminler üzerindeki en rijit ve en kırılamaz yapılar bile tamamıyla sükunet durumundaki basınçlara maruz kalır (Karakoç, 2010).

4.3 Rankine Formülleri

4.3.1 Aktif Koşul

Rankine teorisinin yaptığı kabuller göz önüne alınarak duvar arkasındaki zemin kaması serbest bir cisim gibi ele alınabilir. Duvar arkasının düz, duvarın düşey

ve sürtünmesiz olması durumunda hem düşey hem de yanal gerilmeler birer asal gerilme olup duvar arkasında kırılmaya ulaşıldığında düşey gerilme büyük asal gerilme, aktif gerilme ise küçük asal gerilme değerindedir. Zeminde kırılma durumu için asal gerilmelerle kayma parametreleri arasında; (Yıldırım, 2004).

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.12)$$

bağıntısı vardır. $\sigma_1 = \sigma_a$ ve $\sigma_3 = \sigma_v$ yazılırsa;

$$\sigma_a = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.13)$$

$$\sigma_a = \sigma_v K_a + 2c\sqrt{K_a} \quad (4.14)$$

yazılabilir.

Bu eşitlik uzun süreli analiz için efektif gerilmeler cinsinden yazılmalı, su basıncı ayrıca gözetilmelidir. Kırılma düzlemi yatayla toplam gerilmeler için $45 + \phi/2$ efektif gerilmeler için $45 + \phi'/2$ açısı yapar.

Suya doymun killerde ise kısa süreli analizlerde drenajsız kırılma koşulları geçerli ve $\phi_u = 0$ yazılabileceği için $K_a = 1$ olup eşitlik

$$\sigma_a = \sigma_v - 2c \quad (4.15)$$

dönüşmektedir. Temiz granüler zeminlerde ise ($c=0$) olup

$$\sigma_a = \sigma_v K_a \quad K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.16)$$

Duvar arkası zeminin yatayla β açısı yapması halinde (Bozkurt, 2010), Şekil 4.10a ' da gösterildiği gibi statik ilkeler kullanılarak serbest cisim diyagramı çizilebilir. Bu sistem şev duraylılığı analiz yöntemlerine benzer ve sınır denge analizi

olarak bilinir. Aktif durumda duvara etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvveti (P_a/b ve V_a/b) sırasıyla

$$\frac{P_a}{b} = \frac{\gamma H^2 K_a \cos \beta}{2} \quad (4.17)$$

$$\frac{V_a}{b} = \frac{\gamma H^2 K_a \sin \beta}{2} \quad (4.18)$$

ifadeleri ile verilmiştir. Bu denklemlerde kullanılan aktif zemin yanal basınç katsayısı;

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad \beta \leq \varphi \quad (4.19)$$

denklemleri ile hesaplanabilir. K_a 'nın büyüklüğü genellikle 0.2 ile 0.90 arasındadır. (4.19) eşitliği sadece $\beta \leq \varphi$ olduğu zaman geçerlidir. $\beta = 0$ ise K_a

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (4.20)$$

değerini alır. P_a/b 'nin H 'in bir fonksiyonu olarak çözümü teorik basınç dağılımının üçgen olduğunu göstermektedir. Duvara etkiyen teorik basınç ve kesme gerilmesi sırasıyla

$$\sigma = \sigma'_z K_a \cos \beta \quad (4.21)$$

$$\tau = \sigma'_z K_a \sin \beta \quad (4.22)$$

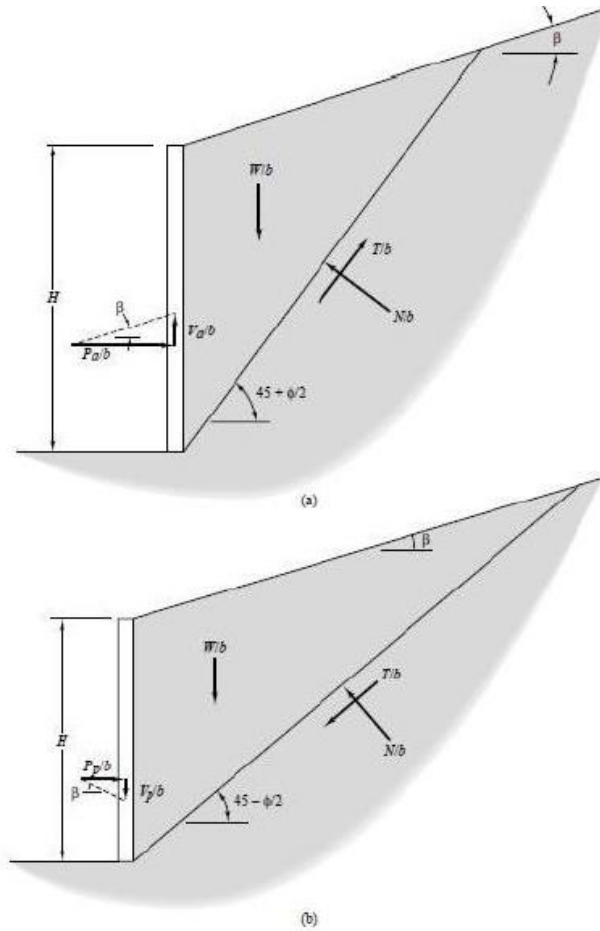
denklemleri ile yazılır. Burada σ zeminden istinat duvarına aktarılan zemin basıncı, τ zeminde istinat duvarına aktarılan kesme gerilmesi, P_a/b zemin ve duvar arasındaki normal kuvvet, V_a/b zemin ve duvar arasındaki kesme kuvveti, b duvarın birim

uzunluğu, K_a aktif zemin basınç katsayısı, σ_z düşey efektif gerilme, β duvar üzerindeki zemin yüzeyinin eğimi ve H duvar yüksekliği olarak tanımlanır.

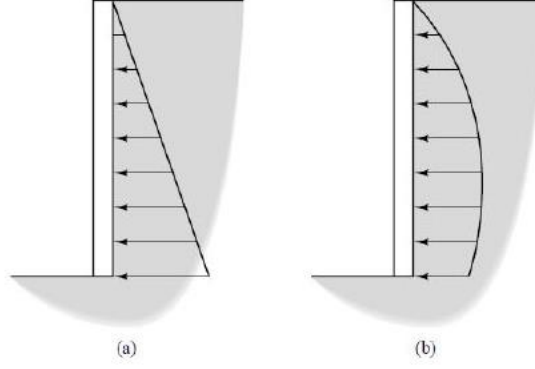
Kohezyonsuz zeminler için geliştirilen Rankine aktif yanal zemin basınç değerleri kohezyonlu zeminler için de;

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (4.23)$$

şekilde yazılabilir. Ayrıca gerçek istinat yapılarından alınan gözlemler ve ölçümler gerçek dağılımın Şekil 4.11’de gösterildiği gibi üçgen olmadığını göstermektedir. Bu farklılıklar duvar sapsmaları, kemerlenme ve diğer faktörlerden dolayıdır. P_a/b ve V_a/b ’nın değeri yaklaşık olarak doğru olmakla birlikte, bileşke kuvvet önceden belirtildiği gibi tabandan $0.33H$ yüksekliğinde değil de yaklaşık $0.40H$ yüksekliğinde etkir (Duncan vd, 1990).



Şekil 4.10: Rankine çözümü (a) aktif durum (b) pasif durum



Şekil 4.11: Zemin basınçları (a) teorik dağılım ve (b) gözlenen dağılım

4.3.2 Pasif Koşul

Rankine pasif koşulu, kamanın tabanı boyunca etkiyen kesme kuvvetinin karşıt yönde etkimesi hariç, aktif koşula benzer biçimde analiz etmiştir. Pasif koşul için Şekil 4.10b'de verilen serbest cisim diyagramında da görülebileceği gibi yenilme kaması aktif durumda olduğundan çok daha yatık olup, kritik açı yatayla $45 - (\phi / 2)$ derecedir. Zeminde kırılma oluştuğu anda yanal gerilme büyük asal gerilme, düşey gerilme ise küçük asal gerilmedir. Bu durumda $\sigma_v = \sigma_3$ ve $\sigma_p = \sigma_1$ olduğu düşünülürse

$$\sigma_p = \sigma_v \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.24)$$

şeklini alır.

Burada $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ ile gösterilir ve Rankine pasif itki katsayısı adını alır. σ_v düşünülen noktadaki düşey jeolojik gerilmedir. Bu eşitlik efektif gerilmeler cinsinden yazılabilir. Kırılma düzleminin yatayla toplam gerilmeler için $(45 - \phi/2)$ ve efektif gerilmeler için $(45 - \phi/2)$ açısı yapacağı görülmektedir.

Duvar arkası zeminin yatayla beta açısı yapması halinde, Pasif durumda duvara etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvveti (P_p/b ve V_p/b) sırasıyla

$$\frac{P_p}{b} = \frac{\gamma H^2 K_p \cos \beta}{2} \quad (4.25)$$

$$\frac{V_p}{b} = \frac{\gamma H^2 K_p \sin \beta}{2} \quad (4.26)$$

ifadeleri ile verilmiştir. Bu denklemlerde kullanılan pasif zemin yanal basınç katsayısı

$$K_p = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \quad \beta \leq \varphi \quad (4.27)$$

denklemleri ile hesaplanır. P_p/b 'nin H 'nin bir fonksiyonu olarak çözümü teorik basınç dağılımının üçgen olduğunu göstermektedir. Duvara etkiyen teorik basınç ve kesme gerilmesi sırasıyla

$$\sigma = \sigma'_z K_p \cos \beta \quad (4.28)$$

$$\tau = \sigma'_z K_p \sin \beta \quad (4.29)$$

olarak yazılabilir. K_p 'nin büyüklüğü genellikle 2 ile 6 arasındadır. (4.27) eşitliği sadece $\beta \leq \varphi$ olduğu zaman geçerlidir. $\beta = 0$ ise K_p

$$K_p = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (4.30)$$

değerini alır. Burada σ zeminden istinat duvarına aktarılan zemin basıncı, τ zeminde istinat duvarına aktarılan kesme gerilmesi, P_p/b zemin ve duvar arasındaki normal kuvvet, V_a/b zemin ve duvar arasındaki kesme kuvveti, b duvarın birim uzunluğu, K_p pasif zemin basınç katsayısı, σ'_z düşey efektif gerilme, β duvar üzerindeki zemin yüzeyinin eğimi ve H duvar yüksekliği olarak tanımlanır. Kohezyonsuz zeminler için geliştirilen Rankine pasif yanal zemin basınç değerleri kohezyonlu zeminler için de;

$$\sigma_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (4.31)$$

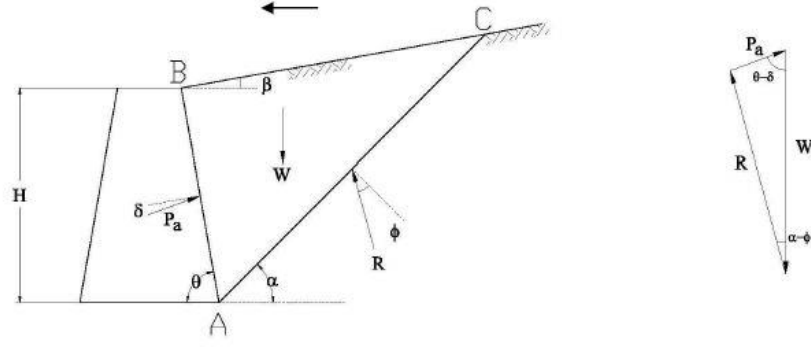
şeklini alır (Karakoç, 2010).

4.4 Coulomb Teorisi

Toprak basıncının belirlenmesinde kullanılan en eski metotlarından biri Coulomb (1976) tarafından bulunmuştur. Coulomb teorisi; duvar arkasındaki bir eğik düzlem üzerinde kırılma olduğunu ve bir kama oluştuğunu varsayarak bu kamanın dengesini kullanmak yolu ile toprak basınçlarını saptar. Bu kamanın rijit bir kitle oluşturduğu ve kırılma düzlemi üzerinde hareket ederek duvara yaslandığı kabul edilir. Coulomb teorisine dayanan bağıntılar, aşağıdaki şartların varlığı durumunda çözümlere doğrudan ulaşılmasını sağlarlar:

- Tabakalar içindeki malzeme özellikleri sabittir.
- Duvar arkasında yatay durumda olmaları halinde birden fazla zemin tabakası olabilir.
- Arkadaki zemin yüzeyi eğimli olabilir ancak bir düzlem olarak kabul edilir.
- Arkadaki zemin yüzeyinin eğimli olması halinde bu dolgunun ya tamamen taban suyu seviyesi altında olduğu ya da tamamen üstünde olduğu varsayılır. Yüzeyin yatay konumda olması durumunda su seviyesi herhangi bir seviyede olabilir.
- Arkadaki zeminde sürşarj yükü üniformdur ve tüm sırt alanını kapsar.
- Arkadaki zemin yüzeyinin eğimli olması halinde dolgunun granüler olması ($c=0$) gereklidir. Dolgu yatay konumda ise kohezyonlu bir zemin için de hesap yapılabilir (Birand, 2006).

Kohezyonsuz zeminler için, Sekil 4.12'de duvarın ferahlaması durumunda duvar arkasında oluşacak, yatayla α açısı yapan kayma düzlemi AC düzlemi olarak gösterilmiştir (Başeski, 2008). Bu kamaya etki eden kuvvetler; ABC kamasının ağırlığı (W), zeminin duvara yaptığı itkiye karşı duvarın zemin kütesine yaptığı P_a tepkisi ile AC düzlemi üzerindeki R reaksiyonu ile dengededir. P_a tepkisi duvar düzlemine duvar sürtünmesi açısı, δ kadar açı, R bileşke kuvveti AC kayma düzlemine dik doğrultuda zemin sürtünme açısı, Φ kadar açı yapacak şekilde etki etmektedir. Bu durumda ABC kamasının ağırlığı W , duvar sürtünme açısı ve zemin sürtünme açısı bilindiğine göre, P_a tepkisi ve R kuvveti bulabilir (Başeski, 2008).



Şekil 4.12: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb yöntemine göre aktif toprak basıncı

Yukarıdaki denge koşulu analitik olarak çözümlendiğinde aktif toplam basınç;

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' \frac{1}{\sin\theta \cos\delta} K_a h^2 \quad (4.32)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada K_a Coulomb aktif toprak direnci olup (4.33) ifadesi ile hesaplanabilir.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi) \cos \delta}{\sin\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (4.33)$$

Duvar sürtünmesinin ihmal edilmesi durumunda ($\delta=0^\circ$);

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta) \sin(\theta - \beta)}{\sin(\theta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (4.34)$$

Duvar sürtünmesinin ihmali ve duvar arkasının dikey olması durumunda ($\delta=0^\circ, \theta=90^\circ$);

$$K_a = \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos \beta}} \right]^2} \quad (4.35)$$

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

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad (4.36)$$

ya da

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (4.37)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanır. Duvar arkasında kohezyonlu bir zeminin bulunması halinde, kohezyonlu zeminin duvarda uyguladığı aktif toplam basıncı (4.38) ifadesi yardımı ile hesaplanır.

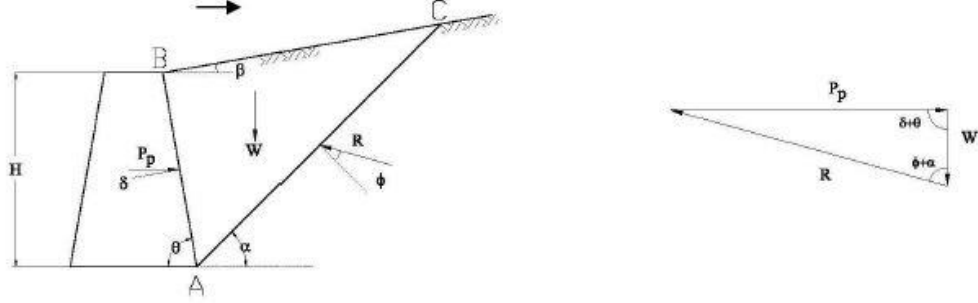
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma' K_a h^2 - 2c \sqrt{K_a} h \quad (4.38)$$

Şekil 4.13'te kohezyonsuz zeminler için, duvarın ferahlaması durumunda duvar arkasında oluşacak, yatayla α açısı yapan kayma düzlemi AC düzlemi olarak gösterilmiştir (Başeski, 2008). Bu kamaya etki eden kuvvetler; ABC kamasının ağırlığı (W), zemin duvara yaptığı itkiye karşı duvarın zemin kütleğine yaptığı P_p tepkisi ile AC düzlemi üzerindeki R reaksiyonu ile dengededir. P_p tepkisi duvar düzlemine; duvar, sürtünmesi açısı, d kadar açı yapacak; R bileşke kuvveti AC kayma düzlemine dik doğrultuda zemin sürtünme açısı, f kadar açı yapacak şekilde aşağıdan etki etmektedirler. Bu durumda ABC kamasının ağırlığı W duvar sürtünme açısı, d ve zemin sürtünme açısı, f bilindiğine göre, P_p tepkisi ve R kuvveti bulabilir. Yukarıdaki denge koşulu analitik olarak çözümlendiğinde pasif toplam basıncı; (Başeski, 2008).

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' \frac{1}{\sin \theta \cos \delta} K_p h^2 \quad (4.39)$$

bağıntısı ile hesaplanabilir. Burada K_p Coulomb pasif toprak direnci olup (4.40) ifadesi ile hesaplanabilir.

$$K_p = \frac{\sin^2(\theta - \phi) \cos \delta}{\sin \theta \sin(\theta + \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}{\sin(\theta + \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right]^2} \quad (4.40)$$



Şekil 4.13: Kohezyonsuz zeminlerde Coulomb yöntemine göre pasif toprak basıncı

(4.38) bağıntısının kullanılabilmesi için, $\delta < \phi/3$ olmalıdır. Aksi halde, kayma yüzeyinin eğri olarak kabul eden grafik metotlar ile hesaplanması gerekir. Duvar sürtünmesinin var olması durumunda ($\delta > 0^\circ$) pasif toprak basıncı gerçeğe göre daha yüksek sonuçlar verdiği için, duvar sürtünmesi ihmal edilebilir. Bu durumda dik yüzeyli duvarlarda ($\delta=0^\circ$, $\theta=90^\circ$) pasif toprak basınç itkisi;

$$K_p = \frac{\cos^2 \phi}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi) \sin(\phi + \beta)}{\cos \beta}} \right]^2} \quad (4.41)$$

arkadaki zemin yüzeyi yatay olması halinde

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4.42)$$

ya da

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.43)$$

bağıntısı kullanılarak hesaplanır. Duvar arkasında kohezyonlu bir zeminin bulunması halinde, kohezyonlu zeminin duvarda uyguladığı pasif toplam basıncı (4.44) ifadesi yardımı ile hesaplanır.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma' K_p h^2 - 2c \sqrt{K_p} h \quad (4.44)$$

Duvar arkasında duvar malzemesi ile zemin arasında beklenecek δ açıları Tablo 4.4' deki gibidir (Başeski, 2008). Bu değerler kalıplı beton veya prekast beton elemanlar için önerilmiş olup kalıpsız kütle betonu dökülmesi halinde sağlam temiz kayada 35° , temiz çakıl kum karışımlarında $29-31^\circ$, çok sert kilde $22-26^\circ$, orta katı ve katı kil ile siltli kilde $17-19^\circ$ alınabilmektedir (Bozkurt, 2010).

Tablo 4.4: Zemine göre tipik zemin-duvar sürtünme açıları (Yıldırım, 2004)

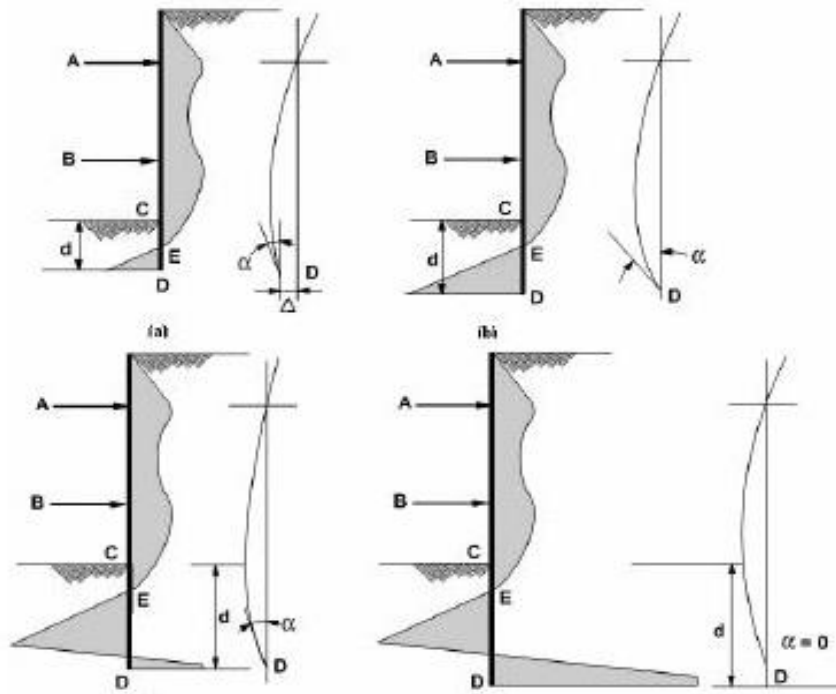
Zemin türü	δ ($^\circ$)
Temiz çakıl, çakıl kum karışımı, iyi derecelenmiş kaya dolgu	22- 26
Temiz kum, siltli kum-çakıl karışımı, tek boyutlu sağlam kaya	17- 22
Siltli kum, çakıl veya siltli ya da kille karışmış kum	17
İnce kumlu silt, plastik olmayan silt	14

4.5 Çok Sıra Destekli Sistemlere Etkiyen Toprak Basınçları

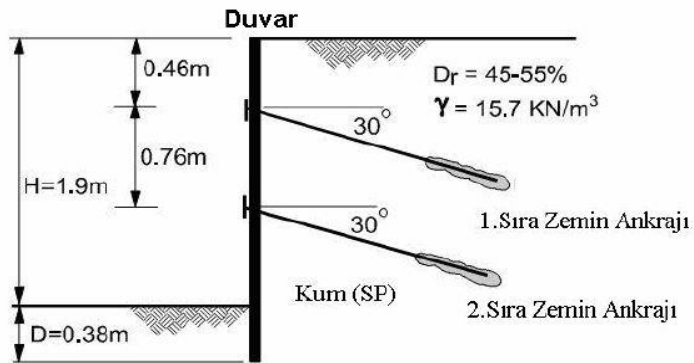
Destekleme sistemi arkasındaki toprak basınç dağılımları sistemin şekil değiştirmesine bağlıdır. Destekleme yapılarına gelen toprak basınçları çoğunlukla Coulomb teorisine göre hesaplanmaktadır. Coulomb teorisi, sistemin uç noktası etrafında yeterli ölçüde dönmesi ilkesine dayanır ve oldukça rijit yapılar için geçerlidir. İksa sistemlerinin arkasındaki toprak basınç dağılımının belirlenmesi için özellikle düşey elamanın yaptığı şekil değiştirmelerin incelenmesi gerekmektedir. Düşey elamanın yaptığı değişik hareket durumunda arkasında oluşan toprak basınçları değişim göstermektedir. Bunlar sistemin uç noktası etrafında dönmesi, tepe noktası etrafında dönmesi ve sistemin sehim yapması halinde incelenebilir. Şekil 4.14' de yatay toprak basıncının, duvar yer değişimi ve çakma boyu ile olan ilişkisi verilmiştir.

İki sıra ankrajlı iksa sisteminin modellenmesi üzerine yapılan bir çalışma, toprak basıncı ile sistem şekil değiştirmelerinin kademelere göre ilişkisini göstermektedir. Bu çalışmada kullanılan modelin, duvar yüksekliği 2.28 m, duvarın

nihai kademede toprak altında kalan boyu ise 0.38 m' dir (Şekil 4.15). Çalışma dört aşamadan oluşmaktadır (FHWA-IF-99-015, 1999).



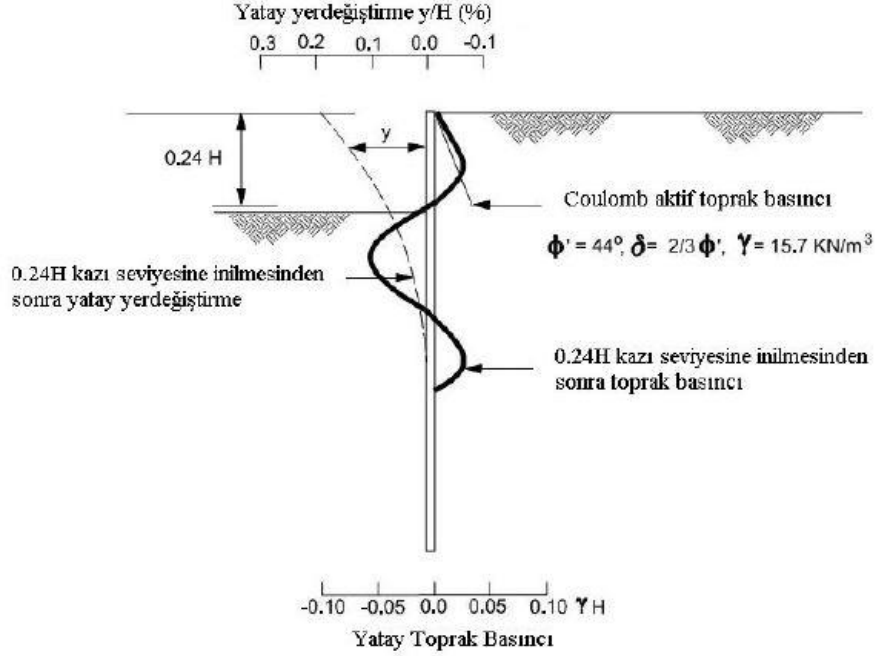
Şekil 4.14: Yataı toprak basıncı, duvar yer değiştirmesi ve çakma boyu arasındaki ilişki (FHWA-IF-99-015, 1999)



Şekil 4.15: Model duvar kesiti (FHWA-IF-99-015, 1999)

1. Aşama: İlk sıra ankrağın yapılması için ilk sıra ankrağ kotuna inilmesiyle, sistemin ankastre konsol çalışma durumudur. Sistemin kazı seviyesi üzerinde kalan kısmı için toprak basıncı ve sekil değiştirmeler, derinlik artıkça lineer artan aktif

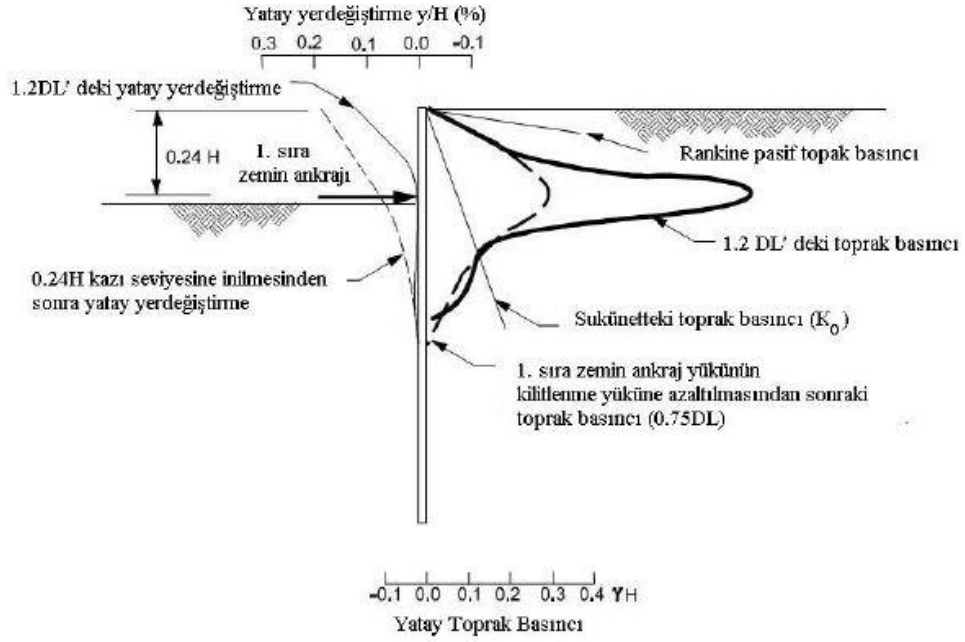
durumdaki toprak basıncı ve sekil değiştirmeler ile tutarlı olduğu gzlmektedir. (şekil 4.16)



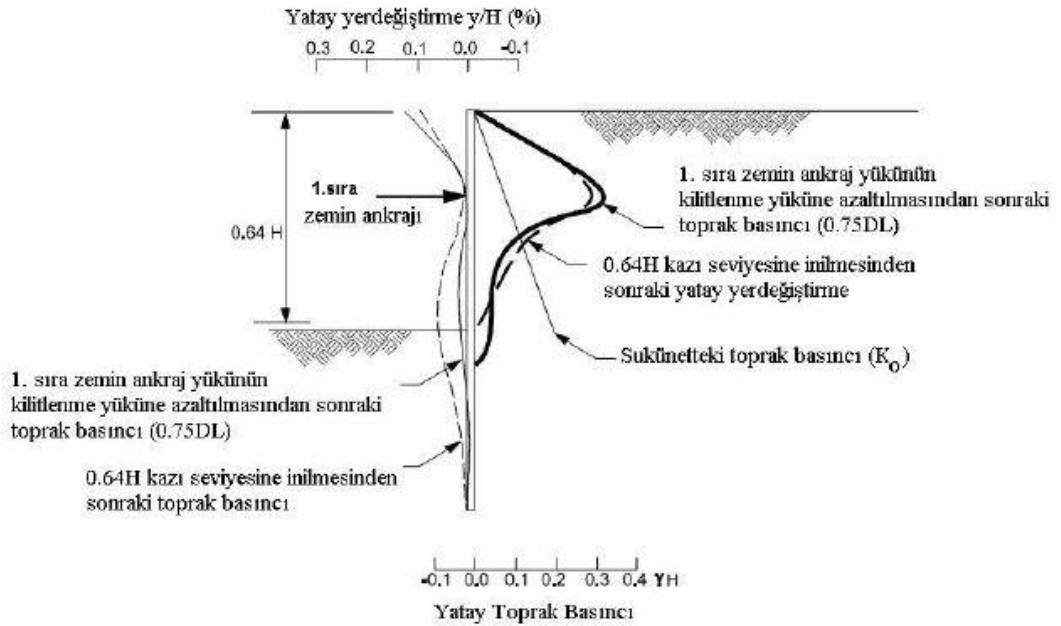
şekil 4.16: İlk sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999)

2. Aşama: 1. sıra ankrajın, 1. aşamadaki kazı seviyesinden yapılması ve gerilmesi ile toprak basınç dağılımında önemli bir değişim gözlenmektedir (şekil 4.17). Ankrajın gerilmesiyle sistem, kazı bölgesinden toprak tarafına doğru itilmektedir. Toprak basıncındaki artış, ankraj seviyesinde neredeyse pasif toprak basıncı değerine kadar yükseldiği gözlenmektedir. Ankrajın servis yükün %75-100' e kilitlendiğinde, toprak basıncı, ankraj seviyesi çevresinde gerilme soğanı bırakacak şekilde azalmakta fakat aktif toprak basıncı değerinin üzerinde kalmaktadır.

3. Aşama: İkinci sıra ankrajın yapılması için ikinci ankraj kotuna inilmesiyle; sistemin yer değiştirmesinde ve arkadaki toprak basıncında değişim gözlenmektedir (şekil 4.18). Kazı seviyesinin altındaki toprak basıncı ve ilk sıra ankraj seviyesi altındaki yer değiştirmelerde artış gözlenmiştir.



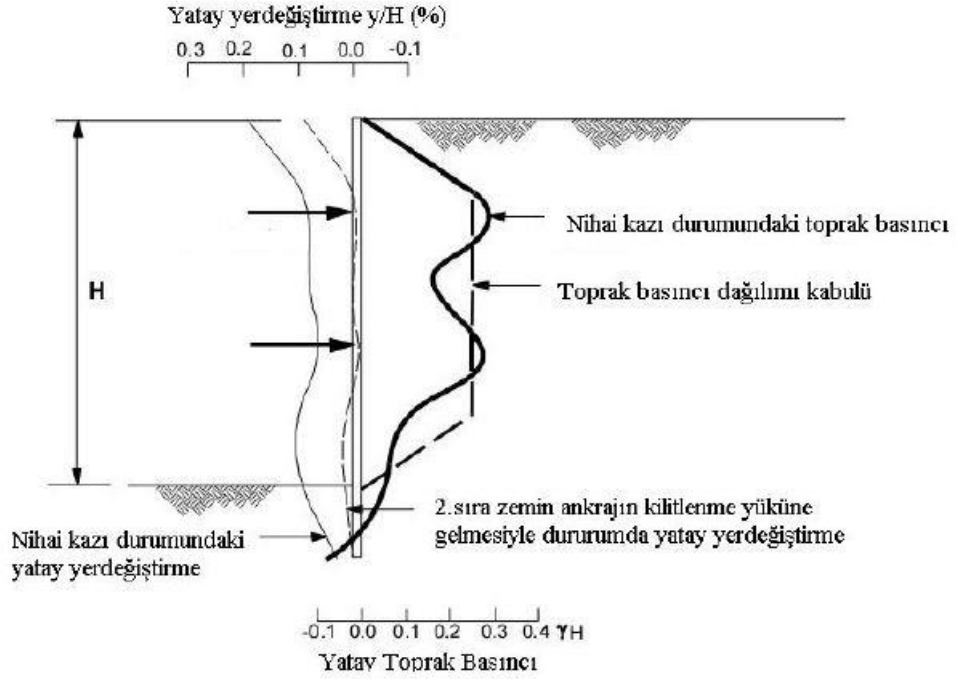
Şekil 4.17: İlk sıra ankrajın gerilmesi sırasındaki yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999)



Şekil 4.18: 2. sıra ankraj kazı seviyesinde yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları (FHWA-IF-99-015, 1999)

4. Aşama: 2. sıra ankrajın 0.64H seviyesinde yapılması ve yüklenmesi ile sistemin şekil değiştirmesindeki değişim 2. aşamadaki değişime benzerlik göstermektedir (Şekil 4.19). İkinci sıra ankraj seviyesinde bir gerilme soğanı ortaya çıkmaktadır. Nihai kazı seviyesine inilmesiyle ikinci sıra ankraj ve kazı altı seviyesi

arasında bir yatay ötelenme meydana gelmektedir. Nihai kazı seviyesine gelindiğinde toprak basıncı dağılımının, ikizkenar yamuk şeklinde bir toprak basıncı dağılımına yakın olduğu gözlenmektedir. Bu toprak basıncı dağılımı, görünen toprak basıncı dağılımı olarak tanımlanabilir.



Şekil 4.19: Nihai kazı seviyesinde yatay yer değiştirmeler ve toprak basınçları
(FHWA-IF-99-015, 1999)

Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasında birçok araştırmacı tarafından zemin cinsine ve sisteminin kullanım süresine göre çeşitli görünen toprak basıncı dağılımları elde edilmiştir.

Coulomb ve Rankine tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri, dayanma duvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra yatay destekli veya ankrajlı zemine sabit mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber, çok sıra yatay destekli veya ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bu çok sıra destekli sistemlerin yapılış aşamalarının, deformasyon biçiminin ve sistemin göçme mekanizmasının diğerlerinden farklı olması ile açıklanabilir. Ayrıca derin kazı destekleme sistemlerinin rijitlikleri, istinat yapılarına göre daha azdır. Ek olarak,

destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yığılması sonucu destekleme sistemlerinin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda da sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. Desteklerin tasarımı, desteklere gelebilecek yüklerin ortalamasına göre değil de oluşabilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır (Demirkoç, 2007).

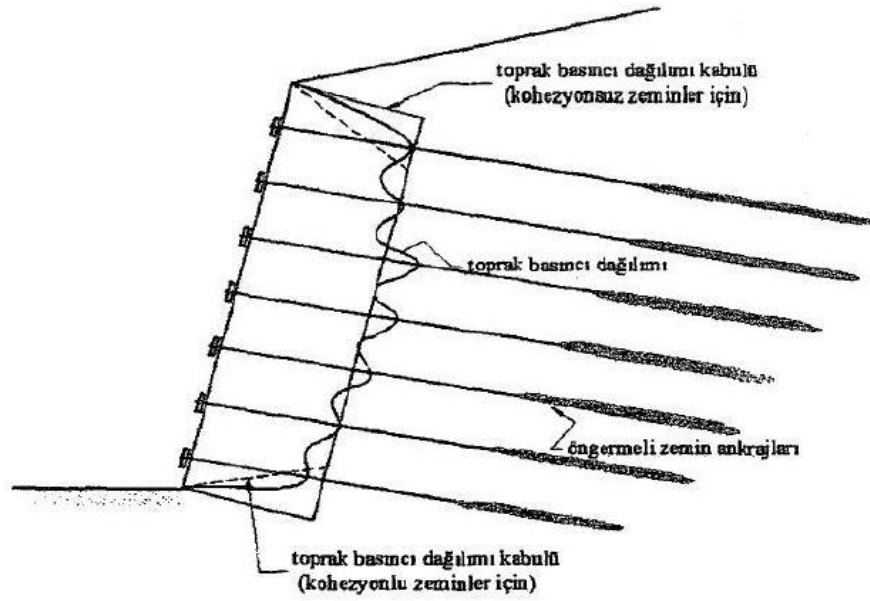
Çok sıra yatay destekli destekleme sistemlerinin yapım aşamasındaki davranışı şu şekilde açıklanabilir; (Berilgen, 1996).

Düşey destekleme sistemi yapıldıktan sonra birinci sıra ankrajın yerleştirileceği kota kadar kazı yapılır. Bu aşama sırasında sistem ankastre konsol gibi çalışır ve bunun sonucu olarak destekleme sistemi, aşağı doğru lineer olarak artan, aktif toprak basıncına maruz kalır. Bu aşamada sistem kazı tabanı civarındaki bir nokta etrafında dönerek hareket eder. Bu hareket, ankastre konsol duvar – zemin etkileşimine bağlı olarak belirlenebilir. İkinci aşamanın başlangıcında ilk sıra ankraj yerleştirilir. Bunun uygulayacağı itki ne kadar büyük olursa olsun destekleme sistemini ve zemini, kazı yapılmadan önceki durumuna döndüremez, ancak ankrajdaki itki aktif toprak basıncından büyükse, destekleme sistemine etkileyen basıncı arttırır. Ankrajın yerleştirilmesiyle oluşan toprak itkisi yaklaşık olarak ankraj kuvvetine eşittir. Aradaki fark kazı tabanı seviyesi ve altındaki toprak basıncı dağılımının tam olarak belirlenememesinden kaynaklanmaktadır.

İkinci sıra ankrajı yerleştirmek için yapılan kazı yeni yatay hareketlere yol açar ve oluşan bu hareketlerde ilk ankrajda yük kaybına ve bununla birlikte zeminde akmaya neden olur. İkinci sıra ankrajın gerilmesinin ardından yapılacak kazı nedeniyle oluşacak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecek basınç dağılımının oluşmasına yol açar. Bu da destekleme sisteminin arkasında oluşan toprak basıncının, sistemin kazıya doğru hareketine yol açan gerçek toprak basıncı dağılımından çok, ankraj kuvvetlerine bağlı olduğunu ortaya koyar (Şekil 4.20).

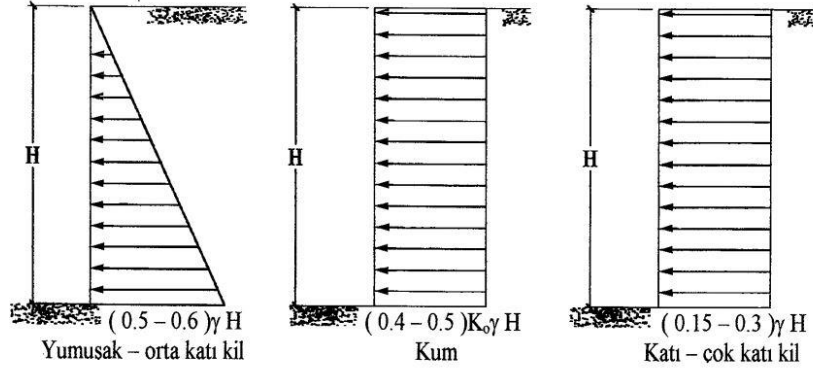
Kazı ve öngerme işlemleri sırasında öne veya arkaya doğru birbirine doğru zıt yönlerde perde hareketleri oluşabileceğinden duvara gelebilecek toprak basınç değerleri ve dağılımını kestirmek oldukça zordur. Birden fazla ankraj sırasıyla geriye

bağlanmış duvarlara veya derin kazıları destekleyen elemanlara etkiyen toprak basınçlarının teorik çözümleri karmaşıktır. Bu sistemlerin hesabında, arazi ölçmeleriyle belirlenen toprak basıncı dağılımları kullanılmaktadır. Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasında gerçek toprak basıncı değerleri kullanılmadığından birçok araştırmacı tarafından yapılmış ve zemin cinsine göre farklı toprak basıncı dağılımları elde edilmiştir.



Şekil 4.20: Çok sıra ankrajlı bir duvarda toprak basıncı dağılımı (Berilgen, 1996)

NAVFAC (1988) ankrajlı duvarlarda gerilme dağılışı için Şekil 4.21'deki dağılışı önermektedir. Bu basınçlar içten destekli duvarlara göre hareketin daha az olacağı gerekçesiyle daha fazladır. Diğer bir fark üst sıra ankraj yükünün gerçeğinden daha fazla tahmin edilip yumuşak-orta katı kilde zeminin aşırı yüklenmesinin önlenmesidir (Yıldırım, 2004).



Şekil 4.21: Ankrajlı duvar için NAVFAC önerisi

Tschebotarioff kohezyonsuz zeminler için Şekil 4.22-(a)'daki trapezoidal bir toprak basınç dağılımı önermektedir. Maksimum toprak basıncı (4.45) veya (4.46) bağıntılarından hesaplanır.

$$P_a = 0.8K_a\gamma h \cos \delta \quad (4.45)$$

$$P_a = 0.25\gamma h \quad (4.46)$$

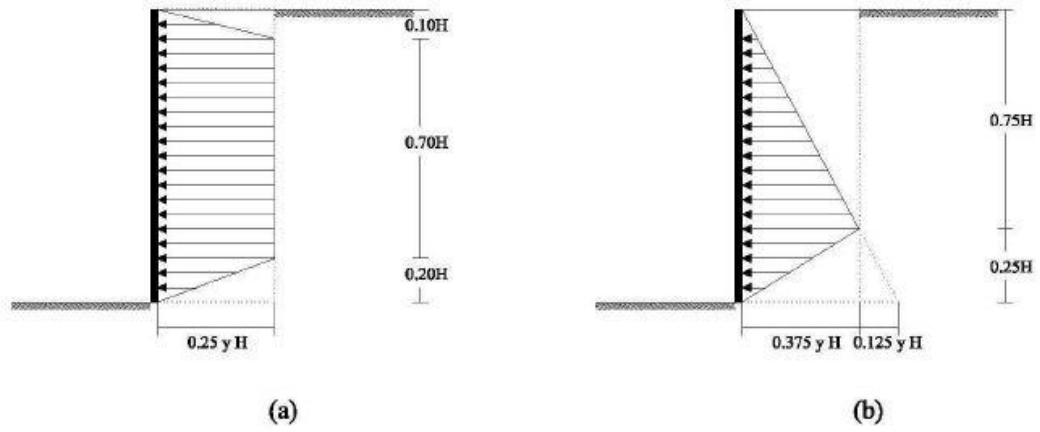
Tschebotarioff kohezyonlu zeminler için Şekil 4.22-(b)'deki gibi bir toprak basıncı dağılımı önermektedir. Toprak basıncı değerleri orta katı kilde geçici iksa sistemleri için (4.47), kalıcı iksa sistemleri için (4.48) bağıntılarından hesaplanabilir.

$$P_a = 0.375\gamma h \quad (4.47)$$

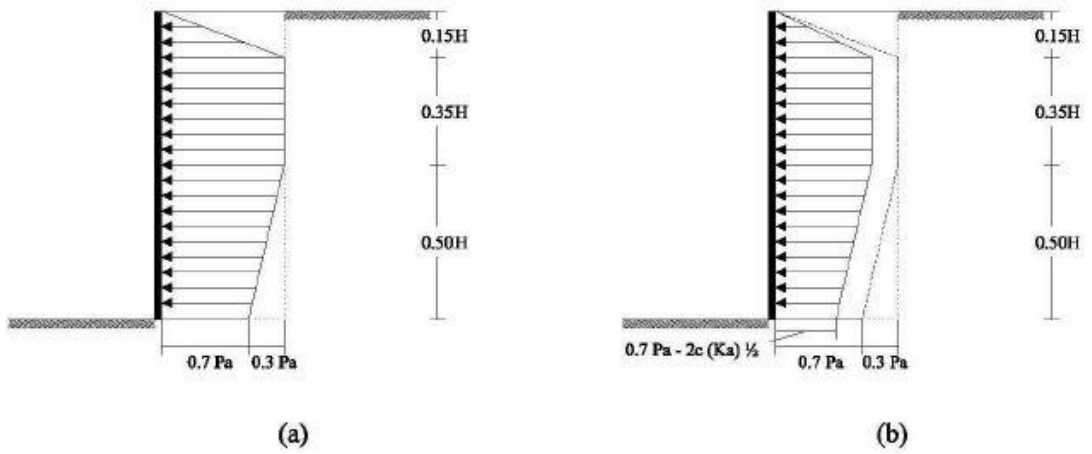
$$P_a = 0.50\gamma h \quad (4.48)$$

Lehman kohezyonsuz zeminler için Şekil 4.23'deki gibi bir toprak basıncı dağılımı önermektedir. Lehman' a göre kohezyonsuz zeminlerde maksimum toprak basıncı (4.49) bağıntılarından hesaplanır.

$$P_a = 0.6K_a\gamma h \quad (4.49)$$



Şekil 4.22: Tschebotarioff tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları



Şekil 4.23: Lehman tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları

Terzaghi- Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları kohezyonsuz zeminler için Sekil 4.24-(a)' da ve kohezyonlu zeminler için Sekil 4.24-(b)'de verilmiştir. Terzaghi-Peck, kohezyonlu zeminler için kullanılacak aktif toprak basıncı katsayısında azaltma önermiştir. K_a aktif toprak basıncı katsayısı;

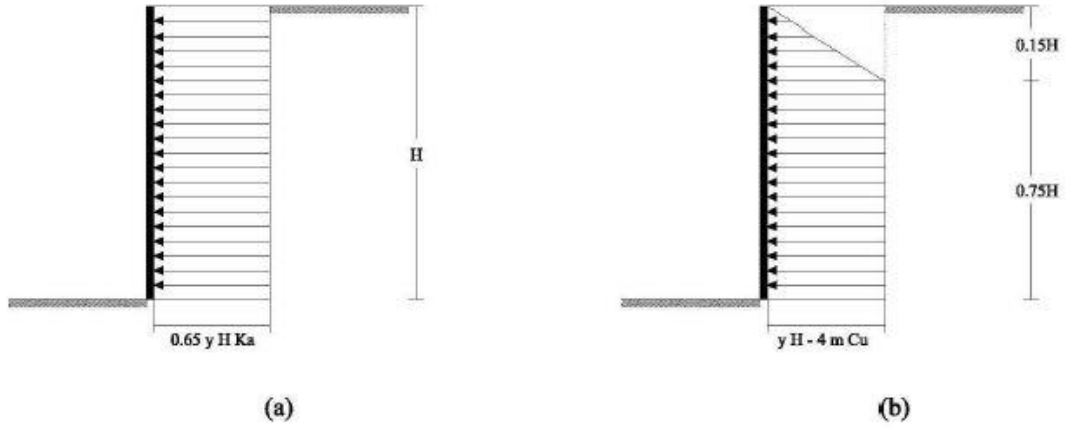
$$K_a = 1 - m \frac{4c_u}{\gamma h} \quad (4.50)$$

bağıntısından hesaplanabilir. Burada m terimi azaltma katsayısını ifade etmektedir. Yumuşak killerde 0.4' den katı killerde 1 değerine kadar alınabilir. Bu durumda kohezyonlu zeminler için maksimum toprak basıncı;

$$P_a = K_a \gamma h \quad (4.51)$$

bağıntısından (4.51) hesaplanabilir. Kohezyonsuz zeminler için toprak basıncı (4.52) bağıntısından hesaplanabilir. Bu bağıntının çıkarıldığı kazıların derinliği 8.5m- 12m arasındadır.

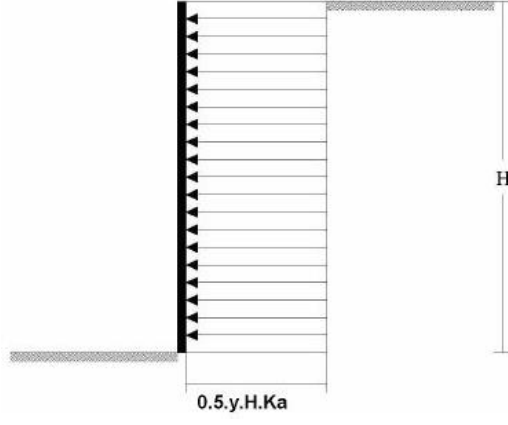
$$P_a = 0.65 K_a \gamma h \quad (4.52)$$



Şekil 4.24: Terzaghi-Peck tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları

Kohezyonsuz zeminler için bir başka toprak basıncı dağılımı yaklaşımı da Klenner tarafından önerilmektedir. Klenner tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı Şekil 4.25'de verilmiştir. Klenner' e göre kohezyonsuz zeminlerde maksimum toprak basıncı değeri (4.53) bağıntısından hesaplanabilir (Başeski, 2008).

$$P_a = 0.50 K_a \gamma h \quad (4.53)$$



Şekil 4.25: Klenner tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basınç dağılımları

5. ÇOK SIRA ANKRAJLI DESTEK SİSTEMLERİ

Derin kazılarda, iksa yüksekliği arttıkça yanal toprak basınçlarının klasik tipte betonarme duvarlarla veya benzeri rijit yapılarla karşılanması oldukça zor ve maliyetli olmaktadır. Bu tür derin kazılarda zemin koşulları ve saha koşulları da dikkate alınarak genelde yatay iksa elemanları ile desteklenmiş esnek iksa çeşitleri kullanılmaktadır. Esnek iksa sistemlerinde kullanılan yatay elemanların biri de öngermeli ankrajdır.

İnşaat mühendisliğinde çok eski olmayan öngermeli ankraj kullanımı, öncelikle kaya formasyonlarda başlamış ve daha sonra gelişen teknolojik imkân ve artan tecrübe ile her tür zeminde ve yapıda uygulama sahası bulmuştur. Öngermeli ankraj sistemi basitçe, bir ucu zemine soketlenmiş yük taşıyan eleman olarak tanımlanabilir. Ankraj sistemi ilk olarak 1874 yılında Frazer tarafından Londra'da bir tren yolu kenarında bulunan kanal yataklarının tutulması için tanımlanmıştır. Bu uygulamada, ankraj elemanı olarak işlenmiş demir kullanılması düşünülmüştür. Uygulama açısından ilk örnek ise, Coyne (1934) öncülüğünde, Cezayir Cheurfas Barajı'nın öngermeli ankrajlar yardımıyla iyileştirilmesi projesidir (Xanthakos, 1991).

5.1 Ankrajlar

Zemin ankrajlarının iksa sistemlerinde kullanılması 19.yy'ın başlarına kadar dayanır. Kayıtlara geçen ilk ankraj 1938'de Algerai'da bir baraj rezervuarında kullanılmıştır. 1970' ten sonra tüm dünyada yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır (Johnson, Turner, 2003). Eğer ankrajlar uygun yerde ve uygun şekilde yapılırsa diğer destekleme sistemlerine göre teknik ve ekonomik açıdan çok daha avantajlıdır. Son yıllarda kullanım alanları ve esnekliği nedeniyle zemin ankrajları çok kullanılan bir inşaat elemanı olmuştur. Ankrajların davranışlarının teoride açıklamak güç olduğundan ayrıntılı deneylere ihtiyaç duyulmuştur. Ankrajın uygulaması sırasında

zeminde meydana gelen değişiklikler, ankrajın zeminden sıyrılmasına neden olan yüke etkiyen parametreler, ankrajın ömrü incelenmesi gereken noktalardır.

Ankrajlar, derin kazıların güvenle açılması ve inşaatın güvenlikle yapılması için yaygın olarak kullanılır. Ayrıca, payanda ve istinat duvarlarının uygulamasının tehlikeli ve yetersiz olduğu veya yapılsa bile ekonomik olmadığı yüksek şevlerin stabilitesinin sağlanmasında kullanılır. Ancak ankrajları uygulamadan önce çalışılan zeminin özellikleri yeteri derecede bilinmelidir ve ankrajların sayısı, kuvvetleri belirlenmeden önce arazide deneylere tabi tutularak taşıma güçleri saptanmalıdır (Tunç, 2002).

Ankrajların kullanım alanları olarak; düşey yer değiştirmelerin önlenmesi, dönmeye karşı güvenliğin arttırılması, kaymaya karşı emniyet, yer altı yapılarının stabilitesi, zemin ön konsolidasyonu, yapıların sismik stabiliteyi, dar olan yerlerde kazık yükleme deneylerinde ön germe sağlamak, barajların yükseltilmesi, dalgakıran ve iskelelerde gemilerin iskele babalarına verdikleri yükün dağıtılması sayılabilir. Ayrıca deprem kuvvetlerine karşı temellerin derindeki tabakalara tutturulması ve suyun kaldırma kuvvetine karşı temellerin tespiti içinde ankrajlar kullanılır (BS-8081, 1989).

Zemini delip geçen bir ankraj çubuğu ile bir yandan kazı yapılması ve bunun gibi sebeplerle bozulmuş zeminden geride kalan veya derindeki zemin direncinden faydalanılırken bir yandan da aradaki zeminin gelişiğızel hırpalanması önlenmiş olmaktadır. Aradaki zemin öncelikle tabaka doğrultusu elverişli olan çatlaklı ve tabakalı kayalarda olduğu gibi, ankraj yapıldıktan sonra çatlakların kapatılması ile daha sıkı bir duruma gelebilmektedir. Barajların, enerji santrallerinin, dağlık yerlerden geçen yolların yapımı sırasında ortaya çıkan şev stabilitesi problemleri ankrajlar kullanılarak çözülebilmekte böylece güvenilir bir istinat yapısı teşkil edilirken kaya kütleleri de ekonomik şekilde emniyete alınmış olur (BS-8081, 1989).

5.1.1 Ankrajların Sınıflandırılması

Gerilme Durumuna Göre Ankrajların Sınıflandırılması
Pasif (Basit) Ankrajlar;

Başlangıçta gövde gerilmemiştir. Başlangıç itibariyle üzerinde herhangi bir kuvvet yoktur. Aktif basınç etkisiyle, zeminde meydana gelen deformasyonlara bağlı olarak gerilirler beraberinde yük taşımaya başlarlar.

Öngermeli Ankrajlar;

Ankraj gövdesi bağlanma işlemi tamamlandıktan sonra gerilir ve ankraj başındaki baskı plakası ile bağlanma bölgesi irtibatlandırılır.

Aldıkları Yük Miktarına Göre Ankrajların Sınıflandırılması *Düşük Kapasiteli Ankraj (0-30 ton kapasiteli)*

Yüksek Kapasiteli Ankraj (>30 ton)

Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması *Geçici Ankrajlar;*

Bu ankrajlar, genellikle bir projenin inşaatı sırasında kısa süreli olarak kuvvetlere karşı koyan ve böylece güvenli inşaat imkânı sağlayan ankrajlardır. Genellikle kullanım süreleri 2 yıldır (Tablo 5.1) (BS-8081, 1989).

(1) No'lu geçici ankrajlar, servis süreleri 6 aydan daha az göçmesi çok ciddi sorunlar yaratmayan, toplumun güvenliğini etkilemeyen (örneğin kısa süreli kazık yükleme deneylerinde reaksiyon sistemi olarak kullanılan) ankrajlardır.

(2) No'lu geçici ankrajlar, servis süreleri 2 yıl civarında olan, göçmesi sonucu oldukça ciddi sorunlar ortaya çıkabilen, uyarı olmaksızın toplum güvenliğini etkilemeyen (örneğin iksa duvarlarının desteklenmesinde kullanılan) ankrajlardır.

Sürekli Ankrajlar;

Sürekli yapıların ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğinin ve stabilitesinin sağlanması amacıyla yapılırlar.

(3) No'lu sürekli ankrajlar, korozyon riskinin yüksek olduğu ve/veya göçme durumunda çok ciddi sorunlar yaratan (örneğin asma köprülerin ana gergilerinde

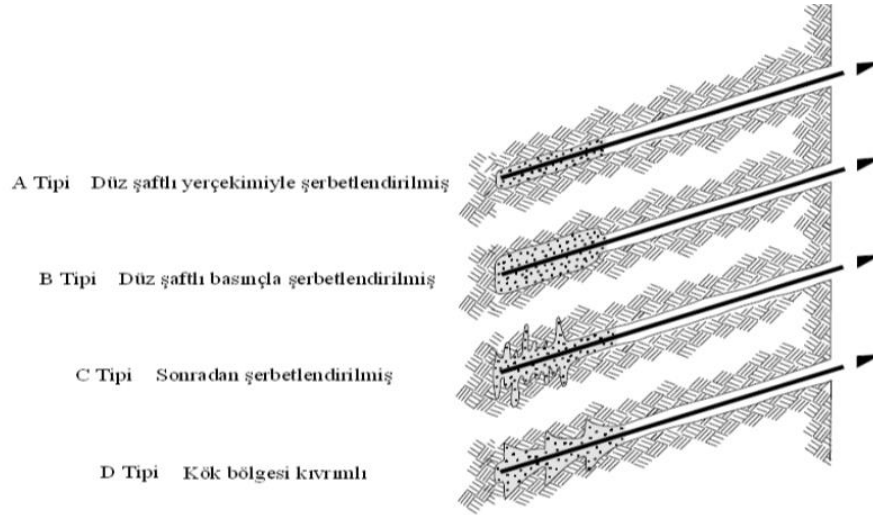
kullanılan ya da su etkisi ile kalkan yapıların stabilitesinin sağlanması amacı ağırlık yapısının elemanları olarak kullanılan) ankrajlardır(Özberk, 2009).

Tablo 5.1: Zemin ankrajları için minimum güvenlik sayıları (BS-8081, 1989)

Ankraj Sınıfı	Minimum Güvenlik Faktörleri			Kontrol Yüklü Faktörü
	Tendon	Zemin/enjeksiyon Ara yüzeyi	Enjeksiyon/tendon; enjeksiyon/kapıtülleme yüzeyi	
Geçici Ankrajlar(1)	1.40	2.0	2.0	1.10
Geçici Ankrajlar(2)	1.60	2.5*	2.5*	1.25
Sürekli Ankrajlar(3)	2.00	3.0 ⁺	3.0 ⁺	1.50
Not: * Eğer tüm araziyi kapsayan deneyler yapılırsa bu değer minimum olarak 2.0 alınabilir. ⁺ Bu değer zeminin limit sünme değerine ulaşması halinde 4.0' a kadar çıkar.				

İmalat Tekniklerine Göre Ankraj Sınıflandırılması

Verilen belirli bir zemin durumu altında bir ankrajın taşıma kapasitesi, geometrisi tarafından etkilenir. Bir ankrajın tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine ilettiği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniği, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterler göz önünde bulundurularak ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilir (Şekil 5.1) (BS-8081, 1989).



Şekil 5.1: Temel ankraj tipleri (BS-8081, 1989)

A Tipi Ankrajlar;

Zemin ile harç arasındaki kayma mukavemeti, kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Dayanım, deliğin stabilitesine bağlı olup, doğrusal ya da doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Çoğunlukla kayalarda ya da katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağlıdır.

B Tipi Ankrajlar;

Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcının, 1000 kN/m^2 'den daha küçük değerlerdeki basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak oluşturulan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmazlığından yararlanarak, basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Dikkat edilmesi gereken, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olması gerektiğidir. Ankraj kök bölgesinde, kayma mukavemetinden dolayı direnç oluşur.

C Tipi Ankrajlar;

2000 kN/m², den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır. Bu enjeksiyon ile basınç altındaki zemin adeta yırtılırcasına sıkışarak genişler. İkinci enjeksiyon genellikle özel bir tüp sistemi ile ya da ankraj kökü içinde çalışabilen minyatür enjeksiyon tüpleri kullanılarak yapılır. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi, bazen de kohezyonlu zeminlerde başarılı bir şekilde kullanılır. Üniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca var olduğu prensibine göre tasarım kapasiteleri hesaplanır.

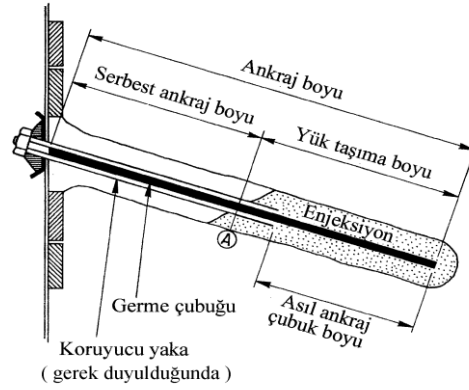
D Tipi Ankrajlar;

Bu tip ankrajlarda kök bölgesi, mekanik aletlerle ya da patlayıcılarla genişletilir. Ancak genişletilen kök her yerde aynı olmayıp kök içindeki farklı seviyelerde farklı genişlemeler oluşur. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnci oluşturur (Özberk, 2009).

5.1.2 Ankrajların Yapısı

Ankrajlar, üç kısımdan meydana gelen gergi çubukları veya tellerdir. Bu kısımlar; kafa, gövde ve köktür. **Kafa** kısmı, ankrajın düşey perde dışında kalan kısmıdır. Ankraji perdeye sabitlemek için yapılır. Perde ile telleri birleştirme görevi vardır. Ön germe kuvvetlerinin yüzeye yayılmasını sağlar. Ön germe ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlemesi uç kısımda yapılır. Germe kafası, sıkıştırıcı kamalar, tendonlar ve ankraj plakasından oluşturulur. Kontrol için açık olması gereken ankrajlarda bir de koruyucu kapak yapılması önerilir. **Gövde**, kafa ve kök kısımları arasında kalan tellerin ve kılıfların bulunduğu kısımdır (**serbest ankraj boyu**). Gövdenin görevi kuvveti iletme, seçilecek ve imal edilecek gövde kısmının cinsi, yapısı ankrajın ömrüne, geçici veya kalıcı olmasına, korozyona, mekanik örselenmeye, ankrajın aşamalı olarak gerilmesine, çekme kuvvetini her an ölçme olasılığına, germe elemanlarının boşaltılmasına ve sonradan gerilmesi

zorunluluğuna, zeminin olası yatay yer değiştirmelerinin karşılaştırılmasına bağlı olarak değişir. **Kök** kısmı, ankraj çubuğunu zemine sabitleyen, çevresine çimento enjeksiyonu yapılmış kısımdır (**yük taşıma boyu**). Ön germe kuvvetini zemine aktarır. Tipik bir ankrajın kesiti Şekil 5.2’ de verilmiştir. Tüm bu sistemin görevi; çekme yüklerini taşıyıcı zemine aktarmaktır (BS-8081, 1989).



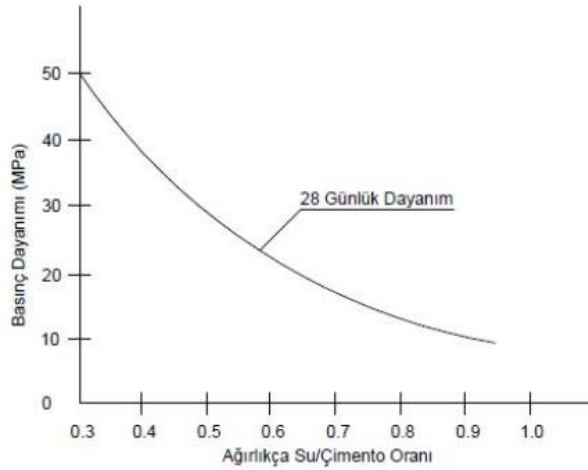
Şekil 5.2: Ankraj elemanları

Ankraj Elemanları

Çimento Enjeksiyonu;

Enjeksiyon, ankraj boyunca, tendondan gelen yükleri zemine aktaran, sondaj deliği ile tendon arasında kalan kısmı dolduran ve/veya korozyon korumasına katkıda bulunan ankraj elemanıdır (TS EN 1537, 2001). Ankraj imalatında genellikle su+çimento karışımı enjeksiyonlar kullanılmaktadır. Enjeksiyonlarda kullanılan ağırlıkça su çimento oranı (s/ç), BS 8081 Şartnamesi ve DIN 4125 Şartnamesinde sırasıyla, 0.35~0.60 ve 0.35~0.70 aralığında tanımlanmıştır. Düşük permeabiliteli kohezyonlu zeminlerde ve kaya ankrajlarında bu değer 0.45’i aşmaması istenir. Su ve çimento oranının enjeksiyon karışımının basınç dayanımına etkisi Şekil 5.3’de gösterilmiştir (Çınar, 2010). Ankrajlara ön yükleme uygulamadan önce enjeksiyonun en az 21 MPa serbest basınç dayanımına ulaşması gerekmektedir (FHWA-IF-99-019, 1999). Enjeksiyonun 3 günlük küp basınç dayanımının 20 MPa ve 28 günlük dayanımın en az 35 MPa olması bir diğer basınç kriteridir (BS 8081, 1999). Ancak tasarımcının projede ön gördüğü mukavemet parametrelerini de dikkate almak gereklidir. Enjeksiyon mukavemetinin, priz hızının ve işlenebilirliğinin artırılması için katkı maddeleri kullanılabilir. Enjeksiyonla ilgili verilen teorik oranların ve

mukavemet parametrelerinin optimum seviyesi uygulama esnasında kendisini zamanla belli eder. Uygulama yapılan zemin koşullarında, ilk başta yapılan enjeksiyon karışımlarından istenen verim alınamayabilir. Bu doğrultuda imalatçı firma en uygun karışımı elde etmek için çaba göstermelidir.



Şekil 5.3: Su ve çimento oranının enjeksiyon dayanımına etkisi

Çimento enjeksiyonu, halat yüklerini zemine aktaran bağlayıcı elemandır. Halat ve enjeksiyon arasındaki aderans sayesinde halat üzerindeki aksel yükler enjeksiyon kütesine aktarılır ve oradan zemin ve enjeksiyon arasındaki sürtünme ile zemine aktarılır. Enjeksiyon malzemelerine göre 2 türe ayrılır:

1. Çimentolu enjeksiyonlar; standart portland çimentosunun yanında katkı çimentolarda kullanılır (yüksek fırın cürufu, düşük ısı, sülfata dayanıklı vb.). Sülfat miktarı %4'ü geçmemelidir. Klor limiti %1'i geçmemelidir. Çimento enjeksiyonunda kum ve kireç taşı tozları gibi ağır dolgu malzemelerine izin verilebilir.

2. Reçineli enjeksiyonlar; epoksi ve poliester reçineler kaplamalarda kaya bulonları için ya da ankraj kökünün korunması için kullanılırlar. Epoksiler ve poliester reçinelerin testler ve uygulamadan edinilen tecrübelerden yararlanılarak istenen özellikleri sağlayıp sağlamadığı kontrol edilir.

Kaplamalarda enjeksiyon dolgu malzemelerin %100'ü 200 mm.lik elekten geçen malzeme olmalıdır.

Ankraj Halatı;

Tendon, ankraja verilen çekme yükünü (ön germe yükü) ankraj kök bölgesine iletir. Bunlar, yük kapasitesi yüksek, gevşemesi düşük ve elastik uzama kabiliyeti olan çelik donatı çubuğundan veya aynı özelliğe sahip sarmal halattan imal edilir. Değişik çapta ve adette kullanılabilirler. Uygulamada genellikle 7 sarmal telden oluşan 15 mm çapında yüksek dayanımlı düşük gevşemeli süper tendon olarak adlandırılan çelik halatlar kullanılmaktadır. 15 mm çapındaki bu halatların akmadan taşıyabileceği yük kapasitesi 260 kN civarındadır. Hesaplamalarda, bu değer, genellikle $F_s=0.6$ güvenlik sayısı ile çarpılıp 156 kN olarak kabul edilir (FHWA-IF-99-015, 1999). Ülkemizde de sıkça kullanılan ankraj halatların özellikleri Tablo 5.2'deki gibidir.

Çelik çubuklar çoğunlukla tel kablo ve halatlardan meydana gelirler. Genelde kullanılan tendonların çapı, 26 mm ile 64 mm arasında değişmektedir. Boyları da 18 m'ye kadar çıkmaktadır. Tendon malzemesini seçerken dikkat edilecek noktalar şöyledir;

- Gerekli yük taşıma kapasitesi
- Ankraj uzunluğu
- Ankraj sayısı
- Kullanım kolaylığı
- Arazide germe şartları

Kabul edilebilecek çalışma yükleri, karakteristik dayanımın geçici ankrajlarda %62,5'ini ve sürekli ankrajlarda %50'sini geçmemelidir (Demirkoç, 2007).

Tablo 5.2: Öngermeli tendon malzemeleri için tipik boyutlar ve karakteristik dayanımlar

Çelik cinsi	Çap (mm)	Spesifik Dayanım (kN)	Alan (mm ²)
Alaşımız çelik			
Tel	7.0	60.4	38.5
7 telli örgü tel	12.9	186	100
	15.2	232	139
	15.7	265	150
7 telli süper tendon	12.7	209	112
	15.2	300	165
	18.0	380	223
Düşük Alaşımli Çelik Çubuk			
1030/835	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	7	44.3	38.5
Çubuk	25	491	491
	32	804	804
	40	1257	1257

Çubuklar; kısa, düşük ve orta kapasiteli ankrajlarda kullanılır. Grup halinde de uygulanır. 2 m'den daha uzun olması halinde yüksek kaliteli çelikten ön germeli çubuklar kullanılır.

Teller; ön germeli istenirse soğuk çekme düz kablo çeliğinden imal edilir. Yağ ile sertleştirilmiş ve tavllanmış çeşitleri de vardır. Sonuç çekme mukavemeti tel çapı ile ters orantılıdır. Standartlarda telin elastisite modülü 20000 N/mm² olarak verilmiştir. Ankrajlar için optimum seçim; 84000 N/mm² elastisite modüllü ve 1000 saate %6.8 gevşemeli 5 mm teldir. Genel olarak tendonlar ankraj kapasitesine bağlı olarak 10-100 adet arasında, 5-8 mm çapında tel içerir (BS-8081, 1989).

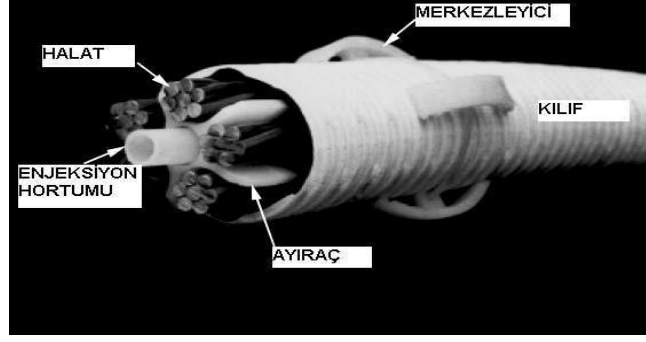
Örgü Teller; Daha büyük öngerme kuvvetleri uygulamak amacıyla belli bir sayıda telin bir araya getirilip bükülmesinden elde edilen örgü teller hem bükülebilme özelliğine sahiptir hem de tellerin mekanik özelliklerinden tam olarak yararlanmayı sağlar. Yaygın olarak kullanılan örgü tel 7 tel ile yapılmaktadır. İngiltere’de tendonların büyük çoğunluğu %62.5 emniyet gerilmesi ile tasarlanmıştır ve kırılmaya karşı güvenlik sayısı $GS=1.6$ ’dır. $GS=1.6$ geçici ankrajlar içindir. Kalıcı ankrajlar içinse güvenlik sayısı olarak $GS=2$ alınır (Johnson, Turner, 2003).

Merkezleyici ve Ayıraçlar;

Tendonların ankrajın merkezinde düzgün olarak toplanmasını sağlayan elemanlara merkezleyiciler denir. Birden fazla örgü tel kullanılan ankrajlarda her bir telin ayrık durmasını bu elemanlar sağlar. Sonuçta gerekli penetrasyon boyu sağlanacağından uygun aderans boyu elde edilir. Aralayıcılarında görevi; birbirine temasını önlemek ve karışmasına engel olmaktır. Tendon eğer tasarım geometrisini kaybederse gerilme sırasında yük sürtünme ile serbest uzunlukta dağılıbilir. Ve yüksek gerilmeler, elemanların sıyrılmalarının kolayca olabileceği üst ankraj kafasının hemen altında olur. British Standards’a göre bu kısımda aralıklar delik göbekli olup aralarındaki mesafe 4 ila 8 mm’dir (BS-8081, 1989).

Enjeksiyon ankraj bölgelerinde oluşturulan bu aralıkların amacı, enjeksiyonun tendon elemanları arasına yeter derecede girmesini sağlamaktır. Sonucunda aderans etkin bir şekilde sağlanır. Arayıcılar ve merkezleyicilerin yapılmasıyla tendonun çamurdan kirlenmesi önlenir, aşınmaya karşı etkin bir koruma ve iyi bir aderans sağlanır (BS-8081, 1989).

Merkezleyici ve ayıraçlar, plastik malzemeden imal edilmekte ve ankraj halatının kuyu içerisindeki konumunu ayarlamakta kullanılmaktadır. Merkezleyicilerle, ankraj halatı kuyu içerisine merkezlenir ve halatın her tarafında enjeksiyon olması sağlanır. Ayıraçlar ise halatları birbirinden ayırarak halatlar arasına enjeksiyon girmesini ve dolayısıyla enjeksiyon ve halat arasındaki aderansın artmasını sağlamaktadır (Şekil 5.4). Merkezleyici ve ayıraç elemanları ankrajların kök bölgesinde kullanılmaktadırlar (Çınar, 2010).



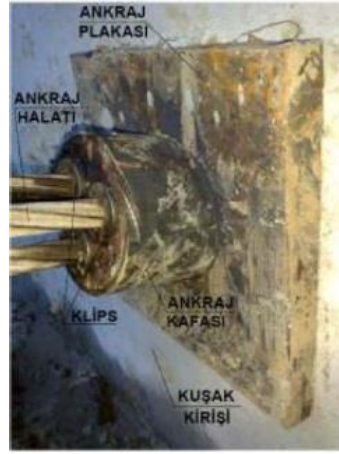
Şekil 5.4: Ankraj merkezleyici ve ayıraç görüntüsü

Diğer Elemanlar;

Öngermeli halatlarda kuyu içerisinde ve kuyu dışında birçok sarf malzeme kullanılmaktadır. Kullanılan malzeme kalıcı ve geçici ankrajlarda farklılıklar göstermektedir. Ancak genel olarak,

- Kuyu içerisindeki halatların korozyondan korunmasını sağlayacak 50, 60 ve 75 mm çaplarında koruge boru,
- Kuyu içerisine enjeksiyon gönderilmesi için kullanılan 20 mm çapında ve 4, 10 veya 20 bar basınç tutabilen enjeksiyon boruları,
- Ankrajları yüzey elemanına sabitleyen, klips (kama), ankraj plakası ve ankraj kafası,
- Kalıcı ankrajlarda ankraj kafa kısmını korozyon ve dış etkenlerden koruyan kalıcı kapak elemanı.

gibi değişik sarf malzemeler tüm ankraj işlerinde kullanılmaktadır. Öngermeli ankrajların yüzey elemanlarına sabitlendiği kafa bölgesinden bir görüntü Şekil 5.5'te sunulmuştur (Çınar, 2010).



Şekil 5.5: Ankraj kafa bölgesi görüntüsü

5.2 Ankrajlı Destek Sistemleri

5.2.1 Ankrajlı Destek Sistemlerinin Stabilitesi

Çok sıralı ankrajlı bir iksa sisteminde yapılması gereken başlıca stabilize tahkikleri Şekil 5.6' da gösterilmiştir. Ankrajlı iksa sistemini güvenli hale getirmek için birçok göçme mekanizmasının oluşumunu engellemek gerekmektedir (Çınar, 2010).

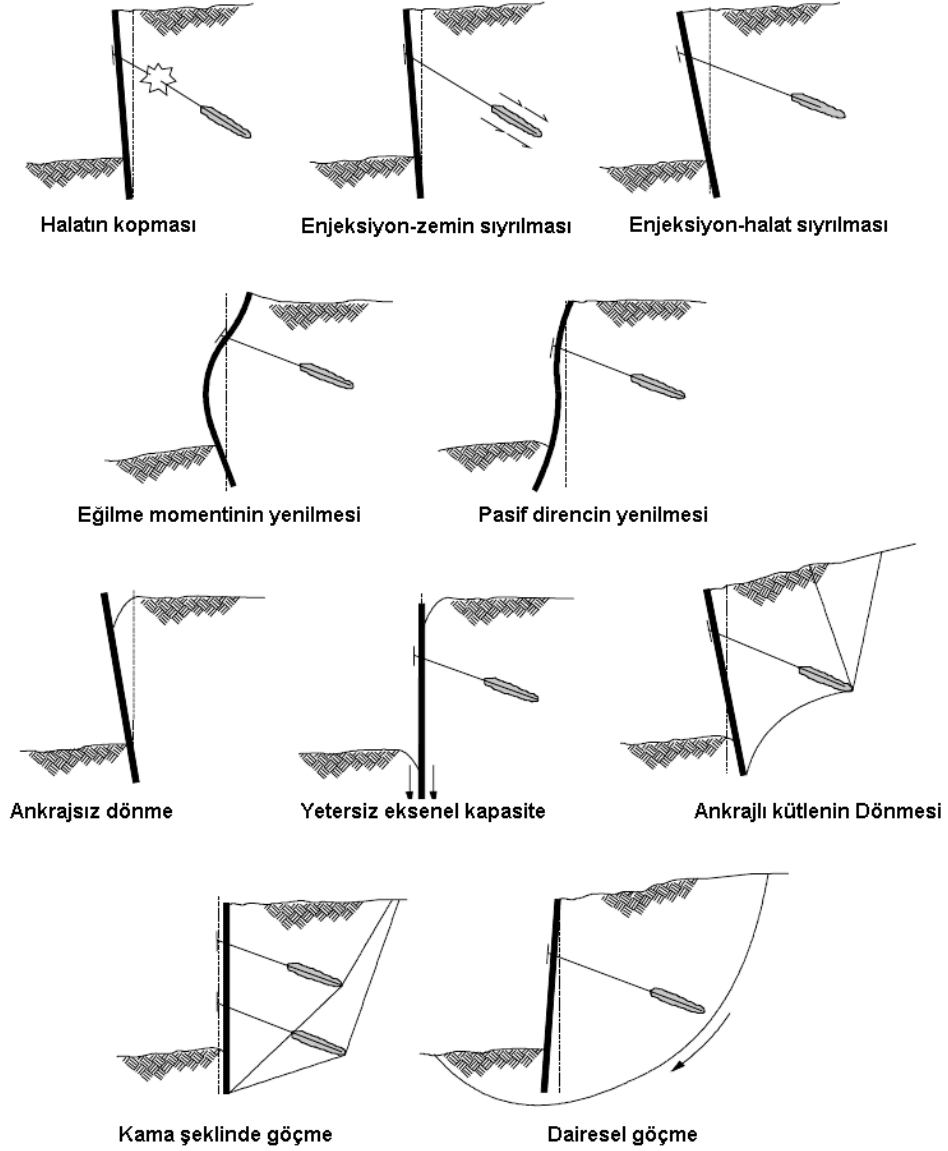
Ankraj Elemanının Göçme Mekanizması

Öngermeli ankrajlarda oluşacak göçme, genel olarak aşırı yük artmasından kaynaklanmaktadır. Ankrajlarda oluşacak göçmeler, yükleme deneyi sırasında, kazı kademelerinde ve sürşarj yüklerinin etkitilmesi gibi ankraj yüklerinin artmasına sebep olacak durumlarda görülebilir. Ankrajlarda oluşacak göçme, halat kopması, zemin enjeksiyon arasındaki sürtünmenin yenilmesi ve halat-enjeksiyon arasındaki sürtünmenin yenilmesi ile oluşabilir (Çınar, 2010).

Çelik Halatta Kopma;

Uygulanan yük çelik halatın yapısal taşıma gücünü aşarsa kopma kaçınılmazdır. Tasarımda ankraja gelecek yük halat kopma yükünün 0.6 katını, ankraj deneylerinde 0.8 katını geçmemelidir. Bir ankrajda çelik eleman (tendon)

çubuk, halat veya bükümlü halat şeklinde olabilir. Çubuklar kalıcı ankrajlarda paslanmaya karşı daha kolay korunurlar. Buna karşın diğer türlerin mukavemetleri daha fazla, depolanma ve taşınmaları daha kolaydır (Yıldırım, 2004).



Şekil 5.6: Öngermeli ankrajlı iksalarda oluşabilecek göçme mekanizmaları

Enjeksiyon- Tendon Sıyrılması;

Adezyon, sürtünme ve mekanik kilitleme ile tanımlanan üç ayrı bileşenin tendonun enjeksiyondan sıyrılma mukavemetini oluşturduğu bilinmektedir. Adezyon mikroskopik ölçekte pürüzlü çelik ile enjeksiyon arasındaki fiziksel bir ilişki olup,

göreceli hareket arttıkça sürtünmeye dönüşür. Büyüklüğü uygulanan gerilmeye, pürüzlülüğe ve hareketin derecesine bağlıdır. Mekanik kilitlenme ise çıkıntı ve burgular gibi süreksizliklerle enjeksiyon arasındaki ilişki olup nervürlü çelikte toplam sıyrılmanın temel bileşenini oluşturur. Pürüzsüz çelik tendonlarda ise enjeksiyon- tendon ilişkisi, zemin-enjeksiyon ilişkisi gibi gittikçe gelişen biçimde mobilize olur.

Araştırmalar enjeksiyon- tendon sıyrılmasının enjeksiyon basınç mukavemeti ile doğrudan ilgili olmadığını göstermektedir. Diğer yandan tendonun enjeksiyon içersindeki uzunluğunun artırılması da sıyrılma yükünün aynı oranda artışı sonucunu doğurmamaktadır. Kısa süreli atmosferik koşullarda kalarak üzerinde toz halinde oluşan pas, tendonların sıyrılmasında etkili değildir. Yapraklanmış pas, sıyrılma mukavemetini azaltmakla birlikte bu levhaların temizlenmesiyle pürüzlü yüzey elde edilebileceğinden passız tendona eşit veya daha fazla mukavemet elde edilebilir. Karıncalanmış tendonlar ise sıyrılma yönünden elverişli olsalar bile kabul edilemezler (Yıldırım, 2004).

Zemin- Enjeksiyon Sıyrılması;

Zemin cinsi ve uygulanan enjeksiyon basınçlarına göre başlıca üç tür ankraj kökünden söz edilebilir: **(a)** Enjeksiyonla doldurulan silindir, **(b)** denetimli yüksek basınçla genişletilmiş silindir ve **(c)** bir veya birkaç yerde mekanik olarak genişletilmiş silindir. Enjeksiyonla doldurulan silindir, genel olarak kayalarda, denetimli yüksek basınçla genişletilmiş silindir kendini tutamayan zeminlerde oluşturulur. Denetimli yüksek basınçla genişletilmiş silindir için delik delerken kullanılan kılıf çekilirken verilen basınçlı enjeksiyon, orijinal delik çapının dört katı kadar genişleme yapabilir. Bir veya birkaç yerde mekanik olarak genişletilmiş silindirde ise mekanik olarak denetlenen kesici uçlardan yararlanır. Oluşturulan çanın tepe açısına göre hava hapsedilme olasılığına karşı önlem alınmalıdır.

Ankraj köküne yük iki biçimde aktarılabilir. İlk düzenlemede tendon enjeksiyon içinde gömülüdür ve yük uygulanınca enjeksiyon- zemin ara yüzeyinde kayma ve normal gerilmeler oluşur ve bu kökün üst ucundan altına doğru giderek gelişir. Sonuçta enjeksiyonda çekme gerilmesi ve çatlak oluşabilir. Özellikle kalıcı ankraj uygulamalarında, paslanma olasılığı olan ortamlarda bu düzenleme uygun

olmayabilir. Bunun yerine bir plaka yardımı ile yük kökün alt ucuna aktarılarak tendon bir basınç borusu yardımı ile ilk enjeksiyondan ayrı tutulabilir ve enjeksiyonda basınç gerilmeleri doğması sağlanabilir. Ankraj kökü ile zemin arasındaki bağ, köke etkiyen normal gerilme, adezyon ve/veya sürtünmeye bağlıdır. Mekanik olarak genişletilmiş köklerde oluşturulan tabanın direncide söz konusudur. Deneyimler 9-12 m'yi aşan kök boylarının taşınan yükün artan kök boyuyla fazla artmadığını göstermektedir (Yıldırım, 2004).

Ankraj kök kapasitesinin belirlenmesinde etkili olan faktörler Tablo 5.3'deki gibi sıralanabilir (Sebatini, 2002). Kaya ortamlarda yapılacak ankrajların kök kapasitesini belirlemek için en ideal yöntem, sahada çekme deneyleri yaparak kaya-enjeksiyon arasındaki sürtünme kapasitesinin hesaplanmasıdır. Değişik birimlerde, zemin-enjeksiyon arasındaki nihai sürtünme kapasitesi için, kaya özelliği, SPT değeri (N) ve drenajsız kohezyon (c_u) değerlerine bağlı olarak Tablo 5.4'deki değerler önerilmektedir.

Tablo 5.3: Ankraj kök kapasitesine etki eden faktörler (Sebatini, 2002)

Faktör	Zemin Cinsi / Ankraj Kök Kapasitesi	
	Kohezyonsuz	Kohezyonlu
Zemin Özellikleri	İçsel sürtünme açısı ve dane çapı dağılımı etkilidir.	Adezyon ve plastisite indeksi etkilidir.
Delgi Yöntemi	Kullanılan muhafaza sürtünmeyi artırılabilir.	Muhafazasız delgi veya su ile yapılan delgilerde kapasite düşebilir.
Kök Uzunluğu	6 m'ye kadar lineer, sonrasında azalan artışlar olur.	$c_u < 96$ kPa ise uzunluk ile doğrusal artış olur.
Enjeksiyon Basıncı	Basınçla beraber kapasitede artar.	Aşamalı enjeksiyon yapılarak kapasitede artırılabilir.

Ankraj halatı ve zemin arasındaki sürtünme kapasitesinin hesabında, geçici iksalarda yapının önemine göre 2.0~2.5, kalıcı iksalarda 3.0 güvenlik sayısının kullanılması önerilmektedir (CICHE, 1998).

Tablo 5.4: Zemin enjeksiyon arasındaki nihai sürtünme kapasitesi (JSF, 1990)

Birim		Nihai Sürtünme Kapasitesi (kPa)
Kaya	Sert Kaya	1500 ~ 2500
	Yumuşak Kaya	1000 ~ 1500
	Ayrılmış Kaya	600 ~ 1000
	Çamurtaşı	600 ~ 1200
Çakıl	N = 10	100 ~ 200
	N = 20	170 ~ 250
	N = 30	250 ~ 350
	N = 40	350 ~ 450
	N = 50	450 ~ 700
Kum	N = 10	100 ~ 140
	N = 20	180 ~ 220
	N = 30	230 ~ 270
	N = 40	290 ~ 350
	N = 50	300 ~ 400
Kil		c_u

Yüzey Elemanının (Duvarın) Göçmesi

Öngermeli ankrajlı iksa sistemlerinde birçok yüzey elemanı kullanılabilir. Düşey iksa elemanları olarak da adlandırılan elemanlar, diyafram duvar, kazık, palplanş ve kuyu perde olarak sıralanabilir. Açılı olarak imal edilen ankrajları tutan yüzey elemanları hem yatay hem de düşey yüklere maruz kalırlar. Düşey elemanlar için en kritik an, birinci kazı kademesi ve son kazı kademesinden sonra oluşmaktadır.

Birinci kazı kademesinde, henüz yatay iksa elemanı olmadığından tüm yatay toprak itkileri düşey elemanlarla taşınır. Son kazı kademesinde ise sistemde oluşabilecek tüm yatay itkiler mobilize olur ve tasarım yükünün olduğu varsayımı yapılır. Düşey iksa elemanları için göçme oluşturacak etken, yatay yükler sebebiyle oluşan moment ve kesme kuvvetidir. Eleman üzerinde, germe ve kazıdan kaynaklı moment ve kesme kuvvetlerinin tasarım değerlerini aşması, düşey elemanın kırılmasına sebep olabilir.

Düşey elemanlar için yapılan betonarme hesaplamalarda düzgün kesitlerin olduğu, gerilmelerin beton ve donatı üzerine rijitlikleri oranında dağıldığı kabulleri yapılır. Ancak uygulama aşamasında özellikle yerinde dökülen kazık elemanlarda,

zeminde oluşan göçmeden dolayı kesitlerin yer yer daraldığı, kalitesiz beton dökümünden kaynaklanan betonsuz kesitlerin olduğu sıkça rastlanılan bir durumdur. Bu durumlarda da düşey elemanın kırılması, kopması ve devrilmesi olasıdır.

Düşey iksa elemanları için diğer bir göçme çeşidi ise elemanın düşey yükleri taşıyamayarak zemin içerisine batmasıdır. Bu durum, derin temel hesapları kullanılarak hesaplanan düşey elemanın aksel kapasitesinin aşıldığı ve zeminin aksel yükleri taşıyamadığını göstermektedir. Düşey iksa elemanlarının zeminde gömülü kalan kısımları için derin temel hesaplamaları kullanılarak aksel kapasite hesapları yapılabilir (Çınar, 2010).

Derin Kayma Tahkiki:

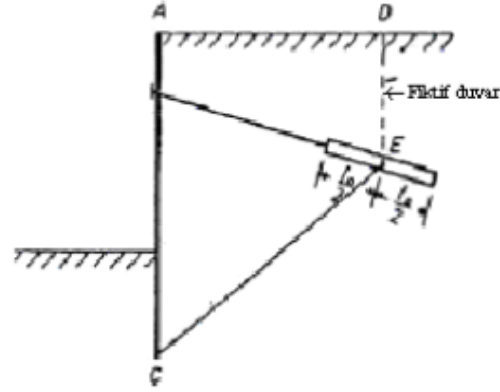
Ankrajlı duvarların duraylılığında gözetilmesi gerekli diğer bir durum ankrajın gerilmesi ile birlikte ankraj kökünün belirlediği bir zemin kamasının ana kitleden koparılmasına karşı yeterli güvenliğin sağlanıp sağlanmadığıdır. Blok analizi adı verilen bu analizde göz önüne alınan ankraj kökünün ortasını düşeyle ve duvarın altıyla birleştiren yüzeylerin belirlediği bloğun dengesi düşünülmektedir (Şekil 5.7).

Burada perdeye P_a basıncı uygulayan kama, bc derin kayma düzlemi boyunca Q kuvveti tarafından tutulmaktadır. Ankraj çekme kuvveti A, kendi ağırlığı W ve ankraj plağına gelen P_{a1} toprak basıncı etkilemektedir (Şekil 5.8). Sistemde oluşabilecek ankraj kuvveti perde hesaplarında bulunan kuvvet değerinden belirli bir oranda büyük olmalıdır. Bu oran güvenlik sayısıdır ve ifadesi ise;

$$G_s = \frac{m\ddot{u}mk\ddot{u}nA}{mevcutA} \quad (5.1)$$

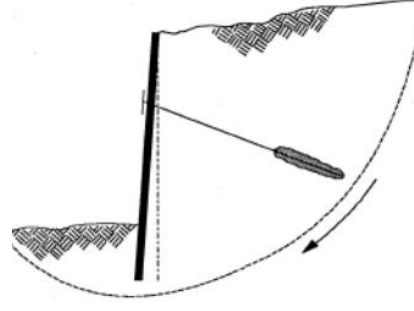
şeklindedir.

Olası bir göçme yüzeyinde toptan göçmeye karşı en az 1.3, yapının önemine göre 1.5 güvenlik sayısı elde edilmelidir. Güvenlik sağlanmadığı takdirde ankraj boyunu uzatmak veya perde ile ankraj kökünden birini derinleştirmek gereklidir.



Şekil 5.7: Ankrajlı duvarda içsel stabilite için kabul edilen kayma kaması

Şekil 5.8 (a) da görüldüğü gibi kuvvet poligonu çizildiğinde A' kuvveti bloğu dengede tutan kuvvet olarak bulunmaktadır. Bloğa A' den daha küçük bir kuvvet (ankraj) uygulanması halinde blok güvenli, daha büyük kuvvet uygulanması halinde güvensiz olacaktır. (b) de 1 no'lu ankraj için belirlenen blok dengesinde 2 no'lu ankraj kuvvetinin etkisi yoktur. Yine benzer nedenle (kökün blok dışında kalması) 2 no'lu ankraj için belirlenen blok dengesinde 1 no'lu ankraj kuvvetinin etkisi yoktur. (c) de 1 yüzeyinde 2 no'lu ankrajının etkisi yok, ancak 2 yüzeyinde 1 no'lu ankraj kuvveti bloğa uygulanan bir dış kuvvet gibidir ve güvenlik sayısı tanımında gözönüne alınmıştır. (d) de ise 1 yüzeyinde 2 no'lu ankraj kuvveti etkili, 2 yüzeyinde 1 no'lu ankraj kuvveti etkisizdir (Özberk, 2009).



Şekil 5.9: Toptan göçme

Fellenius, (İsveç Dilim Metodu) tek veya daha fazla tabakalı zemin kütleleri için, sistemi güvenliğini tahkik etmek için çok sayıda kayma dairesi çizerek güvenlik sayıları hesaplamış ve bunların en küçüğünü almıştır. Sistemin güvenlik sayısı, zemin kütlelerini hareketine karşı olan kuvvetlerin momentlerinin, hareketlenmeye zorlayan kuvvetlerin momentlerine oranıdır. Ankrajlı sistemlerde, çizilen kayma dairesi içinde kalan ankrajlar hesaba dahil edilmezler. Ankrajın kayma dairesini kesmesi durumunda ise ankraj kuvvetinin kayma dairesinin merkezine göre oluşan momenti hesaba katılmalıdır (Başeski, 2008).

5.2.2 Ankrajlı Destek Sistemlerinin Dizayını

Ankrajlar, serbest boy, kök boyu ve ankraj kafası olarak 3 bölüme ayrılırlar. Serbest boy ve kök boyu, zemin içerisinde gömülü kalan kısımlar, ankraj kafası ise zemin yüzeyinde ve yüzey elemanına bağlı kısımlardır. Serbest boyun uzunluğu, tahmin edilen göçme hattının dışında olacak şekilde hesaplanır. Kök boyunun uzunluğu, zeminin sürtünme kapasitesine bağlı olarak belirlenir. Kaya formasyonlarda yapılan ankrajlarda kök boyunun 3 m'den az olmaması gerekmektedir. Ayrıca kök boyunun 10 m'den fazla olması, belirli bir boydan sonra gerilme aktarılmadığı için gereksiz görülmektedir.

Ülkemizde özellikle derin kazıların desteklenmesinde çok kullanılan ankrajlı destek sistemlerinin tasarımı aşağıdaki gibi sıralanabilir; (Sebatini, 1999)

- Proje kriterlerinin belirlenmesi (ankraj imalat yöntemi, saha geometrisi, projenin amacı, iksa sisteminin tasarım ömrü ve inşaat yöntemi),
- Zemin koşullarının belirlenmesi,
- Tasarımda kullanılacak yatay toprak itkilerinin belirlenmesi, yatay toprak itkisi için zemin özelliklerine bağlı olarak yük dağılımının seçilmesi ve varsa su ve sürşarj yüklerinin belirlenmesi,
- Ankrajların yatay aralığının ve iksa düşey elemanlarının eğilme momentlerini optimum kılabacak düşey ankraj aralığının belirlenmesi,
- Düşey iksa elemanlarının boyutlandırılması. Düşey iksa elemanının eğilme rijitliğinin belirlenmesi,
- Üstyapı temelleri, iksa sınır koşulları, zemin koşulları ve altyapı hatları dikkate alınarak ankraj açısının belirlenmesi,
- Ankraja gelecek eksenel yükü dikkate alarak, ankraj elemanının boyutlandırılması,
- Kazı tabanı altında gömülü iksa elemanının boyutlandırılması. Pasif itkilerin kontrol edilmesi,
- Stabilite tahkiklerinin yapılması. Toptan göçme ve ankraj elemanı içsel stabilite analizlerinin yapılması,
- Olusacak yatay ve düşey deplasmanların tahmin edilmesi. Gerekli durumlarda tasarımın revize edilmesi,
- Ankraj kitleme yükü ve germe yükü değerlerinin belirlenmesi. Ankrajlar üzerinde yapılacak deneylerin belirlenmesi,
- Ankrajlara uygulanacak yük ve yatay yük kabulleri altında, varsa kuşaklama ve başlık kirişlerinin boyutlandırılması (Çınar, 2010).

Ankraj Serbest Boyunun Tayini

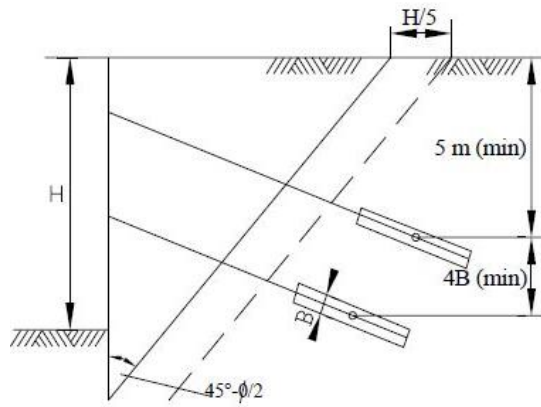
Ankraj serbest boyunun tayini, kazı alt kotundan geçen muhtemel göçme hattının konumuna göre belirlenir (Şekil 5.10). İksa yapısı arkasındaki zeminin içsel sürtünme acısı (φ) değerine bağlı olarak, kayma hattının yatayla yaptığı açı değeri,

$$\alpha = 45 + \frac{\varphi}{2} \quad (5.2)$$

ve serbest ankraj boyunun belirlenmesi için gerekli ötelenme miktarı

$$x = 0.2H \quad (\text{veya } x=1.5 \text{ m hangisi daha büyükse})$$

şeklinde ifade edilmektedir. Duvar yüzünden köke kadar ankrajın eğik serbest boyu en az 4.5 m olmalıdır. Tasarlanacak iksanın önemi, istinat ettiği yapılar, bulunduğu zemin v.b. özellikler dikkate alınarak, muhtemel kayma hattının geçtiği nokta ve öteleme miktarı değişebilir. Ou 2006, muhtemel kayma hattının, düşey iksa gömülü boyunda oluşacak dönme noktasından geçtiğini ve öteleme miktarının $x \geq 2$ m olacağını savunmaktadır (Çınar, 2010).



Şekil 5.10: Ankraj serbest boyunun belirlenmesi

Ankraj Kök Boyunun Tayini

Ankraj kök boyunun tayininde ankrajın içerisinde bulunduğu zeminin sürtünme direnci büyük önem taşımaktadır.

Kohezyonlu zeminlerde, ankraj kökü ile zemin arasındaki nihai sürtünme kuvveti T_f ;

$$T_f = \pi D L \alpha c_u \quad (kN) \quad (5.3)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada,

c_u : Ankraj kökü boyunca etkili ortalama drenajsız kohezyon (kPa)

α : Adezyon faktörü

D : Ankraj kök bölgesi delik çapı (m)

L : Ankraj kök bölgesi uzunluğu (m)

Kohezyonlu zeminlerde, kohezyon miktarı arttıkça adezyon faktörü düşmektedir. Genel olarak, $c_u > 100$ kPa olan katı-sert killerde $\alpha = 0.45$ MPa değeri kullanılmaktadır (Xanthakos, 1991).

Kohezyonsuz zeminlerde, ankraj kök kapasitesi genel olarak;

$$T_f = \sigma_v \pi D L \tan \varphi \quad (5.4)$$

Şeklinde hesaplanır

σ_v : Ankraj kökü boyunca etkili ortalama düşey efektif gerilme (kPa)

φ : Ankraj kökü boyunca yer alan zeminin içsel sürtünme açısı (°)

Ankrajların kök kapasitesinin belirlenmesinde yapılan gözlem ve deneylerin önemi büyüktür. Zira yapılan deney ve gözlemler sonucunda birçok zemin için birim sürtünme kapasitesi değerleri elde edilmiştir (Tablo 5.4). Hesaplamalarda, yukarıda yer alan bağıntılardan daha çok birim sürtünme kapasitesi (q_s) değerleri kullanılmaktadır.

$$T_f = q_s \pi D L \quad (5.5)$$

Kaya birimlerde yapılan ankrajlarda da birim sürtünme kapasitesi değeri kullanılarak kök kapasitesi hesap edilmektedir. Kayalarda q_u serbest basınç mukavemeti olmak üzere,

$$T_f = (0.1 \sim 0.25) q_u \quad (5.6)$$

değeri kullanılmaktadır (Ou, 2006). Bloklu sağlam kayalarda 0.1 değeri kullanılırken ayrılmış kayalarda 0.25 değeri kullanılmaktadır. Kök boyu için minimum uzunluk, zeminlerde 3.00 ve kayalarda 4.60 m olarak önerilmektedir. İksa üst kotlarında yapılacak ankrajların kök bölgesinde, yeterli reaksiyon alabilmek için en az 4.50 m gömülü olmalıdır. Birim sürtünme direnci değeri kullanılarak hesaplanan ankraj kök boyu kapasitesi için minimum güvenlik sayısı zeminlerde 2.5 ve kayalarda 3.0 olmalıdır (AASHTO, 1996). Arazide yükleme deneyleri yapılarak bu değer test edilir ve gerektiğinde değiştirilebilir. Ülkemizde yapılan ankrajlar genel olarak havalı veya

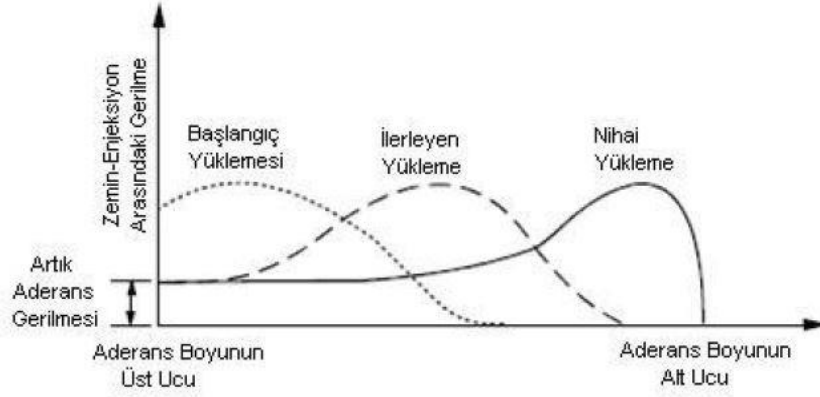
augerli sistemlerle imal edilmekte ve ortalama delgi çapları 120 mm olmaktadır. Ankraj kök boyları da genelde 8 m seçilmektedir (ınar, 2010). Kök boyunca kayanın niteliğinde ani bir düşüş, ciddi miktarlarda yük taşıma gücünü düşürebilir. Tablo 5.5’de imento enjeksiyonlu kaya ankrajları için minimum kök uzunlukları verilmiştir.

Tablo 5.5: Çimento enjeksiyonlu kaya ankrajları için kök boyları

Kök Boyu		Kaynak
Minimum (m)	Aralık (m)	
3.0		İsviçre: Nordin (1966)
3.0		İtalya : Berardi (1967)
	4.0-6.5	Kanada: Hanna&Seeton (1967)
3.0	3.0-10.0	İngiltere : Littlejohn (1972)
	3.0-10.0	Fransa : Fenoux (1972)
	3.0-8.0	İtalya : Conti (1972)
4.0 (ok sıkı kaya)		GneyAfrika:Code of Practice (1972)
6.0 (sıkı kaya)		GneyAfrika : Code of Practice (1972)
5.0		Fransa: Brueau Securitas (1972)
5.0		Amerika :White (1973)
3.0	3.0-6.0	Almanya : Skocker (1973)
3.0		İtalya : Mascardi (1973)
3.0		İngiltere : Universal Anchorage Co.Ltd. (1972)
3.0		İngiltere : Ground Anchors Ltd. (1974)
3.5		İngiltere : Associated Tunneling Co.Ltd. (1973)

Ankraj kökleri arasındaki etkileşimi sınırlamak için, ankraj köklerinin merkezden merkeze olan uzaklıkları, D ankraj kökünün en büyük çapı olmak üzere 4D’den az olmamalıdır. Uygulamada, minimum aralık 1.5 m ile 2.0 m arasında değişmektedir. Bir ankrajın kök kısmı ile komşu temel ya da yeraltı yapısı arasındaki uzaklık 3m’den az olmamalıdır. stnde yüzeysel temel bulunması halinde ankraj kök kısmının derinliği 5m ya da daha fazla olmalıdır (Demirkoç, 2007).

Ankraj yüklenmeye başlandıktan itibaren yk, ilk olarak kök bölgesinin yukarısında karşılır. Yük arttıya yukarı kök bölgesinde yer değiştirmeler artarak pik değerine ulaşır ve zemin ile enjeksiyon arasındaki bağlar zayıflar. Bunun üstüne yer değiştirmeler kök bölgesinde orta bölgeye doğru kayar. Kök bölgesindeki gerilme – kök boyu arasındaki ilişkiyi gösteren grafik Şekil 5.11’ de görülmektedir (FHWA-IF-99-015, 1999).



Şekil 5.11: Gerilmenin kök bölgesinde dağılımı

Sabit ankraj boyu genelde 4,5 ile 12 m arasında tasarlanırlar. Şekil 5.11 deki diyagram incelenecek olursa kök bölgesinin yukarısında artık gerilmelerin oluşacağı ve yükün artmasıyla gerilmenin kök bölgesinin alt tarafına kayacağı görülmektedir. Bu da sabit ankraj boyunun belli bir uzunluğu (12 m) geçmesiyle ankraj kapasitesinde önemli bir artmanın yaşanmayacağını göstermektedir (FHWA-IF-99-015, 1999). Bu sebeple ankraj kapasitesini arttırmak için sabit ankraj boyunu arttırmaktansa ankraj çapını arttırmak, basınçlı enjeksiyon uygulamak, ankrajın belli aralıklarla tekrarlı enjeksiyonlanması gibi uygulamalara gidilmelidir (Ük, 2009).

Ankraj Eğimi ve Aralıklarının Tayini

Ankrajın eğimi mümkün olduğunca küçük tutulmalıdır. Bu eğim genellikle yatay ile 30° arasında olur. Komşu yapılan ve yakında bulunan tesisat boruları veya galerilerinin hasara uğramaması için eğim 45° 'ye kadar çıkartılabilir.

Ankraj yatay aralığını belirlemek için, öncelikle yatay yük dağılımının her bir düşey ankraj sırasına gelen miktarını belirlemek gerekir. Her bir ankraj sırasına gelen yükler birim metre genişlikteki birim yüklerdir. Bu yükler yatay ankraj aralığı ile çarpılarak her bir ankraja gelen eksenel yük bulunmuş olur. Eksenel yükler hesaplanırken ankrajların yatayla yaptığı $10\sim 15^\circ$ acı unutulmamalıdır. Ankraj yatay aralığı belirlenirken düşey iksa elemanının konumu da dikkate alınmalıdır. Zira kazıklı iksalarda ankrajları kazıkların arasından yapmak hem kolay hem de kazıklara zarar vermemek açısından daha uygundur. Yatay aralığı belirlenen ankrajın üzerine gelecek yatay yük, halat kapasitesini, ankraj kök direncini, halat enjeksiyon ve

enjeksiyon-zemin arasındaki sürtünme direncini aşmamalıdır. Ankraj yatay ve düşey aralıkları, ankraj kök çapının 4-5 katı veya en az 1.5 m aralıklı olarak yerleştirilmelidir. Ankrajların yatay aralığı, özellikle kök bölgesinde ve iksa yüzeyinde yüklerin girişiminden dolayı belirli bir değerden düşük olamaz. Bu değer çeşitli standartlarda, yüzey elemanının kalınlığı (d_b) dikkate alınarak, Tablo 5.6' deki gibi tanımlanmaktadır (Çınar, 2010).

Tablo 5.6: Ankraj yatay aralıkları (CICHE, 1998)

Standart	Minimum yatay aralık
FIP (1982)	>1.50 m veya $> 4d_b$
BSI (1989)	>1.50~2.00 m veya $> 4d_b$
PTI (1989)	>1.20 m veya $> 6d_b$
AASHTO (1996)	>1.20 m veya $> 4d_b$
DIN (1990)	70 tondan sonra >1.00 m, 130 tondan sonra > 1.50 m

Ankrajların Taşıma Gücü

Zemin ankrajlarının maksimum taşıma gücü hesaplarında, ankrajın çevre yüzeyi boyunca zeminin göçtüğü yük olarak kabul edilir. Bu nedenle göçme mekanizması incelenir ve stabilite analizinde bu mekanizmayı etkileyen kuvvetler dikkate alınır. Bir zemin ankrajının maksimum taşıma kapasitesini etkileyen faktörler aşağıda verilmiştir, fakat tasarım için kullanılan modellerle zemin- enjeksiyon ara yüzeyinin fiziksel durumu tam doğru olarak ifade edilemez. Ankrajın maksimum taşıma kapasitesini etkileyen faktörler şunlardır;

- Ankraj kökünün şekli
- Ankraj kökü civarındaki zeminin cinsi ve tabakalaşma durumu
- Ankraj kökü üzerindeki jeolojik yük
- Ankrajın boyutları
- Enjeksiyon basıncı ve sayısı
- Ankrajın gerilme-deformasyon bağıntısı

Ankrajın taşıma gücü hesapla da bulunabilir. Ancak taşıma gücünü etkileyen birçok parametre bulunduğu için, bulunan değerlerin gerçekçi olması beklenemez.

Taşıma gücünü en doğru şekilde ve kesin belirleme yöntemi doğrudan doğruya yerinde ankraj yükleme deneyleri yapılmasıdır (Demirkoç, 2007).

Kayada Ankraj Taşıma Gücü;

A tipi ve D tipi ankrajlar kayalarda kullanılmaktadır. Buna karşılık tremie metodunun, ekonomikliği ve imalatının daha basit oluşu nedeni ile pratikte A tipi ankrajlar daha çok kullanılmaktadır. Düşük basınç altında enjeksiyonlama işlemi yapılan B tipi ankrajlar kaya enjeksiyon aderansını sağlamak ve kaya-enjeksiyon temas yüzeyini arttırmak amacıyla zayıf ve çatlaklı kayalarda kullanılabilirler. Bağ sağlandığı zaman tasarım yönteminin güvenilirliğini kontrol etmek için arazide uygun kontrol deneyleri yapılmalıdır. D tipi ankrajlar ankraj kökünün çapını arttırmak için zayıf kayalarda kullanılabilir. Kayada ankrajlarda tasarım uniform çevre sürtünmesi kabulü üzerine kurulmuştur. Böylece kök kısmının taşıma gücü;

$$P_u = \pi \cdot d_s \cdot L_o \cdot \delta \quad (5.7)$$

Burada; L_o : Ankraj kökündeki enjeksiyon boyu, d_s : Delinen shaft çapı, δ : Enjeksiyon-kayaç kesiti dayanımı

Tablo 5.7: Bazı kayaçlar için tipik kök sıyrılma değerleri (NAVFAC, 1983)

Kayaç tipi (sağlam, bozulmamış)	Ankraj kökünde son kayaç-enjeksiyon gerilmesi (δ) (kPa)
Granit ve Bazalt	1725-3100
Kireçtaşı	2070-2760
Dolomitik Kireçtaşı	1380-2070
Yumuşak Kireçtaşı	1035-1520
Kayrak ve sert Şeyl	830-1380
Yumuşak Şeyl	205-830
Kumtaşı	830-1035
Tebeşir	205-1035
Marn (sert, gevşek, fissürlü)	170-250

Tablo 5.8: 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü (kN) (FHWA, 1998).

Zemin Cinsi		Son taşıma gücü kN	Zemin Cinsi	Son taşıma gücü kN
Kum-çakıl	Gevşek	145	LL, PI, LI kısıtlamalarıyla (katı) Silt-kil karışımları veya İnce mikalı kum veya silt karışımları (çok katı)	30
	Orta sıkı	220		60
	Sıkı	290		
Kum	Gevşek	100	Granit veya bazalt Dolamitik kireçtaşı Yumuşak kireçtaşı	730
	Orta sıkı	145		580
	Sıkı	190		440
Kum ve silt	Gevşek	70	Kumtaşı Sleyt ve sert şeyl Yumuşak şeyl	440
	Orta sıkı	100		365
	Sıkı	130		145

Kohezyonsuz Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü;

Kohezyonsuz zeminlerde çoğunlukla B ve C tipi ankrajlar kullanılmaktadır.

B Tipi Ankrajlarda taşıma gücü;

$$T_u = L \cdot n \cdot \tan \varphi \quad (5.8)$$

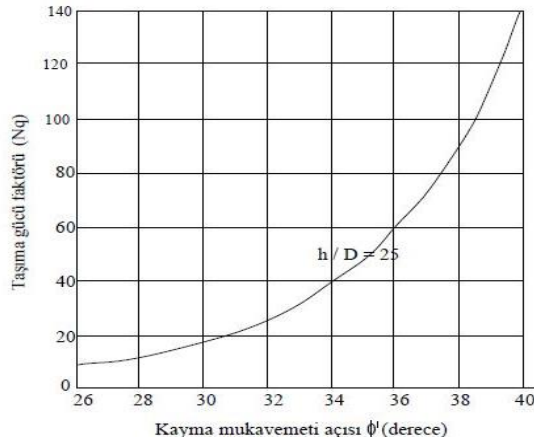
bağıntısından elde edilir.

n; delme tekniğine, ankraj çapına, enjeksiyon basıncına (30 kN/m²-1000 kN/m²), zeminin arazideki gerilmelerine, ankrajın yüzeyden olan derinliğine ve genişleyen kısmın karakteristiklerine bağlı bir katsayı olup kum ve çakıl zeminler (permeabilite katsayısı, $k_w > 10^{-4}$ m/s olan zeminler) için 400-600 kN/m arasında değişirken, ince kumlardan orta kumlara kadar (permeabilite katsayısı, $k_w \leq 10^{-4}$ m/s olan zeminler) için 130-165 kN/m arasında değişmektedir. Yapılan kapsamlı deneysel çalışmalar sonucu, yük taşıma gücünün, göreceli sıklılığa, zeminin dayanımına, sabit ankraj uzunluğuna ve biraz da olsa ankraj çapına bağlı olduğu görülmüştür. Bu da taşıma gücü denetiminde önemli etkenlerden birinin zemin kabarması olduğunu kanıtlamaktadır. Gevşek zeminlerde ankraj çevresinde bir genişleme meydana gelmediğinden sürtünme gerilmeleri daha düşük değerler almaktadır. Ankraj çevresinde meydana gelen giderek gelişen kemerlenme dolayısıyla, ankraj gövde boyunun belli bir değerden sonra artması ($L > 6-7$ m), ankraj taşıma gücünü pratik olarak değiştirmemektedir. Ankraj çapı büyüdükçe, çevre alanı da büyüdüğünden, çap artışının taşıma gücüne etkisi değişik olabilmektedir. Genelde zeminin sıklılığın ve dane dağılımına bağlı olarak $D=10-15$ cm arasında çapların

ekonomik olduğu bilinmektedir. Ankraj yapım yönteminin taşıma gücünü bilinmeyen bir dereceye kadar etkilediği hiçbir zaman gözden kaçırılmamalıdır. Yani sonuç olarak, genel tasarım ölçütü özenle ve değişik ankraj yapım sistemlerinde edinilen deneyimle kullanılmalıdır. Gerekli olduğunda son taşıma gücünü garanti etmek için ankraj deneyleri uygulanmalıdır. Diğer bir bağıntı seçeneği de, ankraj taşıma gücü için, ankraj boyutlarına ve zemin özelliklerine bağlı olarak verilmiştir.

$$T_f = A. \sigma'_v. \pi. D. L. \tan \varphi + B. \gamma. h. \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \quad (5.9)$$

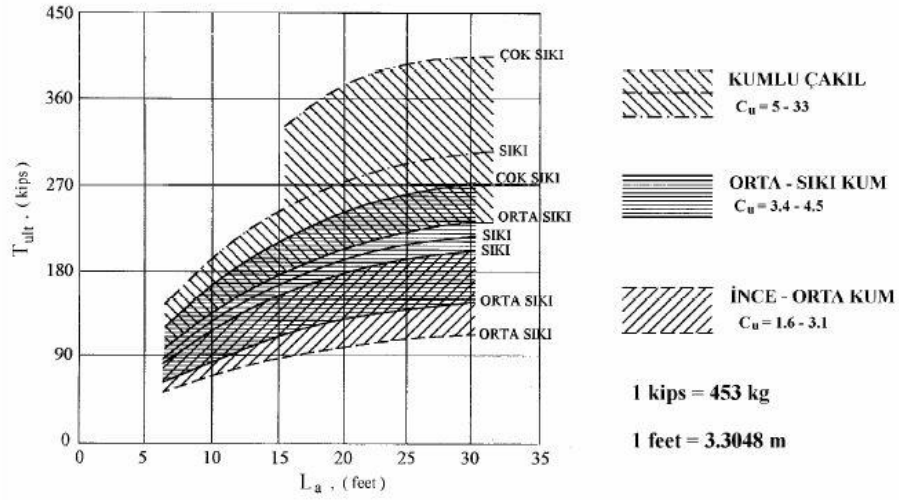
Bu bağıntıdaki birinci kısım, çevre sürtünmesini, ikinci kısım ise uç direncini temsil etmektedir. σ'_v jeolojik yükü ise $\gamma.(h+L/2)$ olarak alınmaktadır. B katsayısı $Nq/1.4$ 'e eşittir ve Şekil 5.12' den alınabilir (Clayton, Milititsky and Woods, 1993).



Şekil 5.12: Taşıma gücü kapasitesi faktörü ile efektif kayma mukavemeti açısı arasındaki ilişki

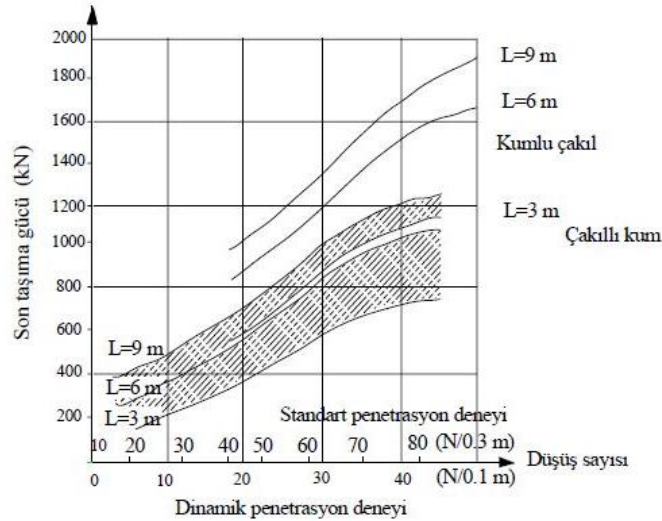
C Tipi Ankrajların tasarımı, zeminlerin mekanik özelliklerinin kullanıldığı teorik ya da ampirik bağıntılardan yararlanarak yapılmaktan çok, belli bir zemin sınıfı aralığı için arazi deneylerinden elde edilen veriler kullanılarak hazırlanmış tasarım eğrilerinin kullanılması temeline dayanır. Örneğin alüvyonlarda deney sonuçları 0.10-0.15 m çapındaki ankraj delikleri için, maksimum taşıma gücünün ankraj kökünün yapımında 1000 kN/m^2 'lik enjeksiyon basıncı kullanılması durumunda 90 kN/m - 130 kN/m arasında, 2500 kN/m^2 'lik enjeksiyon basıncı için 190 kN/m - 240 kN/m arasında değiştiğini göstermiştir. Son yıllarda. C tipi ankrajlar için

tasarım eğrilerinin kullanımı ankraj deneyleri için genişletilmiştir. Şekil 5.13 kumlu çakıllar ve çakıllı kumlar için maksimum taşıma gücünün yoğunluk, sıklık ve kök boyu ile değişimini göstermektedir.



Şekil 5.13: Kumlu çakıllar ve çakıllı kumlarda maksimum ankraj kapasitesi (NAVFAC, 1988)

Güvenli taşıma gücü, ankraj kök boyu ile SPT (Dinamik Penetrasyon Deneyi) sonuçları arasındaki ilişki Şekil 5.14'de görülebilir.



Şekil 5.14: Güvenli ankraj taşıma gücü ile SPT arasındaki ilişki (Ostermayer, Scheele, 1977)

D Tipi Ankrajların kohezyonsuz zeminler için kullanımında en önemli etken genişletilen kısım boyutlarıdır. Genişletmelerin sayısı önemlidir ve bu da yükün tutulu ankraj kısmında yer alan tendonlara iletilmesini etkiler (Demirkoç, 2007).

Kohezyonlu Zeminlerde Ankraj Taşıma Gücü;

Düşük enjeksiyon basıncının uygulanması ve belirli koşullar altında zemin delme işleminin yapılması ankraj yük taşıma gücüne yarar sağlar. Enjeksiyonun çatlak penetrasyonu, hidrolik çatlaklarının olmaması durumunda, çevre sürtünmesi değerleri için yarar sağlar, 0.45 MPa değerini aşan adhezyon faktörleri mobilize olabilir, fakat bu kontrol deneyleriyle kontrol edilmelidir.

A Tipi Ankrajlar, (düz şaftlı olan ve “Tremie” yöntemi ile enjeksiyonu yapılan) için tasarım kuralları bu şekilde imal edilen fore kazıklarınki ile aynıdır ve drenajsız kayma mukavemetinin kullanımı temellerine dayalıdır. Maksimum yük taşıma kapasitesi

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot \alpha \cdot C_u \quad (5.10)$$

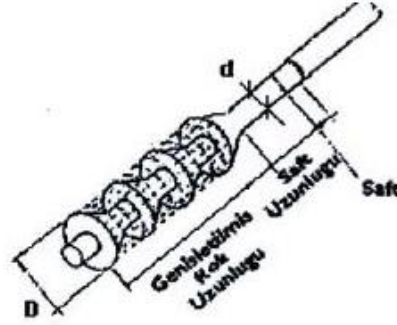
bağıntısı kullanılarak hesaplanır.

C Tipi Ankrajlar, yüksek enjeksiyon basınçlarına izin verilebilen yerlerde uygulanırlar. Plastisitesi ortadan yükseğe kadar değişen katı killerde, yüzey sürtünmeleri (τ_m) olarak 30 kN/m²-80 kN/m² okunan en düşük değerlerdir. Orta katı ve katıdan çok katıya kadar değişen kumlu silt için en yüksek çevre sürtünmesi değeri ($\tau_m >400$ kN/m²) elde edilmiştir. İkincil enjeksiyon uygulanması genellikle çok katı killerde çevre sürtünmesini %25-%50 arasında artırır. Bununla birlikte daha da büyük artışların (120 kN/m²'den 300 kN/m²'ye) yüksek plastisiteli orta katı killer için uygun olduğu iddia edilmektedir.

D Tipi Ankrajlar, birden çok genişletilmiş kısımdan oluşan (Şekil 5.15) için maksimum yük taşıma kapasitesi;

$$T_f = \pi \cdot D \cdot L \cdot c_u + \frac{\pi(D^2 - d^2)}{4} \cdot N_c \cdot c_u b + \pi \cdot d \cdot l \cdot c_a \quad (5.11)$$

bağıntısından hesaplanır. Bu bağıntıda ilk terim yüzey sürtünmesini, ikinci terim uç direncini, son terim de shaft direncini göstermektedir. N_c taşıma gücü faktörü genellikle 9 olarak alınabilir. c_a ise $0.30-0.35c_u$ olarak alınabilir.



Şekil 5.15: D tipi ankraj

Arazide yapılmış deneme ankrajlarından elde edilen sonuçlar, bazı durumlarda (5.13) bağıntısının ilk ve ikinci terimlerine 0.75-0.95 arasında değişen amprik bir azaltma katsayısının kullanılmasının uygun olduğunu göstermiştir. Bazı özel durumlarda (örneğin ankrajın kök kısmını çevreleyen kil boşluklar veya çatlakları dolduran kum içeriyorsa) azaltma katsayısı 0.5 değerine kadar düşebilir. Kohezyonlu zeminlerde önemli bir konu da delme, genişletme ve enjeksiyon işlemlerinin süresidir. Bu süre zemin üzerinde suyun yumuşatma etkisinden etkilenmeyecek kadar kısa olmalıdır. Gecikmeler ankraj taşıma gücünün düşmesine ve büyük öngerme kayıplarına neden olmaktadır. Genişletme için ideal zeminler drenajsız kayma mukavemeti $c_u=50-90$ kPa olan zeminlerdir. Ayrıca plastisite indeksi $I_p < 20$ olan düşük plastisiteli zeminlerde uygulanması çok zordur. Genişletmelerin aralığı (δ_u);

$$\delta_u < \frac{(D^2 - d^2) \cdot N_c}{4D} \quad (5.12)$$

bağıntısından hesaplanır (BS-8081,1989) (Demirkoç, 2007).

6. DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİ İÇİN HESAP YÖNTEMLERİ

6.1 Hesap Yöntemleri

Derin kazı destek sistemlerinin projelendirilmesi için kullanılan yöntemler genel olarak dört ana grupta toplanabilir. Bunlar; “limit denge” yöntemi, “elastik zemine oturan kiriş” yöntemi, “yarı-sonlu elemanlar” yöntemi ve “sonlu elemanlar/sonlu farklar” yöntemleridir (Gaba vd, 2003).

6.1.1 Limit Denge Yöntemi

Limit denge yönteminde, kayma direncinin tam olarak oluştuğu varsayımıyla hesap yapılır. Hesaplamalar sırasında bazı parametrelere güvenlik sayısı uygulanır ve duvarın zemine gömülme derinliği, duvar momentleri ve kesme kuvvetleri hesaplanır. Limit denge yöntemlerinde iksa sistemi üzerinde derinlikle artan doğrusal yük dağılımları kullanılmasına karşın, özellikle çok sıralı ankraj/destek’li sistemler arkasında oluşan gerçek yük dağılımları oldukça farklıdır. Limit denge yönteminde zemin-duvar etkileşimi göz önüne alınmadığı gibi hesaplar, zemin mukavemetinin tamamen oluştuğu kabulüyle yapılmakta, zeminde ve duvarda oluşan gerçek gerilmeler bu yöntemde konu edilememekte, duvar ve çevresi ile ilgili deplasmanlar hesaplanamamaktadır.

6.1.2 Elastik Zemine Oturan Kiriş Yöntemi

Zemin-yapı etkileşimini dikkate alan bu en basit analiz yönteminde iksa duvarı bir kiriş olarak, zemin ise yaylarla modellenir. Zemin rijitliğinin yayların rijitliği ile benzeştirildiği bu yöntemde, yay sabitleri genellikle zeminin yanal yatak katsayısı ile tanımlanır. Bu yöntemde derinlikle değişen yay sabitleri tanımlanabildiği gibi, aktif ve pasif basınçlar da maksimum ve minimum yay

kuvvetleri ile modellenebilmektedir. Yapılan analiz sonucunda duvar eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj/destek kuvvetleri ve duvar deplasmanları hesaplanabilmekle beraber çevre yapıların ve duvar etrafındaki zeminin hareketleri hesaplanamamaktadır.

6.1.3 Yarı-Sonlu Elemanlar Yöntemi

Yanal yatak katsayısı yöntemi ile çok benzer olan bu yöntemde, duvar etrafındaki zemin yay yerine elastik bir ortam olarak modellenir. Analizler sırasında yapı-zemin etkileşimi modellenebildiği gibi duvar eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj/destek kuvvetleri ve duvar deplasmanları hesaplanabilmekte, ancak çevre yapıların ve duvar etrafındaki zeminin hareketleri hesaplanamamaktadır.

6.1.4 Sonlu Elemanlar Yöntemi

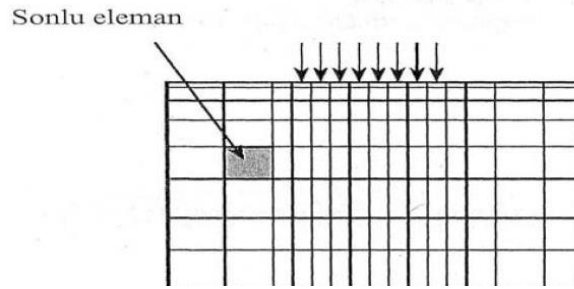
Sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemlerini kullanan profesyonel programlar ile zemin-yapı etkileşimini daha gerçekçi modelleyerek iksa sisteminin yapım aşamalarını da dikkate almak mümkün olmaktadır. Bu sayede her yapım aşamasında hem duvar momenti, kesme kuvveti ve deplasmanlarını, hem de zeminde meydana gelecek deplasmanları tasarım aşamasında tahmin etmek mümkün olmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemi, diferansiyel denklemlerin çözümü için sürekli bir ortamı, problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması esasına dayanan sayısal bir çözüm yöntemidir (Tunca, 2010).

Bu yöntem nümerik analiz yöntemleri arasında bilgisayar yazılımı için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve nonlineer malzeme davranışı homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine

uygulanabilmektedir (katı cisim mekaniği, termoelastisite, termodinamik, akışkanlar mekaniği v.b).

Bu analiz metodu esas olarak fiziksel bir sistemin matematiksel olarak ifade edilmesine dayanmaktadır. Karmaşık sınır koşullarına sahip, düzgün olmayan geometriye sahip, zamana bağlı ve özdeğer problemlerine, lineer ve lineer olmayan problemlere uygulanabilir. Buna göre değişik ve karmaşık geometriye sahip sistemler, çok sayıda basit geometriye sahip parçacığa bölünerek bu parçacıkların ayrı ayrı çözülmesi ile analiz edilir (Şekil 6.1) (Akbaş, 2010). Bu sistemlerin parçalara bölünmesi ile elde edilen her bir parçacık eleman olarak isimlendirilmektedir ve her biri için matris çözümü gerçekleştirilir. Eleman sayısı yani parçaların küçüklüğü çözümün hassaslığını belirler (Sert, 2003; Özkorkmaz, 2013).



Şekil 6.1: Sonlu eleman gösterilişi (Brinkgreve, 2004)

Sonlu elemanların oluşturduğu sistemin sınır koşulları, yükleri ve sisteme ait özellikleri göz önüne alınır. Ayrıca sürekli sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Bu yöntemin diğer bir avantajı ise sınır koşullarının problemin çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dahil edilmesidir. Böylece çeşitli sınır koşulları probleme uygulanırken başlangıçtaki yoğun hesapların tekrarına gerek kalmamaktadır. Geoteknik mühendisliği uygulamaları için yapılan sonlu elemanlar analizlerinde inşaat adımlarını modelleyebilmek mümkündür. Sonlu elemanlar analizlerinde izlenen işlem sırası aşağıda belirtilmiştir.

- ✓ Eleman seçimi ve ortamı elemanlara ayırma,
- ✓ Yaklaşım modeli (veya fonksiyonu) seçimi,
- ✓ Malzeme bünye davranışı,
- ✓ Eleman denklemlerinin elde edilmesi,
- ✓ Eleman denklemlerinin birleştirilerek sistem denklemlerinin elde edilmesi,
- ✓ Sistem denklemlerinin çözülerek birincil bilinmeyenlerin bulunması,
- ✓ Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenlerin hesaplanması,
- ✓ Sonuçların yorumu

şeklinde belirtilebilir (Tunca, 2010).

Geoteknik mühendisliği problemlerinde yapılan sonlu elemanlar analizlerinde problemin türüne göre analiz sonuçları olarak gerilmeler, yer ve şekil değiştirmeler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akım miktarı hızı ve akım potansiyeli gibi bilinmeyenler elde edilebilir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı doğrusal olmadığından zeminlerin gerilme şekil değiştirme davranışının incelendiği sonlu elemanlar analizlerinde zeminin doğrusal olmayan gerilme şekil değiştirme davranışının sayısal olarak modellenmesi gerekmektedir.

Tasarım için kullanılan bu yöntemlerin avantaj ve dezavantajları karşılaştırmalı olarak Tablo 6.1' de özetlenmektedir (Karakoç, 2010). Değişik ve oldukça detaylı tasarım yöntemleri bulunmakla beraber, uygun hesap yönteminin belirlenmesi güvenli projelendirme açısından oldukça önemlidir. Hangi yöntem seçilirse seçilsin benzer zeminlerdeki uygulamalarda yapılan ölçümler değerlendirilmeli ve bilgisayar programları ile yapılan hesaplamalar mutlaka basit yöntemlerle kontrol edilmelidir.

6.2 Geo5 Programı

GEO5 geoteknik problemler için çözüm sağlayan bir yazılım paketidir. Kazılar, yüzeysel temeller, derin temeller, tüneller, oturma analizleri ve stabilite analizleri gibi farklı geoteknik problemler için farklı bireysel programlardan oluşmaktadır. Bireysel programlar aynı kullanıcı arabirimine sahiptir ve her program belirli bir tür tahkiki yaparken diğerleriyle de iletişim kurarlar. GEO5 çözümlerinde,

derin kazı destek sistemlerinde kullanılmak üzere tasarım ve tahkik için iki ayrı program mevcuttur; “Perde Tasarımı” ve “Perde Kontrolü”.

Tablo 6.1: Farklı hesap yöntemlerinin avantaj ve dezavantajları (Gaba vd, 2003)

ANALİZ YÖNTEMİ	AVANTAJLARI	LİMİTASYONLARI
Limit Denge	-Basit ve kolay -Analiz için sadece zeminin mukavemet parametreleri yeterli	-Yapı zemin etkileşimi hesaba katılmıyor -Depasmanlar hesaplanmıyor -Çok sıralı ankrajlı duvar gibi izostatik sistemlerin çözümü idealizasyon gerektiriyor -Sadece drenajlı ve drenajsız durum modellenebiliyor -İki boyutlu analiz yapabiliyor -Hesaplar kazı öncesi gerilim dağılımı durumunu dikkate almıyor
Elastik Zemine Oturan Kiriş	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı zemin etkileşimi dikkate almıyor -Duvar depasmanları hesaplanabiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumunu dikkate almabiliyor	-Zemin davranışının modellenmesi nispeten yüzeysel -Yanal yatak katsayısının belirlenmesi zor -İki boyutlu analiz yapabiliyor -Palye ve mesnet koşullarının modellenmesi zor -Duvarın etrafındaki zemin depasmanları hesaplanamıyor
Yarı-Sonlu Elemanlar	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı zemin etkileşimi dikkate almıyor -Duvar depasmanları hesaplanabiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumunu dikkate almabiliyor -Zemin elastik bir katı ortam gibi modellenebiliyor	-İki boyutlu analiz yapabiliyor -Elastik zemin modellemesi ve aktif, pasif limitler ile sınırlı -Palye ve mesnet koşullarının modellenmesi zor -Duvarın etrafındaki zemin depasmanları hesaplanamıyor
Sonlu Elemanlar, Sonlu Farklar	-Yapım safhaları ayrı ayrı modellenebiliyor ve yapı zemin etkileşimi dikkate almıyor -İleri zemin modelleri ile zemin rijitliğinin deformasyon ve anisotropi ile değişimi modellenebiliyor -Kazı öncesi gerilim dağılımı durumunu dikkate almabiliyor -Karmaşık duvar, kazı geometrileri ve mesnet koşulları modellenebiliyor -Duvar ve zemin depasmanları hesaplanabiliyor -2 ve 3 boyutlu hesap yapabiliyor	-Duvar yapma ve modellenmesi karmaşık ve zaman gerektiriyor -Sonuçların geçerliliği uygun yük-gerilme modellerinin seçilmesi ile mümkün -Gerçekçi sonuçların elde edilmesi sadece kaliteli zemin verileri ile mümkün -Kullanıcı tarafından programa dayalı tecrübe gerekiyor

“Perde Tasarımı” programı, ankrajsız ve ankrajlı sistemlerin ön tasarımı amacıyla kullanılabilir. Programın çıktıları, gerekli gömme derinliği, duvardaki iç kuvvetler ve ankraj kuvvetleridir. Son tasarım “Perde Kontrolü” programı ile sağlanır. Bu programda, elasto-plastik doğrusal olmayan analiz metodları ile inşaat süresince yapının gerçek davranışı modellenerek yapıdaki iç kuvvetler ve deformasyonlar hesaplanır. Program, ankraj iç stabilite tahkikleri ile çelik ve

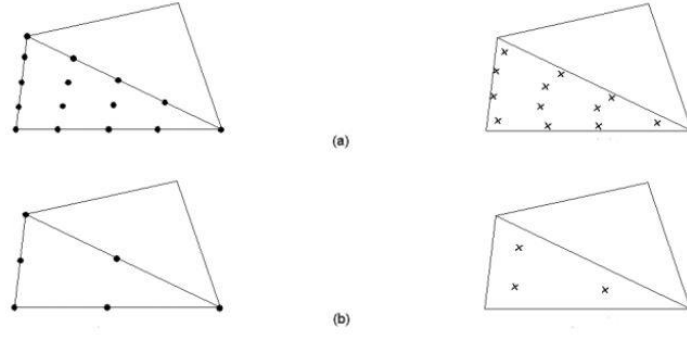
betonarme kesitlerin boyutlandırılması hesaplarını da sağlar. Aynı zamanda her iki programda da “Şev Stabilitesi” programı kullanarak genel stabilite analizi yapılabilmektedir.

6.3 Plaxis Programı

Plaxis 2D 2016, geoteknik mühendisliği problemlerinin sayısal analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Program geoteknik mühendisliği projelerinin tasarımda ihtiyaç duyulan şekil değiştirme ve duraylılık (stabilite) analizlerini gerçekleştirebilecek şekilde geliştirilmiştir. Uygulanan sonlu elemanlar formülasyonunda yer değiştirme yöntemi kullanılmıştır. Yani yer değiştirmeler esas bilinmeyen olarak kabul edilmiştir.

Plaxis ile analiz edilmek istenilen bir problemin ilk olarak sayısal modelini oluşturmak gerekmektedir. Sayısal model, genellikle yarı sonsuz olan çözüm bölgesinin sonlu elemanlara ayrılmış durumunu ifade etmektedir. Sayısal modeli elde etmek için noktalardan, çizgilerden ve hücrelerden oluşan bir grafik model oluşturulur. Sayısal model, farklı zemin tabakalarını, yapısal elemanları, inşa aşamalarını ve ortamdaki tüm yükleri ve sınır koşullarını kapsamalıdır. Yarı sonsuz problemlerde modelin sınırları sonuçları etkilemeyecek boyutlarda seçilmelidir.

Plaxis’de sonlu elemanlar ağının oluşturulması sırasında hücreler üçgen elemanlara ayrılırlar. Plaxis programında 15 düğüm noktalı veya 6 düğüm noktalı üçgen elemanlar kullanılmaktadır. Program, 15 düğüm noktalı elemanlar kullanıldığında 6 düğüm noktalı elemanlara göre daha detaylı ancak daha uzun sürede çözüm yapmaktadır. Elemanlar üzerinde düğüm noktalarının dağılımı Şekil 6.2’de gösterilmiştir. Sonlu elemanlar hesabı sırasında yer değiştirmeler düğüm noktalarında hesaplanır. Düğüm noktaları yük-yer değiştirme eğrilerini oluşturmak için önceden seçilebilir. Yer değiştirmelerin tersine, gerilmeler düğümler yerine integrasyon noktalarında (gerilme noktaları) hesaplanır. Şekil 6.2’de görüldüğü gibi 15 düğüm noktalı üçgen eleman 12 gerilme noktasına, 6 düğüm noktalı üçgen eleman 3 gerilme noktasına sahiptir. Gerilme noktaları gerilme izlerini veya gerilme şekil değiştirme eğrilerini oluşturmak için önceden seçilebilirler (Tunca, 2010).



Şekil 6.2: Düğüm (sol) ve gerilme noktaları (sağ) (a)15 düğümlü (b) 6 düğümlü

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan analizlerin gerçekleşmesinde genellikle bir bünye bağıntısına ihtiyaç duyulur. Bu bağıntı ele alınan problemin türüne göre modellenen ortamın davranışını ifade eden matematiksel bir eşitliktir. Gerilme şekil değiştirme problemlerinin analizinde malzemenin elastik davranışını ifade etmek için kullanılan bünye bağıntısı Hook Yasası olurken, zemin suyu problemlerinin analizinde Darcy Yasası olmaktadır.

Zemin malzemesi yük altında doğrusal olmayan gerilme şekil değiştirme davranışı göstermekte olduğundan bünye davranışını ifade etmek için Hook Yasası'ndan daha karmaşık bünye bağıntılarına ihtiyaç vardır. Zemin malzemesinin çok küçük gerilme seviyelerinde plastik (kalıcı) şekil değiştirmeye maruz kaldığı bilindiğinden zemin malzemesinin yük altında şekil değiştirme davranışını gerçeğe yakın modellemek için elastoplastik bünye modellerinin kullanılması gerekmektedir. Zeminin gerilme-şekil değiştirme davranışını ifade eden çok sayıda bünye modeli geliştirilmiştir. Ancak bunların önemli bir kısmı çok sayıda ve belirlenemeyen malzeme parametrelerine ihtiyaç duyduğundan kullanımları yaygınlaşmamaktadır. Zemin malzemesi için geliştirilmiş bir bünye modelinin kabul görmesi için basit, bilinen ve az sayıda malzeme parametresini kullanarak gerçeğe yakın sonuçlar vermesi istenir. Plaxis programında zemin malzemesinin doğrusal olmayan gerilme şekil değiştirme davranışını modellemek için geliştirilmiş elasto-plastik bünye modelleri mevcuttur. Bu modellerden bu çalışmada kullanılan Mohr-Coulomb modeli ayrıntıları aşağıda özetlenmiştir (Tunca, 2010).

6.3.1 Mohr-Coulomb Modeli

Mohr Coulomb (MC) modelinde, elastik davranışı modellemek için E (Elastisite Modülü) ve ν (Poisson Oranı), plastik davranışı modellemek için c (kohezyon), ϕ (kayma mukavemeti açısı) ve ψ (genleşme açısı) kullanılır. Her aşamada sabit ortalama rijitlik kullanılır. Bu sabit rijitliğe bağlı olarak hesaplamalar daha hızlı bir şekilde gerçekleştirilir. Ayrıca şekil değiştirmelerin ilk etkisi elde edilebilir. Diğer yandan yukarıda bahsedilen beş zemin parametresi zeminin başlangıç koşullarının belirlenmesi için önemli bir rol oynar.

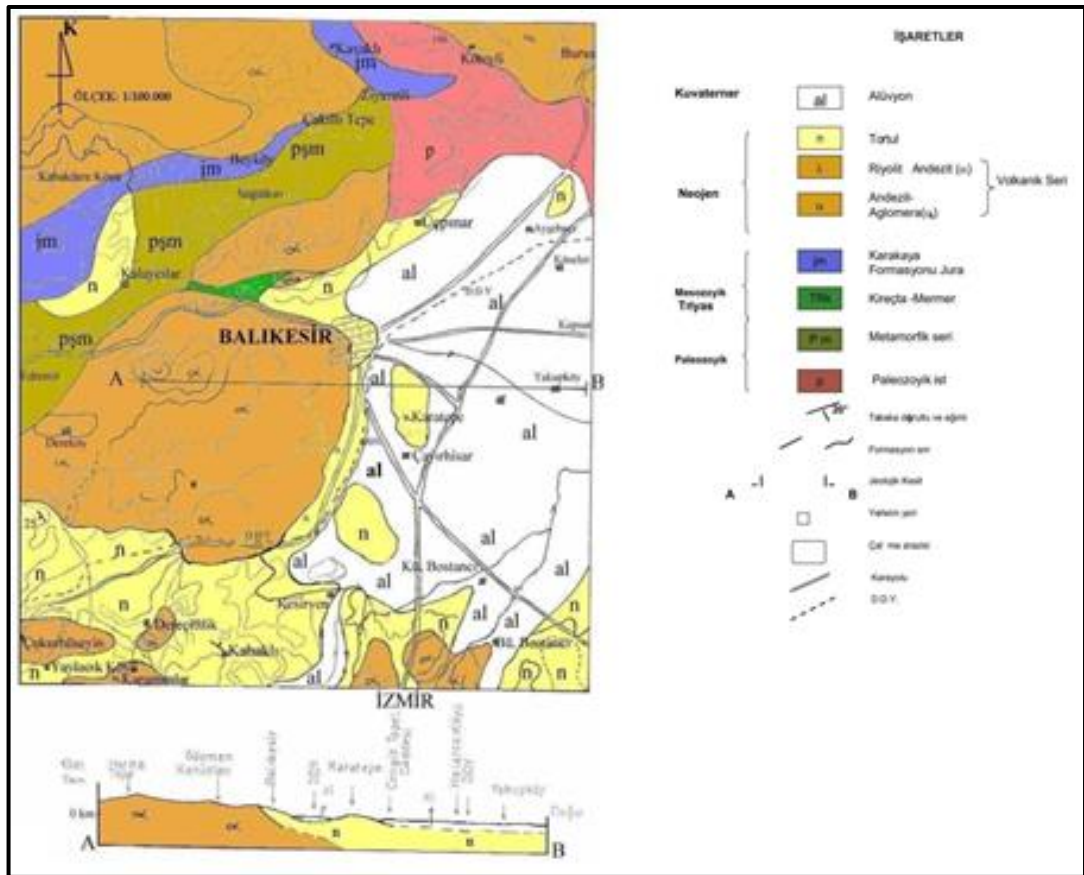
Başlangıç yatay zemin gerilmeleri uygun K_0 seçimi ile oluşturulur. Mohr-Coulomb modelinin yetersizlikleri, hacimsel pekleşmenin, kayma pekleşmesinin, başlangıç yükleme ve boşaltma durumundaki farklı elastik davranışın ve zamana bağlı akma (krip) etkisinin göz önüne alınamamasıdır. Modelde iki adet basitleştirme yapılmıştır. Bunlar sabit elastisite modülü kullanılması ve zemin göçtükten sonra limitsiz genleşme olması kabulüdür (Tunca, 2010).

7. İNCELEME ALANI İÇİN GEOTEKNİK MODELLEME

Bu bölümde, Balıkesir’deki bir inceleme alanı için mevcut zemin etüd raporlarının inceleme ve değerlendirmesi yapılarak sayısal analizler için geoteknik model oluşturulmuştur. Model, zemin koşulları ve veriler doğrultusunda hem arazi hem de laboratuvar deneylerine dayanan “drenajsız zemin parametreleri” ile oluşturulmuş bir idealize profildir.

7.1 Balıkesir’in Genel Jeolojisi

Bölgenin genel jeolojisi için 1/100,000 ölçekli genel jeoloji haritasında (Şekil 7.1) verilmiş birimlerin yaşlıdan gence doğru stratigrafik kolon kesiti Tablo 7.1’de gösterilmiştir.



Şekil 7.1: Balıkesir genel jeoloji haritası

Tablo 7.1: Türkiye jeoloji haritası stratigrafik kolon kesiti

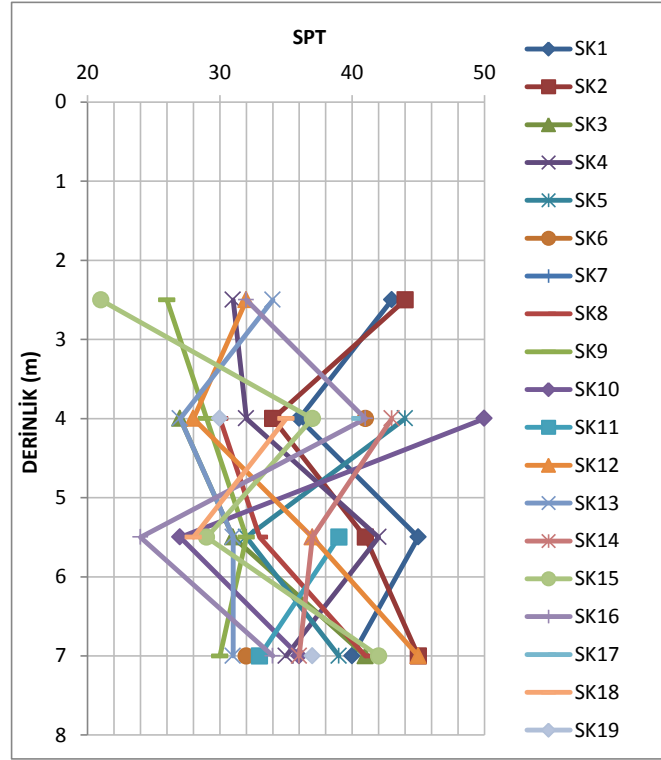
Metamorfik Seri	→	Paleozoyik Yaşlı
Karakaya Formasyonu	→	Alt Triyas Yaşlı
Kireçtaşı	→	Jura Yaşlı
Volkanik Seri	→	Neojen Yaşlı
Tortullar	→	Neojen Yaşlı
Alüvyon	→	Kuvaterner Yaşlı

İnceleme alanı alüvyon tanımlı bölgede yer almakta olup Neojen tortullarla çevrili olduğundan killi ve siltlidir.

7.2 Zemin Etüd Çalışmaları ve Geoteknik Modelleme

Çiçek Yağ Has Un ve Yem Fabrikası A.Ş.' ne ait yaklaşık 1000 m² lik inceleme alanındaki **1. Zemin Etüd Çalışması (1.Rapor)**; 19 adet sondaj içermektedir. Sondajların 10 tanesi 10 m derinliğinde, 6 tanesi 17 m derinliğinde ve 3 tanesi 20 m derinliğindedir. 2.5 m ile 7 m arasında SPT deneyleri (Şekil 7.2) ve 2-2.5 m seviyesindeki zemin tabakası için ise çok sayıda laboratuvar deneyleri mevcuttur. Sondajlara göre, 1.5 m' lik dolgu tabakasının altında, laboratuvar elek analizleri doğrultusunda SC-GC türü zemin olarak tanımlanmış tabakalar, çoğunlukla 3 m ile 6 m arasında değişen derinliklere kadar devam etmektedir. Bu tabakanın altında ise çoğunlukla “çakıllı kumlu kil” tanımlı zeminler yer almaktadır. Ancak bu tanımlama, üst tabakalar için olduğu gibi laboratuvar sınıflandırma deney sonuçlarına dayanmamaktadır.

19 sondaj profilinde 2.00-2.50 m derinlikten alınan numuneler üzerinde yapılan deney sonuçları, Tablo 7.2' de gösterilmiştir. Buradaki kayma direnci parametreleri, kesme kutusu deneylerine dayanmaktadır. İlk 2-2.5 m derinlikteki SC-GC tanımlı zemin tabakaları için yapılan elek analizlerindeki gronülometri eğrileri göz önüne alındığında; ince malzeme oranlarının GC zeminde yaklaşık %21-%47 aralığında, SC zeminde ise % 40-% 45 arasında olduğu belirlenmiştir. Bu tabaka için ortalama SPT-N değeri 33 bulunmuştur. SPT-N-kıvam ilişkisi göz önüne alındığında zeminin katı kıvamda olduğu, kıvam indisi aralığı değerlerine ($I_c=1.01-1.89$) göre ise ortalama kıvamının 1.27 olarak tanımlanabileceği görülmektedir.



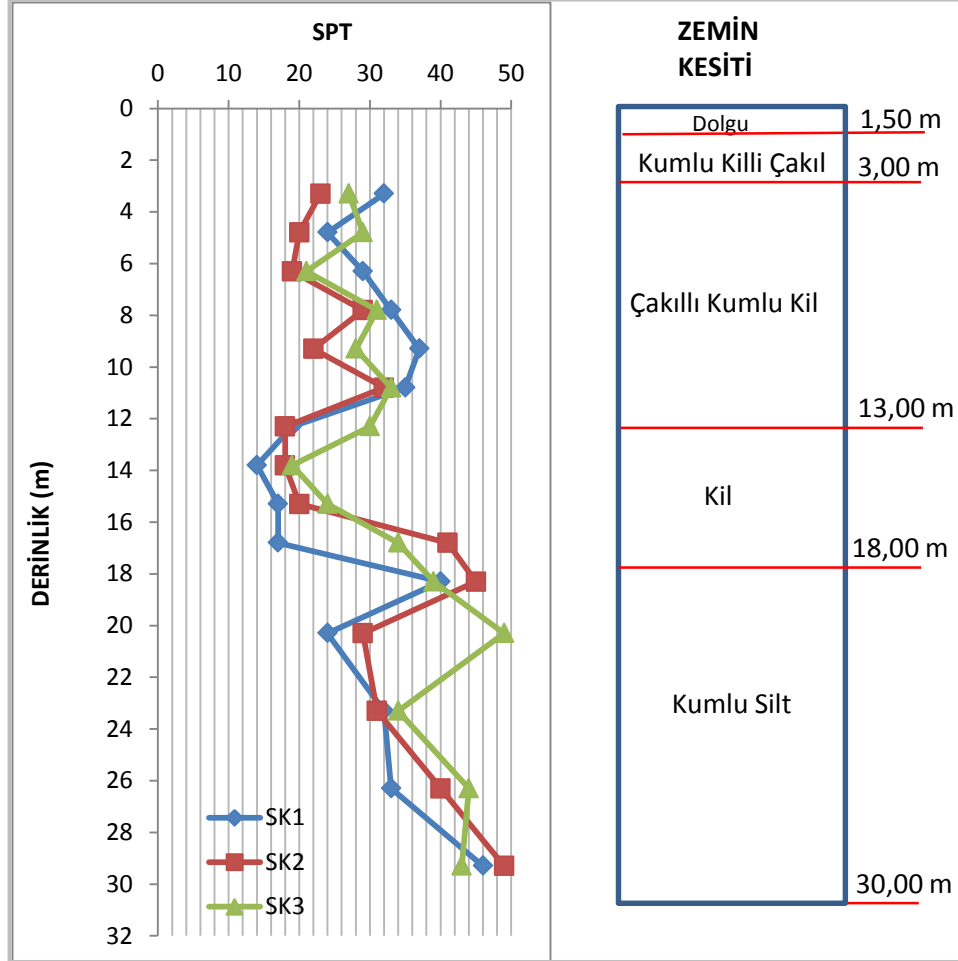
Şekil 7.2: SPT N sayısının derinlik ile değişimi-1. Rapor

Tablo 7.2: Laboratuvar deney sonuçları-1. Rapor

	Ortalama değerler	Değer aralığı
Kohezyon (c)	13 kN/m ²	9 kN/m ² -19 kN/m ²
İçsel Sürtünme Açısı (φ)	20°	15°-25°
Doğal Birim Hacim Ağırlık (γ _n)	18 kN/m ³	17.6 kN/m ³ -18.52 kN/m ³
Kuru Birim Hacim Ağırlık (γ _k)	15.1 kN/m ³	14.31 kN/m ³ -15.98 kN/m ³
Su İçeriği (w _n)	19	11.37 – 22.21
Likit Limit (LL)	36	31.08 – 39.80
Plastik Limit (PL)	23	17.80 – 25.49
Plastisite İndisi (I _p)	14	10.03- 16.94
Kıvam İndisi (I _c)	1.27	1.01 – 1.89

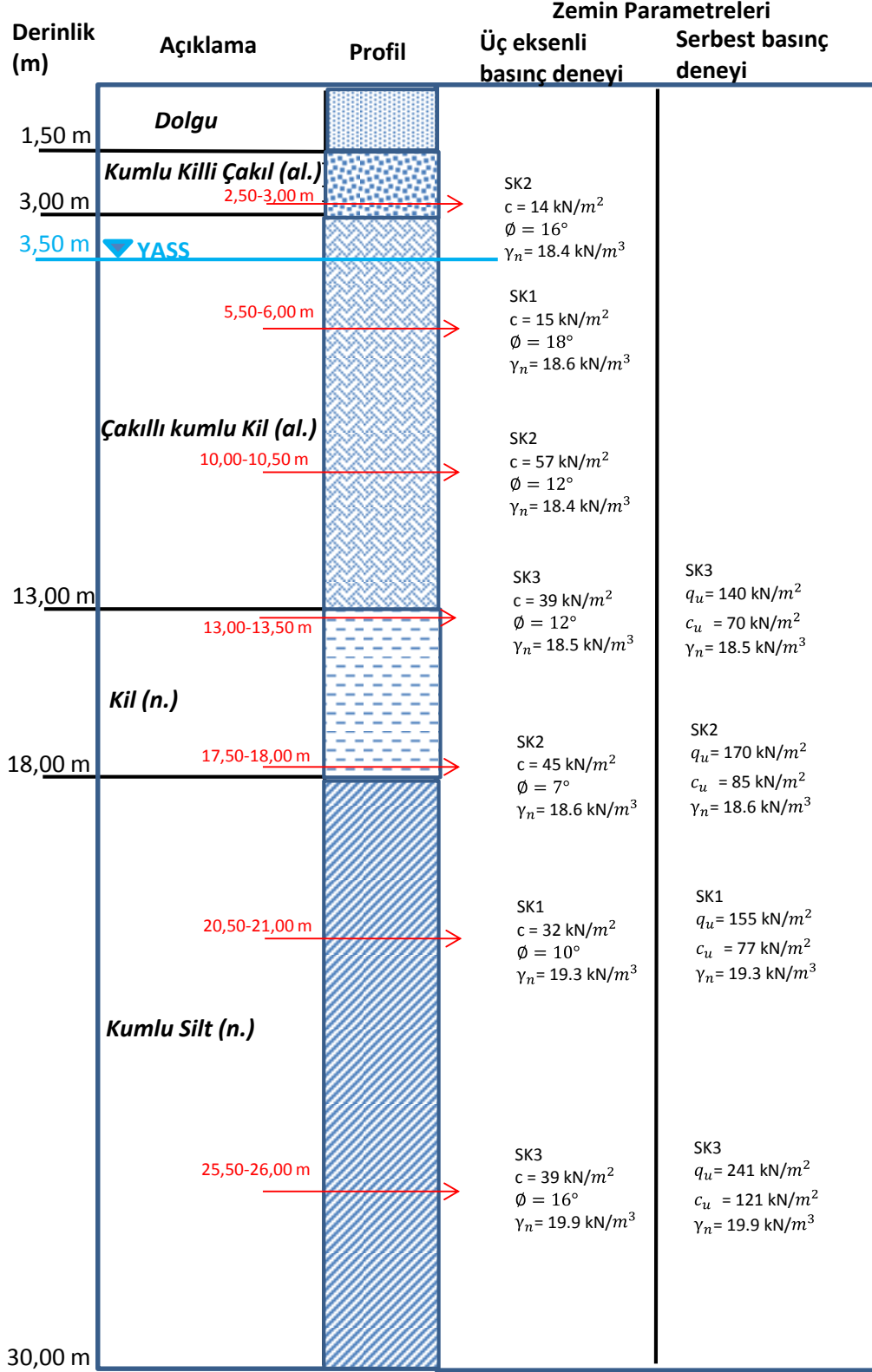
İnceleme alanındaki **2. Zemin Etüd Çalışması (2. Rapor)**; 30 m derinliğinde 3 adet sondaj içermektedir. Sondaj sonuçlarına göre yüzey kesimlerinde yaklaşık 1.5 m seviyelerine kadar dolgu zeminler yer alırken yaklaşık 3 m'ye kadar kuvaterner yaşlı alüvyonel kumlu killi çakıl tabakası ve yaklaşık 13 m'ye kadar yine alüvyonel birimlerden çakıllı kumlu kil tabakası bulunmaktadır. Bu seviyelerden sonra neojen yaşlı genç sedimanter ve volkanosedimanter birimlere geçiş görülmekte olup 18

m'ye kadar kil tabakası, 18 m' den sonra ise kumlu silt tabakası yer almaktadır. Bu sondajlarda SPT deneyleri, 30 m derinliğe kadar yapılmıştır. SPT-N sayılarının derinlikle değişimi incelendiğinde 3 sondajın da uyumlu olduğu görülmektedir (Şekil 7.3).

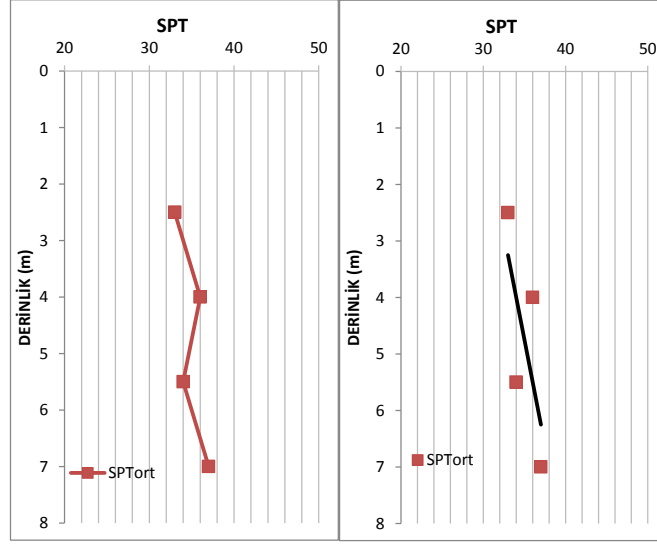


Şekil 7.3: SPT-N sayısının derinlik ile değişimi ve idealize profil-2. Rapor

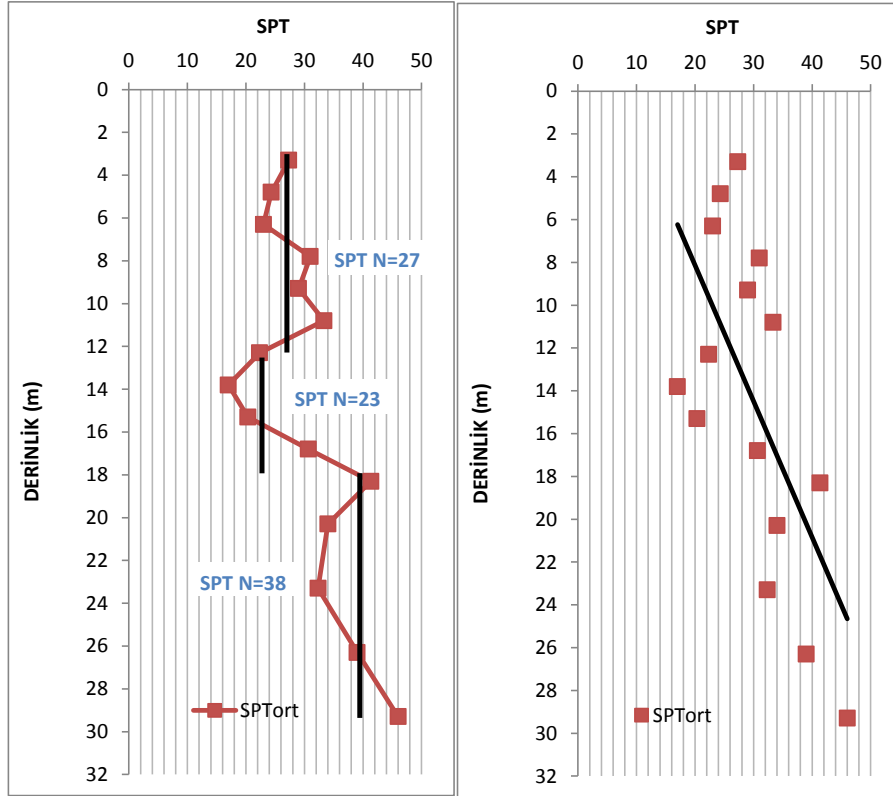
2. Zemin Etüd Çalışması kapsamındaki 3 sondaj profili için yapılan tanımlar ve deney sonuçları Şekil 7.4 ile derlenmiştir. Şekil 7.5 ve Şekil 7.6' da SPT-N değerlerinin tüm sondajlar için ortalamasını gösteren derinlikle değişimler gösterilmiştir. Şekil 7.6' da görüldüğü gibi ortalama SPT değerlerine göre zemin profili değerlendirildiğinde, Şekil 7.3' deki idealize profil sınırları ile uyumlu 3 ayrı tabakanın varlığından söz edilebilir.



Şekil 7.4: Laboratuvar deney sonuçlarının zemin kesiti üzerinde gösterimi-2. Rapor



Şekil 7.5: Ortalama SPT-N sayısının derinlik ile değişimi-1. Rapor



Şekil 7.6: Ortalama SPT-N sayısının derinlik ile değişimi-2. Rapor

SPT dünyanın birçok ülkesinde olduğu gibi Türkiye'de de geoteknik incelemelerde yaygın şekilde kullanılan bir arazi deneyidir. SPT deney sonuçlarının geoteknik tasarımda ve zeminlerin mühendislik özelliklerinin belirlenmesinde kullanılabilmesi için bazı düzeltmelerin yapılması gereklidir. Bu amaçla, zemin tipi

ve yeraltı su seviyesine bağlı olarak jeolojik yük düzeltmesi (C_N), yeraltı su seviyesi düzeltmesi ve çakma hızı düzeltmesi (C_{BF}), deneyde kullanılan aletsel detaylar ve deney uygulama yöntemine bağlı olarak enerji düzeltmesi (C_E), tij uzunluğu düzeltmesi (C_R), sondaj çapı düzeltmesi (C_B), numune alıcı kılıf düzeltmesi (C_S), çakma başlığı düzeltmesi (C_A), tokmak yastığı düzeltmesi (C_C) faktörleri kullanılmaktadır. Bunlar dışında deney yapımı esnasında genel olarak operatörlerden ve standartlara uyulmamasından kaynaklanan hatalar oluşmaktadır. Bu hatalar deney sonuçlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Ölçülen vuruş sayıları (SPT-N), N_{60} veya $N_{1,60}$ şeklinde normalize edilebilir. N_{60} veya $N_{1,60}$ için en genel formül aşağıdaki gibidir.

$$N_{60} = N_{arazi} * C_E * C_R * C_B * C_S * C_A * C_{BF} * C_C \quad (7.1)$$

$$N_{1,60} = N_{60} * C_N \quad (7.2)$$

Geoteknik mühendisliğinde çoğunlukla yukarıda sıralanan son altı düzeltme faktörü kullanılmamaktadır. Ancak bazı durumlarda, bunlar daha iyi veri sağlamak için kullanılabilirler. Birçok durumda, N_{60} ve $N_{1,60}$ aşağıdaki gibi tanımlanmaktadır.

$$N_{60} = N_{arazi} * C_E \quad (7.3)$$

$$N_{1,60} = N_{60} * C_N \quad (7.4)$$

SPT- N_{arazi} değerinde yapılacak en önemli düzeltmelerden biri, çelik tijlere aktarılan enerji düzeltmesidir (C_E =**Enerji Düzeltme Faktörü**). Tokmaktan tijlere aktarılan enerji, tokmağın tipi ve serbest düşürülme yöntemine bağlıdır. Birçok farklı tokmak türü ve tokmak düşürülme şekli, yaygın olarak kullanılmaktadır. Bunların hiçbiri % 100 randımanlı değildir. Tokmak verimliliği, tokmak tipi ve düşürülme şekline bağlı olarak değişmektedir. SPT-N ile ilgili korelasyonların çoğu, yaklaşık % 60 verimliliğe sahip tokmaklar kullanılarak geliştirilmiştir. Teorik enerji, (E_{teorik}), 63.5 kg (140 lb) tokmağın 76 cm (30 in) yükseklikten düşürülmesi ile 475 J (4200 in-lbs) meydana gelir. Enerji kayıpları nedeniyle (sürtünme, serbest düşme eksikliği) çelik tijlere aktarılan gerçek enerji, 475 J'den daha düşüktür. Enerji düzeltme faktörü uygulanmasının amacı, teorik enerjinin % 60'ını veren bir tokmak deneyde

kullanılmamışsa, ölçülmüş olan SPT-N değerini uyarlamak, düzeltmektir. Düzeltme faktörü (C_E) aşağıdaki gibi tanımlanır:

$$ER = \frac{E_{ölçülen}}{E_{teorik}} * 100 \quad (7.5)$$

$$C_E = ER/60 \quad (7.6)$$

Burada ER, 63,5 kg tokmağın 76 cm'den düşürülmesiyle tijlerde oluşan enerjinin ($E_{ölçülen}$), teorik enerjiye ($E_{teorik} = 475$ j) yüzde olarak oranını; C_E , tokmak enerji düzeltme faktörünü göstermektedir. Çeşitli ülkelerde yapılan SPT'lerde karşılaşılan ER ve C_E nin değişimi Tablo 7.3' te gösterilmiştir (Clayton, 1990).

Tablo 7.3 : Ükelere göre enerji düzeltme faktörü- C_E

Ülke	Tokmak tipi	Tokmak düşürülme tipi	ER (%)	C_E
Arjantin	Halka	Kedibaşı	45	0.75
Brezilya	Çivi	Serbest elle düşürme	72	1.20
Çin	Otomatik	Tetikleme (trip)	60	1.00
	Halka	Elle düşürme	55	0.92
	Halka	Kedibaşı	50	0.83
Kolombiya	Halka	Kedibaşı	50	0.83
Japonya	Halka	(Tombi trigger)	78-85	1.30-1.42
	Halka	Kedibaşı 2 devir+ özel düşürme	65-67	1.08-1.12
Britanya	Otomatik	Tetikleme	73	1.22
Amerika	Güvenli	Kedibaşında 2 devir	55-60	0.92-1.00
	Halka	Kedibaşında 2 devir	45	0.75
Venezüella	Halka	Kedibaşı	43	0.72

Ülkemizde son yıllarda emniyetli tip şahmerdanlar kullanılmaya başlanmış olsa da halen yaygın olarak halka tipi şahmerdan, kedibaşı ve iki tur dolama sistemi kullanılmaktadır. Tablo 7.3'te görüldüğü gibi bu sistemde enerji oranı % 45'tir. Tablo 7.3 incelendiğinde enerji oranının % 43 ila % 85 arasında değiştiği, dolayısıyla enerji düzeltmesi yapılmadığı durumda SPT-N değerinde iki kat mertebesinde farklılıklar ortaya çıkabildiği anlaşılmaktadır.

Bir diğer düzeltme faktörü ($C_N=Jeolojik$ **Yük Düzeltme Faktörü**), farklı derinliklerde ölçülen SPT-N değerlerini karşılaştırmak için, ölçülen SPT-N değerinin

100 kPa'lık standart üst tabaka gerilmesine (σ_{v0}) göre uyarlanması amacıyla kullanılır. Kohezyonsuz malzemelerin penetrasyon direnci, fazlasıyla çevre basıncına bağlıdır. Aynı kum için sığ derinlikte yapılan bir SPT, daha derinde yapılan SPT' den daha düşük SPT-N değerine sahip olacaktır. N_{arazi} , C_N ile çarpılarak çevre basıncı etkileri telafi edilir. C_N için çeşitli araştırmacılar tarafından tavsiye edilen ampirik denklemler Tablo 7.4'te özetlenmiştir (Erol ve Çekinmez, 2014).

Tablo 7.4 : Jeolojik yük düzeltme faktörleri- C_N

Referans	Düzeltilme faktörü (C_N)
Teng (1962)	$C_N = 50 / (10+0.145\sigma_v)$
Bazaraa (1967)	$C_N = 4 / (1+0.04\sigma_v)$ $\sigma_v \leq 72$
	$C_N = 4 / (3.25+0.01\sigma_v)$ $\sigma_v > 72$
Peck et al. (1974)	$C_N = 0.77 \log_{10} \frac{2000\sigma_v}{\sigma_v}$
Seed (1976)	$C_N = 1-1.25 \log_{10} \frac{0.01\sigma_v}{\sigma_v}$
Tokimatsu ve Yoshimi (1983)	$C_N = 1.7 / (0.7+0.01\sigma_v)$
Liao ve Whitman (1986)	$C_N = (1 / 0.01\sigma_v)^{0.5}$
Skempton (1986)	$C_N = 2 / (1+0.01\sigma_v)$ orta sıklıkta ince kumlar
	$C_N = 3 / (2+0.01\sigma_v)$ normal konsolide sıkı kaba kumlar
	$C_N = 1.7 / (0.7+0.01\sigma_v)$ aşırı konsolide ince kumlar

Ayrıca SPT suya doymun çok ince kum veya siltli kumlarda yapıldığında, ölçülen SPT-N değerinde, dinamik boşluk suyu basıncı etkileri için düzeltmeye ihtiyaç duyulmaktadır (Meyergof, 1956). Düzeltme yalnızca ölçülen SPT-N değerinin 15'ten büyük olduğu durumlar için gerekmektedir.

$$N = 15 + \frac{N_{arazi} - 15}{2} \quad (7.7)$$

İnceleme alanında sayısal analizler için gözönüne alınan zeminlerin nitelikleri gereği SPT-N sayıları için yalnızca enerji düzeltme faktörü, $C_E = 45/60 = \%75$ kullanılmıştır (Tablo 7.5).

Tablo 7.5: SPT Düzeltmesi-2. Rapor

Derinlik (m)	Zemin Cinsi	N_{arazi}	N_{60}
3-13	Çakıllı Kumlu Kil	27	20
13-18	Kil	23	17
18-30	Kumlu Silt	38	29

Geoteknik modelleme için arazi ve laboratuvar deneylerine dayalı parametre seçimi yapılırken literatürlerdeki ampirik bağıntılar kullanılmıştır. Bunlardan;

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından kohezyonlu zeminler için önerilen ve **Sowers (1979)** tarafından kilin plastisite özelliklerini de dikkate alan SPT-N- c_u korelasyonu, aşağıdaki bağıntı (7.8) ile önerilmiştir (Erol ve Çekinmez 2014).

$$c_u \left(\frac{kN}{m^2} \right) = \begin{cases} \text{Yüksek plastisiteli kil:} & 12.5N \\ \text{Orta plastisiteli kil:} & 7.5N \\ \text{Düşük plastisiteli kil:} & 3.75N \end{cases} \quad (7.8)$$

Stroud (1974), SPT- N_{60} değeri ile c_u arasında korelasyonu aşağıdaki bağıntı ile vermektedir (Erol, 2014).

$$c_u \left(\frac{kN}{m^2} \right) = f_1 * N_{60} \quad (7.9)$$

Burada ; f_1 faktörü kilin plastisite indisine bağlı olarak artan PI değeri ile azalan 4-6 kN/m^2 aralığında değişmektedir (yüksek plastisiteli zeminlerde 4, orta-düşük plastisiteli zeminlerde 6). **Stroud (1974)** korelasyonu uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır (Erol, 2014).

Butler (1975), birçok vaka analizinden elde ettiği sonuçlar doğrultusunda, drenajsız deformasyon modülü, E_u ile SPT-N arasındaki ilişkiyi bağıntı (7.10)'daki oran ile ifade edebileceğini belirtmiştir (Erol, 2014).

$$\frac{E_u}{N_{60}} = (1 - 1.2) MN/m^2 \quad (7.10)$$

Das (1998), laboratuvar deneyleri sonucu bulunan drenajsız kohezyon değeri c_u ile drenajsız deformasyon modülü E_u arasındaki ilişkiyi (7.11)'deki bağıntı ile vermiştir.

$$E_u \left(\frac{kN}{m^2} \right) = (250 - 500)c_u \quad (7.11)$$

Yukarıdaki bağıntılar doğrultusunda inceleme alanı için hesaplanan zemin parametreleri idealize profil üzerinde Şekil 7.8' de gösterilmiştir.

Derinlik (m)	Zemin	Arazi Deneylerine Dayalı Parametreler			Laboratuvar Deneylerine Dayalı Parametreler
		Terzaghi ve Peck (1967), Sowers (1979) [$c_u=3,75 N$]	Stroud (1974) [$c_u=6 N_{60}$]	Butler (1975) [$E_u=1,1 N_{60}$]	Das (1998) [$E_u=250-500 c_u$]
1,50 m	Dolgu				
3,00 m	Kumlu Killi Çakıl (al.) (SC-GC)	SPT-N=33 $c_u=123 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =25 $c_u=150 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =25 $E_u=27500 \text{ kN/m}^2$	
13,00 m	Çakıllı Kumlu Kil (al.)	SPT-N=27 $c_u=101 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =20 $c_u=120 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =20 $E_u=22000 \text{ kN/m}^2$	
18,00 m	Kil (ne.)	SPT-N=23 $c_u=86 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =17 $c_u=102 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =17 $E_u=19000 \text{ kN/m}^2$	$c_u=70-85 \text{ kN/m}^2$ $E_u=26250-31875 \text{ kN/m}^2$
30,00 m	Kumlu Silt (ne.)	SPT-N=38 $c_u=146 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =29 $c_u=174 \text{ kN/m}^2$	SPT-N ₆₀ =29 $E_u=32000 \text{ kN/m}^2$	$c_u=77-121 \text{ kN/m}^2$ $E_u=40425-63525 \text{ kN/m}^2$

Şekil 7.7: Arazi ve laboratuvar deneylerine dayalı drenajsız zemin parametreleri

8. GEO5 PROGRAMI İLE PARAMETRİK ANALİZLER

Bu bölümde, farklı kazı derinliklerindeki (4 m, 6 m ve 8 m) konsol bir destek sistemi için; geoteknik modelde arazi deneylerine (SPT) dayalı farklı ampirik ilişkilerin ve Geo5 programında seçilen farklı zemin yatak katsayısı ilişkilerinin etkisini değerlendiren parametrik bir çalışma yapılmıştır. Önceki bölümde SPT-N sayılarına dayalı drenajsız dayanım (c_u) için iki ampirik ilişki belirlenmiştir (Şekil 7.8); Terzaghi ve Peck, 1967-Sowers, 1979 ve Stroud 1974. Program girdisi olarak kullanılan zemin parametreleri Tablo 8.1’de gösterilmiştir.

Tablo 8.1: Drenajsız zemin parametreleri

z (m)	Zemin	c_u		E_u	γ_n	ν	a
		Terzaghi ve Peck, 1967-Sowers, 1979 (kN/m ²)	Stroud, 1974 (kN/m ²)	Butler, 1975 (kN/m ²)	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Poisson Oranı	Adezyon (kN/m ²)
1.5-3	Kumlu Killi Çakıl (al.)	123	150	27500	18.5	0.35	50
3-13	Çakıllı Kumlu Kil (al.)	101	120	22000	19.5	0.35	50
13-18	Kil (ne.)	86	102	19000	21	0.4	43
18-30	Kumlu Silt (ne.)	146	174	32000	18	0.35	50

Analizler, kalınlığı $d=0.4$ m ile $d= 1.2$ m arasında değişen diyafram duvarlar için yapılmıştır. “Perde Tasarımı” programı ile diyafram duvar gömülme derinlikleri hesaplanmış ve bu boyutlar için “Perde Kontrolü” programı ile deplasmanlar belirlenmiştir. Duvar gömülme derinliklerinin hesaplanmasında iki ayrı yaklaşım kullanılmıştır; Güvenlik sayısı (ASD) tahkik yöntemi ve Eurocode EN 1997-DA2 tahkik yöntemi. Deplasmanların hesaplanmasında, zemin yatak katsayısı (K_h) için programda mevcut olan seçeneklerden üçü (Schmitt, Chadeisson, Otomatik İterasyon) kullanılmıştır.

8.1 Geo5 Analiz Örneği

Bu bölümde Geo5 programı ile yapılmış olan analizlerden ilki programdaki analiz adımları ile detaylı bir şekilde açıklanmıştır. Bu ilk analiz “Perde Tasarımı” programında; $H=4$ m kazı derinliği için güvenlik sayısı tahkik yönteminin kullanıldığı ve drenajsız dayanımın Terzaghi ve Peck, 1967-Sowers, 1979 yaklaşımı ile hesaplandığı örnektir. “Perde Kontrolü” programında ise örnek uygulamanın diyafram duvar kalınlığı $d=1.20$ m dir ve zemin yatak katsayısı için Chadeisson yaklaşımı kullanılmıştır.

8.1.1 Perde Tasarımı

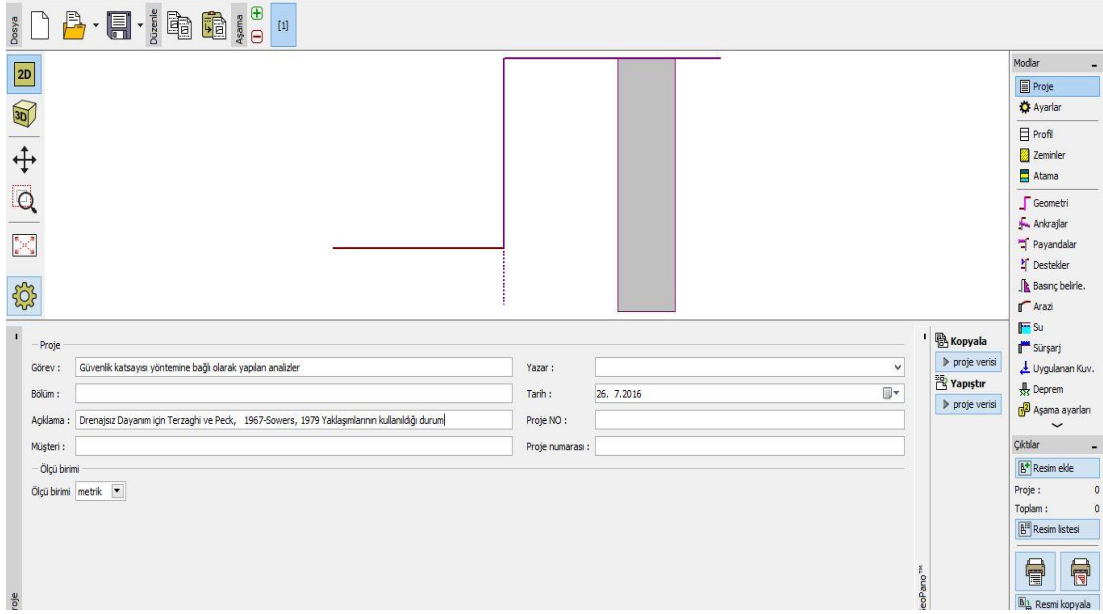
Tasarımda;

- ✓ Proje bilgilerinin girilmesi,
- ✓ Tahkik yöntemlerinin seçimi,
- ✓ Tabaka sınırlarının çizilmesi,
- ✓ Zemin parametrelerinin girilmesi,
- ✓ Zemin tabakalarının atanması,
- ✓ Kazı geometrisinin tanımlanması,
- ✓ Arazi durumunun belirlenmesi,
- ✓ Yeraltı suyu durumunun girilmesi,
- ✓ Tasarım türü seçimi,
- ✓ Analiz

adımları izlenmiştir.

Proje bilgilerinin girilmesi:

Program ekranının sağ tarafındaki “proje” modu ile problemin tanımı ve ölçü birimi girilmiştir (şekil 8.1).



Şekil 8.1: Proje sayfası

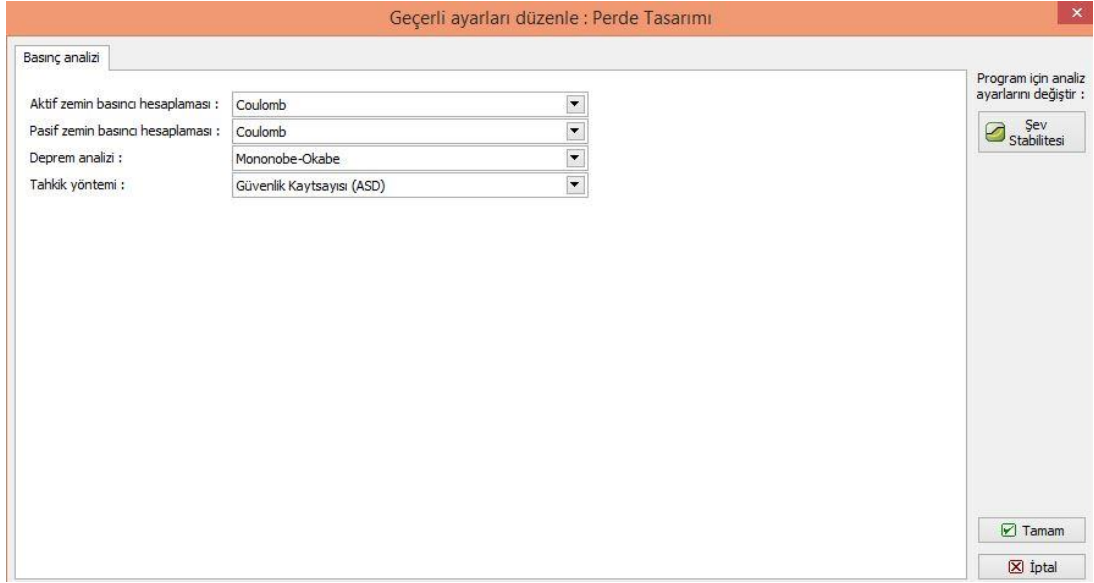
Tahkik yöntemlerinin seçilmesi:

“Ayarlar” modu ile listeden (Şekil 8.2) “standart-güvenlik sayıları” seçilmiş ve düzenle kısmından (Şekil 8.3) aktif ve pasif toprak basınçları “Coulomb” olarak belirlenmiştir.

Numara	Ad	Geçerli olduğu durum
1	Standart - güvenlik katsayıları	Tümü
2	Standart - limit durum	Tümü
3	Standart - EN 1997 - DA1	Tümü
4	Standart - EN 1997 - DA2	Tümü
5	Standart - EN 1997 - DA3	Tümü
6	Standart - LRFD 2003	Tümü
7	Standart - parametrelerde azalma olmaksızın	Tümü
40	LRFD 2012 - Standard	Tümü
57	Hollanda - EN 1997 RC1	Tümü
58	Hollanda - EN 1997 RC2	Tümü
59	Hollanda - EN 1997 RC3	Tümü
60	Hollanda - EN 1997 kazıklar R3c	Tümü
61	Hollanda - EN 1997 kazıklar R3d	Tümü
62	Belçika - EN 1997 - orta risk	Tümü
63	Belçika - EN 1997 - düşük risk	Tümü

Buttons: Tamam, İptal

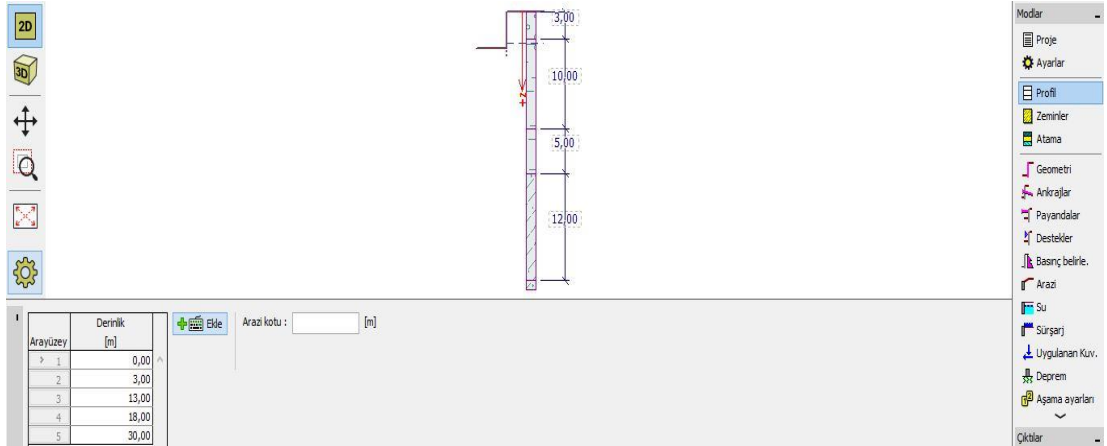
Şekil 8.2: Ayarlar listesi



Şekil 8.3: Geçerli ayarların düzenlenmesi

Tabaka sınırlarının çizilmesi:

“Profil” modu ile zemin profilindeki tabaka sınırları için geometrik çizgiler atanmıştır (Şekil 8.4).



Şekil 8.4: Zemin profili

Zemin parametrelerinin girilmesi:

“Zeminler” modu ile her tabaka için parametreler girilmiştir (Şekil 8.5-Şekil 8.8).

Zemin parametrelerini düzenle

Tanımlama
Ad : Kumlu Kili Çakıl
SC - Killi kum (SC)

Temel veri
Birim ağırlık : $\gamma = 18,50$ [kN/m³] 18,5
Gerilme-durum : toplam

Zemin kohezyonu : $c_u = 123,00$ [kPa] 0
Adhezyon struc.-zemin : $a = 50,00$ [kPa]

Basınç yükselmesi
Yükseltme modu hesabı :
Doğgun birim ağırlık : $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

Çiz
Renk
Desen kategorisi
GEO
Desen
Çakıl

Sınıflandırma
Sınıflandır
Temizle

OK + [OK icon]
Tamam
İptal

Şekil 8.5: Zemin parametreleri (1. tabaka)

Zemin parametrelerini düzenle

Tanımlama
Ad : Çakıllı Kumlu Kil (Alüvyon)
CG - Çakıllı kil (CG), sert kıvam

Temel veri
Birim ağırlık : $\gamma = 19,50$ [kN/m³] 19,5
Gerilme-durum : toplam

Zemin kohezyonu : $c_u = 101,00$ [kPa] 60
Adhezyon struc.-zemin : $a = 50,00$ [kPa]

Basınç yükselmesi
Yükseltme modu hesabı :
Doğgun birim ağırlık : $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

Çiz
Renk
Desen kategorisi
GEO
Desen
Çakıllı kil

Sınıflandırma
Sınıflandır
Temizle

OK + [OK icon]
OK + [OK icon]
Tamam
İptal

Şekil 8.6: Zemin parametreleri (2. tabaka)

Zemin parametrelerini düzenle

Tanımlama
Ad :
CL, CI - düşük veya orta plastisiteli Kil (CL, CI), sert kıvam

Temel veri
Birim ağırlık : $\gamma =$ [kN/m³] 21,0
Gerilme-durum :
Zemin kohezyonu : $c_u =$ [kPa] 50
Adhezyon struc.-zemin : $a =$ [kPa]

Basınç yükselmesi
Yükseltme modu hesabı :
Doygun birim ağırlık : $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

Çiz
Renk :
Desen kategorisi : GEO
Desen :
Sınıflandırma :

 Tamam
 İptal

Şekil 8.7: Zemin parametreleri (3. tabaka)

Zemin parametrelerini düzenle

Tanımlama
Ad :
MS - Kumlu silt (MS), sert kıvam

Temel veri
Birim ağırlık : $\gamma =$ [kN/m³] 18,0
Gerilme-durum :
Zemin kohezyonu : $c_u =$ [kPa] 60
Adhezyon struc.-zemin : $a =$ [kPa]

Basınç yükselmesi
Yükseltme modu hesabı :
Doygun birim ağırlık : $\gamma_{sat} =$ [kN/m³]

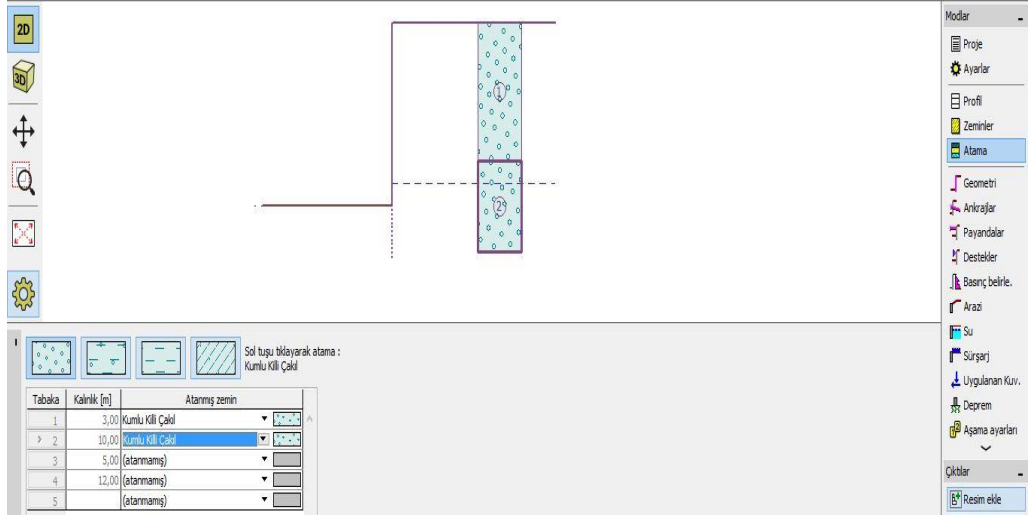
Çiz
Renk :
Desen kategorisi : GEO
Desen :
Sınıflandırma :

 Tamam
 İptal

Şekil 8.8: Zemin parametreleri (4. tabaka)

Zemin tabakalarının atanması:

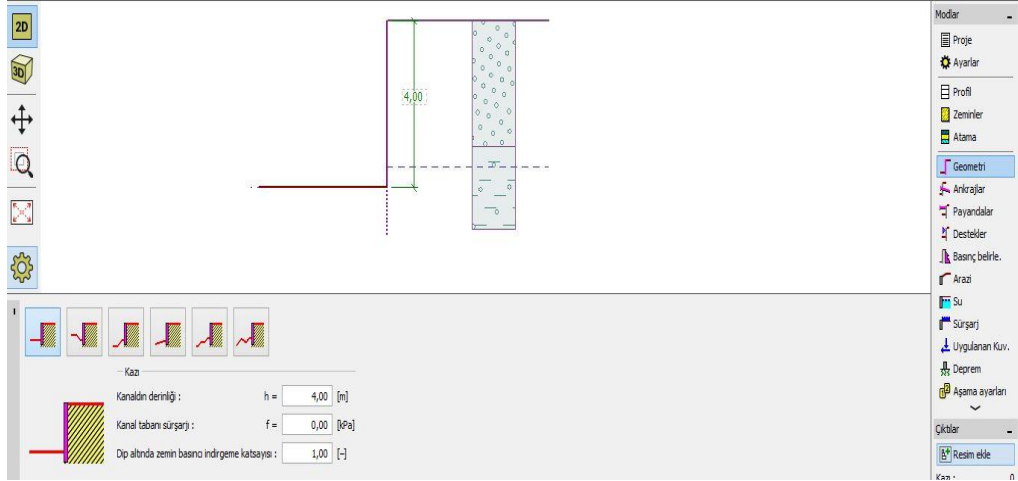
“Atama” modu ile girilen zemin parametreleri ait olduğu tabakaya atanmıştır (Şekil 8.9).



Şekil 8.9: Zemin tabakalarının atanması

Kazı geometrisinin tanımlanması:

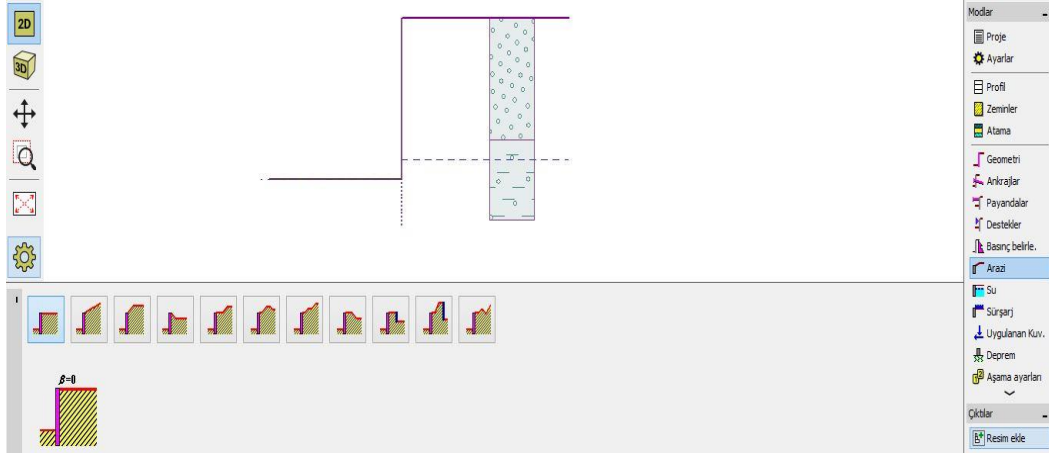
“Geometri” modundan kazı derinliği $H=4$ m girilmiştir (Şekil 8.10).



Şekil 8.10: Kazı derinliği

Arazi durumunun belirlenmesi:

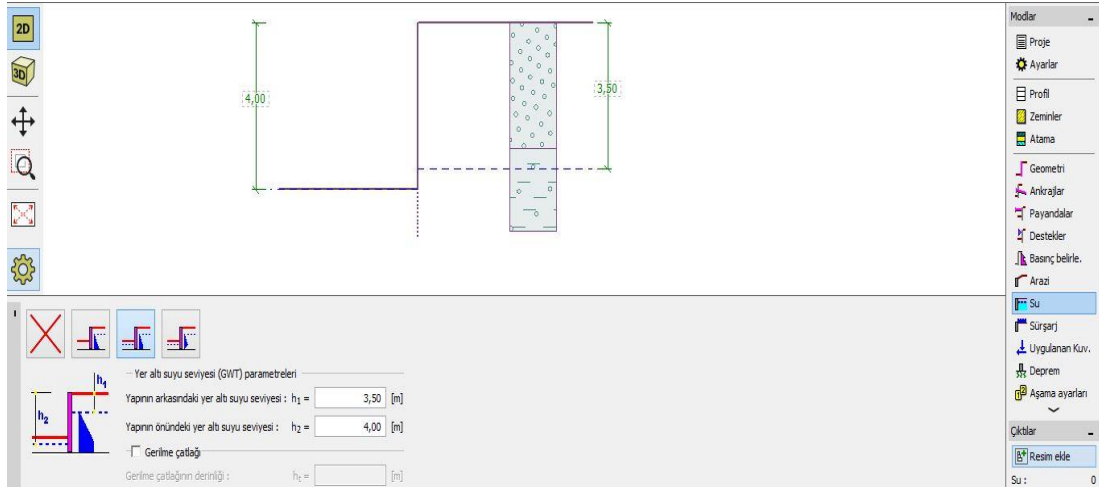
“Arazi” modu ile duvar arkasındaki arazinin eğimi vs. belirlenmiştir (Şekil 8.11).



Şekil 8.11: Arazi durumu

Yeraltı suyu durumunun tanımlanması:

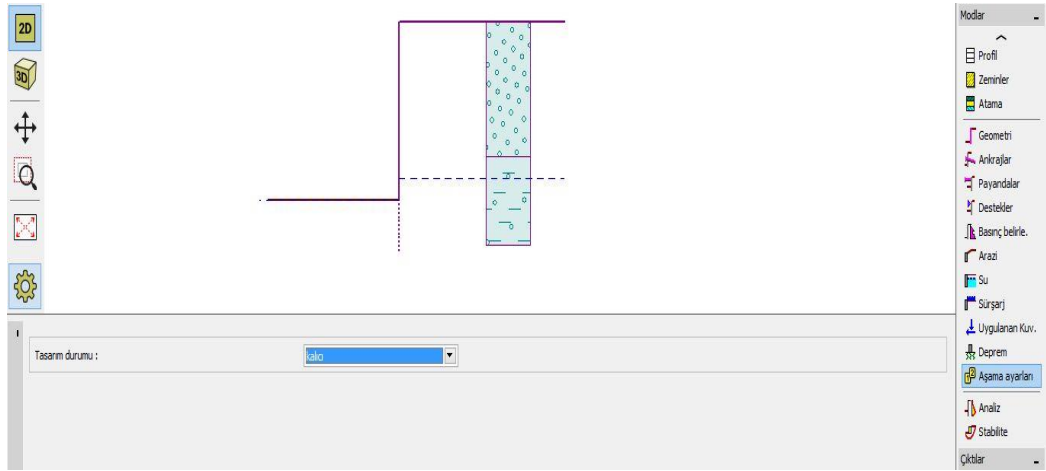
“Su” modunda; duvarın arkasındaki su seviyesi $h_1=3,50$ m ve duvarın önündeki su seviyesi, kuruda çalışma ortamının sağlanması açısından $h_2=4,00$ m olarak girilmiştir (Şekil 8.12).



Şekil 8.12: Yeraltı suyu durumu

Tasarım türü seçimi:

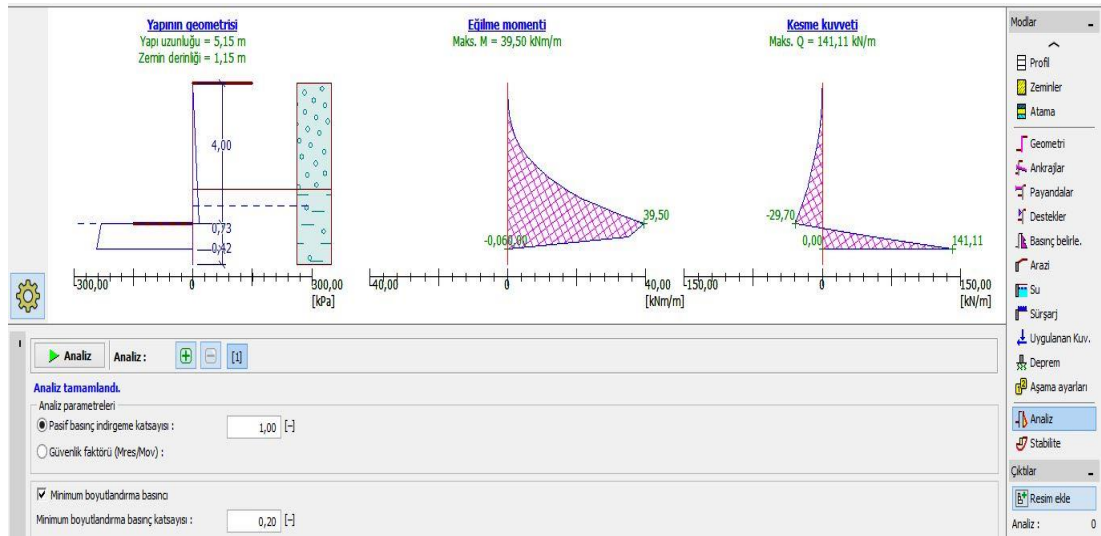
“Aşama ayarları” modunda, “kalıcı” tasarım durumu seçilmiştir (Şekil 8.13).



Şekil 8.13: Tasarım durumu

Analiz:

“Analiz” modunda gerçekleştirilen hesap sonucu duvarın gömülme derinliği $D=1,15$ m bulunmuştur (Şekil 8.14).



Şekil 8.14: Analiz sonuçları

8.1.2 Perde Kontrolü

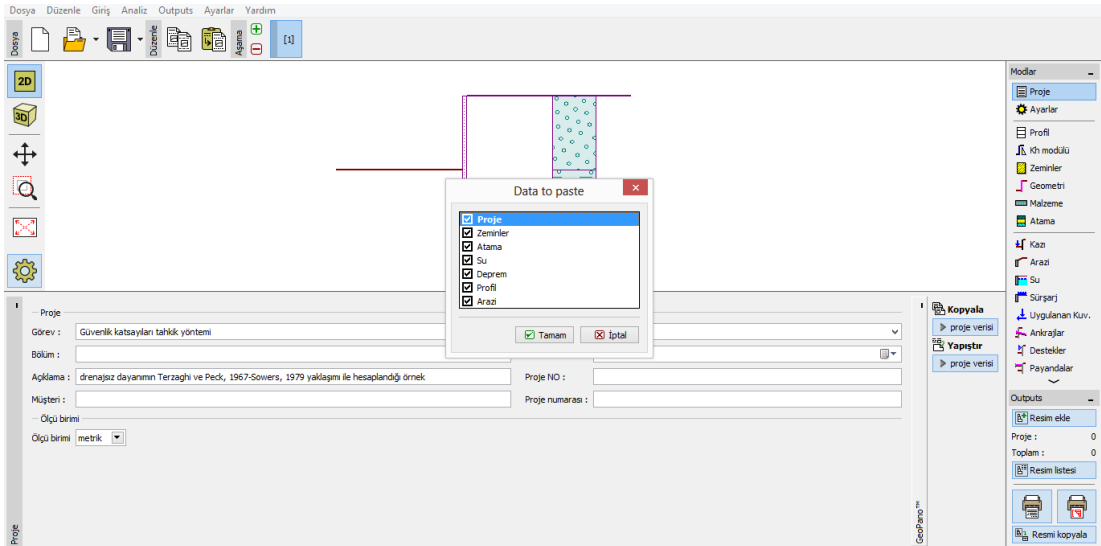
Programda;

- ✓ Perde tasarımındaki verinin aktarılması,
- ✓ Tahkik yöntemlerinin seçilmesi,
- ✓ Zemin yatak katsayısı için yöntem seçimi,
- ✓ Duvar kesitinin düzenlenmesi,
- ✓ Duvarın malzeme özelliklerinin belirlenmesi,
- ✓ Kazı derinliğinin girilmesi,
- ✓ Zeminler için ek parametrelerin girilmesi,
- ✓ Analiz

adımları izlenmiştir.

Perde tasarımındaki verinin aktarılması:

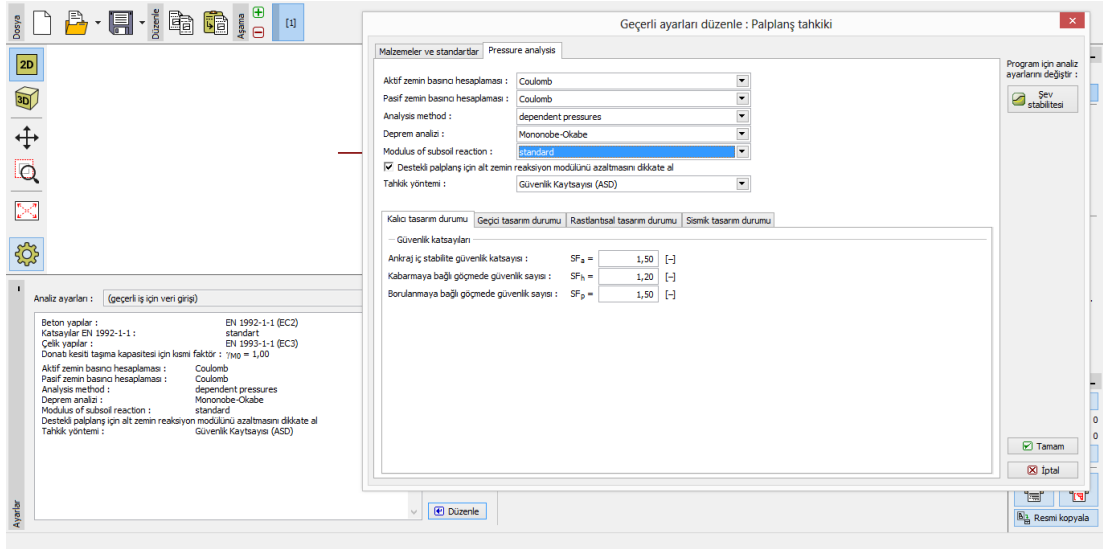
“Perde Tasarımı” programındaki veri kopyalanmış ve “Perde Kontrolü” programında yapıştırılmıştır. Hangi verilerin aktarıldığı Şekil 8.15’ de gösterilmiştir.



Şekil 8.15: Perde tasarımındaki verinin aktarılması

Tahkik yöntemlerinin seçilmesi:

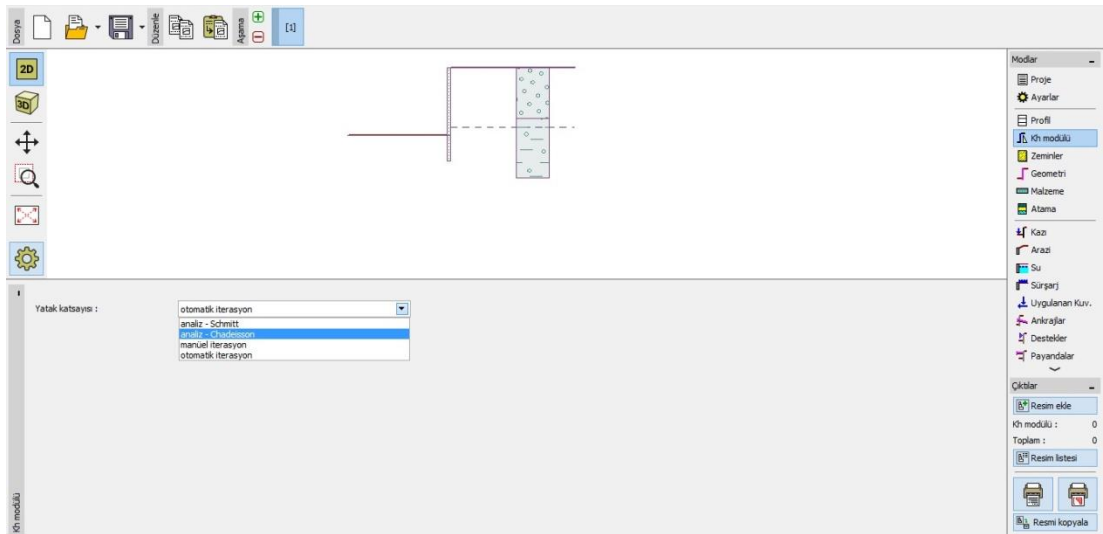
“Ayarlar” modunda seçilen “Güvenlik sayıları (ASD)” için düzenlenmiş ayarlar Şekil 8.16’ gösterilmiştir.



Şekil 8.16: Perde kontrol programı için geçerli ayarlar

Zemin yatak katsayısı için yöntem seçimi:

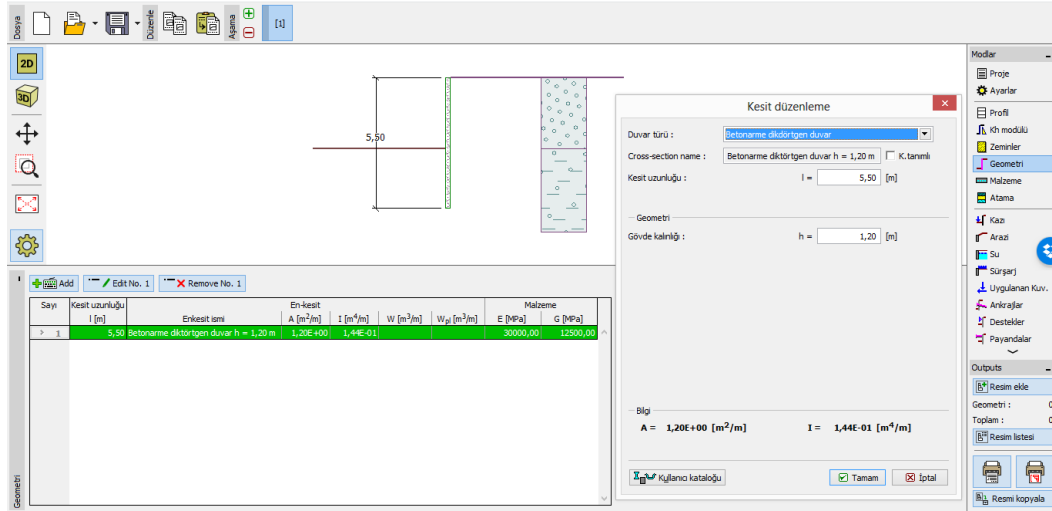
“K_h modülü” modundan, zemin yatak katsayısının belirlenmesi için Chadeisson yaklaşımı seçilmiştir (Şekil 8.17).



Şekil 8.17: Zemin yatak katsayısı seçimi

Duvar kesitinin düzenlenmesi:

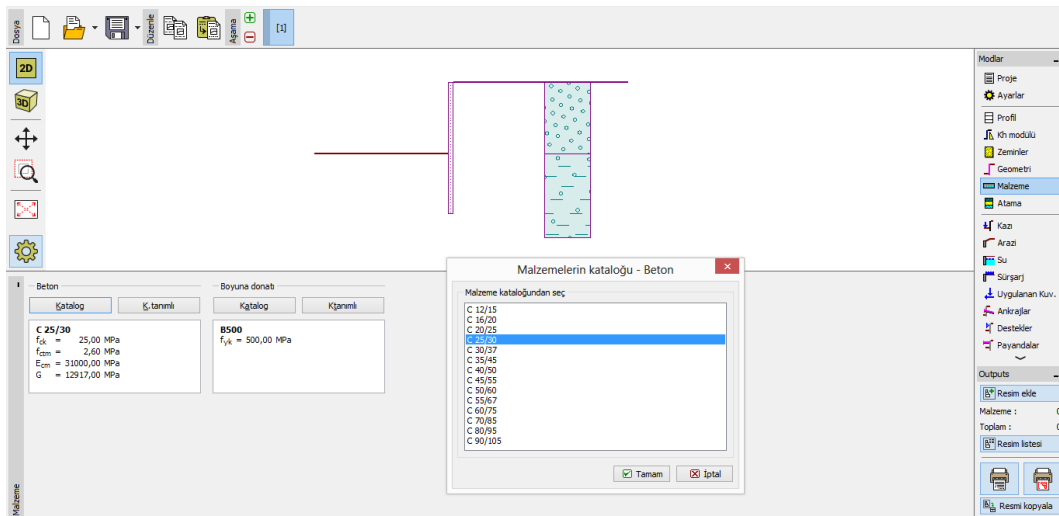
Diyafram duvar için “Perde Tasarımı” programında $D=1.15$ m olarak bulunan gömülme derinliği, $D=1.50$ m seçilmiş ve duvar kalınlığı $d= 1.20$ m için “Geometri” modunda kesit özellikleri girilmiştir (Şekil 8.18).



Şekil 8.18: Duvar kesit özellikleri

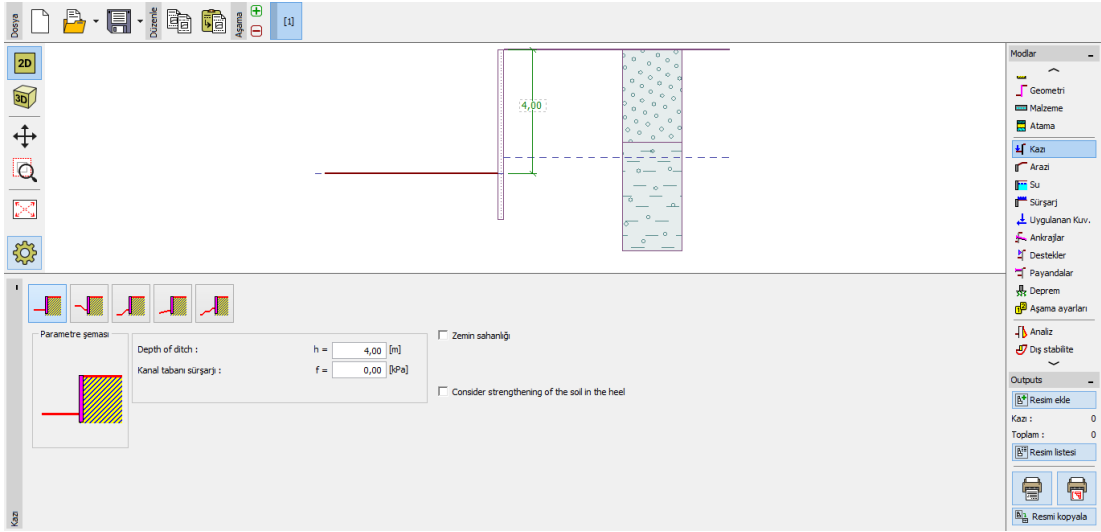
Duvarın malzeme özelliklerinin belirlenmesi:

Diyafram duvar için kullanılan beton ve çelik malzeme özellikleri belirlenmiştir (Şekil 8.19).



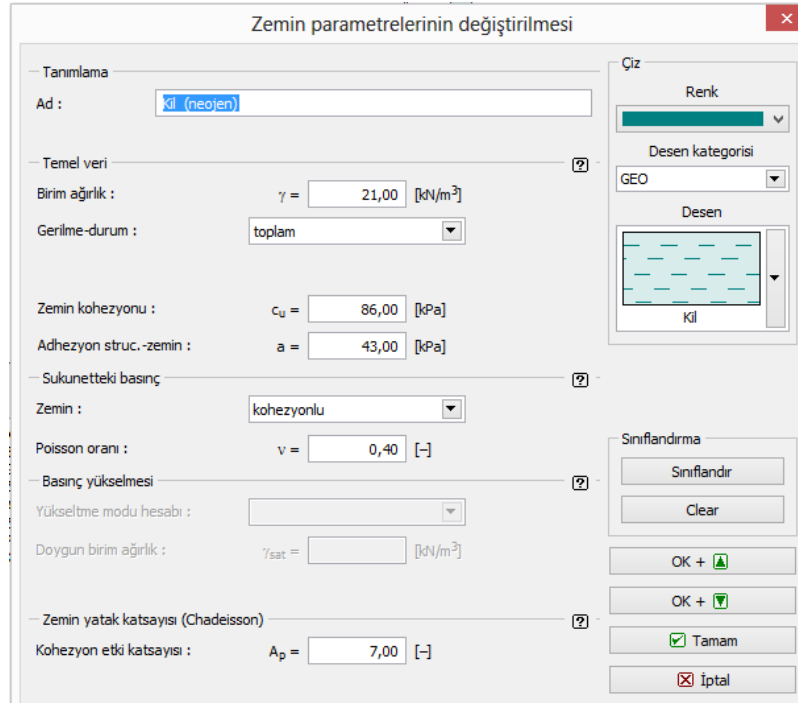
Şekil 8.19: Duvar malzeme özellikleri

Kazı derinliğinin girilmesi:



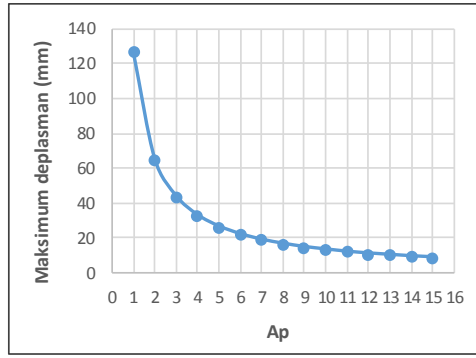
Şekil 8.20: Kazı derinliği

Zeminler için ek parametrelerin girilmesi:



Şekil 8.21: Ek zemin parametrelerinin girilmesi (3. tabaka)

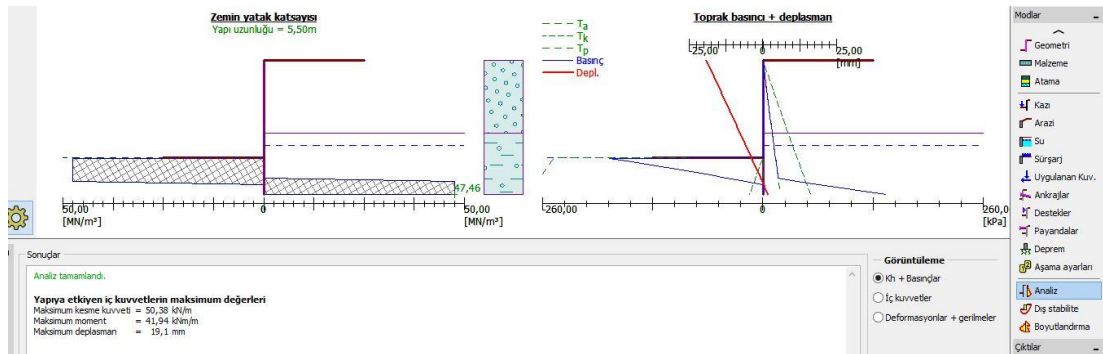
“Perde Kontrolü” programında seçilen zemin yatak katsayısı yaklaşımına göre ek zemin parametreleri gerekmektedir. “Chadeisson” yaklaşımı için ek parametreler poisson oranı ve kohezyon etki katsayısıdır (A_p) (Şekil 8.21). Kohezyon etki katsayısı, $A_p=1-15$ arasında bir değer olarak tanımlanmaktadır. Bu değerlerin duvarın maksimum deplasmanı üzerindeki etkisini değerlendirmek amacıyla her zemin tabakası için aynı A_p değeri kullanılarak bir grafik oluşturulmuştur (Şekil 8.22). Bu grafiğe göre kohezyon etki katsayısının sonuçlar üzerinde 10 kata kadar değişim etkisinin olabildiği görülmektedir. Bu çalışmada tüm zemin tabakaları için $A_p=7$ varsayılmıştır.



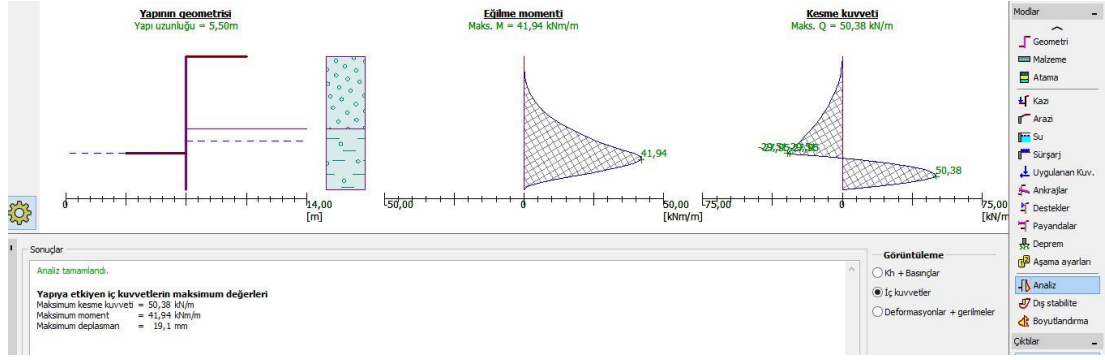
Şekil 8.22: Kohezyon etki katsayısının duvarın maksimum deplasmanı üzerindeki etkisi

Analiz:

Duvarda meydana gelen maksimum deplasman (19 mm), maksimum moment ve maksimum kesme kuvveti değerleri Şekil 8.23 ve Şekil 8.24’ de gösterilmiştir.



Şekil 8.23: Analiz sonuçları-1



Şekil 8.24: Analiz sonuçları-2

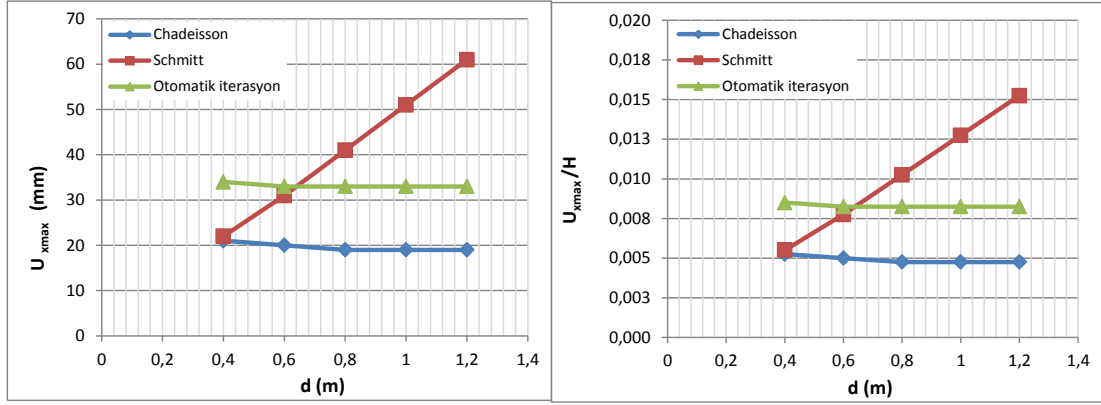
8.2 ASD Tahkik Yönteminin Kullanıldığı Analizler

8.2.1 1. Grup Analizler

Bu grup analizler, SPT-N sayılarına dayalı olarak drenajsız dayanımın (c_u) *Terzaghi ve Peck, 1967-Sowers, 1979* ampirik ilişkisi ile ve drenajsız deformasyon modülünün (E_u) *Butler (1975)* ampirik ilişkisi ile edildiği geoteknik model için oluşturulmuştur.

Tablo 8.2: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler

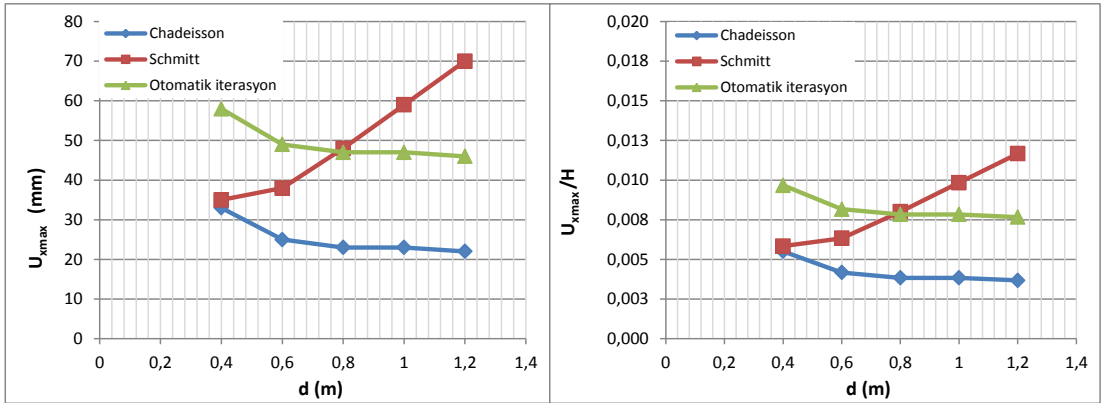
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömülme derinliği (m)	U_{xmax} (mm)		
			K_h Chadeisson	K_h Schmitt	K_h Otomatik İterasyon
1.20	4	1.5	19	61	33
1.00	4	1.5	19	51	33
0.80	4	1.5	19	41	33
0.60	4	1.5	20	31	33
0.40	4	1.5	21	22	34



Şekil 8.25: H=4 m için $U_{x\max}$ ve $U_{x\max}/H$ oranları

Tablo 8.3: H=6 m için duvardaki maksimum yanıl yerdeğıştirmeler

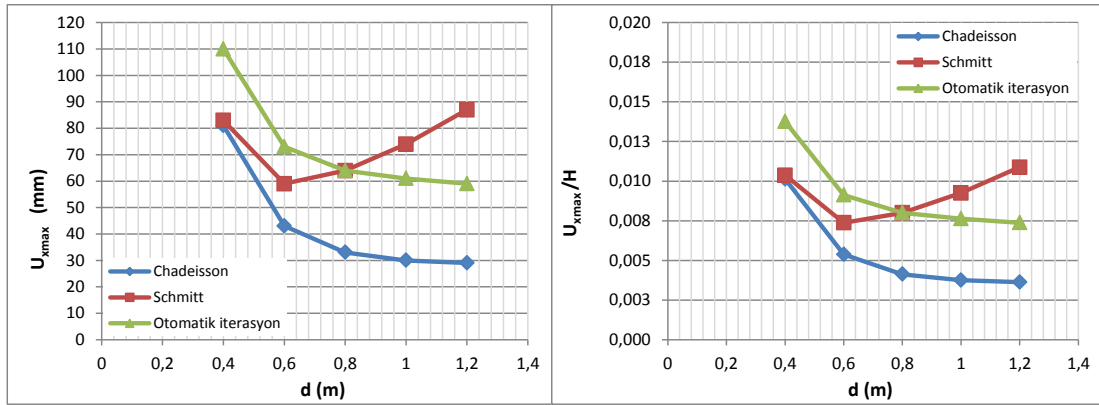
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömülme derinliği (m)	$U_{x\max}$ (mm)		
			K_h Chadeisson	K_h Schmitt	K_h Otomatik İterasyon
1.20	6	2.5	22	70	46
1.00	6	2.5	23	59	47
0.80	6	2.5	23	48	47
0.60	6	2.5	25	38	49
0.40	6	2.5	33	35	58



Şekil 8.26: H=6 m için $U_{x\max}$ ve $U_{x\max}/H$ oranları

Tablo 8.4: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler

d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömölme derinliği (m)	U _{xmax} (mm)		
			K _h Chadeisson	K _h Schmitt	K _h Otomatik İterasyon
1.20	8	3.5	29	87	59
1.00	8	3.5	30	74	61
0.80	8	3.5	33	64	64
0.60	8	3.5	43	59	73
0.40	8	3.5	81	83	110



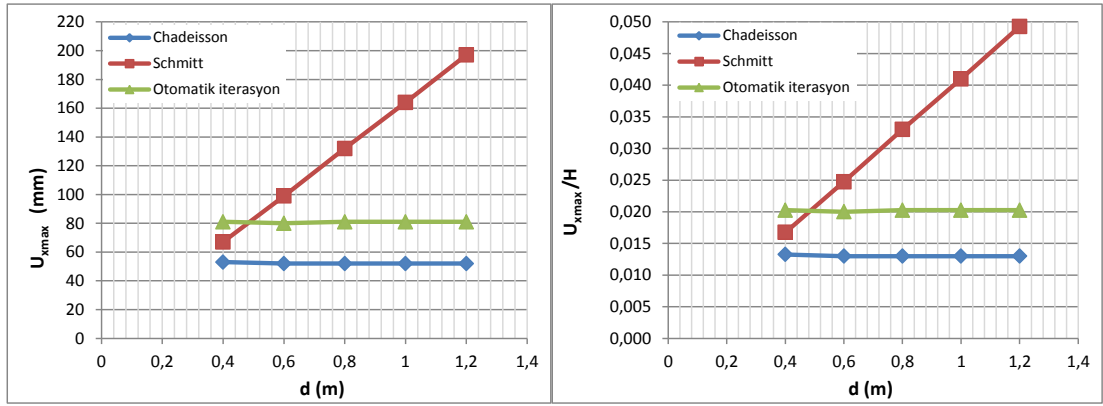
Şekil 8.27: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları

8.2.2 2. Grup Analizler

Bu grup analizler, SPT-N sayılarına dayalı olarak drenajsız dayanımın (c_u) *Stroud (1974)* ampirik ilişkisi ile ve drenajsız deformasyon modülünün (E_u) *Butler (1975)* ampirik ilişkisi ile edildiği geoteknik model için oluşturulmuştur.

Tablo 8.5: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler

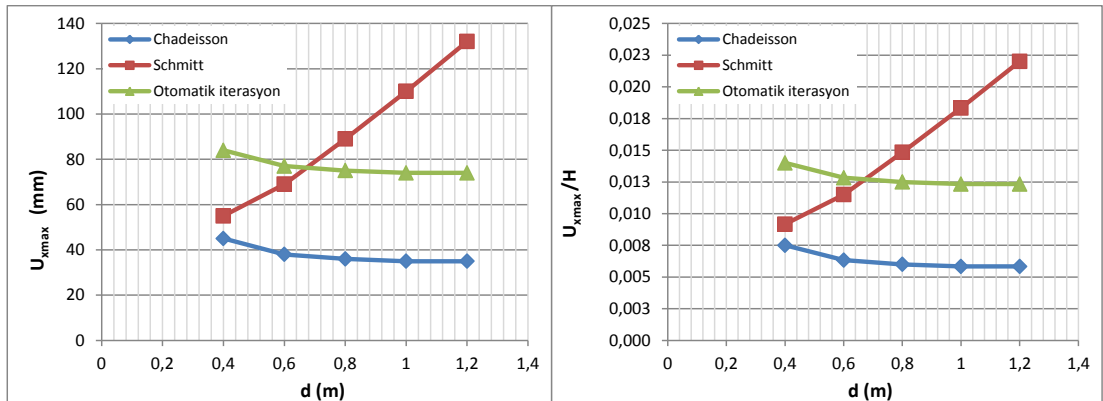
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömölme derinliği (m)	U _{xmax} (mm)		
			K _h Chadeisson	K _h Schmitt	K _h Otomatik İterasyon
1.20	4	1	52	197	81
1.00	4	1	52	164	81
0.80	4	1	52	132	81
0.60	4	1	52	99	80
0.40	4	1	53	67	81



Şekil 8.28: H=4 m için $U_{x_{max}}$ ve $U_{x_{max}}/H$ oranları

Tablo 8.6: H=6 m için duvardaki maksimum yanıl yerdeğıştirmeler

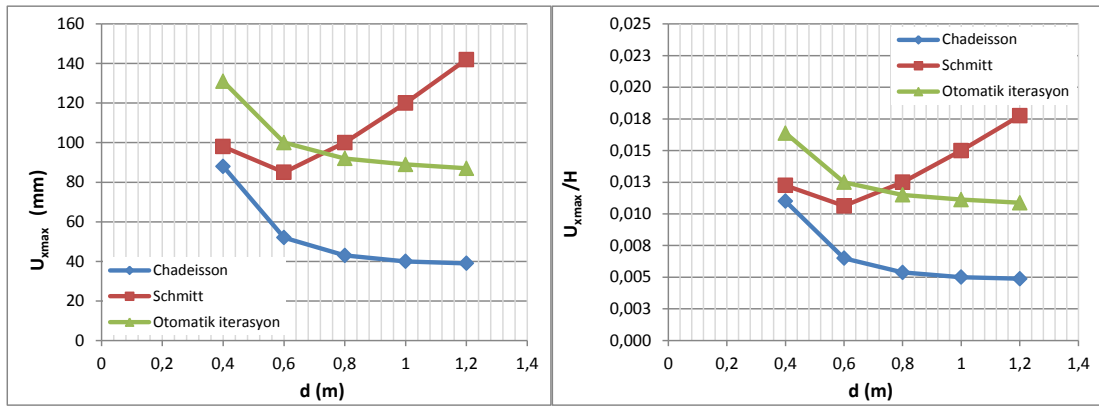
d	H	D	$U_{x_{max}}$ (mm)		
			K_h Chadeisson	K_h Schmitt	K_h Otomatik İterasyon
1.20	6	2	35	132	74
1.00	6	2	35	110	74
0.80	6	2	36	89	75
0.60	6	2	38	69	77
0.40	6	2	45	55	84



Şekil 8.29: H=6 m için $U_{x_{max}}$ ve $U_{x_{max}}/H$ oranları

Tablo 8.7: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler

d	H	D	U _{xmax} (mm)		
			K _h Chadeisson	K _h Schmitt	K _h Otomatik İterasyon
1.20	8	3	39	142	87
1.00	8	3	40	120	89
0.80	8	3	43	100	92
0.60	8	3	52	85	100
0.40	8	3	88	98	131



Şekil 8.30: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları

8.3 EN 1997-DA2 Tahkik Yönteminin Kullanıldığı Analizler

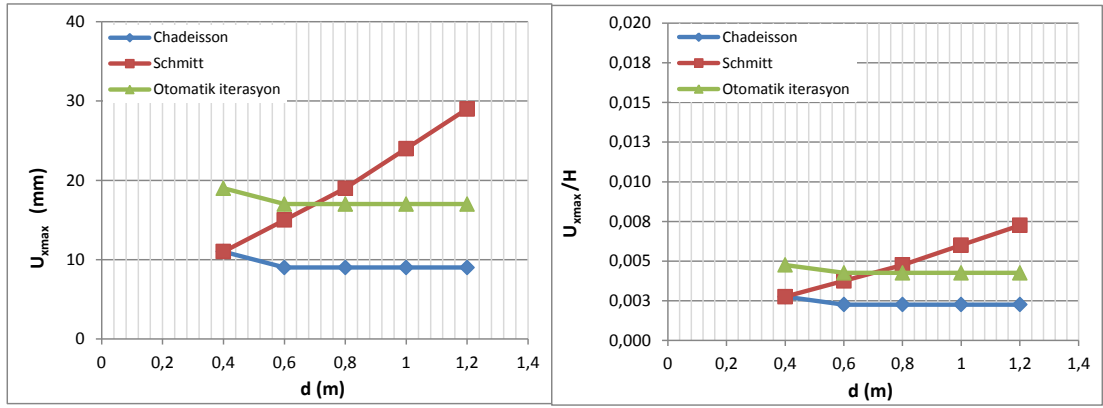
Bu yöntemdeki analizler, yapılan denemeler sonucu en büyük gömülme derinliğini veren DA2 yaklaşımı ile yapılmıştır.

8.3.1 3. Grup Analizler

Bu grup analizler, SPT-N sayılarına dayalı olarak drenajsız dayanımın (c_u) *Terzaghi ve Peck, 1967-Sowers, 1979* ampirik ilişkisi ile ve drenajsız deformasyon modülünün (E_u) *Butler (1975)* ampirik ilişkisi ile edildiği geoteknik model için oluşturulmuştur.

Tablo 8.8: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğıştirmeler

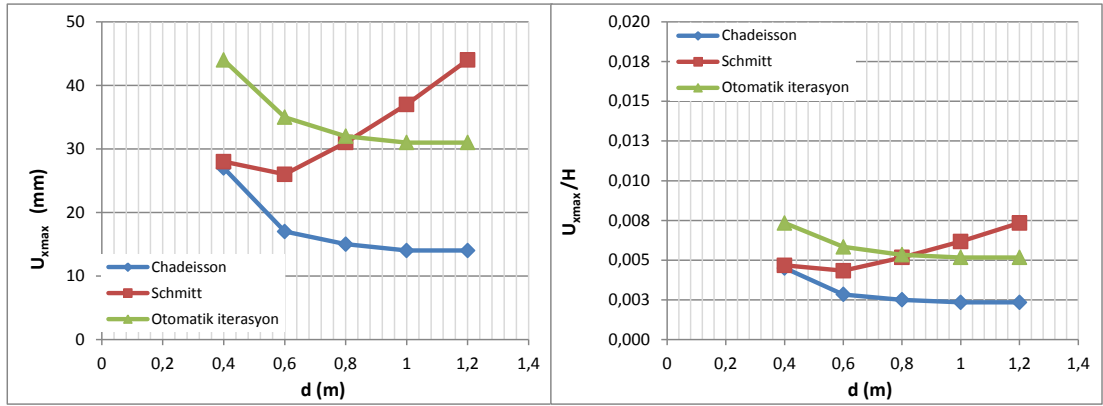
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömölme derinliği (m)	U _{xmax} (mm)		
			K _h Chadeisson	K _h Schmitt	K _h Otomatik İterasyon
1.20	4	2	9	29	17
1.00	4	2	9	24	17
0.80	4	2	9	19	17
0.60	4	2	9	15	17
0.40	4	2	11	11	19



Şekil 8.31: H=4 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları

Tablo 8.9: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğıştirmeler

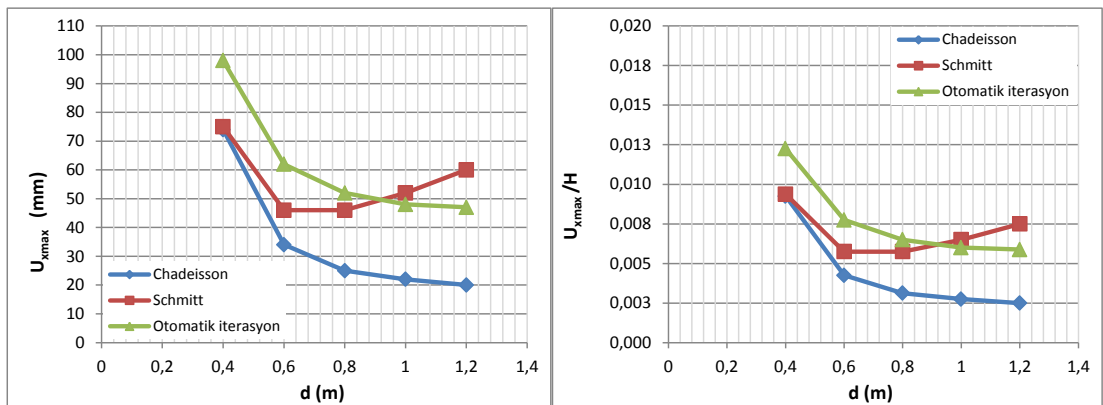
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömölme derinliği (m)	U _{xmax} (mm)		
			K _h Chadeisson	K _h Schmitt	K _h Otomatik İterasyon
1.20	6	3	14	44	31
1.00	6	3	14	37	31
0.80	6	3	15	31	32
0.60	6	3	17	26	35
0.40	6	3	27	28	44



Şekil 8.32: H=6 m için $U_{x_{max}}$ ve $U_{x_{max}}/H$ oranları

Tablo 8.10: H=8 m için duvardaki maksimum yanıl yerdęiřtirmeler

d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömülme derinliği (m)	$U_{x_{max}}$ (mm)		
			K_h Chadeisson	K_h Schmitt	K_h Otomatik İterasyon
1.20	8	4	20	60	47
1.00	8	4	22	52	48
0.80	8	4	25	46	52
0.60	8	4	34	46	62
0.40	8	4	74	75	98



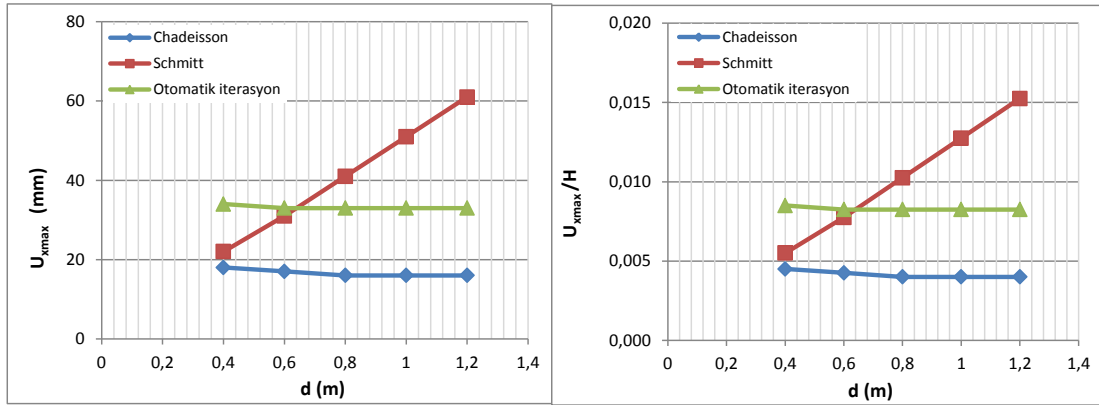
Şekil 8.33: H=8 m için $U_{x_{max}}$ ve $U_{x_{max}}/H$ oranları

8.3.2 4. Grup Analizler

Bu grup analizler, SPT-N sayılarına dayalı olarak drenajsız dayanımın (c_u) *Stroud (1974)* ampirik ilişkisi ile ve drenajsız deformasyon modülünün (E_u) *Butler (1975)* ampirik ilişkisi ile edildiği geoteknik model için oluşturulmuştur.

Tablo 8.11: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğıştirmeler

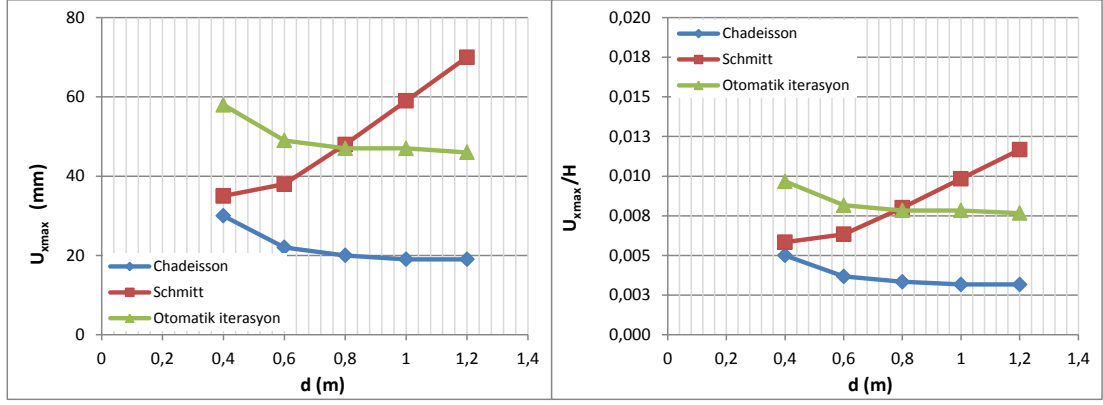
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömülme derinliği (m)	U_{xmax} (mm)		
			K_h Chadeisson	K_h Schmitt	K_h Otomatik İterasyon
1.20	4	1.5	16	61	33
1.00	4	1.5	16	51	33
0.80	4	1.5	16	41	33
0.60	4	1.5	17	31	33
0.40	4	1.5	18	22	34



Şekil 8.34: H=4 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları

Tablo 8.12: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğıştirmeler

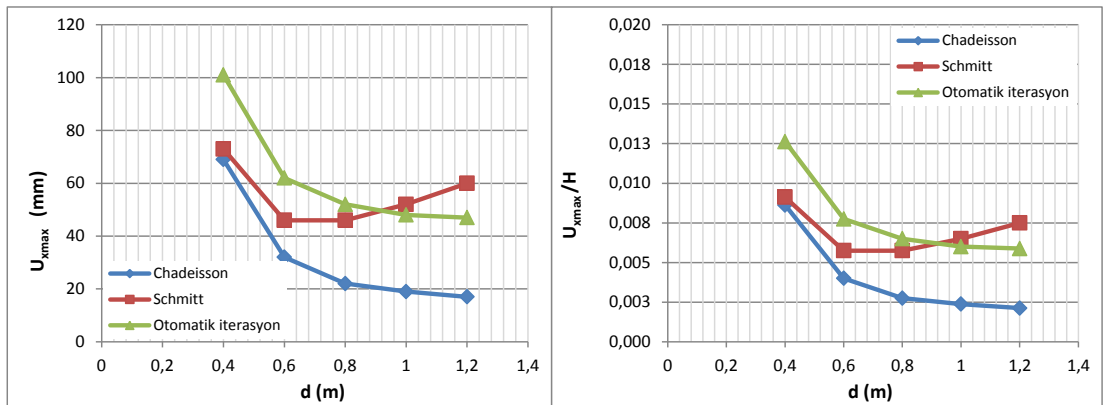
d Duvar kalınlığı (m)	H Kazı derinliği (m)	D Gömülme derinliği (m)	U_{xmax} (mm)		
			K_h Chadeisson	K_h Schmitt	K_h Otomatik İterasyon
1.20	6	2.5	19	70	46
1.00	6	2.5	19	59	47
0.80	6	2.5	20	48	47
0.60	6	2.5	22	38	49
0.40	6	2.5	30	35	58



Şekil 8.35: H=6 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları

Tablo 8.13: H=8 m için duvardaki maksimum yanıl yerdeğıştirmeler

d	H	D	U _{xmax} (mm)		
			K _h Chadeisson	K _h Schmitt	K _h Otomatik İterasyon
1.20	8	4	17	60	47
1.00	8	4	19	52	48
0.80	8	4	22	46	52
0.60	8	4	32	46	62
0.40	8	4	69	73	101



Şekil 8.36: H=8 m için U_{xmax} ve U_{xmax}/H oranları

8.4 Analiz Sonuçları

Analiz sonuçları incelendiğinde, seçilen zemin yatak katsayısı yönteminin sonuçları önemli oranda değiştirdiği görülmektedir. Duvar kalınlığının artırılması rijitliği arttırdığından, bu artışa bağlı olarak Chadeisson ve Otomatik İterasyon yöntemlerinde yatay deplasmanlar azalmış fakat aynı durum Schmitt yönteminde geçerli olmamıştır. Schmitt yaklaşımında, çoğunlukla H=8 m'lik kazılardaki bazı düşük duvar kalınlığı değerleri hariç, duvar kalınlığındaki artış ile deplasmanların arttığı gözlenmektedir. Chadeisson ve Otomatik İterasyon yaklaşımlarına ait maksimum deplasman değerlerinin, tüm analizler ve tüm duvar kalınlıkları için birbiriyle uyumlu ve orantılı ($\cong 2$ kat) olarak değiştiği söylenebilir. Burada Chadeisson yaklaşımı ile en düşük U_{max} değerleri elde edilmiştir.

Zemin yatak katsayısı ilişkilerini, kullandıkları ek zemin parametreleri cinsinden karşılaştırdığımızda Schmitt ve Otomatik İterasyon yöntemlerinin daha benzer oldukları söylenebilir. Bu ilişkilerin her ikisi de zeminin elastisite modülünü (E_{def}) kullanılmakta ancak Otomatik İterasyon yönteminde farklı olarak “yapısal dayanım katsayısı (m)” mevcut bulunmaktadır. Bu katsayı (m) zemin tipine ve yeraltı su seviyesine göre 0.1 ile 0.4 arasında değişmektedir. Bu bölümdeki analizlerde Geo5 klavuzuna göre m=0.2 değeri kullanılmıştır. Schmitt ve Otomatik İterasyon yaklaşımlarının sonuçlarını bu açıdan kıyasladığımızda; her bir kazı derinliğinde farklı tek bir duvar kalınlığı için sonuçların çakıştığı ya da birbirine çok yaklaştığı analizlerin tamamında görülebilir. Diğer yandan Chadeisson ilişkisi “kohezyon etki katsayısı (A_p)” tanımlı bir değer kullanılmaktadır ve bu açıdan diğer iki ilişkiye göre farklı olduğu düşünülebilir. $A_p=1-15$ arasında bir değer olarak tanımlanmaktadır ve Şekil 8.22’deki grafiğe göre sonuçlar üzerinde 10 kat kadar farklılığa neden olabildiği belirlenmiştir. Bu açıdan bakıldığında kohezyon etki katsayısının örneğin $A_p=3$ alınması durumunda Chadeisson ve Otomatik İterasyon yaklaşımları ile elde edilen deplasmanların tüm analizler için tamamen aynı olacağını görmek mümkündür. Aynı zamanda Chadeisson ilişkisinin kullanılması durumunda sadece d=0.4 m kalınlığındaki duvar için sonuçların Schmitt ilişkisinin kullanıldığı sonuçlar ile tüm analizler için aynı olduğu görülmektedir. Bu değerlendirmeler doğrultusunda, Plaxis ile yapılacak analizlerin Geo5 çözümleri ile tasarlanması ve

kıyaslanması aşamalarında, “Otomatik İterasyon” yaklaşımının kullanılması tercih edilebilir.

Dört grup analizin sonuçları her bir kazı derinliği için ayrı ayrı incelendiğinde; 4 m kazı derinliği için Chadeisson ve Otomatik İterasyon yaklaşımlarının kullanıldığı analizlerde özellikle $d \geq 0.6$ m için maksimum deplasman değerlerinin değişmediği ve yine sadece $d=0.6$ m için Otomatik İterasyon ve Schmitt yaklaşımlarına ait sonuçların yakınlaştığı görülmektedir. 6 m kazı derinliği için benzer şekilde, Chadeisson ve Otomatik İterasyon yaklaşımlarının kullanıldığı analizlerde çoğunlukla $d \geq 0.8$ m için maksimum deplasman değerleri değişmemekte ve Otomatik İterasyon ve Schmitt yaklaşımlarına ait sonuçlar çoğunlukla $d=0.8$ m için örtüşmektedir. 8 m kazı derinliği için aynı eğilimlerin $d=1$ m duvar kalınlığı için gözlemlendiği söylenebilir.

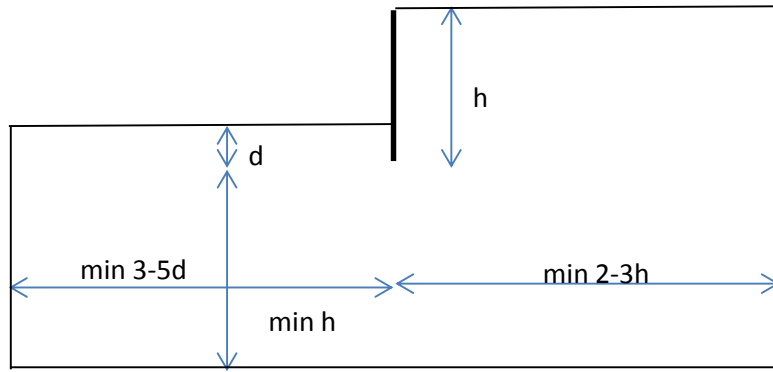
Perde Tasarımı programında kullanılan farklı tahkik yöntemlerinin (ASD ve EN1997-DA2) sonuçlar üzerindeki etkisi değerlendirildiğinde; bu yöntemlerin gömülme derinlikleri üzerinde bir etkisi olduğunu ve bu sebeple örneğin EN1997-DA2 tahkiki ile elde edilen daha büyük gömülme derinliklerinin, maksimum deplasmanları azalttığını söyleyebiliriz. Güvenlik sayısı (ASD) tahkikinin kullanıldığı analizlerde deplasmanlar, U_{max}/H cinsinden çoğunlukla 0.005 sınır değerinde ve üzerinde iken; EN1997-DA2 tahkiki ile genel olarak 0.005 sınır değerinin altında kalmıştır.

Drenajsız dayanım (c_u) için seçilen ampirik ilişkinin sonuçlar üzerindeki etkisi gözönüne alındığında; “Stroud, 1974” ilişkisi ile “Terzaghi ve Peck, 1967-Sowers, 1979” ilişkisine nazaran daha yüksek c_u değerleri heplendiğinden “Perde Tasarımı” programında daha düşük gömülme derinlikleri elde edilmiştir ve bu doğrultuda “Perde Kontrolü” programında yüksek c_u değerlerine rağmen çoğunlukla daha yüksek deplasmanlar gözlenmiştir.

9. PLAXIS PROGRAMI İLE PARAMETRİK ANALİZLER

Bu bölümün ilk aşamasında, 8. Bölümde Geo5 ile arazi deneylerine dayalı drenajsız zemin parametreleri kullanılarak yapılan 1. grup analizler, karşılaştırma amacıyla Plaxis programı ile yapılmıştır. İkinci aşamada konsol destek sistemleri için alternatif geoteknik modelleme olasılıklarının etkisi incelenmiş ve sonraki aşamalarda inceleme alanı için ankrajlı destek sistem analizleri oluşturulmuştur.

Plaxis programı ile yapılan analizlerde Şekil 9.1’ de gösterilmiş olan model sınırları kullanılmıştır (Berilgen, 2011).



Şekil 9.1: Derin kazılar için model sınırları

9.1 Plaxis Analizlerinin Geo5 Analizleri İle Karşılaştırılması

Bu bölümde Plaxis programı ile yapılan analizler, yalnızca Geo5 programı ile yapılan 1. grup koşulları kapsamaktadır. Tablo 9.1’ de tüm zeminler için Mohr-Coulomb modeli kabulü ile kullanılan malzeme parametreleri gösterilmiştir. Tabloda “Drenajsız (C)” ile tanımlanan koşul drenajsız analiz, drenajsız rijitlik (E_u) ve dayanım (c_u, ϕ_u) parametreleri ile yapıldığı hesap tipidir.

Tablo 9.1: Plaxis zemin modelinde kullanılan parametreler

Derinlik (m)	Zemin	Drenaj Koşulu	Kohezyon c_u (kN/m ²)	Elastisite Modülü E_u (kN/m ²)	Doğal Birim Hacim Ağırlık γ_n (kN/m ³)	Poisson Oranı ν	R_{int}
1.5-3	Kumlu Killi Çakıl (al.)	Drenajsız (C)	123	27500	18.5	0.50	0.70
3-13	Çakıllı Kumlu Kil (al.)	Drenajsız (C)	101	22000	19.5	0.50	0.70
13-18	Kil (ne.)	Drenajsız (C)	86	19000	21	0.50	0.70
18-30	Kumlu Silt (ne.)	Drenajsız (C)	146	32000	18	0.50	0.70

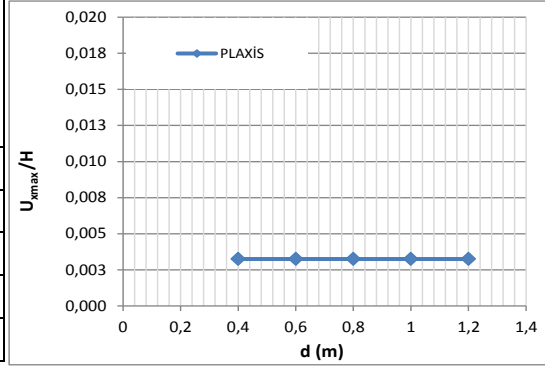
Tablo 9.2: Duvar için kullanılan malzeme parametreleri

Duvar Kalınlığı d (m)	Elastisite Modülü E (kN/m ²)	Normal Rijitlik EA (kN)	Eğilme Rijitliği EI (kNm ²)	Poisson Oranı ν	Duvar Birim Ağırlığı w (kN/m/m)
1.20	31 000 000	37 200 000	4 464 000	0.15	15.00
1.00	31 000 000	31 000 000	2 583 333	0.15	12.50
0.80	31 000 000	24 800 000	1 322 667	0.15	10.00
0.60	31 000 000	18 600 000	555 000	0.15	7.50
0.40	31 000 000	12 400 000	165 333	0.15	5.00

$H=4$ m kazı derinliğinde; duvar kalınlığındaki değişimin duvardaki maksimum deplasmanları değiştirmedeği ve literatürdeki sınır değerler cinsinden $U_{xmax}/H < 0.005$ olduğu görülmektedir (Tablo 9.3). Oysa ki Geo5 ile yapılan analizlerde, yatak katsayısı için Chadeisson ve Otomatik İterasyon yaklaşımlarının kullanıldığı çözümler için de duvar kalınlığındaki değişimin deplasmanları değiştirmedeği gözlenmesine rağmen, tüm çözümler için $U_{xmax}/H \geq 0.005$ olarak belirlenmiştir.

Tablo 9.3: H=4 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler ve $U_{x_{max}}/H$ oranları

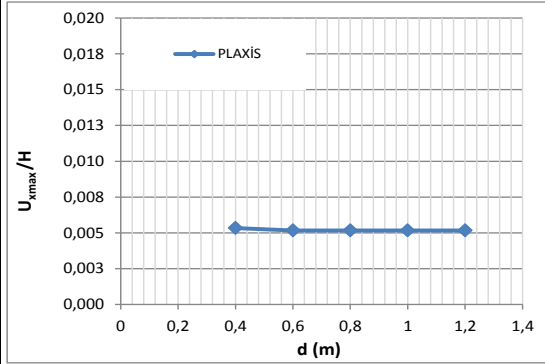
d	H	D	$U_{x_{max}}$
Duvar kalınlığı (m)	Kazı derinliği (m)	Gömölme derinliği (m)	(mm)
1.20	4	1.5	13
1.00	4	1.5	13
0.80	4	1.5	13
0.60	4	1.5	13
0.40	4	1.5	13



H=6 m kazı derinliğinde; Tüm duvar kalınlıkları için $U_{x_{max}}/H = 0.005$ ile deplasmanların sınırda olduğu görölmektedir (Tablo 9.4). Buna karşılık Geo5 analizlerinde ise seçilen yatak katsayısı yaklaşımına ve seçilen duvar rijitliğine dayalı olarak maksimum deplasmanların $0.005 \leq U_{x_{max}}/H \leq 0.005$ şeklinde değişebildiği söylenebilir.

Tablo 9.4: H=6 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler ve $U_{x_{max}}/H$ oranları

d	H	D	$U_{x_{max}}$
Duvar kalınlığı (m)	Kazı derinliği (m)	Gömölme derinliği (m)	(mm)
1.20	6	2.5	31
1.00	6	2.5	31
0.80	6	2.5	31
0.60	6	2.5	31
0.40	6	2.5	32



H=8 m kazı derinliğinde; Tüm duvar kalınlıkları için $U_{x_{max}}/H > 0.005$ ile sınır deplasmanların aşıldığı belirlenmiştir (Tablo 9.5). Buna karşılık Geo5 analizlerinde yine seçilen yatak katsayısı yaklaşımına ve seçilen duvar rijitliğine dayalı olarak maksimum deplasmanların $0.005 \leq U_{x_{max}}/H \leq 0.005$ şeklinde değişebildiği söylenebilir.

Tablo 9.5: H=8 m için duvardaki maksimum yanal yerdeğiştirmeler ve U_{xmax}/H oranları

d	H	D	U_{xmax}
Duvar kalınlığı (m)	Kazı derinliği (m)	Gömölme derinliği (m)	(mm)
1.20	8	3.50	51
1.00	8	3.50	51
0.80	8	3.50	51
0.60	8	3.50	53
0.40	8	3.50	55

Plaxis analiz sonuçlarını, 8. Bölümdeki değerlendirmelere de dayalı olarak yalnızca “Otomatik İterasyon” yaklaşımının kullanıldığı Geo5 analiz sonuçları ile kıyasladığımızda: belirlenen geoteknik model koşullarında, konsol bir destek sistemi için sonuçların daha uyumlu olduğu söylenebilir. Deplasmanlar açısından $U_{xmax}/H=0.005$ sınır değerleri gözönüne alındığında, Geo5 programında otomatik iterasyon yaklaşımı ile yapılan hesaplar, kullanılan geoteknik model koşullarında H=4 m kazı derinliğinde dahi konsol destek sisteminin yeterli olamayacağını göstermektedir. Plaxis programı ile yapılan hesaplarda ise yalnızca H=4 m kazı derinliğinde konsol destek sisteminin yeterli olabileceği bunun üstündeki derinlikler içinse yetersiz kalacağı belirlenmiştir.

9.2 Konsol Destek Sistemi için Geoteknik Modelleme Farklılıkları

Bu aşamada, önceki bölümlerdeki değerlendirmeler doğrultusunda H=4 m kazı derinliğinde konsol destek sistemi için geoteknik modelleme farklılıklarının etkisi incelenmiştir. Bu amaçla öncelikle şimdiye dek kullanılan arazi deneyleri yerine laboratuvar deneylerini gözönüne alan drenajsız zemin parametrelerine dayalı bir model oluşturulmuş ve sonrasında zemin profilindeki tabakaları ve kıvamaları gözönüne alarak seçilen efektif parametreler cinsinden bir model daha belirlenmiştir.

Plaxis analizleri için konsol sistemin gömölme derinliği, Geo5 programında EN1997-DA3 tahkik yöntemiyle belirlenmiştir. Hesaplarda gerçekçi kısıtları daha iyi temsil edebilmek için farklı sürşarj yükleri gözönüne alınmıştır. Geo5 perde kontrolü

programında otomatik iterasyon yaklaşımı kullanılmıştır. Konsol destek sistemi için önceki bölümlerde yapılmış değerlendirmeler doğrultusunda $d=0.6$ m genişliğinde bir diyafram duvar kabulü yapılmıştır. Yeraltısuyu seviyesi 3.5 m seviyesindedir.

9.2.1 Drenajsız Parametreler ile Drenajsız Analiz-C

Laboratuvar deneylerine dayalı geoteknik model; inceleme alanı için 7. Bölümde yapılan değerlendirmelere dayalı olarak serbest basınç deneyleri ile belirlenmiş olan drenajsız kohezyon değerleri ve bu değerlere göre Das (1998) ilişkisi ile elde edilmiş drenajsız elastisite modülü değerlerini gözönüne alan homojen tek bir tabaka kabulü ile oluşturulmuştur (Tablo 9.6).

Tablo 9.6: Geo5 programı drenajsız zemin parametreleri

Zemin	Perde Tasarımı Parametreleri			Perde Kontrolü Ek Parametreleri		
	Birim Hacim Ağırlık γ_n (kN/m ³)	Kohezyon c_u (kN/m ²)	Adhezyon a (kN/m ²)	Elastisite Modülü E_u (kN/m ²)	Poisson Oranı ν	Yapısal Dayanım Katsayısı m
CI-CL	21	70	35	17500	0.49	0.2

Bu model ile tanımlanan zemin koşulları için ön tasarım amaçlı yapılan Geo5 analizlerinden elde edilen gömülme derinlikleri (D) ve maksimum deplasmanlar ($U_{x_{max}}$); $q=20-60$ kPa sürşarj yükleri için $D=2$ m ve $U_{x_{max}}=37.4$ mm, $q=100$ kPa sürşarj yükü için $D=4.5$ m ve $U_{x_{max}}=36$ mm şeklinde bulunmuştur. Bu değerler $U_{x_{max}}/H \cong 0.009$ ile izin verilen sınır değerlerin üstünde kalmaktadır. Bu doğrultuda Plaxis analizler için $D=4.5$ m gömülme derinliği kabulü yapılmıştır.

$H=4$ m kazı derinliği ve $D=4.5$ m gömülme derinliğine sahip konsol destek sistemi için Plaxis analizlerinde kullanılan zemin ve duvar parametreleri Tablo 9.7 ve Tablo 9.8 de gösterilmiştir.

Tablo 9.7: Plaxis programı drenajsız zemin parametreleri

Derinlik (m)	Zemin	Drenaj Koşulu	Kohezyon c_u (kN/m ²)	Elastisite Modülü E_u (kN/m ²)	Doğal Birim Hacim Ağırlık γ_n (kN/m ³)	Poisson Oranı ν	R_{int}
0-20	Kil	Drenajsız (C)	70	17 500	21	0.50	0.70

Tablo 9.8: Plaxis programı duvar parametreleri

Duvar Kalınlığı d (m)	Elastisite Modülü E (kN/m ²)	Normal Rijitlik EA (kN)	Eğilme Rijitliği EI (kNm ²)	Poisson Oranı ν	Duvar Birim Ağırlığı w (kN/m/m)
0.60	31 000 000	18 600 000	555 000	0.15	7.50

Plaxis analiz sonuçları; drenajsız parametreler ile modellenen homojen zemin koşullarında, H=4 m kazı derinliği gözönüne alındığında, trafik ya da tek katlı hafif yapılar için varsayılabilir $q=20$ kPa'lık sürşarj yükünde dahi duvarda gözlenen maksimum deplasman oranları (U_{xmax}/H) cinsinden, konsol destek sisteminin yeterli olmayacağını göstermektedir (Tablo 9.9).

Tablo 9.9: Duvardaki maksimum yanıl yerdeğıştirmeler

q Sürşarj yükü (kN/m ²)	U_{xmax} YASS Akışı var (mm)	U_{xmax} YASS Akışı yok (mm)	U_{xmax}/H
20	44	44	0.011
60	69	69	0.017
100	96	96	0.024

9.2.2 Efektif Parametreler ile Drenajsız Analiz-A

İnceleme alanı için alt bölüm 9.2.1' deki zemin koşullarının efektif parametreler ile modellenmesinde, Geo5 veritabanındaki “orta plasitisiteli ve orta katı- katı kıvamdaki kil tabakası” değerleri seçilmiştir (Tablo 9.10).

Tablo 9.10: Geo5 programı efektif zemin parametreleri

Zemin	Perde Tasarımı Parametreleri				Perde Kontrolü Ek Parametreleri		
	Birim Hacim Ağırlık γ_n (kN/m ³)	Kohezyon c' (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı ϕ' (°)	Duvar-Zemin Sürtünme Açısı δ (°)	Elastisite Modülü E' (kN/m ²)	Poisson Oranı ν	Yapısal Dayanım Katsayısı m
CI-CL	21	16	19	12	7000	0.40	0.2

Plaxis analizleri, öncelikle Geo5’ de “drenajsız analiz” ile seçilen gömülme derinliği $D=4.5$ m için, “efektif parametreler ile drenajsız analiz” seçeneği kullanılarak yapılmış ancak $q=100$ kPa için sistem göçmüş ve $q=20$ kPa için dahi bile izin verilen sınırların üstünde $U_{x_{max}}=95$ mm deplasman bulunmuştur. Bu durumda efektif parametreler için Geo5 programından yeni gömülme derinlikleri hesaplanmıştır.

Efektif parametrelere dayalı bu model ile tanımlanan zemin koşulları için ön tasarım amaçlı yapılan Geo5 analizlerinden elde edilen gömülme derinlikleri; $q=20$ kPa için $D=6$ m, $q=60$ kPa için $D=11$ m, $q=100$ kPa için $D=15$ m bulunmuştur. Bu sürşarj yükleri ve gömülme derinlikleri için duvardaki maksimum deplasmanlar ($U_{x_{max}}$) ise sırasıyla 13 mm ($U_{x_{max}}/H = 0.0034$), 40 mm ($U_{x_{max}}/H = 0.01$) ve 117 mm ($U_{x_{max}}/H = 0.03$) hesaplanmıştır. Bu doğrultuda Plaxis analizler için gömülme derinliği $D=15$ m seçilmiştir.

$H=4$ m kazı derinliği ve $D=15$ m gömülme derinliğine sahip konsol destek sistemi için Plaxis analizlerinde kullanılan zemin parametreleri Tablo 9.11’ de gösterilmiştir. Duvar parametreleri önceki bölüm Tablo 9.8’ de verilenler ile aynıdır.

Tablo 9.11: Plaxis programı efektif zemin parametreleri

Derinlik (m)	Zemin	Drenaj Koşulu	Kohezyon c' (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı ϕ' (°)	Elastisite Modülü E' (kN/m ²)	Birim Hacim Ağırlık $\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$ (kN/m ³)	Poisson Oranı ν'	R_{int}
0-40	Kil	Drenajsız(A)	16	19	7000	21	0.40	0.7

Plaxis analiz sonuçları; efektif zemin parametreleri ile modellenen koşullarda, duvarda gözlenen maksimum deplasman oranları ($U_{x_{max}}/H$) cinsinden, drenajsız parametreler ile modellenen koşullara göre daha olumsuz sonuçlar göstermektedir (Tablo 9.12).

Tablo 9.12: Duvardaki maksimum yanıl yerdeğiştirmeler

q Sürşarj yükü (kN/m ²)	$U_{x_{max}}$ YASS Akışı var (mm)	$U_{x_{max}}$ YASS Akışı yok (mm)	$U_{x_{max}}/H$
20	216	216	0.054
60	339	339	0.085
100	670	670	0.168

Bu sonuçlar doğrultusunda, en olumsuz koşul ($q=100$ kPa) gözönüne alınarak, duvar kalınlığının değiştirilmesi ($d=1.2$ m) ve homojen kabul edilen zemin tabakasında rijitlik parametresinin derinlik ile artırılması varsayımı ile bir analiz daha yapılmıştır. Bu amaçla Şekil 7.8’ de idealize edilmiş zemin profili modelinden faydalanılmış ve $z=18$ m derinlikten sonra, E elastisite modülünün her 1 m de 500 kPa arttığı varsayımı yapılmıştır. Bu varsayım altında Plaxis ile yapılan analiz sonucu, duvardaki maksimum deplasman $U_{x_{max}}=193$ mm hesaplanmıştır. Bu yaklaşım deplasmanları yaklaşık üçte iki oranında düşürmesine rağmen, konsol sistemin uygulanabilirliği modellenen zemin koşullarında halen mümkün görülmemektedir.

9.3 Tek Sıra Ankrajlı Destek Sistemleri için Analizler

Bu bölümde, $H=4$ m kazı derinliği için tek sıra ankrajlı bir diyafram duvarın Geo5 programı ile yapılan tasarımları için Plaxis analizleri oluşturulmuştur. Drenajsız analizlerin “drenajsız parametreler” ve “efektif parametreler” ile yapıldığı önceki bölümün sonuçları doğrultusunda; Geo5 ile tasarımda yani gömülme derinlikleri ve ankraj kuvvetlerinin hesaplanmasında “efektif parametrelere dayalı modeller” kullanılmıştır. Aynı zamanda “Geo5 perde tasarımı” bileşeni ile hesaplanan gömülme derinlikleri ve ankraj kuvvetleri için “Geo5 perde kontrolü”

bileşeni ile deformasyon ve içsel stabilite analizleri de oluşturulmuştur. Bu aşamada hem perde tasarımı hem de perde kontrolü programlarında EN1997-DA3 yaklaşımı kullanılmıştır. Geo5 ile “efektif parametrelere dayalı modeller” kullanılarak tasarlanan destek sisteminin Plaxis analizlerinde, hem analiz tipinin hem de modelleme farklılıklarının etkisi gözlenmiştir.

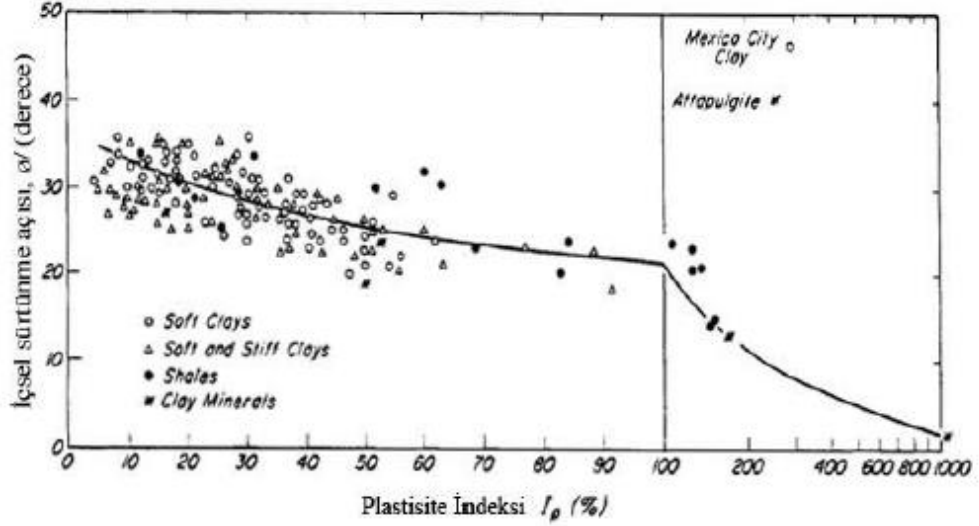
9.3.1 Geo5 Programı ile Tasarım

İnceleme alanı için önceki bölümde kullanılmış olan “efektif parametrelere dayalı model” Geo5 veritabanından seçilmiş “orta plasitisel ve orta katı-katı kıvamdaki kil” zemin parametreleri ile oluşturulmuştur. Bu model, çalışmanın bu aşamasında “**Model-1**” olarak tanımlanmış (Tablo 9.13) ve efektif parametrelere dayalı alternatif bir başka model (**Model-2**) daha oluşturulmuştur.

Tablo 9.13: Geo5 programı efektif zemin parametreleri (*Model-1*)

CI-CL	
Birim ağırlık :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Gerilme-durum :	efektif
İçsel sürtünme açısı :	$\phi_{ef} = 19,00^\circ$
Zemin kohezyonu :	$c_{ef} = 16,00 \text{ kPa}$
İçsel sürtünme açısı-zemin :	$\delta = 12,00^\circ$
Zemin :	kohezyonlu
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Deformasyon modülü :	$E_{def} = 7,00 \text{ MPa}$
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Yapısal dayanım katsayısı :	$m = 0,20$
Doğgun birim ağırlık :	$\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Literatürdeki çalışmalar doğrultusunda belirlenen **Model-2**'de; içsel sürtünme açısı, plastisite indisine ($I_p=14$) göre Terzaghi vd., (1996) tarafından verilen Şekil 9.2' deki grafik kullanılarak, $\phi'=30^\circ$ hesaplanmıştır.



Şekil 9.2: Plastisite indisi-içsel sürtünme açısı ilişkisi

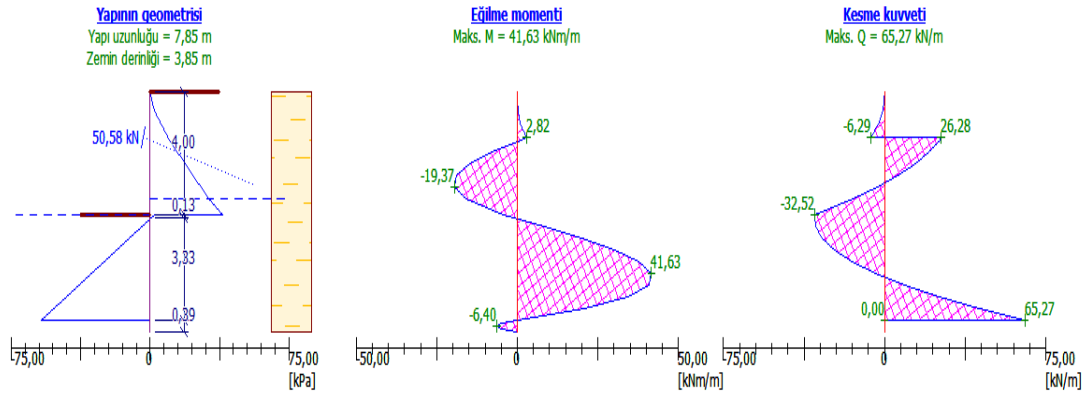
Kohezyon değeri için pratikteki deneyimlere dayalı $c'=10$ kPa değeri alınmış ve elastisite modülü, Bağıntı 9.1' e göre yaklaşık $E \cong 15$ MPa hesaplanmıştır (Tablo 9.14).

$$E' = \frac{2(1 + \nu')}{3} E_u = \frac{2(1 + 0,4)}{3} 17,5 \cong 15 \text{ MPa} \quad (9.1)$$

Tablo 9.14: Geo5 programı efektif zemin parametreleri (Model-2)

CI-CL	
Birim ağırlık :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Gerilme-durum :	efektif
İçsel sürtünme açısı :	$\phi_{ef} = 30,00^\circ$
Zemin kohezyonu :	$c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
İçsel sürtünme açısı-zemin :	$\delta = 20,00^\circ$
Zemin :	kohezyonlu
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Deformasyon modülü :	$E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Yapısal dayanım katsayısı :	$m = 0,20$
Doygun birim ağırlık :	$\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

“Model-1” için Geo5 “perde tasarımı” programı ile 20 kN/m^2 lik sürşarj yükü için gömülme derinliği $D \cong 4$ m ve ankraj kuvveti $F \cong 50$ kN hesaplanmıştır (Şekil 9.3).

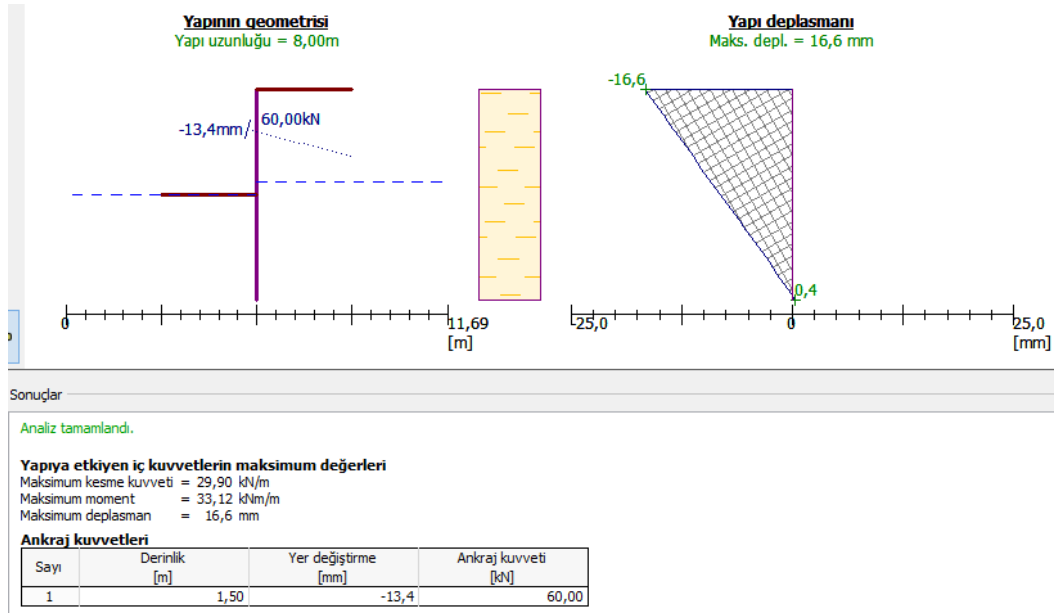


Şekil 9.3: Geo5 perde tasarımı analiz sonuçları (Model-1)

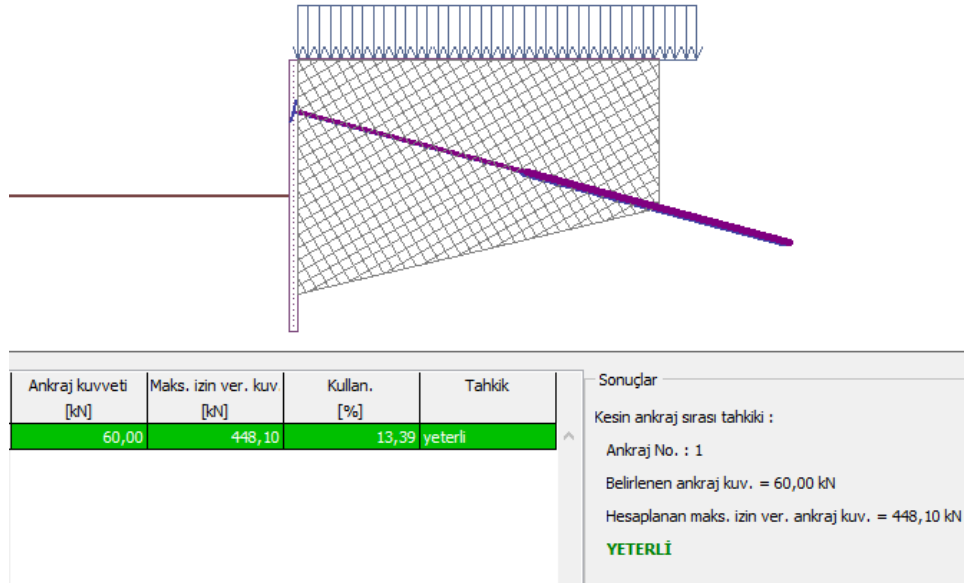
Geo5 “perde kontrolü” programında aşamalı inşaat tanımı ile (1. aşamada 2 m kazı yapılmış, 2. aşamada 1.5 m derinliğe ankraj tanımlanmış ve 3. aşamada 2 m’ lik kazı tamamlanmıştır) deformasyonlar belirlenmiş, içsel stabilite tahkikleri yapılmıştır (Şekil 9.4-Şekil 9.6).

— Ankraj parametreleri		
Derinlik :	z = 1,50 [m]	
Serbest uzunluk :	l = 7,00 [m]	
Temel boyu :	l _k = 8,00 [m]	
Eğim :	α = 15,00 [°]	
Ankraj aralığı :	b = 1,50 [m]	
— Rijitlik		
Girdi çeşidi :	Girdi çapı	
Çap :	d = 150,0 [mm]	
Elastisite modülü :	E = 210000,00 [MPa]	
Ön-germe kuvveti :	F = 50,00 [kN]	

Şekil 9.4: Geo5 perde kontrolü ankraj parametreleri (Model-1)

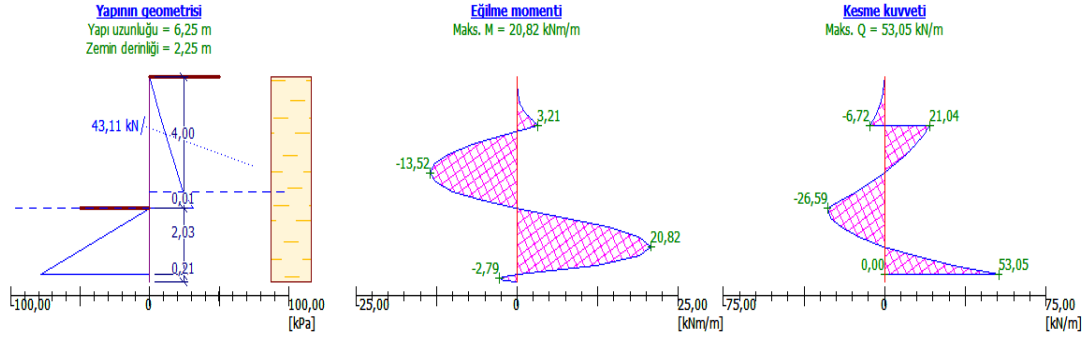


Şekil 9.5: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-Deformasyonlar (*Model-1*)



Şekil 9.6: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-İçsel Stabilité (*Model-1*)

“*Model-2*” için Geo5 “perde tasarımı” programı ile 20 kN/m^2 lik sürşarj yükü için gömülme derinliği $D \approx 2.5 \text{ m}$ ve ankraj kuvveti $F \approx 43 \text{ kN}$ hesaplanmıştır (Şekil 9.7).

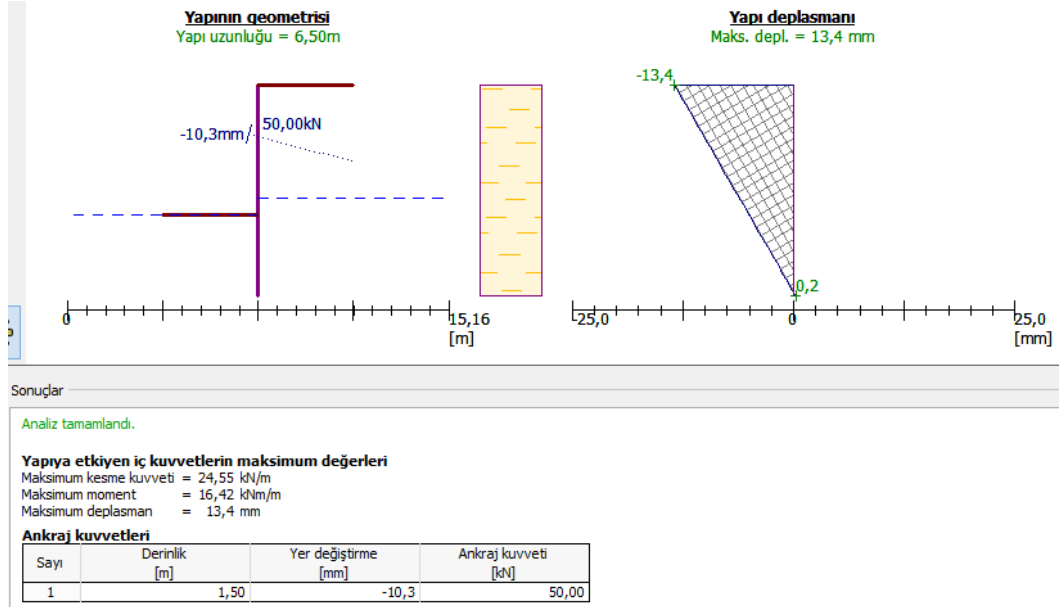


Şekil 9.7: Geo5 perde tasarımı analiz sonuçları (*Model-2*)

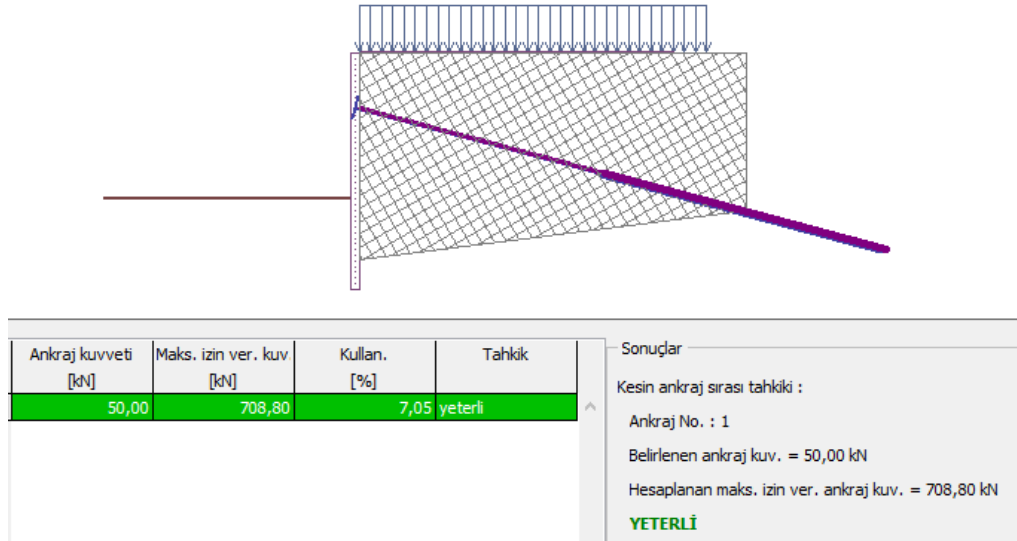
Geo5 “perde kontrolü” programında “*Model-2*” için aşamalı inşaat tanımı ile (1. aşamada 2 m kazı yapılmış, 2. aşamada 1.5 m derinliğe ankraj tanımlanmış ve 3. aşamada 2 m’ lik kazı tamamlanmıştır) belirlenen deformasyonlar ve içsel stabilite tahkikleri Şekil 9.8-Şekil 9.10 arasında gösterilmiştir.

Ankraj parametreleri	
Derinlik :	$z = 1,50$ [m]
Serbest uzunluk :	$l = 7,00$ [m]
Temel boyu :	$l_k = 8,00$ [m]
Eğim :	$\alpha = 15,00$ [°]
Ankraj aralığı :	$b = 1,50$ [m]
Rijitlik	
Girdi çeşidi :	Girdi çapı
Çap :	$d = 150,0$ [mm]
Elastisite modülü :	$E = 210000,00$ [MPa]
Ön-germe kuvveti :	$F = 43,00$ [kN]

Şekil 9.8: Geo5 perde kontrolü ankraj parametreleri (*Model-2*)



Şekil 9.9: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-Deformasyonlar (*Model-2*)



Şekil 9.10: Geo5 perde kontrolü analiz sonuçları-İçsel Stabilitite (*Model-2*)

Her iki model için de 40, 60 ve 100 kN/m² lik sürşarj yüklerinde analizler tekrarlanmış ve sonuçlar Tablo 9.15' de gösterilmiştir.

Tablo 9.15: Farklı sürşarj yükleri için Geo5 analiz sonuçları

Geo5	Model-1					Model-2				
	Sürşarj q (kN/m ²)	Gömülme derinliği D (m)	F _{ankraj} (kN)	F _{öngörme} (kN)	U _{xmax} (mm) U _{xmax} /H	İçsel stabilite	Gömülme derinliği D (m)	F _{ankraj} (kN)	F _{öngörme} (kN)	U _{xmax} (mm) U _{xmax} /H
20	4	50	60	16.6	%14 l=7 m l _k =8 m	2.5	43	50	13.4	%7 l=7 m l _k =8 m
				0.00415					0.00335	
40	5	107	128	17.7	%35 l=7 m l _k =8 m	3	80	96	14.5	%13 l=7 m l _k =8 m
				0.00443					0.00363	
60	6	176	211	19.1	%35 l=10 m l _k =8 m	3	119	143	18.3	%18 l=7 m l _k =8 m
				0.00478					0.00458	
100	8	327	392	32.7	%33 l=12 m l _k =8 m	4	200	240	26.7	%28 l=7 m l _k =8 m
				0.00818					0.00668	

Geo5 Tasarımı ve analizi ile belirlenen duvardaki maksimum deplasmanlar, q=60 kPa'lık sürşarj yüküne kadar H=4 m'lik bir kazı derinliğinde, tek ankrajlı destek sisteminin uygulanabilir olduğunu göstermektedir. Sürşarj yükünün q=100 kPa olması durumunda ise deplasmanların sınır değerleri aştığı görülmektedir. **Model-2** için duvardaki maksimum deplasmanların, **Model-1** için elde edilen deplasmanlara göre daha düşük olduğu belirlenmiştir. Aynı zamanda **Model-1** ile yapılan analizler, konsol sistem ile karşılaştırıldığında tek sıra ankraj konulmasının deplasmanları önemli oranda azalttığı söylenebilir.

9.3.2 Plaxis Programı ile Analiz

Tek ankrajlı destek sisteminin Plaxis analizlerinde; Geo5 kullanılarak efektif parametrelere dayalı iki ayrı model (**Model-1**, **Model-2**) için belirlenmiş olan gömülme derinlikleri ve ankraj kuvvetleri kullanılmıştır. Bu aşamada öncelikle ankrajlı sistemler için gerekli tahkikler yapılmış ve Plaxis analizi için bir örnekleme ile birlikte tasarlanan sistemler için, analiz tipinin ve geoteknik modelleme farklılıklarının, duvarın yapacağı maksimum deplasmanlar üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Ankraj Tahkikleri:

Kohezyonlu zeminlerde ankraj kök kapasitesi;

$$P_i = K. \pi. D. L. \tau \quad (9.2)$$

$$\tau = c' + \sigma'_v \cdot \tan \delta \quad (\text{Drenajlı durumda}) \quad (9.3)$$

$$\tau = \frac{2}{3} c_u \quad (\text{Drenajsız durumda}) \quad (9.4)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada,

K : Yanal itki katsayısı (kuumlarda 1.4-1.5, killerde 0.75)

D veya d : Kök çapı (10-15 cm)

L : Ankraj kök bölgesi uzunluğu (m)

σ'_v : Kök uzunluğu ortasındaki düşey efektif gerilme(kPa)

δ : Zemin-duvar arasındaki sürtünme açısı ($\delta=2/3\phi$)

$$\text{Ankraj taşıma kapasitesi } (P_{\text{kök kapasite}}) = \frac{\Sigma P_i}{GS}$$

Taşıma kapasitesi için kullanılacak minimum güvenlik sayısı GS=1.5' dur.

Model 1 için;

$$P_i = K. \pi. D. L. (c' + \sigma'_v \cdot \tan \delta) \quad (\text{Drenajlı durumda})$$

$$P_i = 0.75 \times 3.14 \times 0.15 \times 8 \times (16 + 4.5 \times 21 \times \tan\left(\frac{2}{3} 19\right)) = 105 \text{ kN}$$

$$(P_{\text{kök kapasite}}) = \frac{\Sigma P_i}{GS} = \frac{105}{1.5} = 70 \text{ kN}$$

$$P_i = K. \pi. D. L. \cdot \frac{2}{3} c_u \quad (\text{Drenajsız durumda})$$

$$P_i = 0.75 \times 3.14 \times 0.15 \times 8 \times \frac{2}{3} \times 70 = 131 \text{ kN}$$

$$(P_{\text{kök kapasite}}) = \frac{\Sigma P_i}{GS} = \frac{131}{1.5} = 87 \text{ kN}$$

Veya FHWA (FHWA-IF-99-015, 1999) uyarınca Tablo 9.16' da görüldüğü gibi katı siltli kil tabakasında oluşturulacak ankrajlar için sınır taşıma gücü $f_u=30$ kN/m olarak verilmektedir. 8 m kök uzunluğuna sahip bir ankrajın sınır taşıma gücü 240 kN, $GS=1.5$ güvenlik sayısı alınarak güvenli taşıma gücü $P_{\text{kök kapasite}}=160 \text{ kN}$ olarak hesaplanır.

Tablo 9.16: 1m uzunluk için kökte son taşıma gücü

Zemin Cinsi	Rölatif Sıklık/Kıvrım (SPT-N Sayıları)	Ortalama Transfer Yükü (kN/m)
Kum ve Çakıl	Gevşek (4-10)	145
	Orta Sıkı (11-30)	220
	Sıkı (31-50)	290
Kum	Gevşek (4-10)	100
	Orta Sıkı (11-30)	145
	Sıkı (31-50)	190
Kum ve Silt	Gevşek (4-10)	70
	Orta Sıkı (11-30)	100
	Sıkı (31-50)	130
Siltli Kil	Katı (10-20)	30
	Sert (21-40)	60

Enjeksiyon ile ankraj (tendon) arası aderans tahkiki;

Ankraj halatı için $P_{\text{halat em}}$ ile maksimum ankraj kökü taşıma kapasitesi ($P_{\text{kök kapasitesi}}$) oranı 2'den büyük olmalıdır.

$$\frac{P_{\text{halat em}}}{P_{\text{imax}}} > 2 \quad (9.5)$$

ise enjeksiyon ile ankraj arası aderans problemi yoktur.

$$P_{halat em} = \tau_{em} \cdot A_{halat yüzey alanı} \cdot Halat sayısı \quad (9.6)$$

Nervürlü çelik için $\tau_{em}=700 \text{ kN/m}^2$

$$A_{halat yüzey alanı} = \pi \cdot D_{halat} \cdot L_{halat} \quad (9.7)$$

$$Halat sayısı = \frac{P_{imax}}{P_{kopma}} \quad (9.8)$$

$$P_{kopma} = 0.6 \cdot P_{spesifik} \quad (9.9)$$

Ankraj demeti kopma tahkiki;

$$\frac{\text{maksimum } P_{ankraj demeti kopma}}{P_{imax}} > 1.4 \quad (9.10)$$

ise kopmaya karşı emniyetlidir.

$$P_{ankraj demeti kopma} = P_{spesifik} \cdot 0,6 \cdot halat sayısı \quad (9.11)$$

Tasarımda ankraja gelecek yük halat kopma yükünün 0.6 katını geçmemelidir.

Model 1 için;

Bu projede çapı 12.9 mm olan 7 telli örgü tel kullanılacaktır. (Çap=12.9 mm, Kesit Alanı=100 mm², Kopma Dayanımı $P_{kopma}= 186 \text{ kN}$) (bkz. Tablo5.2)

$$P_{halat em} = 700 \times (3.14 \times 0.0129 \times 8) \times \frac{105}{0.6 \times 186} = \frac{226}{105} = 2.15 > 2$$

enjeksiyon ile ankraj arası aderans problemi yoktur.

$$\frac{186 \times 0.6 \times 1}{105} = 1.06 > 1.4 \text{ sağlamadı.}$$

Ankraj halat sayısı 2 ye çıkarıldı.

$$\frac{186 \times 0.6 \times 2}{105} = 2.12 > 1.4 \text{ kopmaya karşı emniyetli.}$$

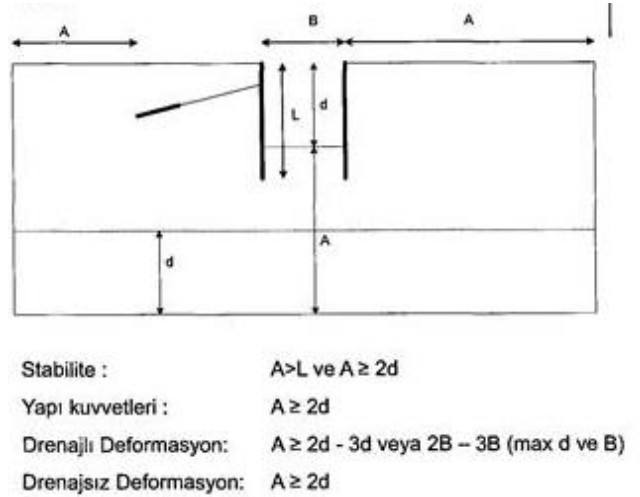
Model-1 için yapılan tahkikler sonucu belirlenen ve analizlerde kullanılan ankraj parametreleri Tablo 9.17’ de gösterilmiştir.

Tablo 9.17: Ankraj parametreleri (*Model-1*)

Halat Kısmı					Kök Kısmı			
Uzunluk	Alan	Elastisite Modülü	Normal Rijitlik	Aralık	Uzunluk	Çap	Elastisite Modülü	Aralık
L	A	E	EA	$L_{spacing}$	$L_{kök}$	D	E	$L_{spacing}$
(m)	(m^2)	(kN/m^2)	(kN)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(m)
8	2x0.001	210 000 000	42 000	1.5	8	0.15	20 000 000	1.5

Analiz Örneği (*Model-1*):

Analizlerde model sınırları, Şekil 9.2’ deki ankrajlı sistemler için verilmiş kriterler (Berilgen, 2011) gözönünde bulundurularak belirlenmiş ($x_{min}=0$ m, $x_{max}=100$ m, $y_{min}=-50$ m, $y_{max}=0$ m) ve kazı genişliği $B=30$ m varsayılmıştır (Şekil 9.11).



Şekil 9.11: Ankrajlı sistem için model sınırları

Tablo 9.18: Plaxis programı efektif zemin parametreleri (*Model-1*)

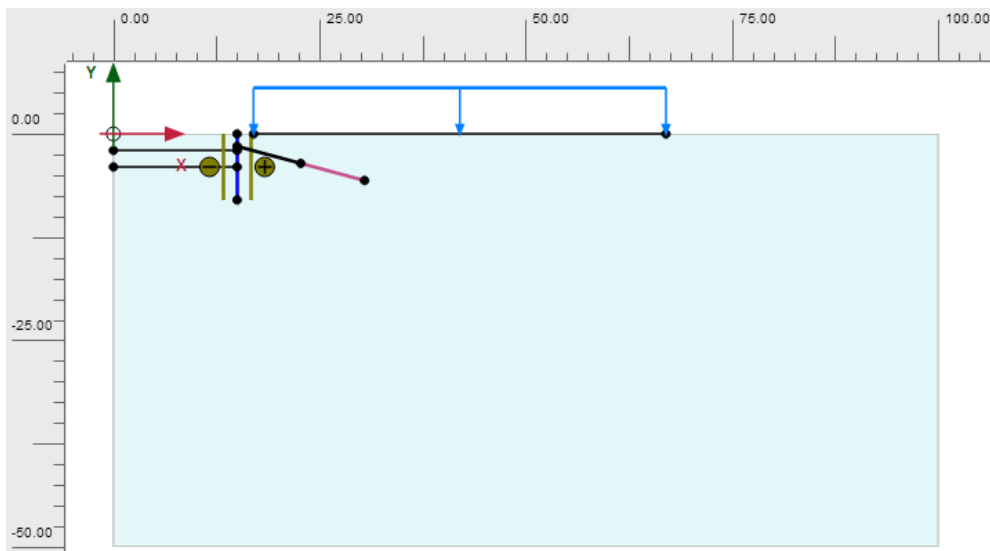
Derinlik (m)	Zemin	Drenaj Koşulu	Kohezyon c' (kN/m ²)	İçsel Sürtünme Açısı ϕ' (°)	Elastisite Modülü E' (kN/m ²)	Birim Hacim Ağırlık $\gamma_{unsat} = \gamma_{sat}$ (kN/m ³)	Poisson Oranı ν'	R_{int}
0-50	Kil	Drenajsız (A)	16	19	7000	21	0.40	0.7

Tablo 9.19: Plaxis programı duvar parametreleri

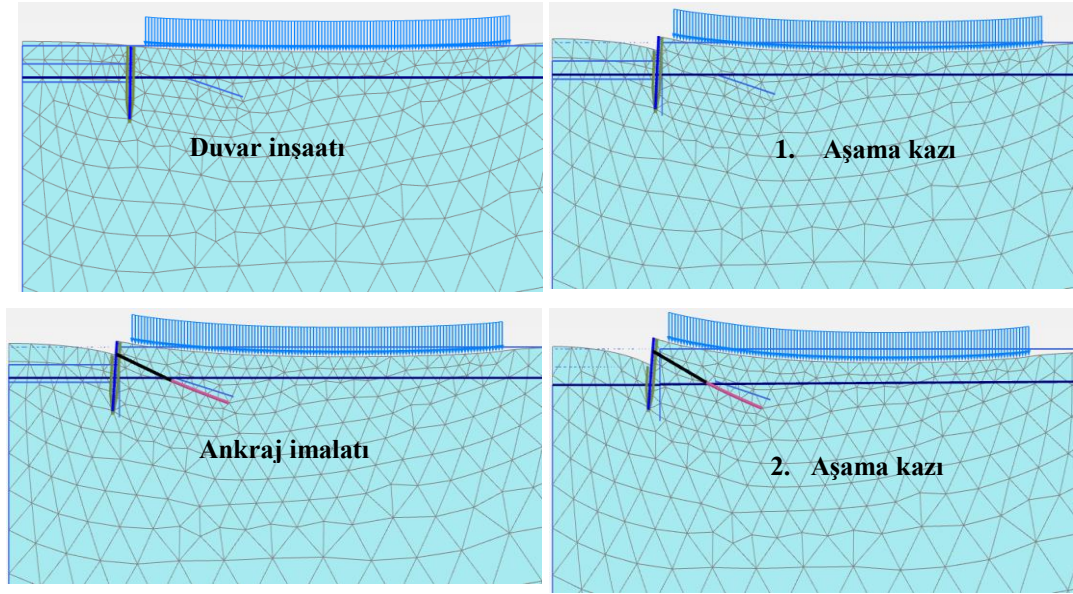
Duvar Kalınlığı d (m)	Elastisite Modülü E (kN/m ²)	Normal Rijitlik EA (kN)	Eğilme Rijitliği EI (kNm ²)	Poisson Oranı ν	Duvar Birim Ağırlığı w (kN/m/m)
0.60	31 000 000	18 600 000	555 000	0.15	7.50

$q=20$ kN/m²'lik sürşarj yükü için yapılan analizler, 5 aşamada gerçekleştirilmiştir (Şekil 9.13);

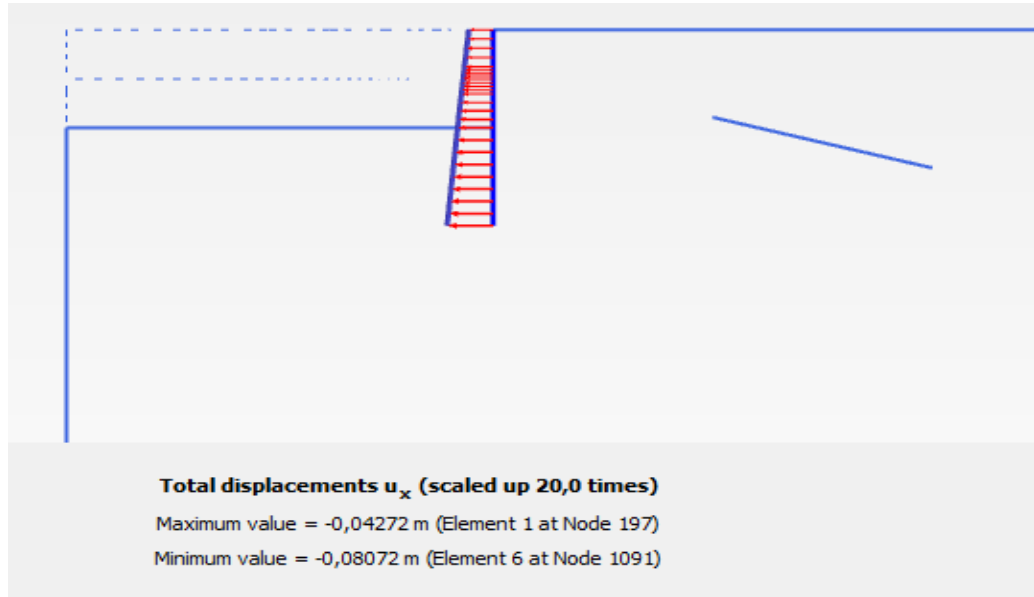
1. aşama: Başlangıç durumu
2. aşama: Duvar inşaatı
3. aşama: 1. aşama kazı (2 m seviyesinde)
4. aşama: Ankraj imalatı (1.5 m seviyesinde)
5. aşama: 2. Aşama kazı (4 m seviyesinde)



Şekil 9.12: Model geometrisi (*Model-1*)



Şekil 9.13: Deformasyonlar (*Model-1*) (20 kat abartılmış)



Şekil 9.14: Duvardaki deplasman (*Model-1*) (20 kat abartılmış)

Tek ankrajlı olarak tasarlanan bu sistemler için aynı zamanda “*drenajsız parametrelere dayalı drenajsız analiz (Undrained-C)*” ve “*drenajlı analiz*” ler yapılmıştır (Tablo 9.20).

Model-1 için oluşturulan “drenajsız parametreler ile drenajsız analiz (Undrained-C)” sonucunda duvardaki maksimum yatay deplasman değeri, $u_{x\max}=36$ mm hesaplanmıştır. Bu modele ait koşullar için Geo5 ile drenajsız parametreler ile toplam gerilme analizi yapılmış ve maksimum yatay deplasman değeri, $u_{x\max}=12$ mm belirlenmiştir. Deplasmanlardaki bu farklılık gözönüne alındığında, Plaxis analizlerinde zemin koşulları açısından daha gerçekçi bir modellemenin gerekli olduğu düşünülebilir. Bu doğrultuda 7. Bölümde modellenmiş idealize profil gözönüne alınarak, 18 m derinlikten ($y_{\text{ref}}=18$ m) sonra elastisite modülünün her 1 metrede 500 kPa arttığı ($E_{\text{inc}}=500$ kPa) kabulü yapılmış ve analizler tekrarlanmıştır. Bu koşullarda **Model-1** için $u_{x\max}=20$ mm hesaplanmıştır (Tablo 9.20). Sonuçta, Plaxis analizlerinde Geo5 çözümlerinden farklı olarak seçilen kazı genişliklerinin de sonuçlar üzerinde etkili olduğu düşünüldüğünde, deplasmanlardaki bu farklılığın olağan olduğu söylenebilir. Bu aşamada drenajsız analizlerde kullanılan “*efektif parametre modeli*” ile “*drenajsız parametre modeli*” sonuçlarının **Model-2** için birbiriyle daha fazla uyumlu olduğu ve dolayısıyla **Model-2**’ nin efektif parametrelere göre modelleme yaklaşımı açısından da uygun olduğu düşünülebilir.

Tablo 9.20: Plaxis analiz sonuçları

Plaxis	$U_{x\max}$ (mm)					
	$(U_{x\max}/H)$					
	Drenajsız Analiz Undrained-A	Drenajsız Analiz Undrained-A $y_{\text{ref}}=18$ m $E_{\text{inc}}=500$ kPa/m	Drenajsız Analiz Undrained-C	Drenajsız Analiz Undrained-C $y_{\text{ref}}=18$ m $E_{\text{inc}}=500$ kPa/m	Drenajlı Analiz	Drenajlı Analiz $y_{\text{ref}}=18$ m $E_{\text{inc}}=500$ kPa/m
Model-1 q=20 kPa D=4 m F=60 kN ls=8 m lk=8 m	81 (0.0203)	27 (0.0068)	36 (0.0090)	20 (0.0050)	53 (0.0130)	18 (0.00450)
Model-2 q=20 kPa D=2,5 m F=50 kN ls=8 m lk=8 m	34 (0.0085)	18 (0.0045)	34 (0.0085)	20 (0.0050)	18 (0.0045)	11 (0.00275)

Plaxis analiz sonuçlarının Geo5 deplasman analizi sonuçları (Tablo 9.15) ile kıyaslanması durumunda ise, Geo5’ in efektif parametreler ile drenajsız analiz

(Undrained-A) yapamadığı göz önünde bulundurularak, sonuçlar Plaxis sonuçlarındaki drenajlı analizler ile karşılaştırılmalıdır. Geo5’ te **Model-1** için $U_{xmax}=16.6$ mm deplasmana karşılık Plaxis ile $U_{xmax}=53$ mm deplasman, **Model-2** için $U_{xmax}=13.4$ mm deplasmana karşılık Plaxis ile $U_{xmax}=18$ mm deplasman bulunmuştur. Bu sonuçlar da yine **Model-2** için Geo5 ve Plaxis sonuçlarının daha uyumlu olduğunu göstermektedir.

9.4 Çok Sıra Ankrajlı Destek Sistemleri için Analizler

Bu bölümde, $q=20$ kPa’lık sürşarj yükü etkisinde ve $H=8$ m derinliğindeki bir kazı için Geo5 programı ile tasarlanan çok sıra ankrajlı diyafram duvarın deformasyon analizleri Plaxis programı ile yapılmıştır. Geo5 programında, drenajlı ve drenajsız parametrelere dayalı modeller için iki ayrı tahkik yönteminin (Güvenlik sayısı-ASD ve EN 1997-DA3) kullanıldığı tasarımlar oluşturulmuştur. Tasarlanan sistemlerin aynı iki tahkik yöntemi için Plaxis ile drenajlı ve drenajsız deformasyon analizleri ve güvenlik analizleri oluşturulmuştur.

9.4.1 Geo5 Programı ile Tasarım

Geo5 programı ile önceki bölümlerde tanımlanmış olan üç ayrı geoteknik model için tasarım oluşturulmuştur; Efektif parametrelere dayalı **Model-1** ve **Model-2** ve **Drenajsız parametrelere dayalı model** (Tablo 9.21-Tablo 9.23).

Geo5’ in perde tasarımı bileşeninde EN 1997-DA3 yaklaşımı ile gömülme derinliği ve ankraj kuvvetleri hesaplanmış ve perde kontrolü bileşeninde hem ASD hem de EN 1997-DA3 tahkiki için aşamalı inşaat yaklaşımı ile her aşamada deformasyon ve içsel stabilite kontrollü olarak ankraj kuvvetleri düzenlenmiştir. Bu aşamada yalnızca **Model-1** için oluşturulan çözümler örnek olarak sunulmuş (Şekil 9.16-Şekil 9.21) ve tüm modellere ait sonuçlar Tablo 9.24 ile derlenmiştir.

Tablo 9.21: Geo5 Programı efektif zemin parametreleri (*Model-1*)

CI-CL	
Birim ağırlık :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Gerilme-durum :	efektif
İçsel sürtünme açısı :	$\varphi_{ef} = 19,00^\circ$
Zemin kohezyonu :	$c_{ef} = 16,00 \text{ kPa}$
İçsel sürtünme açısı-zemin :	$\delta = 12,00^\circ$
Zemin :	kohezyonlu
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Deformasyon modülü :	$E_{def} = 7,00 \text{ MPa}$
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Yapısal dayanım katsayısı :	$m = 0,20$
Doygun birim ağırlık :	$\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Tablo 9.22: Geo5 programı efektif zemin parametreleri (*Model-2*)

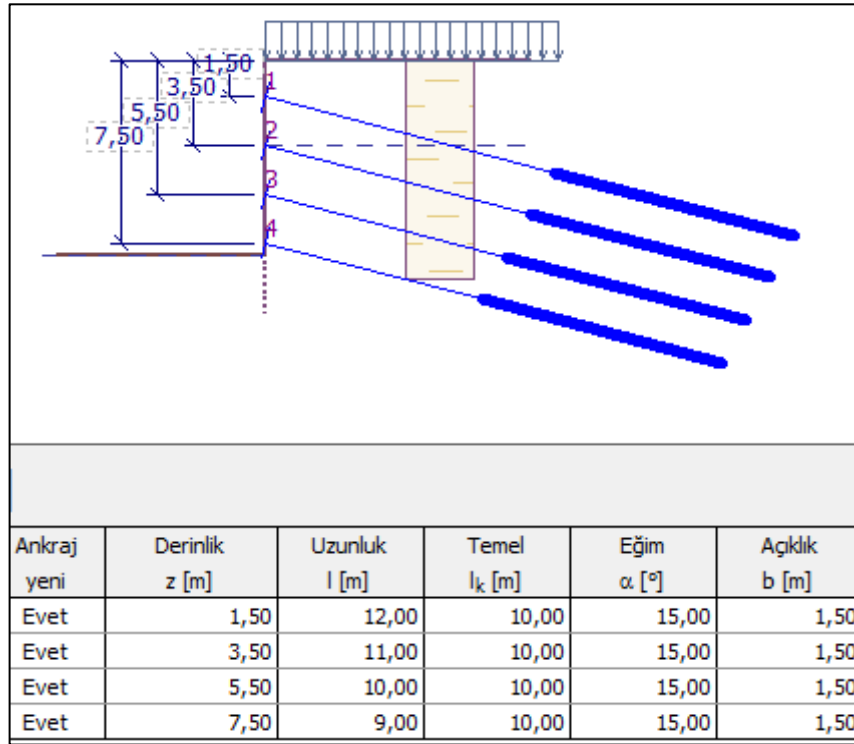
CI-CL	
Birim ağırlık :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Gerilme-durum :	efektif
İçsel sürtünme açısı :	$\varphi_{ef} = 30,00^\circ$
Zemin kohezyonu :	$c_{ef} = 10,00 \text{ kPa}$
İçsel sürtünme açısı-zemin :	$\delta = 20,00^\circ$
Zemin :	kohezyonlu
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Deformasyon modülü :	$E_{def} = 15,00 \text{ MPa}$
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Yapısal dayanım katsayısı :	$m = 0,20$
Doygun birim ağırlık :	$\gamma_{sat} = 21,00 \text{ kN/m}^3$

Tablo 9.23: Geo5 programı drenajsız zemin parametreleri

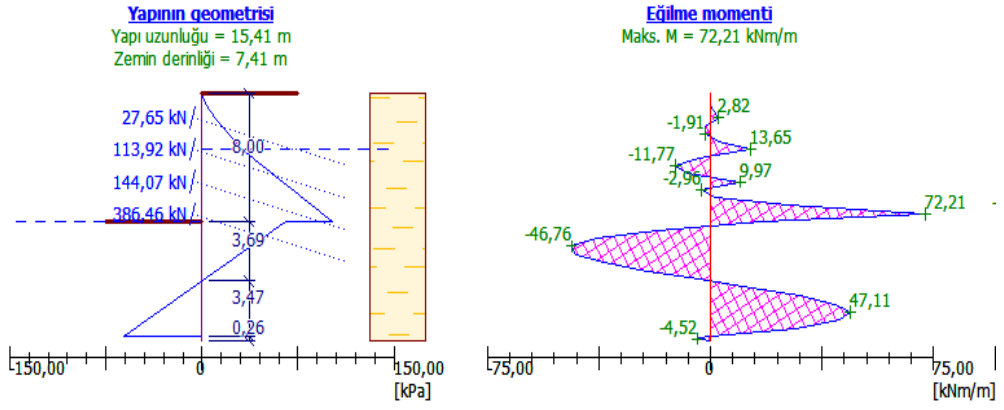
CI-CL	
Birim ağırlık :	$\gamma = 21,00 \text{ kN/m}^3$
Gerilme-durum :	toplam
Zemin kohezyonu :	$c_u = 70,00 \text{ kPa}$
Adhezyon struc.-zemin :	$a = 35,00 \text{ kPa}$
Zemin :	kohezyonlu
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Deformasyon modülü :	$E_{def} = 17,50 \text{ MPa}$
Poisson oranı :	$\nu = 0,40$
Yapısal dayanım katsayısı :	$m = 0,20$

Model-1 için $d=1,00$ m kalınlığındaki duvar varsayımı ile Geo5 perde tasarımı programında belirlenen gömülme derinliği ve ankraj kuvvetleri (Şekil 9.16) kullanılarak, perde kontrolü programında yapılan analizler, 8 aşamada gerçekleştirilmiştir. (Şekil 9.18-9.21);

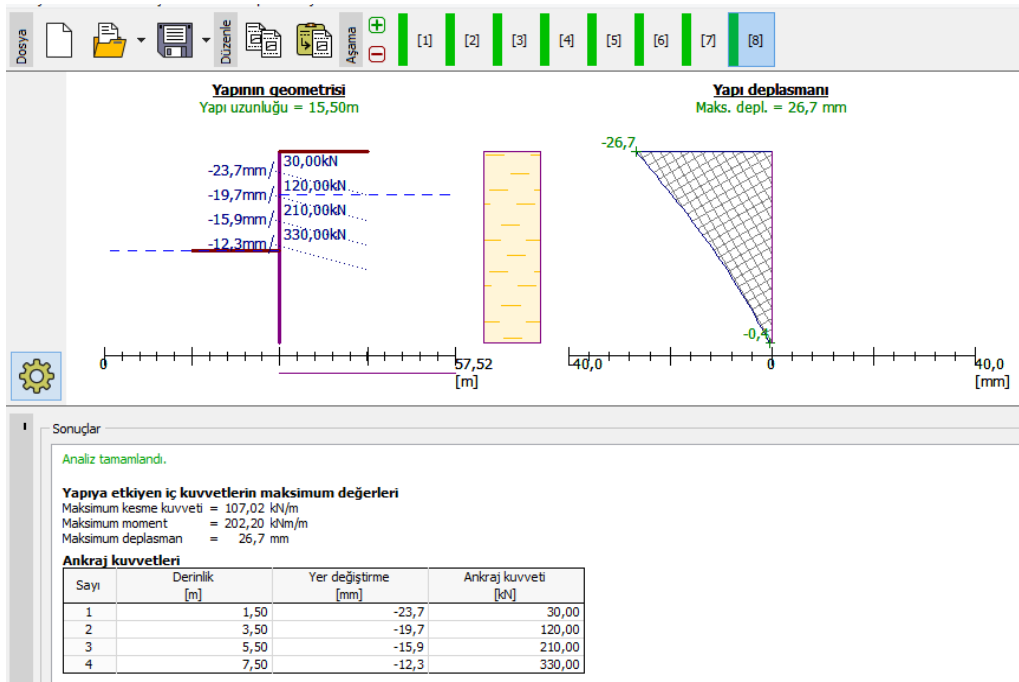
- 1.aşama: 1. aşama kazı (2 m seviyesinde)
- 2.aşama: Ankraj imalatı (1.5 m seviyesinde)
- 3.aşama: 2. aşama kazı (4 m seviyesinde)
- 4.aşama: Ankraj imalatı (3.5 m seviyesinde)
- 5.aşama: 3. Aşama kazı (6 m seviyesinde)
- 6.aşama: Ankraj imalatı (5.5 m seviyesinde)
- 7.aşama: 4. Aşama kazı (8 m seviyesinde)
- 8.aşama: Ankraj imalatı (7.5 m seviyesinde)



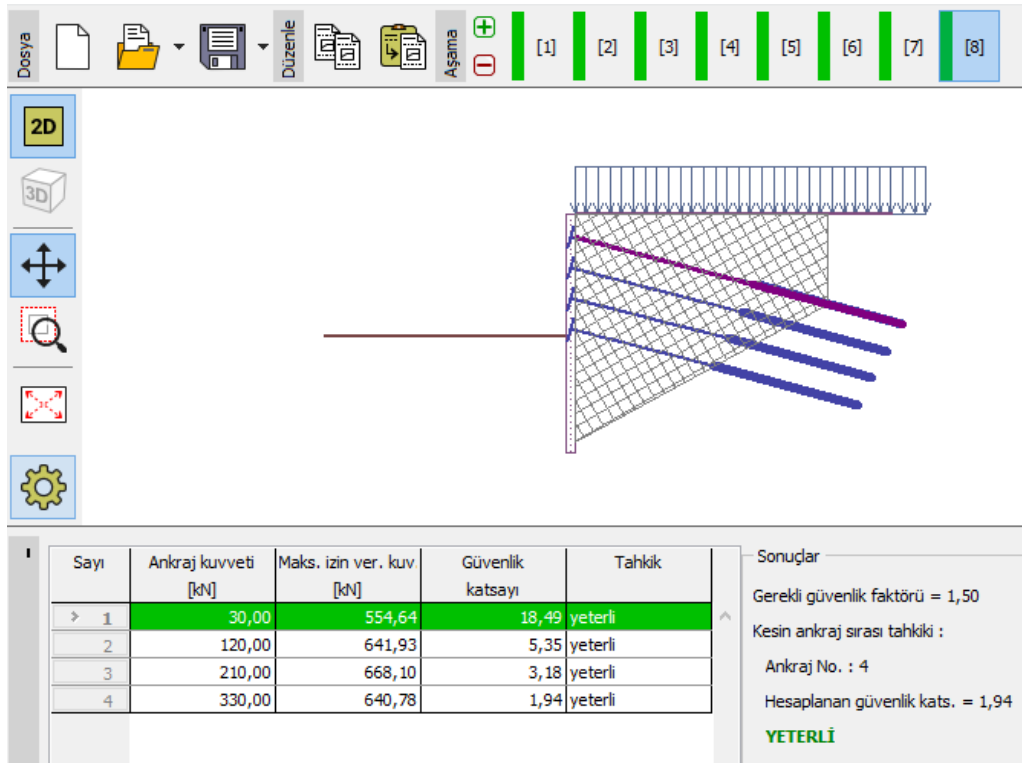
Şekil 9.15: Geo5 perde tasarımı model geometrisi-EN1997-DA3 (*Model-1*)



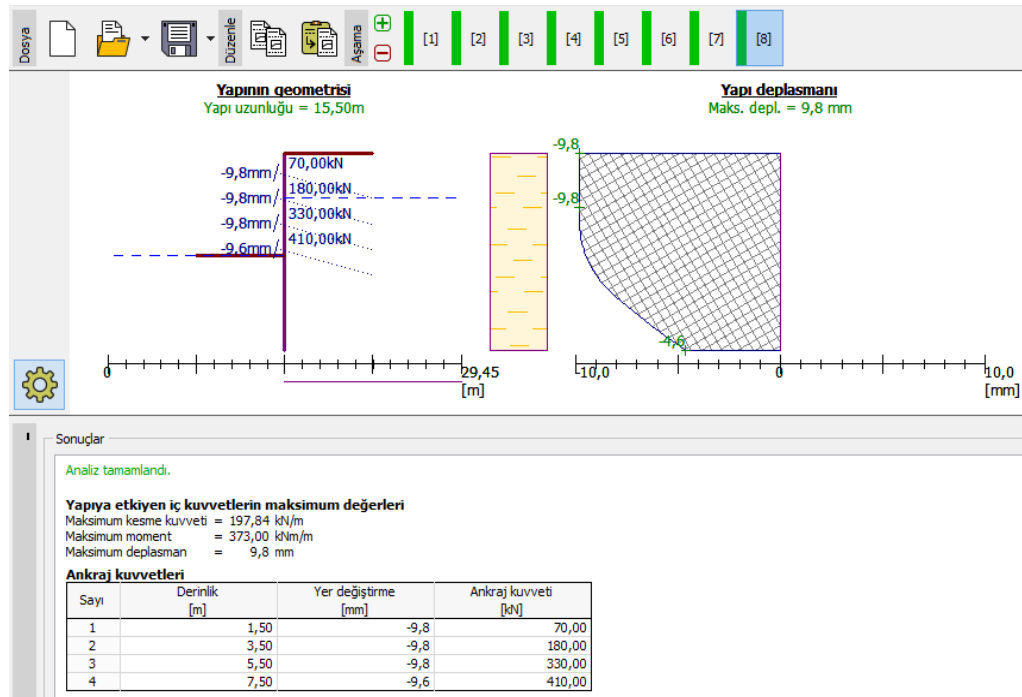
Şekil 9.16: Geo5 perde tasarımı analiz sonuçları-EN1997-DA3 (Model-1)



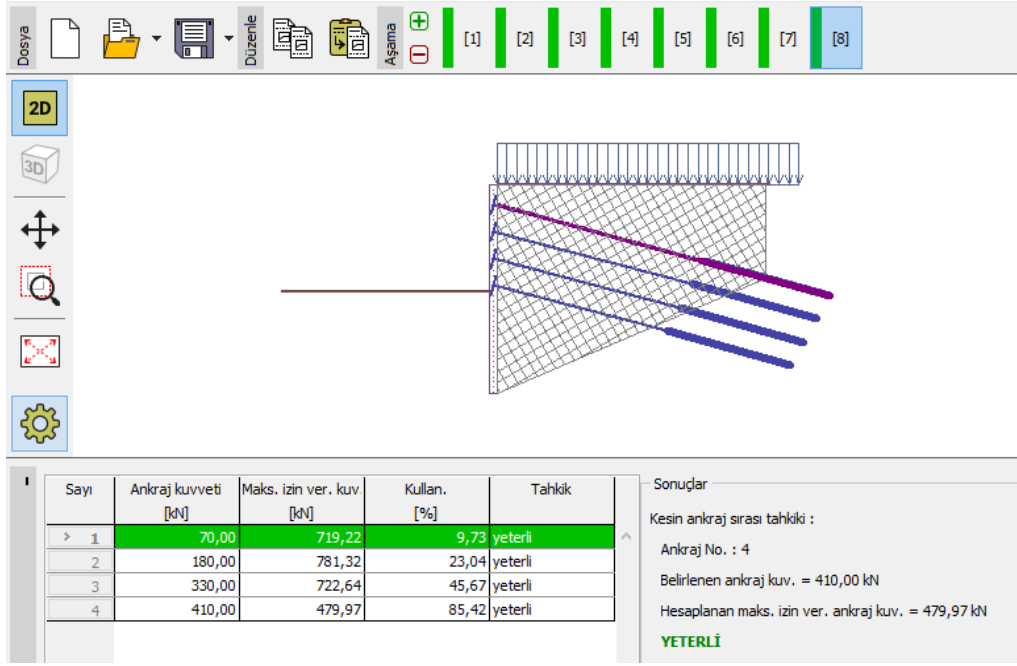
Şekil 9.17: Geo5 perde kontrolü-Deformasyonlar-ASD (Model-1)



Şekil 9.18: Geo5 perde kontrolü-İçsel stabilite-ASD (Model-1)



Şekil 9.19: Geo5 perde kontrolü- Deformasyonlar-EN1997-DA3 (Model-1)



Şekil 9.20: Geo5 perde kontrolü-İçsel stabilite-EN1997-DA3 (Model-1)

Tablo 9.24: Çok sıra ankrajlı sistem için Geo5 analiz sonuçları

		Güvenlik Sayısı (ASD) Tahkik Yöntemi					EN 1997-DA3 Tahkik Yöntemi				
		D (m)	F _{ankraj} (kN)	I _s (m)	I _k (m)	U _{xmax} (mm)	D (m)	F _{ankraj} (kN)	I _s (m)	I _k (m)	U _{xmax} (mm)
Etketif Gerilme Durumu	Model-1	7,5	F ₁ =30	12	10	26.7	7,5	F ₁ =70	16	10	9.8
			F ₂ =120	11	10	0.0033		F ₂ =180	15	10	0.0012
			F ₃ =210	10	10			F ₃ =330	14	10	
	F ₄ =330	9	10	1.54	F ₄ =410	13	10				
	Model-2	3	F ₁ =30	12	10	8.7	3	F ₁ =50	12	10	7.6
			F ₂ =120	11	10	0.0011		F ₂ =200	11	10	0.0012
F ₃ =210			10	10	F ₃ =320			10	10		
F ₄ =300	9	10	1.73	F ₄ =380	9	10					
Toplam Gerilme	Drenajsız Parametre Modeli	4	F ₁ =30	12	10	18.9	4	F ₁ =30	12	10	13.4
			F ₂ =60	11	10	0.0024		F ₂ =80	11	10	0.0017
			F ₃ =150	10	10			2.03	F ₃ =250	10	

9.4.2 Plaxis Programı ile Analiz

Bu bölümde Geo5 programı ile üç ayrı geoteknik model (*Model-1*, *Model-2* ve *Drenajsız parametrelere dayalı model*) için tasarlanan çok sıra ankrajlı destek sistemlerinin drenajlı ve drenajsız deformasyon analizleri yapılmış sistemlerin güvenlik sayıları belirlenmiştir. Analizlerde model sınırları, ($x_{\min}=0$ m, $x_{\max}=150$ m, $y_{\min}=-120$ m, $y_{\max}=0$ m) ve kazı genişliği $B=30$ m varsayılmıştır. *Model-1* için analiz örneği sunulmuş ve diğer tüm modeller için sonuçlar Tablo 9.28’ de derlenmiştir.

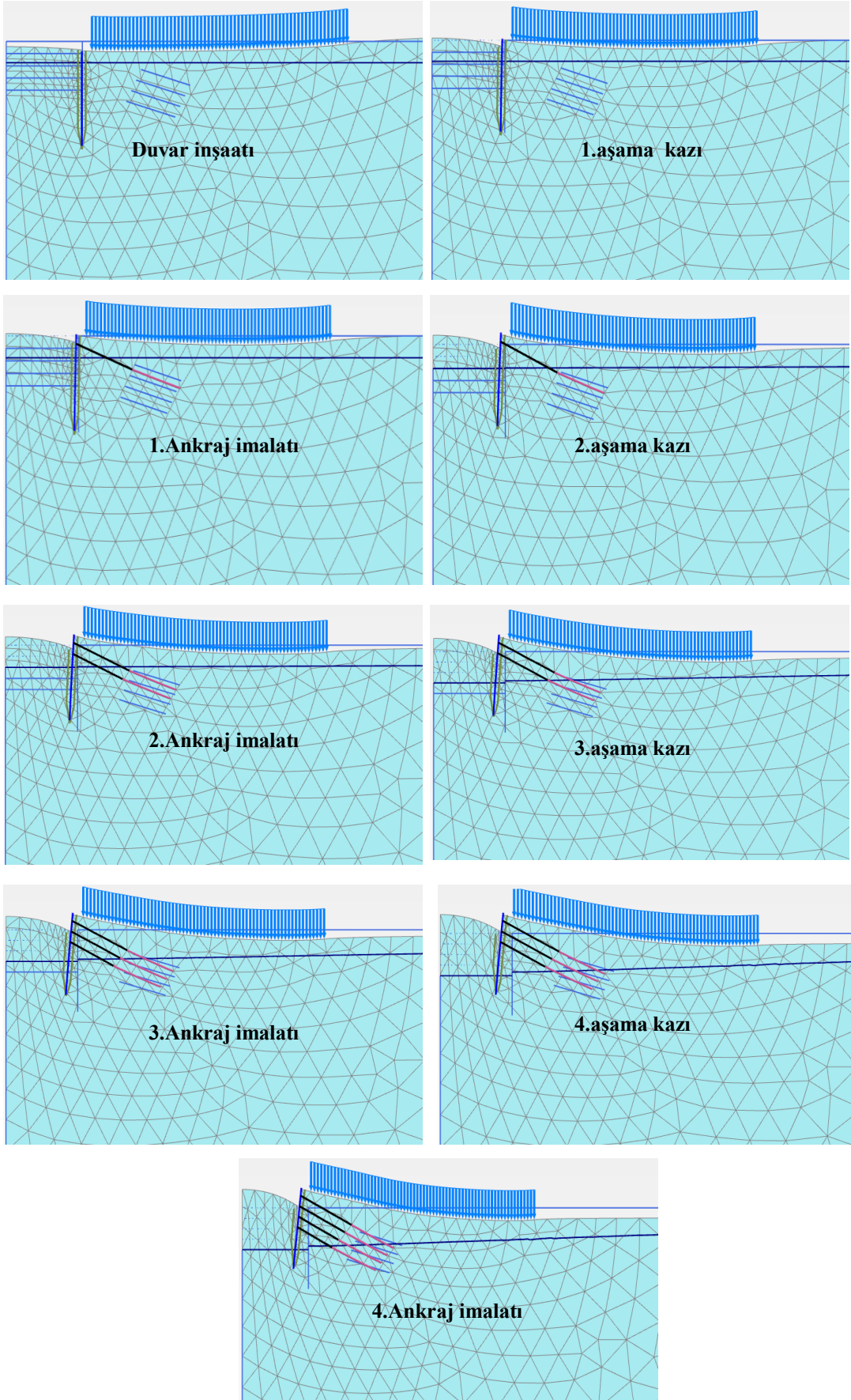
Analiz Örneği (*Model-1*):

Tablo 9.25: Ankraj parametreleri

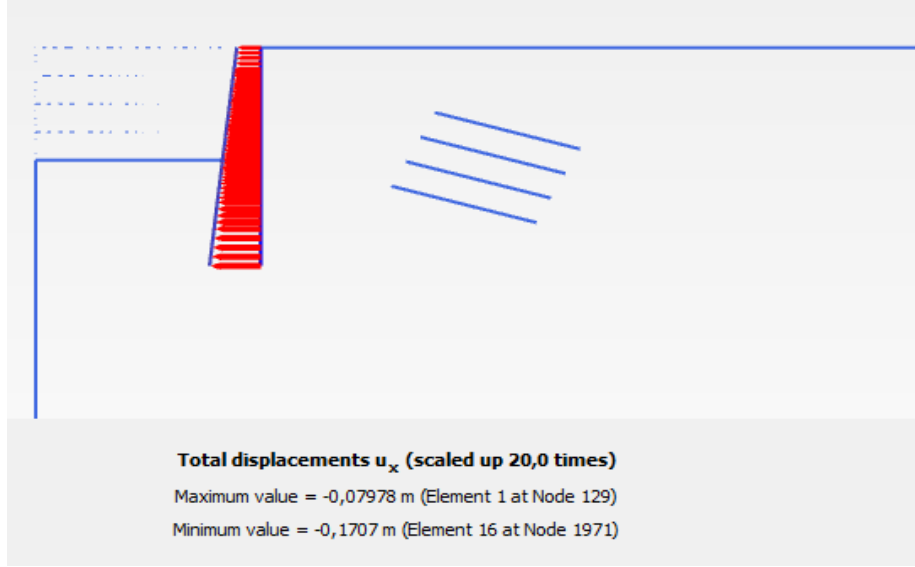
Halat Kısmı					Kök Kısmı			
Uzunluk	Alan	Elastisite Modülü	Normal Rijitlik	Aralık	Uzunluk	Çap	Elastisite Modülü	Aralık
L	A	E	EA	L_{spacing}	$L_{\text{kök}}$	D	E	L_{spacing}
(m)	(m^2)	(kN/m^2)	(kN)	(m)	(m)	(m)	(kN/m^2)	(m)
12	2x0.001	210 000 000	42 000	1.5	10	0.15	20 000 000	1.5
11	2x0.001	210 000 000	42 000	1.5	10	0.15	20 000 000	1.5
10	2x0.001	210 000 000	42 000	1.5	10	0.15	20 000 000	1.5
9	2x0.001	210 000 000	42 000	1.5	10	0.15	20 000 000	1.5

Tablo 9.26: Plaxis programı efektif zemin parametreleri (*Model-1*)

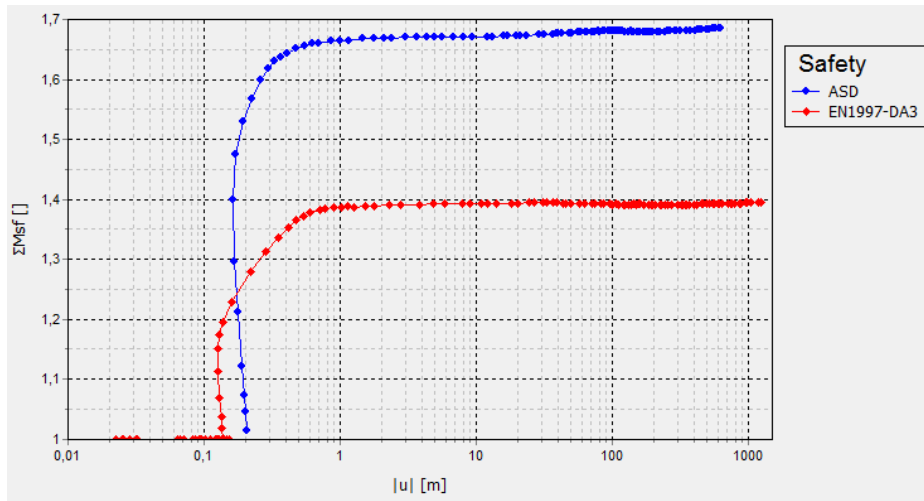
Derinlik	Zemin	Drenaj Koşulu	Kohezyon	İçsel Sürtünme Açısı	Elastisite Modülü	Birim Hacim Ağırlık	Poisson Oranı	R_{int}
(m)			c'	ϕ'	E'	$\gamma_{\text{unsat}} = \gamma_{\text{sat}}$	ν'	
			(kN/m^2)	($^{\circ}$)	(kN/m^2)	(kN/m^3)		
0-50	Kil	Drenajsız (A)	16	19	7000	21	0.40	0.7



Şekil 9.22: Deformasyonlar (*Model-1*) (20 kat abartılmış)

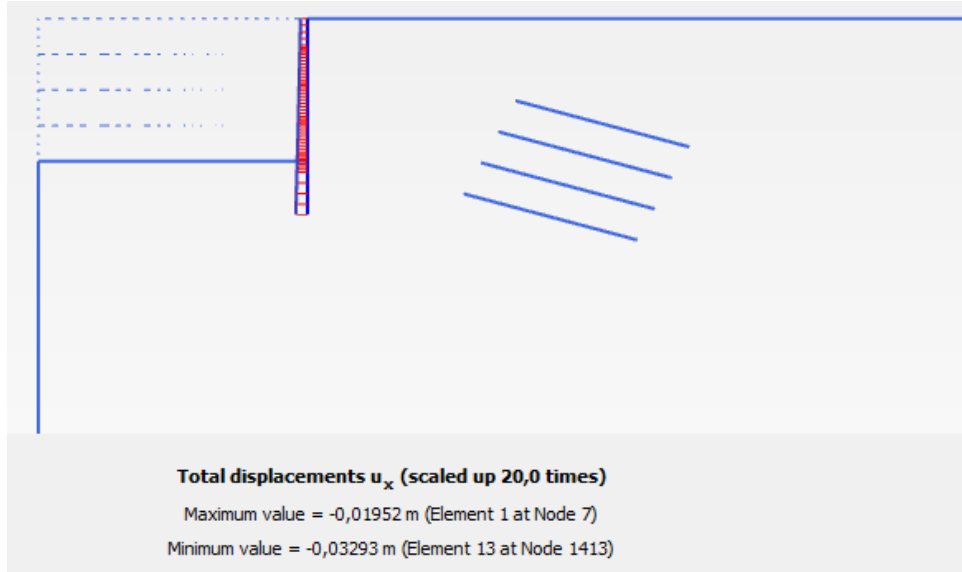


Şekil 9.23: Duvar deplasmanı (*Model-1*) (ASD) (20 kat abartılmış)

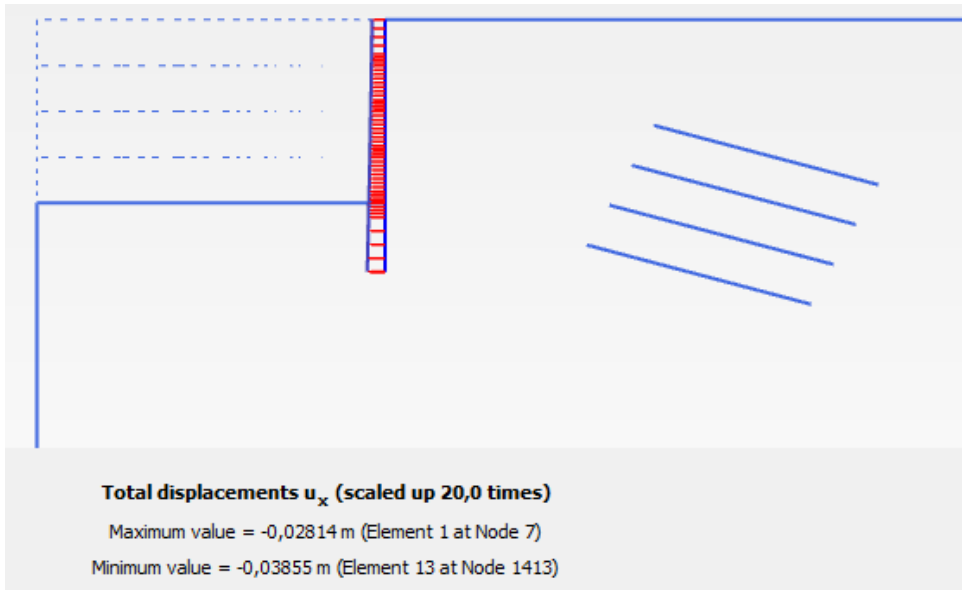


Şekil 9.24: Güvenlik Analizi-Msf (*Model-1*)

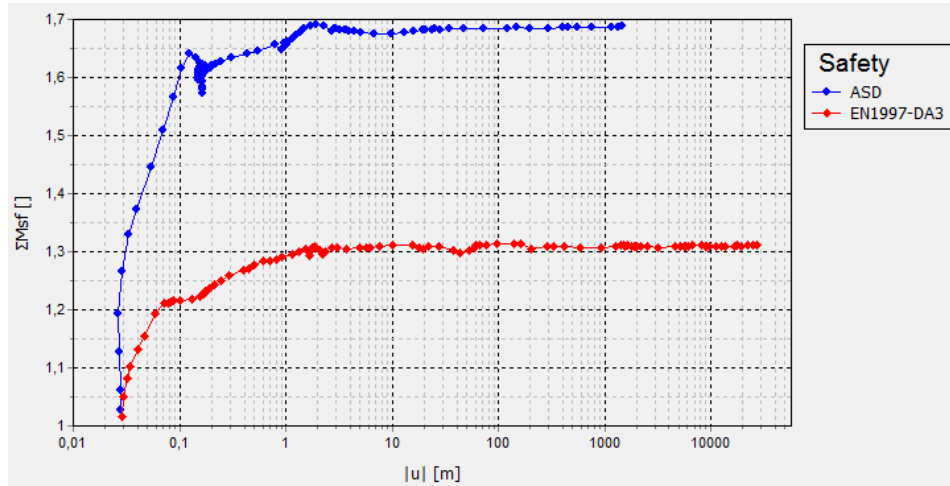
Analizlerde, her bir geoteknik modelde (*Model-1*, *Model-2* ve *Drenajsız parametrelere dayalı model*) 18 m derinlikten ($y_{ref}=18$ m) sonra elastisite modülünün her 1 metrede 500 kPa arttığı ($E_{inc}=500$ kPa/m) varsayımı ile tekrarlanmıştır.



Şekil 9.25: Deplasmanlar, *Model-2* ($y_{ref}=18$, $E_{inc}=500$ kPa/m) (ASD)



Şekil 9.26: Deplasmanlar, *Model-2* ($y_{ref}=18$, $E_{inc}=500$ kPa/m) (EN1997-DA3)



Şekil 9.27: Güvenlik analizi-Msf Model-2 ($y_{ref}=18$, $E_{inc}=500$ kPa/m)

Plaxis ile farklı modeller kullanılarak **drenajsız analizler** gerçekleştirilmiştir. Bu analiz sonuçlarını Geo5 analiz sonuçları ile karşılaştırmak için; Geo5 de “drenajsız parametrelere dayalı toplam gerilme analizi” ile Plaxis de “drenajsız parametrelere dayalı drenajsız analiz (Undrained-C)” sonuçlarına bakılmalıdır: Geo5’te $U_{xmax}=18.90$ mm (*ASD*) ve $U_{xmax}=13.40$ mm (*EN1997-DA3*) hesaplanmış deplasmanlar (Tablo 9.24), Plaxis’te $U_{xmax}=83$ mm (*ASD*) ve $U_{xmax}=174$ mm (*EN1997-DA3*) hesaplanmıştır (Tablo 9.28). Plaxis’ de kullanılan drenajsız parametrelere dayalı modelin, $y_{ref}=18$ m derinlikten sonra her bir metrede $E_{inc}=500$ kPa rijitlik artışı varsayımıyla düzenlenmesi durumunda deplasmanlar $U_{xmax}=49$ mm (*ASD*) ve $U_{xmax}=88$ mm (*EN1997-DA3*) olarak belirlenmiş ve halen sonuçlar arasında önemli bir fark olduğu gözlenmiştir. Bunun nedenleri arasında, daha önceki bölümlerde de değinildiği gibi, Geo5 programının sınır şartlarını ve kazı genişliğini dikkate almaması ve analiz sonuçlarında bulunan maximum deplasmanların yerlerinin farklı olması gösterilebilir.

Tablo 9.28: Çok sıra ankrajlı sistem için Plaxis analiz sonuçları

Plaxis		Güvenlik Sayısı (ASD) Tahkik Yöntemi					EN 1997-DA3 Tahkik Yöntemi				
		D (m)	F _{ankraj} (kN)	I _s (m)	I _k (m)	U _{xmax} (mm)	D (m)	F _{ankraj} (kN)	I _s (m)	I _k (m)	U _{xmax} (mm)
						U _{xmax} /H					U _{xmax} /H
						Msf					Msf
Undrained-A Etketif Parametreler ile Drenajsız Analiz	Model-1	7,5	F ₁ =30 F ₂ =120 F ₃ =210 F ₄ =330	12 11 10 9	10 10 10 10	171	7,5	F ₁ =70 F ₂ =180 F ₃ =330 F ₄ =410	16 15 14 13	10 10 10 10	192
						0.0214					0.024
						1.69					1.40
	Model-1 y _{ref} =18 m E _{inc} =500 kPa/m	7,5	F ₁ =30 F ₂ =120 F ₃ =210 F ₄ =330	12 11 10 9	10 10 10 10	49	7,5	F ₁ =70 F ₂ =180 F ₃ =330 F ₄ =410	16 15 14 13	10 10 10 10	55
						0.0061					0.0069
						1.68					1.39
	Model-2	3	F ₁ =30 F ₂ =120 F ₃ =210 F ₄ =300	12 11 10 9	10 10 10 10	63	3	F ₁ =50 F ₂ =200 F ₃ =320 F ₄ =380	12 11 10 9	10 10 10 10	75
						0.0079					0.0093
						1.71					1.32
	Model-2 y _{ref} =18 m E _{inc} =500 kPa/m	3	F ₁ =30 F ₂ =120 F ₃ =210 F ₄ =300	12 11 10 9	10 10 10 10	33	3	F ₁ =50 F ₂ =200 F ₃ =320 F ₄ =380	12 11 10 9	10 10 10 10	38
						0.0041					0.0048
						1.69					1.31
Undrained-C Drenajsız Parametreler ile Drenajsız Analiz	Drenajsız Parametre Modeli	4	F ₁ =30 F ₂ =60 F ₃ =150	12 11 10	10 10 10	83	4	F ₁ =30 F ₂ =80 F ₃ =250	12 11 10	10 10 10	174
						0.0104					0.0218
						1.8					1.25
	Drenajsız Parametre Modeli y _{ref} =18 m E _{inc} =500 kPa/m	4	F ₁ =30 F ₂ =60 F ₃ =150	12 11 10	10 10 10	49	4	F ₁ =30 F ₂ =80 F ₃ =250	12 11 10	10 10 10	88
						0.0061					0.0110
						1.8					1.25

Analizler sonucu, yalnızca *Model-2* ($y_{ref}=18\text{ m}$, $E_{inc}=500\text{ kPa/m}$) için oluşturulmuş *efektif parametreler ile drenajsız analiz (Undrained-A)* sonuçları $U_{xmax}=33\text{ mm}$ (*ASD*) ve $U_{xmax}=38\text{ mm}$ (*EN1997-DA3*) ile sınır değerlerin altında çıkmıştır. Bu sonuç Plaxis' te yapılan analizlerde daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilmesi için seçilen parametrelerin önemini göstermektedir.

ASD ve *EN1997-DA3* tahkik yöntemleri ile yapılan tüm analizler kıyaslandığında, ankraj öngerme kuvvetleri ve bazı ankraj uzunluklarındaki farklılıklara rağmen *EN1997-DA3* sonuçlarının maksimum deplasmanlar cinsinden daima daha yüksek çıktığı görülmektedir. Bunun nedeni *EN1997-DA3* tahkik yönteminde uygulanan kısmi güvenlik sayılarıdır ($c'=1.25$ $c_u=1.40$ $\phi'=1.25$ yük katsayısı=1.30)

10. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, Balıkesir’deki bir inceleme alanı için gerçekçi kısıtlar altında geoteknik modelleme ve destek sistemleri tasarımını amaçlayan parametrik analizler oluşturulmuştur. Çalışmanın modelleme aşamasında, inceleme alanındaki hâkim zemin tabakaları, bu tabakalara ait arazi ve laboratuvar deneyleri ve literatürdeki mevcut ampirik ilişkiler göz önüne alındığında; drenajsız parametrelere dayalı profiller oluşturulmuştur. Bu zemin profilleri için konsol destek sistemleri üzerinde Geo5 yazılımı ile gerçekleştirilen tasarım ve analizler, bu program için seçilen zemin yatak katsayısı yönteminin sonuçları önemli oranda değiştirebildiğini göstermiştir. Aynı koşullardaki analizler Plaxis ile tekrarlanmış ve Geo5 programında yatak katsayısı yöntemi için “Otomatik İterasyon” yaklaşımının seçilmesi durumunda, bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis ile daha uyumlu sonuçların elde edilebileceği belirlenmiştir.

Çalışmada efektif parametreler cinsinden alternatif geoteknik modeller oluşturulmuş ve bu modellerin hangisinin drenajsız parametreler cinsinden geoteknik model sonuçlarıyla daha uyumlu sonuçlara sahip olduğu belirlenerek, en uygun geoteknik model tespit edilmek istenmiştir. Bu aşamada, hesap yöntemleri açısından farklı iki ayrı yazılımın kullanılıyor olması da modellemenin önemini daha fazla ön plana çıkarmış bulunmaktadır.

Çalışma kapsamında sabit ortalama rijitlik kullanan ve buna bağlı olarak hesaplamaların daha hızlı bir şekilde gerçekleştirildiği Mohr Colomb modeli kullanılmıştır. Pekleşen zemin özelliği gösteren modelin kullanılacağı analizlerin de gerçekleştirilmesi faydalı olacaktır. Çünkü pekleşen zemin modeli, artan gerilmeler ile zemin rijitliğinin de arttırılmasını dikkate alır. Ayrıca bu modelde ilk yükleme rijitlik modülleri ile yükleme boşaltma rijitlik modülleri ve ön konsolidasyon basıncı ayrı tanımlanabilmektedir.

11. KAYNAKLAR

Akbaş, M. (2010). Derin Kazıların Nümerik Analizi. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Aktan, E. (2014). Öngermeli Ankrajlı Kazıklı Duvar Nümerik Analizi: Hilton İstanbul Bomonti Hotel Ve Konferans Merkezi Projesi Kapsamında Yer Alan Tarihi Bina Önü İksa Sistemi. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

ASSHTO, (1996). Standard Specifications for Transportation Materials 16th Edition, *American Association of State Highway and Transportation Officials*, Washington, DC.

Bahar, M. (2009). Diyafram Duvarlı İksa Perdelerinde Ölçülen ve Tahmin Edilen Deplasmanların Karşılaştırılması. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Başeski, O. (2008). Derin Kazılarda İksa Sistemi Üzerine Bir İnceleme. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Berilgen M.M. (1996). Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi, Doktora Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü*, İstanbul.

Berilgen M.M. (2011). Model sınırları. *Plaxis Kursu*, İstanbul

Berilgen,M. www.yarbis.yildiz.edu.tr/

Bowles, J.E. (1988). Foundation Analysis and Design, 4th ed., McGraw-Hill Book Company, New York.

Bowles, J.E. 1990. *Foundation Engineering and Design*, John Wiley and Sons, New York.

Bozkurt, M. (2010). *Temel Çukuru İksa Sistemlerinin Sayısal Yöntemler İle Analizi*. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

BS-8081 (1989), “*British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*”, British Standard Institution, London.

BS 8081, 1999. *Specification of Permanent Ground Anchor for Retaining Structure*, *British Standards*, London.

Brinkgreve, R.B.J., (1998). *Plaxis*, Plaxis B.V., Holland.

Birand, A. (2006). *Duvarlar*, Teknik Yayınevi Mühendislik ve Mimarlık Yayınları, Ankara.

Cengiz, A.D. (2008). *Bir Diyafram Duvarda Tahmin Edilen Ve Ölçülen Yer Değiştirmelerin Karşılaştırılması*. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Çetin, Z. (2012). *Derin Kazı Yüzeyi Desteklenmesinin Sonlu Eleman Modelleriyle Analizi*. Yüksek Lisans Tezi, *Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Eskişehir.

Clayton, C. R. I., Milititsky, J. ve Woods., R. I., (1993). *Earth pressure and earthretaining structures*, Blackie Academic & Professional, London, England.

Clough, G. W., ve O'Rourke, T. D. (1990), “*Construction Induced Movements of In Situ Walls*”, Proc., *Design and Performance of Earth Retaining Structure*, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York.

Coduto, D.P. (2001). *Foundation desing: principles and practice*, Prentice Hall Career & Technology. New Jersey, USA.

CICHE, (1998). *Criteria and Descriptions for Design and Construction of Anchors*. Chinese Institute of Civil and Hydrauluc Engineering, Taipei.

Çınar, A. (2010). Trakya Formasyonunda Yapılan Öngermeli Ankrajlı Derin Kazıların Sonlu Elemanlar İle Modellenmesi. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Dayıoğlu, M. (2010). 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, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Demirkoç, A. (2007). Derin Kazılarda Zemin Çivisi İle Ankrajlı Destek Sistemlerinin Karşılaştırılmalı Analizi. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

DIN 4125, (1990). Ground Anchorages Design, Contruction and Testing, Deutsche Norm.

Duncan, J. M., Clough, G. W., Ebeling, R.M. (1990). Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures, Design and Performance of Earth Retaining Structures, Philip C. Lambe and A. Hansen, Ed., p. 251-277, ASCE.

Engin, V. (2012). Limit Denge Metodu İle Elde Edilen Güvenlik Katsayısının Sonlu Elemanlar Yönteminde Kullanılan Dayanım Azaltma Katsayısı İle Karşılaştırılması. Yüksek Lisans Tezi, *Orta doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Ankara.

Erdiker, B. (2012). Zemin Çivili İksa Sistemlerinde Öngermeli Ankraj Kullanılması. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Ermanlar, L. (2009). Derin Kazılar Sonucu Çevre Yapılarda Oluşan Deformasyonların Tahmini. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Erol, A.O. ve Çekinmez, Z. (2014). *Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri*. Ankara: Yüksel Proje Yayınları.

FHWQ-IF-99-015, (1999). *Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular No.4*. Washington.

Gaba, A.R., vd., (2003). *Geotechnical Design to Eurocode Design*, CIRIA C580, ISBN 1-85233-038-4.

İnan, Ö. İ. (2000). Destekli Derin Kazılarda İnklinometrik Gözlem. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Johnson, L. M., Turner, J. P. (2003). Performance of Permanent Ground Anchors for Landslide Stabilization, *Department of Civil and Architectural Engineering University of Wyoming*.

JSF, (1990). Design and Construction Criteria of Ground Anchors, Japanese Soil and Foundation Society.

Karakoç, S. (2010). Derin Kazıların Sonlu Elemanlar Yöntemi Kullanılarak Sayısal Çözümü. Yüksek Lisans Tezi, *Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Eskişehir.

Koyuncu, S. (2006). Derin Kazı Problemlerinde Betonarme Perde ve Mini Kazık Analizi. Yüksek Lisans Tezi, *Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Eskişehir.

Navfac (1988). *Foundations and Earth Structures Design Manual 7.2*, Dept. of the Navy, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria, VA. New York, NY.

Ou, C.Y. ve Hsieh, P.G. (1998), "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation", *Canadian Geotechnical Journal*, 35:1005-1017.

Ou, C. Y. (2006). *Deep Excavation, Theory and Practice*, London, UK.

Önalp, A. ve Sert, S. (2010). *Geoteknik Bilgisi III Bina Temelleri*. İstanbul: Birsen Yayınevi.

Özberk, B.S. (2009). Ankraj Destekli Derin İksalarda Deformasyonların İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Özkorkmaz, S. (2013). Kazı Çukurlarında Köşe Etkisi Üzerine Bir Çalışma. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Peck, R. B. (1969), Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground. Proc., 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Plaxis Material Models Manual. (2014). Delft University of Technology & Plaxis bv, Delft, The Netherlands.

Puller, M. (1998). Deep Excavations A Practical Manual, Thomas Telford Publishing, Londra.

Sabatini, P. J., Pass, D. G., Bachus, R. C., (1999). Ground Anchorages And Anchored Systems, FHWA Technical Report, FHWA-IF-99-015.

Sabatini, P. J., Bachus, R. C., Mayne, P. W., Schneider, J. A., 2002. Evaluation of Soil and Rock Properties, FHWA *Technical Report*, FHWA-IF-02-34, April.

Sağlamer, A. ve Yılmaz, E. (1997). Basmane Alışveriş Merkezi Zemin ve Temel Mühendisliği Raporu, İstanbul.

Sert, S. (2003). Aluviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi. Doktora Tezi, *Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Sakarya.

Sert, S., Luo, Z., Xiao, J., Gong, W. and Juang, C. H., (2016). Probabilistic analysis of responses of cantilever wall-supported excavations in sands considering vertical spatial variability. *Computers and Geotechnics* 75, 182–191.

Sevencan, O. (2009). Açık Derin Kazılarda Zemin Deformasyonlarının Nümerik Analizi. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Sincil, K. (2006). Ankrajlı Kazık Duvarların Sayısal Çözümlemesi: Durum Analizi. Yüksek Lisans Tezi, *Atılım Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, Ankara.

Terzaghi, K. Peck, R.B. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*, John Wiley and Sons, New York.

Tunç, A. (2002). *Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları*, Atlas Yayınevi, İstanbul.

Tunca, M. (2010). Derin Kazılardan Kaynaklanan Zemin Oturmalarının Sayısal Analizlerle İncelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, *Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

TSE, (2001). TS EN 1537 Özel Jeoteknik Uygulamalar-Zemin Ankrajları, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara

Tschebotarioff, G.P.(1951). *Foundations, Retaining and Earth Structures*, McGraw-Hill Book Company Inc., NY.

Ük, M. (2009). Derin Kazılar ve Derin Kazılara Bir Örnek: Flame Towers Projesi İksa Sistemi. Yüksek Lisans Tezi, *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı*, İstanbul.

Yıldırım, S. (2004). *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*, Birsen Yayınevi, İstanbul.

Xanthakos, P. P. (1991). *Ground Anchorages And Anchored Structures*, Washington, D.C., USA.

Xantakos, P. (1994). *Slurry Walls As Structural Systems*, McGraw-Hill, Inc., Newyork.