T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ALÜVİYAL ORTAMDA BODRUMLU BİR YAPININ SAYISAL ANALİZİNDE GEOTEKNİK MALZEME MODELİNE BAĞLI HASSASLIK VE PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Abdullah FİLİZ

Enstitü Anabilim Dalı	**:**	**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**
Enstitü Bilim Dalı	**:**	**GEOTEKNİK**
Tez Danışmanı	**:**	**Doç. Dr. Sedat SERT**

Mayıs 2019

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ALÜVİYAL ORTAMDA BODRUMLU BİR YAPININ SAYISAL ANALİZİNDE GEOTEKNİK MALZEME MODELİNE BAĞLI HASSASLIK VE PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Abdullah FİLİZ

Enstitü Anabilim Dalı	:	**İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ**
Enstitü Bilim Dalı	:	**GEOTEKNİK**

Bu tez 28.05.2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği/oyçokluğu ile kabul edilmiştir.

Doç. Dr. **Sedat SERT** **Jüri Başkanı**	**Doç. Dr.** **Ertan BOL** **Üye**	**Dr. Öğr. Üyesi** **İsa VURAL** **Üye**

BEYAN

Tez içindeki tüm verilerin akademik kurallar çerçevesinde tarafımdan elde edildiğini, görsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçların akademik ve etik kurallara uygun şekilde sunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezde yer alan verilerin bu üniversite veya başka bir üniversitede herhangi bir tez çalışmasında kullanılmadığını beyan ederim.

Abdullah FİLİZ
06.05.2019

TEŞEKKÜR

Sakarya Üniversitesi yüksek lisans eğitimim boyunca her zaman bilgi ve birikimlerinden faydalandığım, zorlu eğitim dönemlerinde bana destek olan, benimle tecrübelerini paylaşan, bana yol gösteren, geoteknik alanında kendimi geliştirmemde tüm içtenliğiyle bana yardım eden ve eğitim hayatı dışında da örnek kişiliğiyle dikkat çeken çok değerli danışman hocam Doç. Dr. Sedat SERT'e teşekkürlerimi sunarım.

Yine Sakarya Üniversitesi geoteknik çalışma grubu çatısı altında en az danışman hocam kadar bana yardımcı olan ve fikir alışverişinde bulunarak geoteknik alanında bana büyük katkıları olan Doç. Dr. Ertan BOL'a tüm içtenliğimle teşekkürlerimi sunarım.

Eğitimim boyunca yaşamımın her döneminde yanımda olan, şahsiyetli bir birey olarak yetişmem için çaba sarf eden, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen aileme, gösterdikleri hoşgörü ve anlayış için sonsuz teşekkür ederim.

Ayrıca bugünlere ulaşmamı sağlayan, yine şahsiyetli bir birey olarak yetişmem için çaba sarf eden, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen İnş. Müh. Eyüp ÇALIŞKAN ve ailesine, İnş. Müh. Yunus CANTÜRK ve ailesine, İnş. Müh. Erdem KAYA'ya, İnş. Yük. Müh. Emre AKMAZ'a, Doç. Dr. Ahmet BEYCİOĞLU'na ve Muhammet SEİS'e teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR i
İÇİNDEKİLER ii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ v
ŞEKİLLER LİSTESİ vi
TABLOLAR LİSTESİ ix
ÖZET x
SUMMARY xi

BÖLÜM 1.
GİRİŞ 1
1.1. Çalışmanın Amacı 3
1.2. Çalışmanın Önemi ve Uygulamaya Katkıları 3

BÖLÜM 2.
LİTERATÜR ARAŞTIRMASI 5
2.1. Literatür Değerlendirmesi 10

BÖLÜM 3.
DERİN KAZILARDA DAYANMA YAPILARI 12
3.1. Derin Kazı Önemi 12
3.2. Derin Kazı Yöntemleri 12
3.2.1. Açık kazı (serbest şevli kazı) yöntemi 13
3.2.2. Konsol iksalı kazı yöntemi 14
3.2.3. İçten destekli kazılar 15
3.2.4. Anolu kazı yöntemi 16
3.2.5. Yukarıdan aşağıya (top-down) kazı yöntemi 17
3.2.6. Ankrajlı kazı yöntemi 18

3.3. Derin Kazı Destek Sistemleri 23
3.3.1. Kuyu tipi betonarme duvarlar 23
3.3.2. Diyafram duvar 24
3.3.3. Palplanş perdeler 25
3.3.4. Kazıklı perdeler 28
3.3.5. Fore kazık duvarlar 29
3.4. Derin Kazılarda Yanal Toprak Basınçları 32
3.4.1. Toprak basıncı teorileri 32
3.4.1.1. Rankine (1857) 33
3.4.1.2. Coulomb (1776) 38
3.4.2. Duvar arkasında ilave yükler bulunması durumu 41
3.4.3. İksa sistemlerinde basınçları dağılımları 42
3.5. Derin Kazı Analiz Yöntemleri 43
3.5.1. Limit denge yöntemi 43
3.5.2. Elastik zemine oturan kiriş yöntemi 44
3.5.3. Yarı sonlu elemanlar yöntemi 44
3.5.4. Sonlu elemanlar yöntemi 45

BÖLÜM 4.
SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ SAYISAL ANALİZ 47
4.1. Plaxis Yazılımı 48
4.1.1. Malzeme modelleri 50
4.1.1.1. Mohr Coulomb 50
4.1.1.2. Pekleşen Zemin (Hardening Soil) 51
4.1.1.3. Hardening Soil Small Strain 55
4.1.2. Derin kazılarda farklı zemin modellerinin etkisi 56

BÖLÜM 5.
HASSASLIK VE PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ 57
5.1. Hassaslık Analizi Teorisi 57
5.1.1. Hassaslık Analizi teorisi (RS-FEM) 58
5.1.1.1.Örnek çalışmalar (RS-FEM) 66
5.1.2. Hassaslık Analizi teorisi (Plaxis) 67
5.1.2.1. Örnek Çalışmalar (Plaxis) 69

BÖLÜM 6.
ADAPAZARI ZEMİNLERİ 73
6.1. Adapazarı Jeomorfolojisi ve Jeolojisi 73
6.2. Adapazarı'nın Depremselliği..... 75
6.3. Adapazarı Zemin Profilleri ve Geoteknik Özellikleri 75

BÖLÜM 7.
MODEL GEOMETRİSİ VE ÖZELLİKLERİ 78
7.1. Kazı Derinliği..... 78
7.2. İstinat Duvarı Tipi 79
7.3. Yatay Destek Sistemi..... 80
7.4. Derin Kazılar İçin Model Sınırları 84
7.5. Model Bilgileri, Analiz Sonuçları ve Değerlendirmeler 86

BÖLÜM 8.
VAKA ANALİZİ..... 97
8.1. Hardening Soil Small Strain Modeline Göre Çözüm..... 97
8.2. Mohr Coulomb modeline Göre Çözüm..... 105
8.3. Hardening Soil Modeline Göre Çözüm..... 111

BÖLÜM 9.
TARTIŞMA VE SONUÇ 119

KAYNAKÇA 121
ÖZGEÇMİŞ 128

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

AKO	: Aşırı Konsolidasyon Oranı
c'	: Kohezyon
E_{50}^{ref}	: Üç Eksenli Yükleme Rijitliği
e_{init}	: İlk Boşluk Oranı
E_{oed}^{ref}	: Ödometre Yükleme Rijitliği
E_{ur}^{ref}	: Üç Eksenli Boşaltma-Yükleme Rijitliği
G_0^{ref}	: Sekant Kayma Modülü
HS	: Hardening Soil (Pekleşen Zemin) Malzeme Modeli
HSS	: Hardening Soil Small Strain Malzeme Modeli
$K_{0\text{-}nc}$	: Normal Konsolide Zeminin Sükûnetteki Basınç Katsayısı
m	: Rijitliğin Gerilmeye Bağlı Değeri
MC	: Mohr Coulomb Malzeme Modeli
OCR/POP	: Aşırı Konsolidasyon Oranı/Önceki Örtü Yükü
P_0	: Sükunetteki Toprak Basıncı
P_a	: Aktif Toprak Basıncı
P_p	: Pasif Toprak Basıncı
R_f	: Yenilme Oranı
RST	: Rastgele Küme Teorisi
V(COV)	: Varyasyon Değişim Katsayısı
v'_{ur}	: Yeniden Yükleme / Boşaltma İçin Poisson Oranı
δ	: Duvar İle Zemin Arasındaki Sürtünme Açısı
φ'	: İçsel Sürtünme Açısı
ψ	: Kabarma (Dilatasyon) Açısı
$\gamma_{0.7}$	: Birim Deformasyon Değeri

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1. Sondaj logundan alınan numune 11
Şekil 3.1. Açık kazı (serbest şevli kazı) yöntemi 14
Şekil 3.2. Konsol iksalı kazı yöntemi 14
Şekil 3.3. İçten destekli kazı yöntemi 15
Şekil 3.4. Anolu kazı yöntemi 16
Şekil 3.5. Yukarıdan aşağıya (top-down) kazı yöntemi 17
Şekil 3.6. Ankrajlı kazı yöntemi 19
Şekil 3.7. Öngermeli ankrajlı kazı-destek yöntemi 20
Şekil 3.8. Pasif ankrajlı kazı yöntemi 21
Şekil 3.9. İmalat teknikleri göre ankrajların sınıflandırılması 22
Şekil 3.10. Kuyu tipi betonarme duvar tipik kesiti ve uygulama 23
Şekil 3.11. Diyafram duvar imalatı 24
Şekil 3.12. Ahşap palplanş perde uygulaması 26
Şekil 3.13. Betonarme palplanş perde uygulaması 27
Şekil 3.14. Çelik palplanş perde uygulaması 28
Şekil 3.15. Kazıkların aralık durumuna göre isimlendirilmesi 29
Şekil 3.16. Fore kazık makinesi 30
Şekil 3.17. Fore kazık yapım aşamaları 31
Şekil 3.18. Destek yapısının hareketine göre oluşan yanal toprak basıncı durumları 32
Şekil 3.19. Aktif toprak basıncı oluşumu 33
Şekil 3.20. Aktif toprak basınçları 35
Şekil 3.21. Pasif toprak basıncı oluşumu 35
Şekil 3.22. Pasif toprak basınçları 37
Şekil 3.23. Toprak basıncının oluşumu için gerekli hareket miktarı 38
Şekil 3.24. Coulomb aktif basınç teorisi 39

Şekil 3.25. Aktif toprak basıncı katsayısı (Ka) değerleri 40
Şekil 3.26. Pasif toprak basıncı katsayısı (Kp) değerleri 41
Şekil 3.27. Zeminde ek gerilme durumu 41
Şekil 3.28. Terzaghi - Peck (1967) tarafından önerilen basınç dağılımları 42
Şekil 3.29. Ankrajlı duvarlar için toprak basıncı diagramları 43
Şekil 4.1. a) 15 düğüm noktalı eleman b) 6 düğüm noktalı eleman 49
Şekil 4.2. a)Düzlem Simetri b) Eksene Simetri 50
Şekil 4.3. E_{50} üç eksenli yükleme rijitliği ve $E_{ur\text{-}ref}$ üç eksenli boşaltma / yükleme rijitliği 52
Şekil 4.4. Öedometrik deformasyon modülü (E_{oed}) 53
Şekil 4.5. Elastisite modülünün gerilmeye bağlılığı için üstel katsayı (m) 54
Şekil 4.6. Sekant kayma modülünü (Gs) ve birim deformasyon ($\gamma_{0.7}$). 55
Şekil 4.7. Derinlikle yatay yer değiştirmeye malzeme modeli etkisi 56
Şekil 5.1. RST Teorisi a) üst sınır b) olası kesin sınır c) alt sınır 58
Şekil 5.2. x giriş değişkenine göre farklı hassasiyetlerde gösterimi 62
Şekil 5.3. Toplam bağıl hassaslık 64
Şekil 5.4. Geoteknik problemlerde şematik RS-FEM prosedürü 65
Şekil 6.1. Adapazarı jeoloji haritası 74
Şekil 6.2. Adapazarı çevresinde kırılan fay hatları 75
Şekil 6.3. Adapazarı kent merkezi zemin profilleri 76
Şekil 7.1. Adapazarını zeminini temsil eden kesit 78
Şekil 7.2. Vaka çalışmalarının kazı derinliğine göre dağılımı 79
Şekil 7.3. İstinat duvarı türüne göre vaka çalışmalarının dağılımı 80
Şekil 7.4. Destekleyici sistem yapılandırmasına göre dağılımı. 81
Şekil 7.5. Sürşarj yükünün duvara etkimesi..... 82
Şekil 7.6. Diyafram duvar uygulaması 83
Şekil 7.7. Derin kazılar için model sınırları 84
Şekil 7.8. Plaxiste oluşturulan kesit 87
Şekil 7.9. Referans değerlere göre elde edilen yatay deplasmanlar..... 88
Şekil 7.10. Hassaslık Analizi için parametrelerin seçilmesi 89
Şekil 7.11. Mohr Coulomb Hassaslık Analizi sonucu..... 89
Şekil 7.12. Toplam bağıl hassaslık Mohr Coulomb model 90

Şekil 7.13. Mohr Coulomb Parametre Değişimi Analizi sonucu 91
Şekil 7.14. MC model maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman 92
Şekil 7.15. MC model minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman 93
Şekil 7.16. Yatay yer değiştirmelerin derinlikle değişimi 94
Şekil 7.17. Referans değerlere göre eğilme momenti ve kesme kuvveti 94
Şekil 7.18. Maksimum değerlere göre minimum EM ve KK 95
Şekil 7.19. Minimum değerlere göre maksimum EM ve KK 96
Şekil 8.1. Vaka analizi zemin profili 97
Şekil 8.2. Referans değerlere göre elde edilen yatay deplasmanlar (HSS Model) 100
Şekil 8.3. Hassaslık Analizi sonucu (HSS Model)..... 102
Şekil 8.4. Parametre Değişimi Analizi sonucu (HSS Model) 103
Şekil 8.5. Maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman (HSS)..... 104
Şekil 8.6. Minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman (HSS)..... 104
Şekil 8.7. Yatay yer değiştirme derinlikle değişimi (HSS) 105
Şekil 8.8. Referans değerlere göre yatay deplasmanlar (MC Model)..... 106
Şekil 8.9. Hassaslık Analizi sonucu (MC Model)..... 108
Şekil 8.10. Parametre Değişimi Analizi sonucu (MC Model) 109
Şekil 8.11. Maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman (MC Model) 110
Şekil 8.12. Minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman (MC Model) 110
Şekil 8.13. Yatay yer değiştirme derinlikle değişimi (MC Model)..... 111
Şekil 8.14. Referans değerlere göre yatay deplasmanlar (HS Model)..... 112
Şekil 8.15. Hassaslık Analizi sonucu (HS Model)..... 114
Şekil 8.16. Parametre Değişimi Analizi hata (HS Model)..... 115
Şekil 8.17. Parametre Değişimi Analizi sonucu (HS Model) 116
Şekil 8.18. Maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman (HS Model). 116
Şekil 8.19 Minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman (HS Model).. 117
Şekil 8.20. Yatay yer değiştirme derinlikle değişimi (HS Model)..... 118
Şekil 8.21. Çözümlerin birlikte değerlendirilmesi 118

TABLOLAR LİSTESİ

Tablo 4.1. Mohr Coulumb malzeme parametreleri 51
Tablo 4.2. Tablo Hardening Soil malzeme parametreleri..... 52
Tablo 5.1. Hassaslık matrisi 63
Tablo 7.1. Diyafram duvarın malzeme özellikleri 86
Tablo 7.2. Gergi malzeme özellikleri (Strut)..... 86
Tablo 7.3. Mohr Coulomb zemin parametreleri..... 87
Tablo 7.4. MC Modeli Hassaslık Analizi parametreleri..... 88
Tablo 8.1. Vaka analizi (HSS) zemin parametreleri 98
Tablo 8.2. Ankraj boyları 98
Tablo 8.3. Ankraj çubuğunun özellikleri..... 99
Tablo 8.4. Ankraj kökü özellikleri..... 99
Tablo 8.5. Diyafram duvar özellikleri 99
Tablo 8.6. Hassaslık Analizi parametreleri ve sonucu (HSS Model)..... 101
Tablo 8.7. Vaka analizi (MC) zemin parametreleri 106
Tablo 8.8. Hassaslık Analizi parametreleri ve sonucu (MC Model)..... 107
Tablo 8.9. Vaka analizi (HS) zemin parametreleri 112
Tablo 8.10. Hassaslık Analizi parametreleri ve sonucu (HS Model) 113

ÖZET

Anahtar Kelimeler: Sayısal Analiz, Bodrumlu Yapı, Zemin Özellikleri, Hassaslık Analizi, Parametre Değişimi

Sayısal analizlerde zeminlerin geoteknik modellenmesi için çok sayıda deformasyon ve kayma direnci parametresinin, deneysel çalışma veya korelasyonlarla elde edilmesi gerekmektedir. Bu parametrelerdeki değişimlerin sonuçları etkileyeceği açıktır. İrdelenecek parametre sayısının artması gerekli çözüm sayısını arttıracağından en az sayıda analizle sonuca gidebilmek hem zaman hem de işgücü açısından önem kazanmaktadır.

Plaxis 2D yazılımının "Hassaslık Analizi" ve "Parametre Değişimi" seçenekleri zemin özelliklerindeki değişimin sonuçlara etkisini bulmak üzere kullanılmaktadır. Buna göre, her bir zemin özelliğinin olası alt ve üst değerleri esas alınarak modelde seçilmiş herhangi bir noktadaki deplasman, gerilme ve yapısal kuvvetlerin değerlerindeki değişim yazılım tarafından otomatik olarak hesaplanmaktadır. Bu yöntem kullanıcı tarafından çok sayıda model oluşturulmasına gerek duyulmadan bir model üzerinden otomatik oluşturulan modellerde hesap yapılarak tasarımın risklerini ortaya koyması açısından oldukça önemlidir. Sayısal analizlerde arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen çok sayıda zemin parametresindeki değişimin, sonuçları nasıl etkilediğinin belirlenebilmesi yetersiz veri ile hesap yapma zorunluluğundaki mühendislere kılavuz olabilecektir.

Bu çalışmada öncelikle aluviyal kökenli Adapazarı zeminlerini temsil eden bir kesit üzerinde derin kazı içeren bodrumlu bir yapı Plaxis 2Dv2019 VIP yazılımı ile modellenmiştir. Kurulan modellerde zemin özellikleri için Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Hassaslık ve Parametre Değişimi analizleri ile zemin özelliklerindeki değişimin yatay yer değiştirmeler, oturmalar ve kabarmalar üzerindeki etkisi sayısal olarak incelenmiştir. Daha sonra inklinometre ölçümleri bulunan ve yapımı tamamlanmış mevcut bir proje üzerinde vaka analizi yapılarak geoteknik malzeme modeline bağlı olarak Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmıştır. Malzeme modeli olarak Mohr Coulomb, Pekleşen Zemin (Hardening Soil) ve Hardening Small Strain modelleri kullanılmıştır. Malzeme modelindeki değişimin sonuçlara etkisi irdelenmiştir. Çalışma ile zemin özelliklerindeki olan değişimlerin sonuçlara etkisinin kestirilebileceği ve bunun gereken durumlarda alınacak tedbirler için kılavuz olabileceği ortaya konmuştur.

A ANALYSIS OF SENSITIVITY AND PARAMETER VARIATION RELATED TO THE GEOTECHNICAL MATERIAL MODEL IN NUMERICAL ANALYSIS OF A STRUCTURE WITH BASEMENT

SUMMARY

Keywords: Numerical Analysis, Structure with Basement, Soil Properties, Sensitivity Analysis, Parameter Variation

In order to successfully create a geotechnical model of soils in numerical analysis, wide range of deformations and shear resistance parameters should be gathered through experimental studies and correlations. It is evident that changes in these parameters will also affect the results. Since increasing the number of parameters will also increase the number of solutions, it will save time and manpower to find the solution with the least number of analyses possible.

Sensitivity Analysis and Parameter Variation options of Plaxis 2D software are used to investigate the effects of soil properties' variances on the results. Accordingly, the changes in the values of displacement, stress and structural forces at any given point based on the possible lower and upper values of each soil property are calculated automatically by the software. This method is crucial in terms of revealing the risks of the design by analyzing the automatically created models without the need of creating many models by the user. Thus, it will be able to guide the engineers, whom have to make analysis with insufficient data, to determine the effect of the changes in the soil parameters obtained from the field and laboratory experiments in the numerical analyses.

In this study, a structure with a basement with deep excavation on a section which represents Adapazarı soil with alluvial origin is modeled with Plaxis 2Dv2019 VIP. For soil properties in the models, Mohr-Coulomb material model is used. For a selected alternative, Sensitivity and Parameter Variation Analyses are carried out for each solution and the effect of changes in soil properties on horizontal displacements, settlements and swellings are numerically examined. After that, a case study was carried out on an existing project with inclinometer measurements, and Sensitivity and Parameter Variation Analyses are performed depending on the model of geotechnical material. For material models, Mohr-Coulomb, Hardening Soil and Hardening Small Strain are used. Effects of changes in material models on the results are investigated.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Teknolojinin hızla gelişmesinden inşaat sektörü de nasibini almıştır. Eski medeniyetler zamanında hayal dahi edilemeyen bir çok yapının inşaası günümüz teknolojisi ile kolay ve hızlı bir şekilde yapılabilmektedir. Metrolar, yüksek katlı yapılar ve geniş açıklıklı köprüler bunlara örnek verilebilir. Tüm bu yapıların zemine oturacağı göz önünde bulundurulursa derin kazılara ihtiyaç duyulabileceği açıktır. Ayrıca, günümüzde kent nüfusunun özellikle büyük şehirlerde artması, boş arazi parsellerinin giderek azalması, imar yönetmeliklerindeki sınırlamalar nedeniyle mevcut arazilerin daha verimli kullanılma zorunluluğu da ortaya çıkmıştır. Bu amaçla yeni inşaatlarda derin kazı yapılması zorunlu hale gelmiştir [1].

Terzaghi (1943) tarafından belirtildiği üzere derin kazılar, derinliği genişliğinden fazla olan kazılardır. Kazı derinliği 6 m'den az olduğu takdirde palplanş perde veya kazıklar ekonomik olmadığından bu ifade 1967 yılında Terzaghi ve Peck tarafından güncellenmiştir. Sonuç olarak derin kazı denilebilmesi için kazı derinliğinin 6 m'den fazla olması gerekmektedir [2].

Ülkemizde 50 m'ye varan derin kazılar yapılmaktadır. Buna yönelik olarak derin kazılarda karşılaşılan problemler için çözüm yöntemi geliştirilmek zorunda kalınmıştır. Genellikle problemlerin analizlerinde sonlu elemanlar yöntemini kullanan yazılımlar tercih edilmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi ile zemin-yapı etkileşimini daha gerçekçi modelleyerek destek sistemlerinin yapım aşamalarını da dikkate almak mümkün olmaktadır.

Bu tez kapsamında ilk önce alüviyal kökenli Adapazarı zemin profilini temsil edecek bir kesit üzerinde Plaxis 2Dv2019 VIP yazılımı ile derin kazı tasarımı yapılmaktadır. Daha sonra ise Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi

yapılmaktadır. Her bir parametrenin yer değiştirmeler, kesme kuvveti ve eğilme momenti üzerinde etkisi belirlenmektedir. Son olarak da inklinometre ölçümleri bulunan ve yapımı tamamlanmış mevcut bir proje üzerinde geoteknik malzeme modeline bağlı olarak Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmaktadır.

Bu çalışma 9 bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölümde derin kazılar hakkında genel bir giriş yapıldıktan sonra çalışmanın amacı ve daha sonra ülkemizde yapılacak projeler için faydaları üzerinde durulmaktadır.

İkinci bölümde literatür araştırmasına yer verilmektedir. Daha sonra literatürün değerlendirilmesi yapılmaktadır.

Üçüncü bölümde derin kazının önemi, yöntemleri, destek sistemleri, maruz kaldığı yanal toprak basınçları ve analiz yöntemleri hakkında detaylı bilgi verilmektedir.

Dördüncü bölümde sonlu elemanlar yöntemi prensibi ile çalışan Plaxis yazılımı hakkında bilgi verilip analizlerde kullanılacak olan malzeme modelleri üzerinde durulmaktadır. Daha sonra yapılmış olan çalışmalara yer verilmektedir.

Beşinci bölümde Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizindeki teorilerden bahsedilmektedir. Rastgele Küme Teorisi ile sonlu elemanlar yöntemini birleştiren (RS-FEM) ve Plaxis 2Dv2019 VIP yazılımının kullandığı yöntem üzerinde durularak her iki yöntem hakkında yapılmış çalışmalara yer verilmektedir.

Altıncı bölümde aluviyal kökenli Adapazarı zeminlerinin jeomorfolojisi ve jeolojisi hakkında bilgi verilmektedir. Yine Adapazarı zeminlerinin depremselliği, yeraltı su seviyesi ve deprem sonrası yapılan çalışmalar neticesinde bölgenin zemin profilini temsil edecek kesitler üzerinde durulmaktadır. Bölgenin geoteknik özelliklerini belirlemek için uygulanan çalışmalara değinilmektedir.

Yedinci bölümde Adapazarı'nı temsil eden bir zemin profili üzerinde derin kazı tasarımı yapılmaktadır. Seçilen parametreler üzerinde Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmaktadır.

Sekizinci bölümde yapımı tamamlanmış inklinometre ölçümleri bulunan bir vaka analizi üzerinde geoteknik malzeme modeline bağlı olarak Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmaktadır.

Dokuzuncu ve son bölümde ise tüm çalışmalar değerlendirilmektedir.

1.1. Çalışmanın Amacı

Bu tezin amacı, Plaxis 2D ile yapılan çözümlerden elde edilen yer değiştirmeler ile derin kazılarda gerçekleşen yer değiştirmeleri arasında hangi parametrelerin en büyük farklılığa neden olduğunu belirlemektir. Bu, daha sonra modellerin doğruluğunu arttırmak için kullanılan basit bir geri analiz yapmak için kullanılan Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi ile yapılmaktadır. Bu süreç kazı çalışmaları devam eden şantiyelerin yanı sıra inşası tamamlanmış yapılar için de önem arz etmektedir. Çünkü gelecekte hangi parametrelerin daha dikkatli seçilmesi gerekebileceğinin bir göstergesi olması açısından, gelecekteki projeler için değerlidir. Bu düşüncelerle aluviyal ortamda bodrumlu bir yapının derin kazısında kullanılan parametrelerin sonuçlara etkisi incelenmektedir. Daha sonra yapımı tamamlanmış arazi ölçümleri olan bir projede geoteknik malzeme modeline bağlı olarak Plaxis'de kullanılan Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi ile hangi zemin parametresinin yer değiştirmeler, kesme kuvveti ve eğilme momenti üzerinde en büyük etkiye sahip olduğu belirlenmektedir.

1.2. Çalışmanın Önemi ve Uygulamaya Katkıları

Kimi zaman alanında uzman olmayan kişiler tarafından, kimi zaman da yetersiz zemin etüdü yüzünden geoteknik hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri yanlış seçilebilmektedir. Bu durum projenin istenilen güvenlik düzeyini

yakalayamamasına ya da ekonomik olmamasına neden olmaktadır. Risk düzeyine göre farklı parametrik varsayımlar için analizler yapılırsa bu problemleri ortadan kaldırmak mümkün olabilmektedir. Ancak tek tek parametre değişimleri yaparak modeller oluşturmak hesap süresini aşırı arttıracağından, değerlendirme süreci pratik olmaktan çıkmaktadır. Tüm bu zorluklar dikkate alındığında, aynı model üzerinde belirli parametrik sınırlar içinde çok sayıda analizin yapılabilmesi mühendislik projeleri için çok büyük önem arz etmektedir. Hassaslık Analizi, bir model üzerinde çok sayıda analiz yapılmasına gerek kalmadan tasarım risklerini ortaya koyması açısından çok önemlidir. Bu açıdan bu çalışmanın geoteknik mühendisliğinde yeni çalışmaların hızlı ve ekonomik olarak yapılmasına katkıda bulunacağı düşünülmektedir [3].

BÖLÜM 2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

Alkaya ve Yeşil çalışmalarında; yıkılan bir iksa sistemini incelemişlerdir. İksa sisteminin çökme nedenini araştırmak için geoteknik raporlar ve projedeki hesaplar kontrol edilip yeniden analizler yapılmıştır. Analizler Plaxis yazılımı ile yapılmış olup malzeme bünye modeli olarak Mohr Coulomb ve Pekleşen Zemin (Hardening Soil) kullanılmıştır. İnşaat sahası 16.1 m derinliğinde derin kazı içeren 3 bodrum katlı 30.5 m yüksekliğinde betonarme bir yapı olarak planlanmaktadır. Kazı alanının bir tarafı yola bitişiktir. Diğer 3 tarafı boştur. Yolda yaklaşık 4 m dolgu yükü bulunmaktadır. Son kazı seviyesi olarak -18.8 m belirlenmiştir. Zemin etütlerinde yer altı su seviyesi -20 m olarak tespit edilmiş olup tasarımcılar tarafından hesaplanan deformasyon değeri 1.53 cm'dir. Daha proje tamamlanmadan yolda çatlaklar meydana gelmiştir. İlk etapta çatlakları kapatmak için betonla doldurulmuş olup daha sonra iksa sisteminin çökmemesi için geri dolgu yapılmıştır. Ancak sonuç olarak iksa sistemi göçmüştür. Yapılan kontrollerde ankrajların bazılarının işlevsiz olduğu ve yeraltı su seviyesinin 11 ile 12 m derinliğinde olduğu tespit edilmiştir. Bu bilgiler doğrultusunda geri analizler yapılmış olup Mohr Coulomb malzeme modeli kullanarak 28 cm, Pekleşen Zemin malzeme modeli kullanarak ise 112 cm deformasyon hesaplanmıştır. İksa sisteminin çökmesinin ana sebebi olarak beklenen deformasyonun yanlış hesaplanması gösterilmiştir [4].

Sevencan ve arkadaşları; zemin parametrelerindeki değişimin duvar yatay yer değiştirmesi ve zemin yüzeyinde meydana gelen yer değiştirmeler üzerindeki etkisini incelemek amacıyla Plaxis yazılımı ile analizler yapmışlardır. Kazı derinliği 32.5 m olup diyafram duvar olarak modellenmiştir. Killi tabakalar için malzeme modeli olarak Mohr Coulomb, kumlu tabakalar için Pekleşen Zemin kullanılmıştır. Analiz sonucunda duvarın maksimum yatay yer değiştirmesi 20 mm ölçülmüş olup inklinometre ölçümleri (14 mm) ile uyumludur. Çalışmada elastisite modülü (E) ve

içsel sürtünme açısı (ϕ) değerlerinin etkisi incelenmiştir. Bu amaçla elastisite modülü için $2E_{ref}$, $0.5\ E_{ref}$, $0.25E_{ref}$, içsel sürtünme açısı için ise $\phi_{ref}+3$, $\phi_{ref}-3$ ve $\phi_{ref}-6$ değerleri dikkate alınarak çözüm yapılmıştır. Gerçekleştirilen analizlerde elastisite modülünün yatay yer değiştirme, zemin yüzeyinde oturma ve kazı tabanı kabarması gibi değerlerde içsel sürtünme açısından daha etkili olduğu görülmüştür [5].

Cengiz çalışmasında; Moskova'da yapımı devam etmekte olan bir inşaatın diyafram duvarlarında gerçekleştirilen, arazideki inklonometre ölçümleri ile Plaxis programı ile yapılan sayısal analiz sonucundaki yatay deplasmanları karşılaştırmıştır. Yapılan parametrik çalışma sonucunda yazılım analizleri ile elde edilen yani öngörülen deplasmanların sahadaki inklonometre ile ölçülen değerlerden daha yüksek olduğu görülmüştür. Gerçekleşen deplasmanların öngörülenlere göre daha az olması modelleme aşamasında kullanılan parametrelerin inşaat aşamasının emniyetli bir şekilde tamamlanması için tasarım zemin parametrelerini olduğundan düşük seçilmesine bağlanmıştır. Bu ölçümler sonucunda programda hesaplanan deformasyonların gerçek deformasyonlarla aynı olması için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Bunun için içsel sürtünme açısı, kohezyon ve elastisite modülü sırasıyla %10, %20 ve %30 oranında arttırılarak analiz yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda zemin parametrelerinin %30 oranında artırıldığı çözümlerde öngörülen deformasyonların inklinometre ölçümlerine daha çok yaklaştığı sonucuna varılmıştır [6].

Bahar, Marmara Boğazı Tüp Geçit Projesi için Üsküdar şantiyesinde yapılan derin kazı iksa sistemi üzerinde parametrik bir çalışma yapmıştır. Plaxis ile yapılan sayısal analizde orta sıkı siltli kum tabakası Pekleşen Zemin, kaya tabakaları ise Mohr Coulomb malzeme modeli ile modellenmiştir. Yer altı su seviyesi çalışan onüç pompaj istasyonu sayesinde kazı alt seviyesinin aşağısında sabitlendiğinden yer altı suyu analizde dikkate alınmamıştır. Kazı derinliği çözülen modelde 27 m olarak alınmıştır. Çalışmada zemin parametreleri içsel sürtünme açısı, kohezyon ve elastisite modülü değerleri %10, %20 ve %30 oranında arttırılıp azaltılarak iksa sisteminde gelişen yatay deformasyonlar incelenmiştir. Yapılan analizler sonucunda zemin parametrelerindeki değişimin yatay deplasmanlar üzerinde fazla bir etkisi olmadığı

gözlenmiş ve bunun sebebi olarak kalınlığı 200 cm olan diyafram duvarların rijitliğinin çok yüksek olması gösterilmiştir. Ayrıca analiz sonucu hesaplanan deplasmanların sahadaki inklinometre ölçümleri ile uyumlu olduğu ve bu deplasmanların rijit destek elamanlar nedeniyle tahmin edilen değerlerden de küçük olduğu belirtilmiştir [7].

Büyükgökçe çalışmasında; zemin parametrelerindeki değişimin iksa sistemini, gerilme ve deformasyon değerleri açısından nasıl etkilediğini incelemiştir. Bu çalışma kapsamında, içsel sürtünme açısı, kohezyon, elastisite modülü ve yapı zemin etkileşim katsayısı parametreleri ele alınmıştır. Bu parametrelerin incelenmesi çalışma prensini sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis 2D 2018 programı ile yapılmıştır. Mevcut verilerden doğru sonuç alınabilmesi için eldeki parametrelerin nasıl yorumlanması gerektiğine de değinilmiştir. Malzeme modeli olarak Pekleşen Zemin (Hardening Soil) seçilmiş, zemin parametrelerindeki değişimin sonuçlara etkisi şu şekilde ifade edilmiştir: Diğer zemin parametreleri sabit iken içsel sürtünme açısındaki artış, yanal deplasman değerlerini ciddi oranda azaltmaktadır. Diğer parametreler sabit iken kohezyon değerindeki artış, genel olarak iksa duvarlarında yatay deplasman, kesme kuvveti ve eğilme momentlerini azaltmakta, ancak eğilme momentine olan etkisi daha fazla olmaktadır. Yine diğer zemin parametleri sabitken yapı zemin ara yüzey katsayısındaki azalma kesme kuvvetini çok düşük oranda etkilemektedir. Sonuncu parametre olarak elastisite modülündeki değişim diğer parametrelerdeki değişime oranla daha belirgindir. Bu sonuçlardan da anlaşılacağı üzere elastisite modülünün en büyük etkisi yatay deplasmana olmaktadır. Genel olarak yapılan bu çalışma değerlendirilirse tek bir parametre değişiminin tüm sistem üzerindeki etkisinin incelendiği, inceleme sonucunda elastisite modülündeki değişimin tüm sistemi en çok etkileyen parametre olduğu söylenebilir [8].

Süzan ve Öztoprak çalışmalarında; derin kazı destekleme sistemlerinde meydana gelen deformasyonları etkileyen parametrelerin tayinini ve bu parametrelerin deformasyonları ne ölçüde etkilediğinin belirlenmesini amaçlamışlardır. Yumuşak alüvyon bir zeminde teşkil edilen destekli derin kazı sistemi bir sonlu elemanlar yazılımı olan Plaxis programı ile modellenmiş ve analizler esnasında malzeme

modeli olarak Pekleşen Zemin bünye modeli (Hardening Soil) kullanılmıştır. Kazı süresinin uzun sürmesi nedeniyle parametreler efektif olarak seçilmiş ve analizler drenajlı olarak gerçekleştirilmiştir. İçsel sürtünme açısı, elastisite modülü, kohezyon, P_{ref} (referans basınç değeri, R_f (ara yüzey yük azaltma oranı), m (gerilme bağımlı rijitlik parametresi), Poisson oranı, yeraltı su seviyesi, zemin tabakalanma durumu, ankraj kuvveti, kazı tabanında ıslah ve zemin bünye modeli seçimi gibi farklı parametrelerin deformasyonlar üzerindeki etkisi irdelenmiştir. Gerçekleştirilen analiz sonucunda zemin parametrelerinden kohezyon ve Poisson oranının sonuçlar üzerinde az etkili olduğu, içsel sürtünme açısınının, yeraltı su seviyesinin ve malzeme modelinin orta derecede etkili olduğu, elastisite modülü ve ankraj germe kuvvetlerinin ise çok etkili olduğu belirtilmiştir. Destekli derin kazı sisteminde meydana gelen deplasmanları etkliyen en önemli parametrelerin rijitlikle ilgili parametreler olduğu görülmüştür. Bu nedenle zemin etütlerinde elastisite modüllerinin elde edilmesinin daha da fazla önemli olduğunu belirtmiştir [9].

Bülbül ve Demir çalışmalarında; Samsun ilinde yıkıntı halindeki eski binaların çevre düzenlemesi kapsamında yeniden inşa edilmesi sebebiyle seçilen bir apartmanın, güvenliğini sağlamak amacıyla iksa sistemi tasarlamışlardır. Tasarımda fore kazık kullanılmış olup kazık çapı 80 cm, aralıkları ise s=100 cm'dir. Mevcut apartman yükü 75 kPa olarak hesaplanmıştır. Sistem bu yüke göre çözülüp Plaxis yazılımı ile analiz edilmiştir. Ayrıca zemin etüdü raporlarına göre tasarlanan iksa sisteminde, bazı zemin parametrelerini (kohezyon ve elastisite modülü) kontrollü bir şekilde değiştirip bu parametrelerin deformasyon ve kesme kuvvetlerine etkileri incelenmiştir. Bunun yapılmasındaki amaç zemin etütü raporundaki verilerin tasarımda ne kadar önemli ve verilerdeki değişimin nelere sebep olduğunu göstermektir. Buna bağlı olarak bu değerlerin elde edilmesinde gerek arazi deneyleri gerekse laboratuvar deneylerinin hassasiyetle yapılmaması sonucunda ne gibi sonuçlar doğabileceği de ortaya konmuştur. Arazide yapılan sondaj verilerine göre 0-1.5 m arası dolgu, 1.5-14 m arası kumlu kil, 14 m ve daha derinlerde marn olduğu tespit edilmiştir. Arazi çalışmalarında yer altı suyuna rastlanılmamıştır. Aynı zemin firmasının yapmış olduğu laboratuvar deneyinde kil zeminin içsel sürtünme açısı 5° olarak belirtilmiştir. Ancak yapılan arazi deneyleri (SK1, SPT) verilerine göre içsel sürtünme açısının 35°

ve üzerinde olması beklenirken çok daha düşük çıktığı sondaj raporlarında belirtilmiştir. Her ne kadar zemin etütü raporlarında parametreler belirtilmiş olsa da çoğu zaman farklı kaynaklardan ve farklı deneyimler sonucu elde edilen bu verilerin güvenirliğine şüpheli yaklaşmak gerektiği vurgulanmıştır. Bu sebeple elastisite modülü değeri %25 oranında arttırılmış, %25 ve %50 oranında azaltılmıştır. Aynı şekilde elastiste modülü ve içsel sürtünme açısı sabit tutularak kohezyon değeri %25 oranında arttırılıp, %25, %50 ve %75 oranında azaltılmıştır. Yapılan bu analizler sonucunda hesap yapılan bir kesitte kohezyon değerinin %50 oranında azaltılması durumunda yatay ve düşey deplasmanların çok fazla değişmediği, ancak elastisite modülünün %50 azaltılması durumunda sistemin göçtüğü ve kullanılamaz hale geldiği ortaya çıkmıştır. Bu sebeple elastisite modülü değerinin kullanılırken son derece dikkatli olunması gerektiği tespit edilmiştir [10].

Güllü ve Çanakçı çalışmalarında; heterojen zemine inşa edilmiş yaklaşık 30 m derinliğindeki ankrajlı derin kazıyı, sonlu elemanlar prensibi ile çalışan Plaxis yazılımında modellemişlerdir. Daha sonra hesaplanan yanal deplasmanlar ile inklinometre ölçümleri karşılaştırılmıştır. Modelde yeraltı su seviyesi yüzeyde kabul edilip zemin (0-7.85 m) arası silt ve 7.85 m'den aşağısı yumuşak kaya olmak üzere iki tabaka olarak modellenmiştir. Hesaplarda malzeme bünye modeli olarak Mohr Coulomb kullanılmıştır. Modelde kullanılan zemin parametreleri literatürdeki ampirik formüllerden elde edilmiştir. Hesaplama sonucu elde edilen maksimum deplasman yaklaşık 16 mm olup silt tabakasında gerçekleşmiştir. Bu değer inklinometre ölçümleri ile bulunan 20 mm değerine yakın çıkmıştır. Ancak hesap ile ölçüm arasında genel olarak uyumlu bir eğilim görülmemiştir. Bunun sebebi olarak kullanılan malzeme modelinin veya malzeme parametrelerinin doğru seçilememesi gösterilmiştir. Sonuçta araştırmacılar "zeminlerin elastisite modülü aynı sıkılıkta ve sertlikte bir zemin için çok geniş aralıklar içerisinde değişebilmektedir" kanısına varmışlardır. Ayrıca elastisite modülünün bu çalışmada olduğu gibi analitik yöntemlerle belirlenmesi halinde bu durum deplasman değerlerinde oldukça büyük farklılıklar ortaya koyacaktır. Yazarlar sonuç olarak farklılıkların zeminin elastisite modülünün tam olarak temsil edilememesinden kaynaklandığını belirtmişlerdir [11].

2.1. Literatür Değerlendirmesi

Literatürdeki çalışmalar değerlendirildiğinde zemin parametrelerinin irdelendiği ve bu parametrelerin özelliklerinin davranışa etkisinin araştırıldığı çalışmaların oldukça sınırlı sayıda olduğu görülmektedir. Çalışmalarda genellikle diğer parametreler sabit tutulurken tek bir parametrenin değişiminin etkisi incelenmektedir. Özellikle bahsi geçen parametrelerin tek tek değiştirilerek çok sayıda sayısal analiz yapılması da pratik mühendislikte oldukça zor ve karmaşıktır.

Derin kazılarla ilgili yapılmış olan literatür çalışmaları dikkate alındığında zemin parametrelerindeki değişimin başta yatay deplasmanlar olmak üzere, kesme kuvveti ve eğilme momenti değerlerini önemli ölçüde etkilediği görülmüştür. Özellikle malzeme parametrelerini belirlerken yapılan arazi ve laboratuvar deneylerinin teorikte kabul edilen ortam koşulları ile uygulama esnasında büyük değişkenlik gösterdiği bilinen bir gerçektir. Örneğin söz konusu derin kazının yapıldığı sahada zemin parametrelerini belirlemek için yapılan Standart Penetrasyon deneyinde her 1.5 m'de 30 cm'lik bir numune alındığı kabul edilirse, alınan bu numunenin örselenmeden laboratuvara getirilememesi, zemin parametrelerini belirleyecek ilgili deneylerin düzgün bir şekilde yapılmaması ve zeminin çok değişkenlik göstermesi nedeniyle aynı ortamdan alınan numunelerden farklı sonuçlar çıkarılabileceği açıktır. Şekil 2.1.'de Adapazarı'ndan alınan 30 cm kalınlığındaki bir numunedeki aşırı değişkenlik gösterilmektedir. Bu nedenle tasarımda malzeme ve zemin koşullarının alt ve üst sınırlarının dikkate alınarak hesap yapılması oldukça önemlidir.

Hassaslık Analizinde diğer tüm parametreler sabitken bir parametrenin alt ve üst değerleri ile analiz yapılmaktadır. Parametre Değişimi Analizinde ise bir parametrenin alt değeri alınırken diğerlerinin alt ve üst değerleri alınarak daha kapsamlı bir çözüm yapılmaktadır. Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılarak zemin parametrelerinin değişmesi durumunda sistemin davranışının değişimi incelenebilmektedir.

Şekil 2.1. Sondaj logundan alınan numune [74].

Bu çalışmada aluviyal ortamda bodrumlu bir derin kazı modellenmektedir. Modellerde Plaxis 2D 2019 VIP programı kullanılarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişmi Analizi yapılmaktadır. Malzeme modeli olarak Mohr Coulomb malzeme modeli kullanılmaktadır. Daha sonra inklinometre ölçümleri bulunan mevcut bir proje üzerinde geoteknik malzeme modeline bağlı olarak Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmaktadır. Sayısal analizlerde arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen çok sayıda zemin parametresindeki değişimin eğilme momenti, kesme kuvveti ve yatay yerdeğiştirme açısından sonuçları nasıl etkilediğinin belirlenmesi yetersiz veri ile hesap yapma zorunluluğundaki mühendislere kılavuz olabilecektir. Bu açıdan çalışma literatürdeki bu eksiği kapatacak niteliktedir.

BÖLÜM 3. DERİN KAZILARDA DAYANMA YAPILARI

3.1. Derin Kazı Önemi

Artan nüfus ve şehir merkezlerinde boş arazilerin azalması sonucunda büyük şehirlerde arsaların en verimli şekilde kullanılması zorunluluğu ortaya çıkmıştır. İş merkezleri, rezidanslar, alışveriş merkezleri, oteller gibi şehrin en pahalı arazilerine inşa edilen yapıların otopark vb. alanlarını yer altına taşımak istemesiyle çok bodrumlu projeler ortaya çıkmış ve derin kazıların yapılması kaçınılmaz hale gelmiştir.

Zemin özellikleri, kazı boyutları ve etrafta yer alan yapılar dikkate alındığında derin kazılar geoteknik mühendisliğinin en önemli konularından biri haline gelmiştir [12]. Diğer taraftan da yapıların bodrumlu olarak inşa edilmesi yani temellerinin daha derinlere oturtulması yapıda oluşacak olan deplasmanları azami ölçüde azaltacağı için olası deprem durumunda yapının güvenli bir şekilde depremi atlatmasına katkı sağlayacaktır.

Ülkemizde son dönemlerde yaşanan ve kamuoyuna da yansıyan bazı olaylarda yapı inşasının bulunduğu alanlarda ihmal sonucu veya gerekli önlemlerin alınmaması nedeniyle yapıya bitişik nizamda veya yapı yakınında olan diğer yapıların zarar gördüğü veya görme riski taşığıdı durumlar ortaya çıkmıştır. Bu nedenle Çevre ve Şehircilik Bakanlığı'nın talimatıyla yeni bir genelge yayınlanmıştır [13].

3.2. Derin Kazı Yöntemleri

Derin kazı işlemi uzun bir süreçtir ve bu sürecin güvenli bir şekilde ilerleyebilmesi için kazı yönteminin o bölgeye ve şartlara uygun seçilmiş olması gerekmektedir.

Örneğin sert veya kaya zeminlerde püskürtme beton ve pasif ankraj uygulaması uygun olabilirken daha yumuşak bir zeminde belirli aralıklı kazıklı iksa sistemi çözüm sağlayabilmektedir. Kazı yapılacak alanda yeraltı suyu çok fazla ise ve geçirimsiz iksa sistemi oluşturulmak isteniyorsa çelik palplanşlar veya kesişen fore kazık sistemleri tercih edilmelidir [8].

Kazı işlemi her ne kadar yüzeysel kazı ve derin kazı olarak iki ana başlık altında toplansa da gerek düşük risk taşımasından gerekse daha kısa sürede tamamlanmasından dolayı yüzeysel kazıların çalışma alanı pek gündeme gelmemektedir. Bundan dolayı çalışmanın bu kısmında derin kazı yöntemlerinden eğimli açık kazı yöntemi, konsol iksalı kazı yöntemi, içten destekli kazı yöntemi, anolu kazı yöntemi, yukarıdan aşağı kazı yöntemi ve son olarak ankrajlı kazı yönteminin kısaca tanımı yapılmıştır. Daha sonra ülkemizde uygulanmış bir çalışmaya örnek verilmiştir.

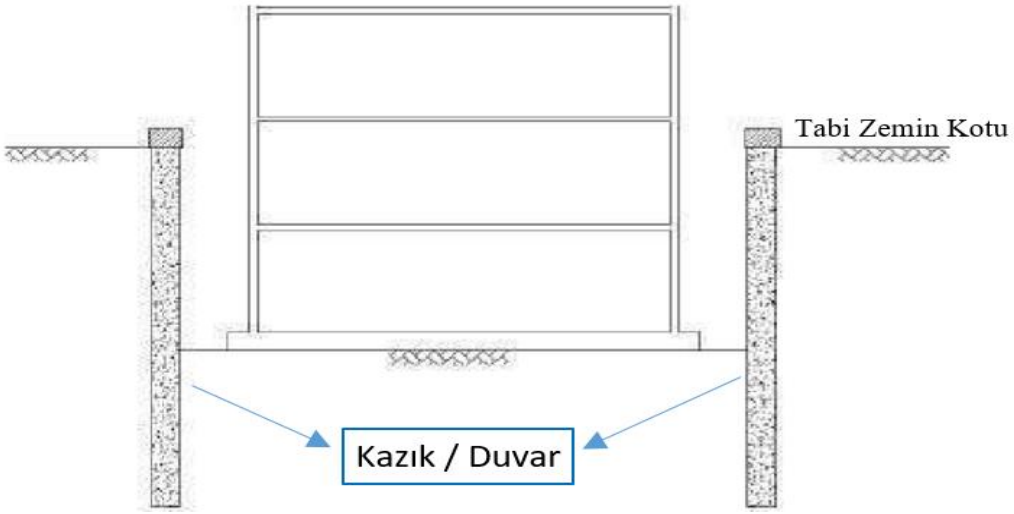
3.2.1. Açık kazı (serbest şevli kazı) yöntemi

Serbest şevli açık kazı yöntemi en çok tercih edilen kazı yöntemlerinden birisidir. Yöntemin en büyük avantajı herhangi bir iksa duvarı veya yanal destek sistemine ihtiyaç duyulmamasıdır. Kazı alanının büyük olduğu yerlerde zeminin geoteknik parametrelerinden içsel sürtünme açısı ve kohezyon değerine göre, belirlenen eğimde istenilen derinliğe kadar kazı yapılır. Kazıyı engelleyecek bir durum söz konusu değilse (zeminin kendini tutumayan cinsten olması, yeraltı su seviyesinin yüzeyde olması gibi) ve kazı derinliği çok fazla değilse hızlı ve ekonomiktir. Fakat kazı derinliği arttıkça kazıdan çıkan malzemenin ve çıkan malzemenin yerini dolduracak olan dolgunun hacmi artacağından bu yöntemi kullanmak pahalıya mal olabilir. Dolayısıyla bu yöntem tercih edilmek isteniyorsa kazı derinliği ve zemin parametreleri gözönünde bulundurulmalıdır. Şekil 3.1.'de serbest şevli kazı yöntemi gösterilmektedir [2].

Şekil 3.1. Açık kazı (serbest şevli kazı) yöntemi [2].

3.2.2. Konsol iksalı kazı yöntemi

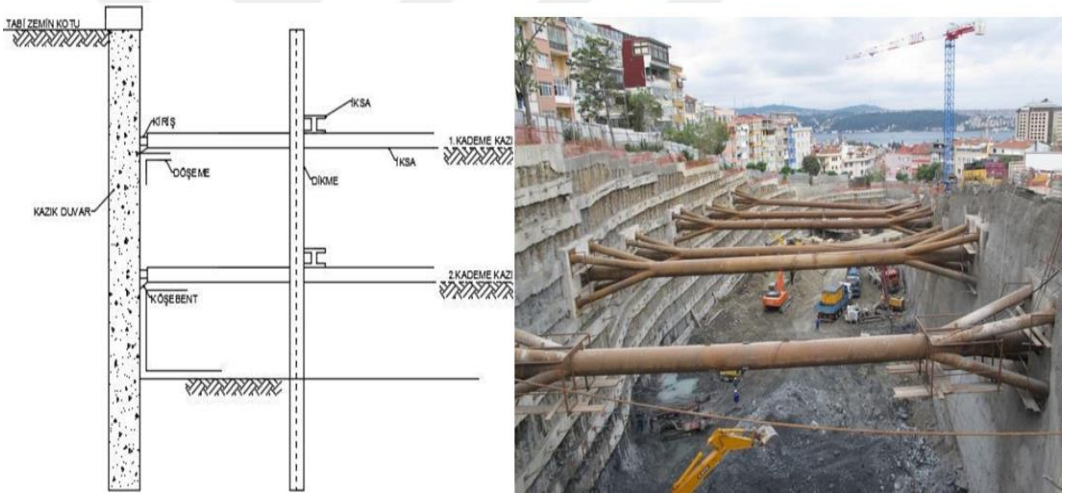
Bu yöntem kazı yüksekliğinin nispeten az olduğu durumlarda tercih edilir. Seçilen düşey iksa elemanlarının rijitliği ve gömme derinliği kazı güvenliğini sağlayacak etkenlerdir. Sistem eğimli açılan kazı çukurundan çıkan malzeme miktarının azaltılması için yatay iksa elemanlarına gerek olmadan belirli derinliklere kadar düşey çalışabilen konsol elemanlardan oluşmaktadır. 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 [14].



Şekil 3.2. Konsol iksalı kazı yöntemi [14].

3.2.3. İçten destekli kazılar

Ülkemizde çok yaygın olmayan ancak son zamanlarda inşaat alanlarının daralmasından dolayı kullanımı giderek artan bir kazı-destek sistemidir. Düşey iksa elemanları imal edilmiş kazıda her kademe açıldıkça oluşan yanal yükleri Şekil 3.3.'de görüldüğü gibi birbirini gören karşılıklı veya çapraz şev aynaları arasına yatay destek elemanları konularak kademeli olarak yapılan bir kazı-destek sistemidir. Bu sistemde, düşey iksa elemanlarına (kazıklı iksa duvarı, betonarme perde duvar, diyafram duvar vb.) etkiyen yanal basınçlar ara elemanlar vasıtasıyla başka bir düşey iksa elemanına taşıtılarak sistemin birbirini desteklemesi sağlanmaktadır. Ara destek elemanlarının bu görevi görebilmesi için kazıdan sonra zeminin bir miktar hareket etmesi yani aktif duruma geçmesi gerekmektedir [8].



Şekil 3.3. İçten destekli kazı yöntemi [15].

İçten destekli kazı-iksa sisteminin yapım aşamaları şu şekilde sıralanabilir.

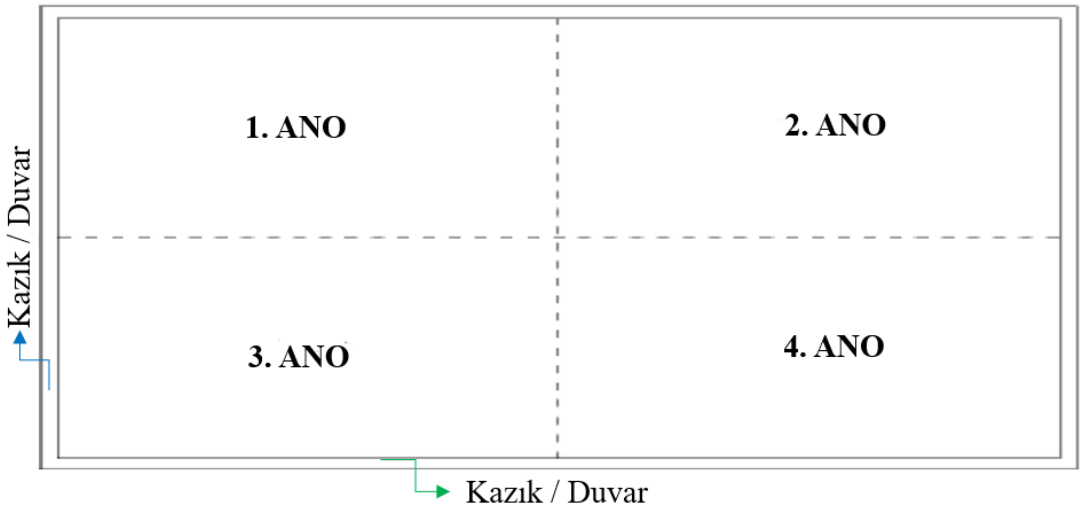
- Mevcut projeye göre belirlenen düşey iksa sistemi (kazık duvar, diyafram duvar, betonarme perde vb.) imal edilir.
- Birinci kademe kazı işlemi yapılır.
- Yatay destek elemanlarının montajı yapılır.
- Kademeli bir şekilde kazı ve destekleme işlemi nihai kazı kotuna kadar tekrarlanır.

- Yapım aşamaları tamamlanıp bina yükseldikçe aşağıdan yukarıya doğru yatay destek elemanları sökülür.
- İksa üst kotuna kadar inşa işlemi tamamlanana kadar düşey iksa sistemi ve yapı arasında kalan gerekli kısımlar her kademenin yatay destek elemanı söküldükten sonra gerekli malzeme ile doldurulur ve yapı-zemin stabilitesi sağlanmış olur.

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 [14].

3.2.4. Anolu kazı yöntemi

Derin kazılarda kazı yapılacak alan ne kadar küçük tutulursa meydana gelecek deformasyon ve deplasmanlar da o kadar az olacaktır. Bunun aksine kazı alanının boyutu ne kadar büyürse deformasyon ve deplasmanlar da buna paralel olarak büyüyecektir. Anolu kazı yönteminin çalışma prensibi ise Şekil 3.4.'de görüldüğü gibi büyük alanları küçük parçalara bölerek hem oluşacak deformasyonu hem de oluşacak yanal toprak basıncını minimum seviyeye indirmektir.

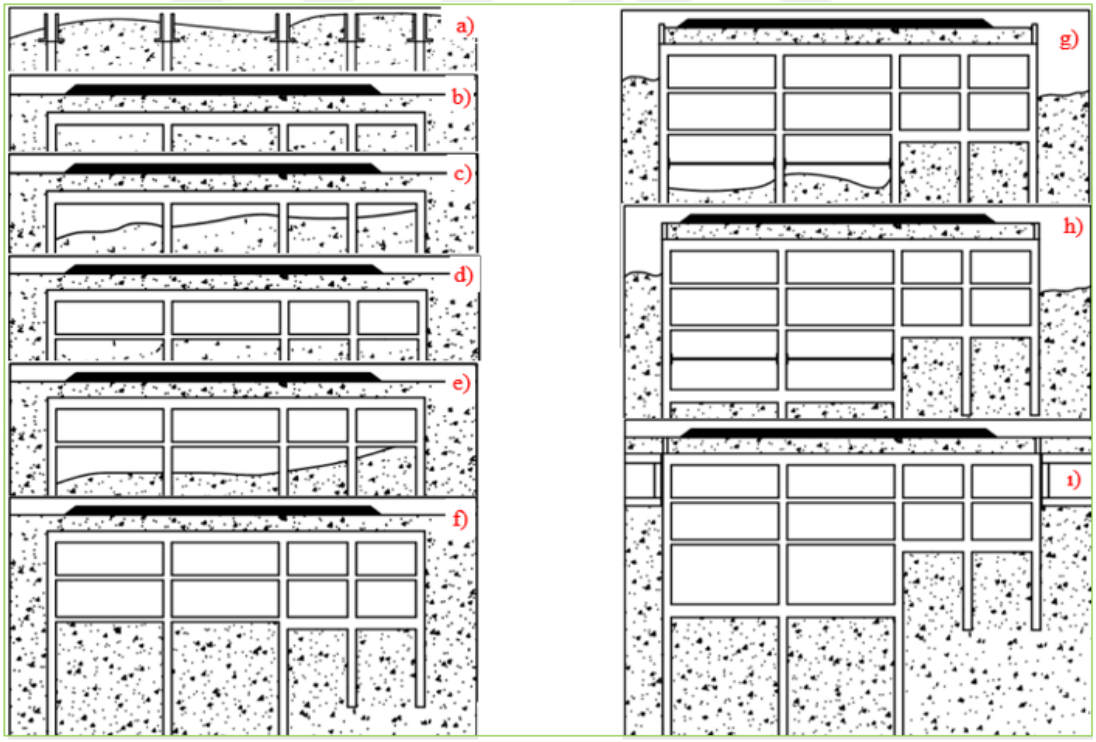


Şekil 3.4. Anolu kazı yöntemi [14].

3.2.5. Yukarıdan aşağıya (top-down) kazı yöntemi

Yeraltı yapılarında bilinen yöntem, yapının temelden başlanarak yukarıya doğru yapılmasıdır. Yukarıdan aşağıya doğru kazı yönteminde ise isminden de anlaşılacağı üzere, yapının inşaatına yüzeyden başlanarak yeraltına doğru gidilir. Yukarıdan aşağıya kazı yönteminde kazı tamamlandığında yer altında yapılacak inşaat da tamamlanmaktadır. Bu sistemde iksa duvarı, üst yapının taşıyıcı elemanı olmak üzere kalıcı olarak yapılmaktadır. Kazı sırasında oluşacak yanal toprak basınçları üstyapının döşemeleri tarafından karşılanmaktadır. Bu yöntem ülkemizde metro istasyonu ve tünel gibi yer altı yapılarının inşasında sıklıkla tercih edilmektedir [14].

Ankara Metrosunun şehir merkezinde yer alan bazı kısımlarında başarıyla uygulanan, yukarıdan aşağıya kazı yönteminde izlenilmesi gereken yol Şekil 3.5.'de gösterilmektedir.



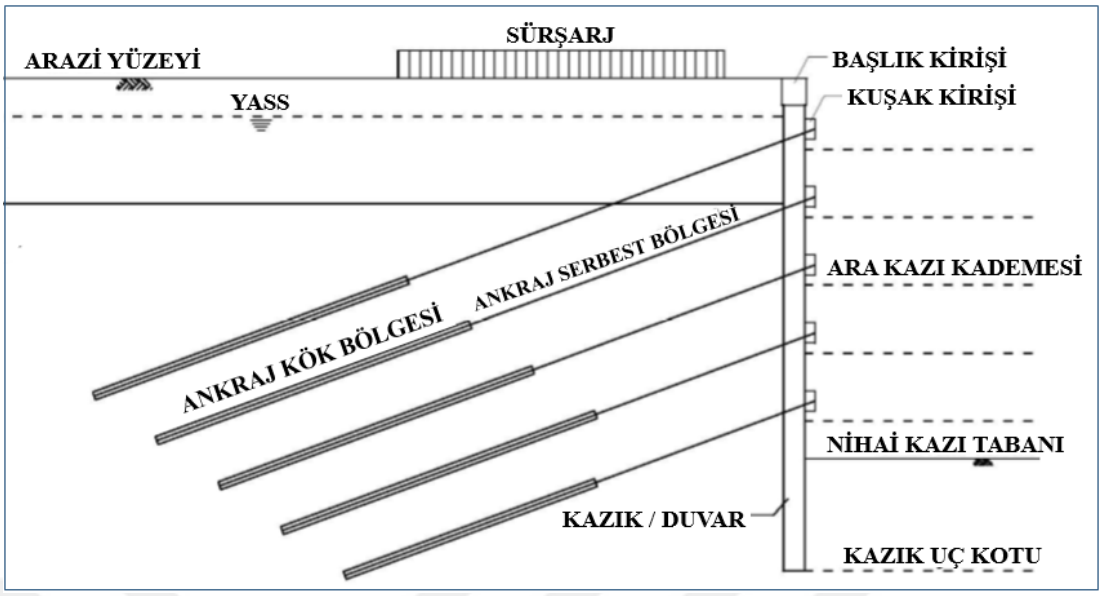
Şekil 3.5. Yukarıdan aşağıya (top-down) kazı yöntemi [16].

1. Yukarıdan aşağıya inşaat yöntemiyle yapılan derin kazılarda önce iksa sisteminin duvarı yapılır.

2. Sonra 1. kademe kazısı yapılarak 1. bodrum katın döşemesi inşa edilir. Üst döşeme tabliye betonunun tamamlanmasıyla yol asfaltlanarak trafiğe açılması sağlanır.
3. Birinci (üst kat) katın hafriyat işlemleri yapılır.
4. Birinci (üst) katın tabliye betonu dökülür.
5. İkinci (ara) katın hafriyat işlemleri yapılır.
6. İkinci (ara) katın tabliye betonu dökülür.
7. Üçüncü (alt) katın hafriyatı yapılır ve geçici basınç çubukları inşa edilir.
8. Üçüncü (alt) katın tabliye betonu dökülür (radye temel).
9. Geçici basınç elemanları sökülür.

3.2.6. Ankrajlı kazı yöntemi

Ankrajlar derin kazıların güvenle açılması ve inşaat sırasında emniyetli olarak durması için, yüksek şev duvarlarının desteklenmesinde kullanılan destek elemanlarıdır. Ankrajlı kazı yönteminde düşey iksa elemanları diğer kazı yöntemlerindeki düşey iksa elemanlarıyla hemen hemen aynıdır. Ancak yatay iksa destek elemanları bu yöntemi diğer kazı-destek yöntemlerinden ayıran temel özelliktir. Diğer yöntemlerde destekler iksa sistemini ön tarafından yani kazı yapılan kısımdan desteklenmektedir. Ankrajlı yöntemde ise gerekli karşı direnç düşey iksa elemanlarının arka tarafındaki zeminden sağlanmaktadır. Yani bir nevi zemin kendi özelliklerine bağlı olarak kendisi tarafından desteklenmiş olmaktadır. Şekil 3.6.'da ankrajlı kazı yöntemi görülmektedir [8].



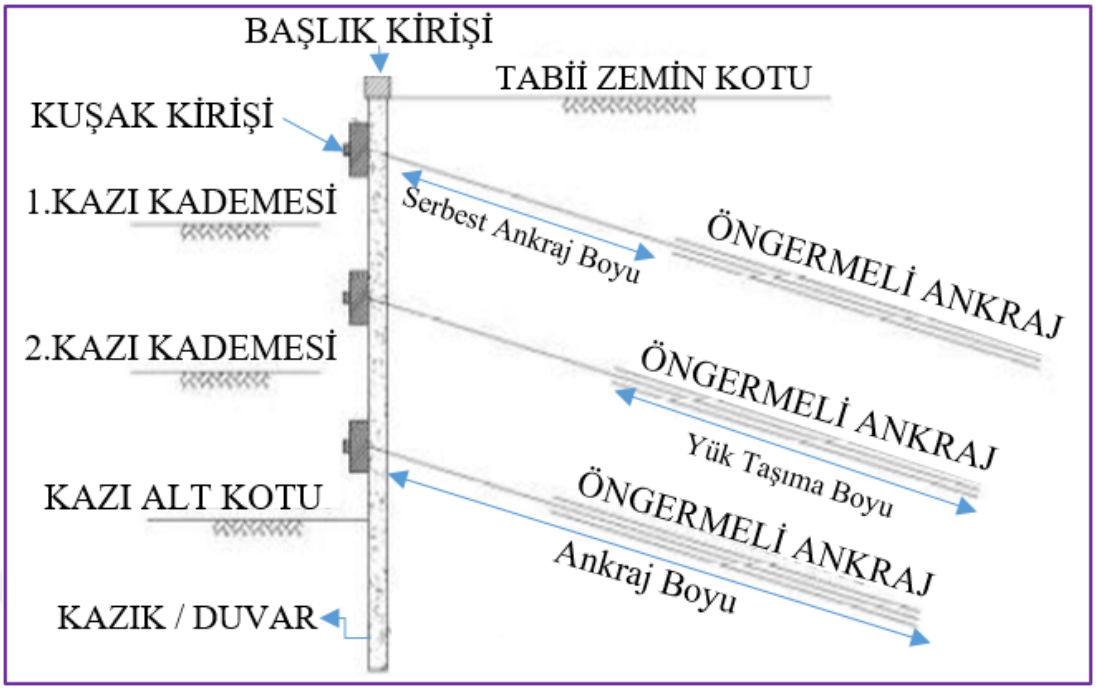
Şekil 3.6. Ankrajlı kazı yöntemi [17].

Ankraj destekli kazı yöntemi ön yükleme (germe) yapılıp yapılmama durumuna göre iki başlık altında toplanmaktadır;

1. Öngermeli ankrajlı kazı-destek yöntemi
2. Pasif ankrajlı (zemin çivili) kazı-destek yöntemi

Öngermeli ankrajlı kazı-destek yöntemi:

Öngermeli ankrajlar Şekil 3.7.'de görüldüğü gibi düşey iksa elemanlarına gelen yanal itkiyi kayma dairesinin dışında kalan zemine aktarıp bu kısımdaki zeminin kayma mukavemetine bağlı olarak ankraj yükünü taşımakta ve sistemin güvenliğini sağlamaktadırlar. Ankrajlara taşıtılmak istenilen toprak itkisinden gelen yanal yük ankraj aralığına bağlı olsa da ortalama olarak 20 ton ile 100 ton arasında değişmektedir [18].



Şekil 3.7. Öngermeli ankrajlı kazı-destek yöntemi

Öngermeli ankrajlar üç kısımdan oluşmaktadır;

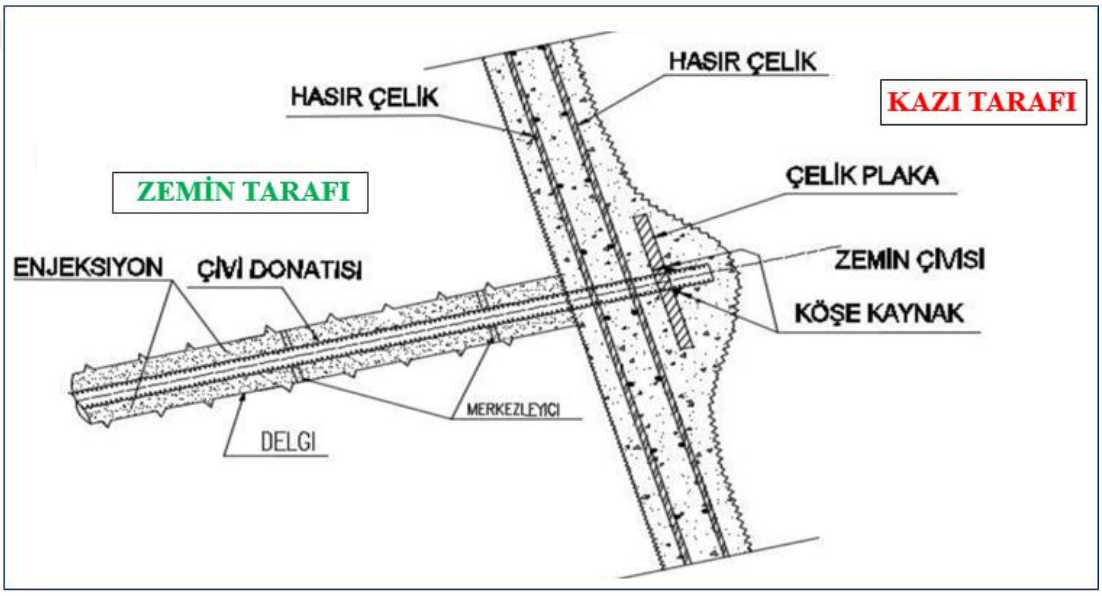
1. Ankraj kafası: Halatların gerildiği, tasarım yükünün halatlara yüklendiği ve germe testlerinin yapıldığı bölüm.
2. Ankraj serbest bölgesi: Halatlara yüklenen tasarım yükünü kök bölgesine aktaran ve kök bölgesi ile ankraj kafası arasında köprü görevi gören bölüm.
3. Ankraj kök bölgesi: Zemin ile çimento enjeksiyonu arasındaki sürtünmenin (aderans) sağlandığı ve ankraj yükünün zemine taşıttırıldığı bölüm.

Öngermeli ankraj ve kademeli kazı yapım aşamaları şu şekilde sıralanabilir;

1. Düşey iksa elemanı imalatı yapılır.
2. 1. sıra ankraj seviyesine kadar 1. kademe kazı yapılır.
3. 1. sıra ankraj delgisi yapılır, halatlar açılan ankraj kuyularına atılır.
4. Enjeksiyon işlemi yapılır.
5. Halatlar kuşak kirişinin merkezinde kalacak şekilde kuşak kirişi imal edilir.
6. Halatlara öngerme yapılıp halatlar kilitleme yükünde kilitlenir.
7. Kademe kazı yapılır ve delgi işleminden itibaren her kademe için aynı işlemler nihai kazı kotuna kadar tekrarlanır.

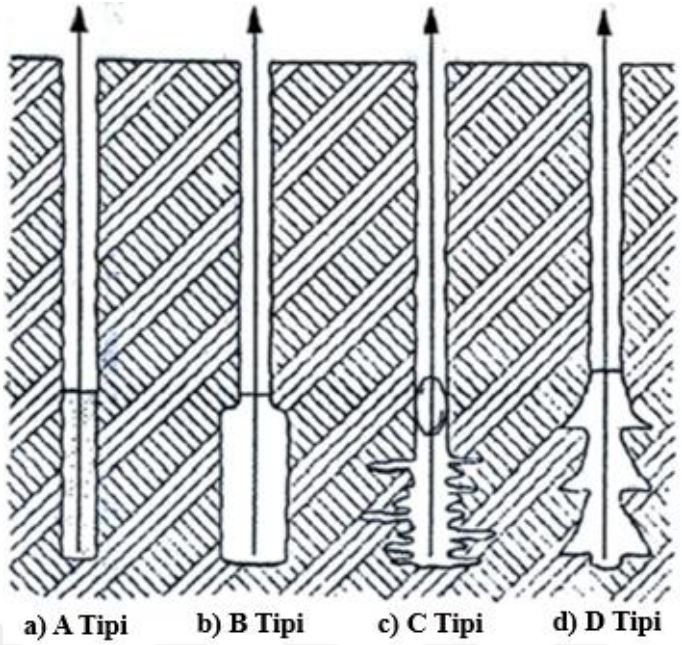
Pasif ankrajlı kazı yöntemi:

Zemin çivisi diye de bilinen bu yöntemde ankraj elemanlarına herhangi bir öngerme uygulanmamaktadır. Bu yöntemde öngermeli ankraj elemanları yerine zemin hareketi vasıtasıyla yüklenmesi beklenen donatılar kullanılır. Bu yöntem daha çok öngermeli ankraj yöntemine göre deplasman toleransının daha fazla olduğu derinliği daha az olan kazılarda uygulanmaktadır. Pasif ankrajlı iksa sistemi Şekil 3.8.'de görüldüğü gibi yatay donatılar, hasır çelik, püskürtme beton, kafa plakası ve kuyu içi sarf malzemelerin birlikte kullanılması ile oluşmaktadır [14].



Şekil 3.8. Pasif ankrajlı kazı yöntemi [8].

Ankrajlar imalat tekniklerine göre Şekil 3.9.'da görüleceği üzere A, B, C ve D tipi olmak üzere 4'e ayrılmaktadır [19].



Şekil 3.9. İmalat teknikleri göre ankrajların sınıflandırılması [19].

A tipi ankrajlar: Çoğunlukla kayalarda kullanılır. Mukavemeti zemin ile enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağlıdır. Zemin ile harç arasındaki kayma mukavemeti, kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnç oluşturur.

B tipi ankrajlar: Yumuşak çatlaklı kayalarda kullanılabildiği gibi iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde de kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur.

C tipi ankrajlar: Kohezyonsuz zeminlerde, bazen de kohezyonlu zeminlerde başarılı bir şekilde uygulanan yöntemlerden biridir. Yüksek basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılması ile ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır.

D tipi ankrajlar: Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnci oluşturur.

3.3. Derin Kazı Destek Sistemleri

3.3.1. Kuyu tipi betonarme duvarlar

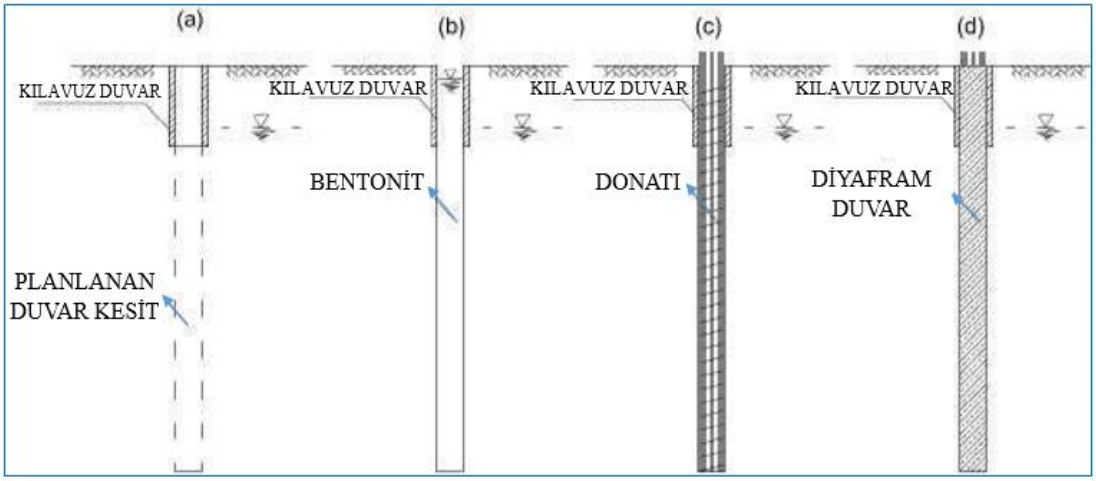
Kuyu tipi betonarme perdeler sıkça kullanılan zemin destekleme yöntemlerinden biridir. Kuyu tipi betonarme duvarlar daha çok kendini tutabilen kohezyonlu zeminlerde uygulanmaktadır. Bu tip kuyuların yapılabilmesi için yeraltı suyunun perde derinliğinden daha aşağıda olması gerekmektedir. Aksi halde kuyu içerisindeki suyun pompajla uzaklaştırılması lazımdır. Kuyu perde imalatı yapılabilmesi için perdenin kalınlığına ilaveten bir insanın rahatça çalışabilmesi için gerekli genişlik eklenerek, açılacak olan kuyunun taban alanı belirlenir. Kazı çukuru çevresinde açılan yaklaşık (2.00 * 3.00) m^2 taban alanına sahip çukur içerisinde yapılır. Daha sonra desteksiz olarak göçmeden durabilecek yükseklikte kazı yapılır. Ardından stabiliteyi sağlamak amacıyla genelde ahşap yatay destekler yerleştirilir ve bu işleme kuyu tabanına kadar devam edilir. Şekil 3.10.'da kuyu tipi betonarme duvar yöntemi gösterilmektedir [7].

Şekil 3.10. Kuyu tipi betonarme duvar tipik kesiti ve uygulama [20].

3.3.2. Diyafram duvar

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 olarak veya kazıya bitişik yapıları tutmak için kullanılabilir. Ayrıca konsol olarak çalıştıkları gibi iksa derinliğinin artmasıyla birlikte yatay elemanlarla da desteklenebilirler [18].

Diyafram duvarlarının imalat sırası Şekil 3.11.'de gösterildiği şekilde 4 aşamadan oluşmaktadır.



Şekil 3.11. Diyafram duvar imalatı

1. Kılavuz duvarların ortasından genişliği 2.50 m ile 3.30 m, kalınlığı 0.60 ile 1.20 m arasında değişen kepçelerle kazı yapılır (Şekil 3.11.a).
2. Kazıdan çıkan malzemenin yerine, yıkılmayı önlemek amacıyla bentonit bulamacı yerleştirilir (Şekil 3.11.b).
3. Kazı bittikten sonra hazırlanan donatı kazı çukuruna yerleştirilir (Şekil 3.11.c).
4. Tremi kullanılarak kazı tabanından itibaren beton dökülür (Şekil 3.11.d).

Diyaframm duvarların avantajları ve dezavantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir**:**

Avantajları:

1. Diyaframm duvar geçici veya sürekli bir yapı elemanı olarak kullanılabilir.
2. Komşu yapıların temellerinin desteklenmesine olanak vermektedir.
3. Kazı sırasında kuyu bentonitle kolaylıkla desteklenebilir.
4. Kesit genişliğinden fazla kazı yapmayı gerektirmez.
5. Üst yapı için bodrum perdesi olarak kullanılabilir.
6. Sızdırmazlık özellikleri yüksektir.
7. Uygulanan arazilerde komşu binaların temel veya bodrumlarına zarar vermediği gibi destek sağlamaktadır.
8. İnşası süresince çevreye verdiği gürültü ve titreşim daha azdır.

Dezavantajları:

1. Düşük kazı derinliklerinde yüksek maliyetlidir.
2. Beton dökümünde soğuk derz ve segregasyon riski yüksektir.
3. Çakıl ve kaba malzeme içeren zeminlerde yapılması zordur.
4. Büyük ve pahalı ekipmanlar gerektirir.
5. Kullanılan bulamacın kuyudan uzaklaştırılması zor ve pahalı bir işlemdir.

3.3.3. Palplanş perdeler

Bir zemin kütlesini tutmak amacıyla bir dizi halinde teker teker zemin içerisine çakılan elemanlar ile oluşturulan düşey sürekli duvarlar palplanş duvarlar olarak adlandırılır. Kesit olarak uzunlukları genişliklerine oranla çok fazla olduğundan narin birer yapı elemanıdırlar. Genel olarak, su tutma yapılarının inşaatında, diğer duvarların yapımı esnasında suyu inşaat sahasından uzak tutmak için veya hafif yapılarda üst zemin tabaka veya tabakaların dayanma yapısını desteklemeye yetersiz kaldığında kullanılırlar [21].

Palplanş elemanlar genel olarak 4 türde imal edilirler. Bunlar;

1. Ahşap palplanşlar.
2. Betonarme palplanşlar.
3. Çelik palplanşlar.
4. Plastik palplanşlar

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. Palplanş elemanlar Şekil 3.12.'deki gibi uygulanacak zemine çakılarak yerleştirildikleri için ahşap malzemenin ucuna kılıf takılarak yapısının bozulması önlenir. Genel olarak yükseklikleri en fazla 5 m civarındadır. Genişlikleri ise 2 m yüksekliğe kadar 8 cm olup, bundan sonraki her 1 m yükseklik için genişliğe 1 cm eklenerek hesaplanabilirler. Örneğin 4 m uzunluğundaki ahşap palplanş için gerekli kalınlık 10 cm'dir [21].

Şekil 3.12. Ahşap palplanş perde uygulaması [16].

Betonarme palplanşlar

Betonarme palplanş perdeler Şekil 3.13.'de görüldüğü gibi betona istenilen şeklin verilebilmesinin avantajına bağlı olarak istenilen boyutlarda ve şekillerde üretilebilmektedirler. Ağır ve büyük hacimlidirler. Bu nedenle taşınmaları ve çakılmaları sırasında sorunlara yol açabilirler. Kullanım amaçları dolayısıyla eğilme gerilmelerini taşımak üzere donatılı olarak imal edilebilirler. Ayrıca çakma esnasında birbirlerine yanaşmalarını sağlamak amacıyla uçları eğimli olarak imal edilir. Hacimlerinin büyük olması nedeniyle çakıldıklarında oluşturacağı büyük yer değiştirmeler sonucu çakılmaları zordur [21].

Şekil 3.13. Betonarme palplanş perde uygulaması [8].

Çelik palplanş perdeler

Palplanş perde elemanlarının en yaygın olarak kullanılan çeşididir. Boyutlarının küçük ve ince olmasından dolayı çakma işlemi daha kolay yapılmaktadır. Uygulanan yerdeki yükün cinsine, büyüklüğüne ve gerilme şekline göre farklı tip ve tasarımlarda ve farklı geometriye sahip çelik palplanş kullanımına karar verilir. Şekil 3.14.'de çelik palplanş perde uygulaması gösterilmektedir.

Plastik palplanş perdeler

Son yıllarda gelişen teknoloji ile palplanşlar plastik malzemeden de üretilmeye başlanmıştır.

Şekil 3.14. Çelik palplanş perde uygulaması [22].

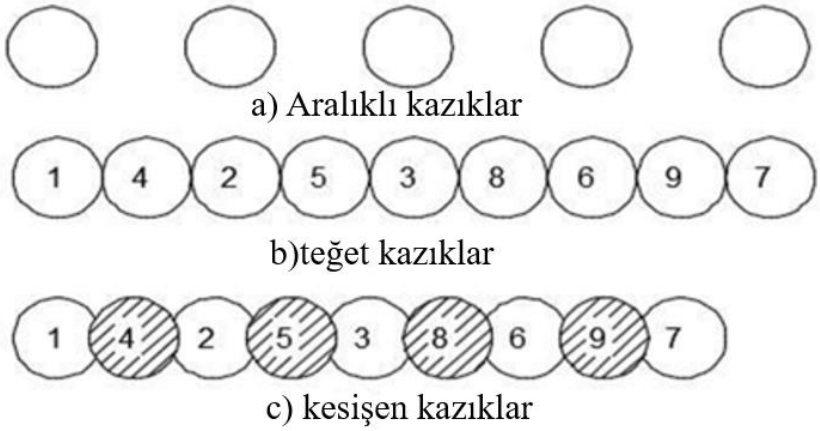
3.3.4. Kazıklı perdeler

Kazıklı perde sistemlerinin tarihi çok eski çağlara dayansa da 1950'li yıllarda sistemli olarak kullanılmaya başlanmış, 1970'li yıllarda kullanımı gittikçe yaygınlaşmıştır. Son yıllarda yaygınlaşmasının en büyük sebebi ise makine ve sanayileşmedeki gelişmelerdir [7].

Kazıklı perde sistemleri çakma kazıklar ve yerinde dökme kazıklar olmak üzere iki ana başlık altında toplanabilir. Çakma kazıklar daha çok çelik elemanlardan oluşsa da nadiren de olsa betonarme çakma kazıklar da kullanılmaktadır. Kazıklı sistemlerde çakma kazık sistemlerinin kullanılabilmesi için uygulanacak olan zeminin yumuşak ve düşük yüzey sürtünme değerlerine sahip olması gerekmektedir. Ayrıca çakma kazıklar belirli bir derinlikten sonra çevre sürtünmesinin çok yüksek değerlere çıkmasından ve burkulma problemleriyle karşılaşılmasından dolayı kullanım alanları kısıtlıdır. Bunun yanında yumuşak ve yeraltı suyunun yüzeye yakın olduğu zeminlerde çakma kazıklar hem hızlı hem de daha pratik çözümler sunmaktadır.

Yerinde dökme kazıklar çakma kazıklara göre imal edilme adımları yönünden daha fazla işlem gerektirirler. Ancak istenilen derinliğe kadar yapılabilir olması, sert zemin ve hatta kaya ortamlar da dahil hemen hemen her ortam a uygulanabilir olması, yapım esnasında çevreye daha az titreşim ve gürültü yayması yönünden çakma kazıklara göre çok daha avantajlıdır.

Kazıklı perde sistemleri kullanım amaçlarına ve kazıklar arası mesafelere göre üç gruba ayrılmaktadır. Bu üç grup kendini tutabilen ve yeraltı su seviyesinin olmadığı durumlarda aralarındaki mesafe kazık çapından büyük olan aralıklı kazıklı perdeler (Şekil 3.15.a.), kendini tutamayan veya kendini çok az tutma özelliği bulunan zeminlerde aralarındaki mesafe kazık çapına eşit olan teğet kazıklar (Şekil 3.15.b.), kendini tutamayan veya yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın veya yüzeyde olduğu zeminlerde geçirimsizlik perdesi olarak kullanılan ve ara mesafeleri kazık çapından küçük olan kesişen kazıklar (Şekil 3.15.c.) olarak sınıflandırılmaktadır.



Şekil 3.15. Kazıkların aralık durumuna göre isimlendirilmesi [23].

3.3.5. Fore kazık duvarlar

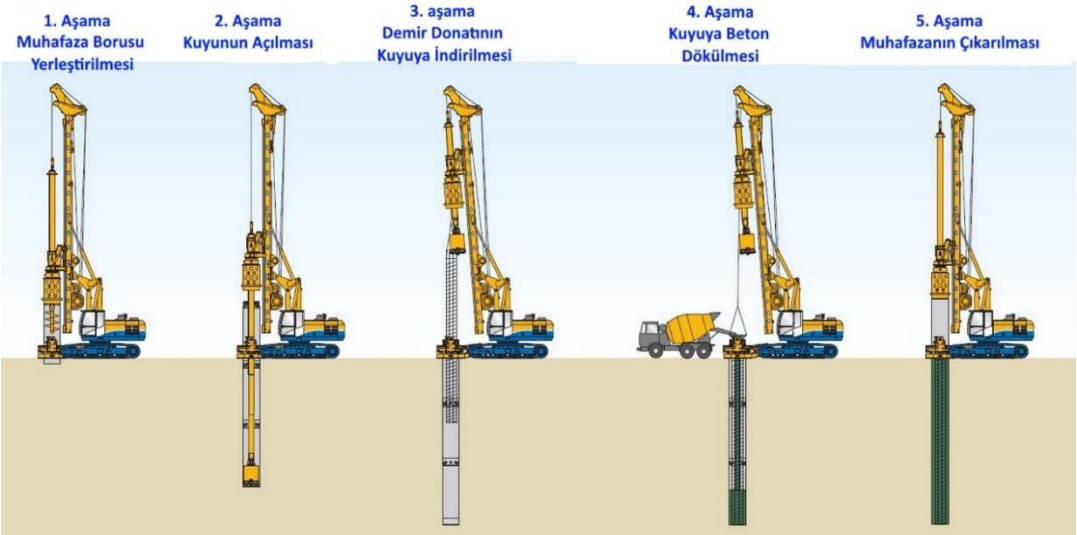
Ülkemiz gibi hızla gelişmekte ve gelişmiş olan ülkelerde inşa yapılabilecek arazilerin yüksek maliyetleri yatırımcılar için büyük bir sorun teşkil etmektedir. Bu yüzden özellikle iş merkezleri ve yüksek gökdelen projeleri park yeri ihtiyacından dolayı 50 metre ve hatta daha fazla derinliklerde kazıların yapılmasını zaruri kılmıştır. Fore kazık - ankrajlı fore kazık uygulamaları temel altı ve iksa uygulamalarında tüm dünyada yaygın olarak kullanılmaktadır [24].

Fore kazıklar kazıklı temel uygulamalarında sık sık kullanıldıkları gibi zemin destekleme amacıyla da kullanılabilmektedirler. 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 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. Şekil 3.16.'da fore kazık işlemi görülmektedir [7].

Şekil 3.16. Fore kazık makinesi [25].

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. Şekil 3.17.'de fore kazık yapım aşamaları görülmektedir.



Şekil 3.17. Fore kazık yapım aşamaları [24].

Fore Kazık Avantajları

1. Delgi şartları çok ağır değilse geçici veya kalıcı olarak zeminin desteklenmesinde hem hızlı hem de ekonomik bir yöntemdir.
2. Çakma kazıklara göre ses ve titreşim açısından çevreyi daha az rahatsız edicidir.
3. Diğer duvarlara göre daha az rijit olduğu için deplasman esnekliği fazladır.
4. Kazık imalatı sırasında daha temiz bir ortam sağlanır.

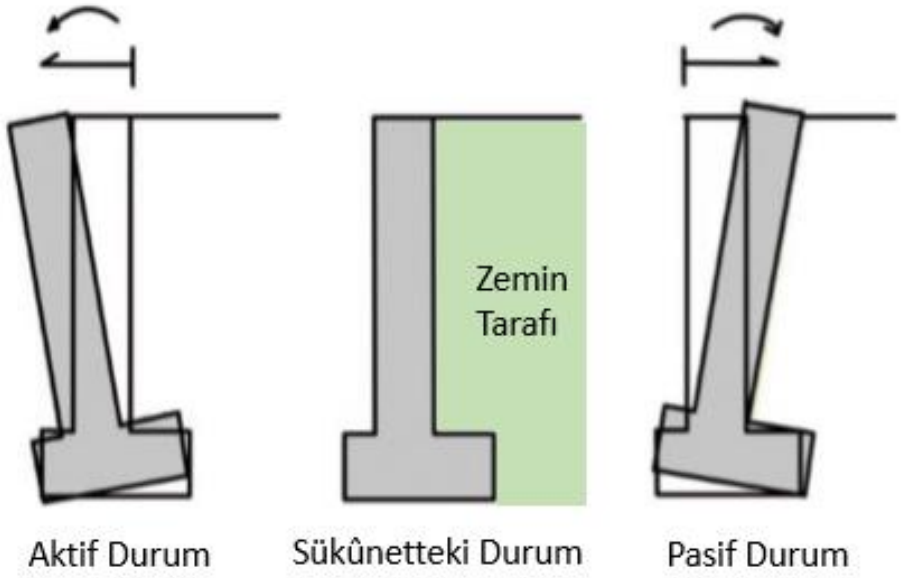
Fore Kazık Dezavantajları

1. 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.
2. Kendini tutamayan zeminlerde kılıfın çekilmesiyle zeminde ani bir göçme meydana gelebilir ve istenilenden daha büyük bir kuyu oluşabilir.
3. Orta büyüklükteki kaya blokların denk gelmesi iş ve süre kaybına sebep olabilir.
4. Duvarın derinliği arttıkça imal edilen duvarla mevcut yapılar arasındaki minimum mesafe artmaktadır.

3.4. Derin Kazılarda Yanal Toprak Basınçları

3.4.1. Toprak basıncı teorileri

İstinat yapılarına etkiyen toprak basınçlarının hesaplanmasında, plastisite teorisinden hareket eden Rankine Teorisi ve Coulomb tarafından kurulan ve daha sonra geliştirilen Kama Teorisi kullanılmaktadır. Bunun yanı sıra ilave yüklerden dolayı meydana gelen yanal toprak basınçlarının hesaplanmasında, elastisite teorisinden faydalanılarak elde edilen formüller de mevcuttur. Yanal toprak basınçları, zeminin temas yüzeyinde oluşturduğu basınç durumlarına göre isimlendirilmektedir. Şekil 3.18.'de görüldüğü üzere sükunetteki yanal toprak basıncı, aktif toprak basıncı ve pasif yanal toprak basıncı olmak üzere 3 farklı tipte durum söz konusudur [26].



Şekil 3.18. Destek yapısının hareketine göre oluşan yanal toprak basıncı durumları

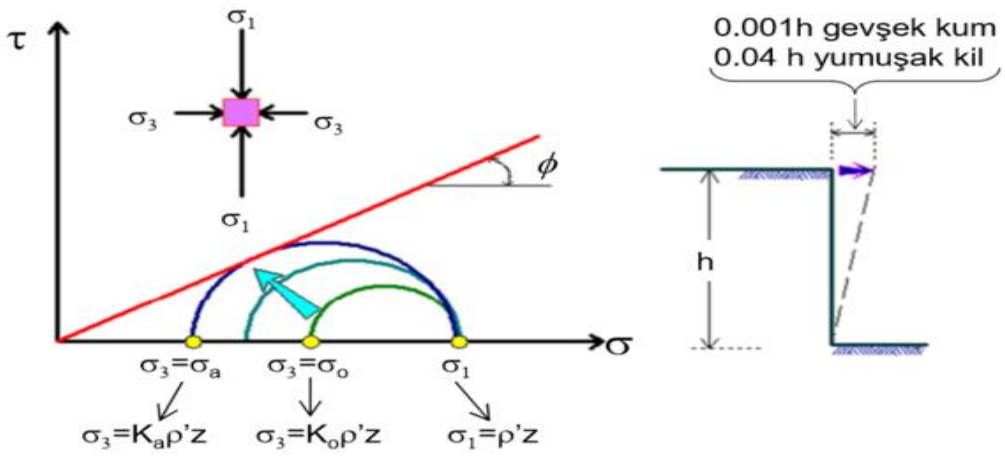
Toprak basıncı ve teorileri hakkında 50'den fazla teori vardır ancak temelleri İskoçyalı W.J.M. Rankine (1857) ve Fransız Charles Augustin Coulomb (1776) tarafından oluşturulmuştur.

3.4.1.1. Rankine (1857)

Aktif Toprak Basıncı

Sükunetteki zeminlerde oluşan yanal toprak basınçları hatırlanacağı gibi duvarın hiçbir şekilde hareket etmemesine bağlıdır. Ancak duvar dolgudan dışarı doğru Δx kadar hareket ettiğinde duvarın herhangi bir noktasındaki yanal toprak basıncında bir düşüş meydana gelecektir. Bu durumda oluşan yanal toprak basıncına, aktif yanal toprak basıncı denilmektedir. Rankine (1857), duvarı sürtünmesiz kabul etmekte ve $\Delta x > 0$ olduğundan $K_0 * \sigma_v$ sükunetteki toprak basıncından daha küçük bir değer alan yanal toprak basıncı oluştuğunu söylemektedir [27].

Gerilme durumu Mohr dairesi ile gösterilirse Şekil 3.19'da görüldüğü üzere, sükunet halini yansıtan $\sigma_3=\sigma_0$ durumunda zemin elastik dengededir. Ancak iksa sistemi zeminden öteye hareket etmeye başladığı durumda, yanal toprak basıncı ve gerilme gittikçe azalacaktır. Optimum bir değere ulaştığında gerilme dairesi kırılma zarfına ulaşacak ve zemin plastik denge durumunda kırılacaktır. Bu duruma "Rankine aktif durumu" denir. Yine Şekil 3.19.'da belirtilen, belirli bir derinlikteki zeminin kırılma anındaki yanal gerilmesi, σ_a, "Rankine aktif yanal toprak basıncı" olarak adlandırılır. Gevşek kumlarda iksa sisteminin 0.001h, yumuşak killerde ise 0.04h dışarıya doğru hareket yapması sonucunda iksa sistemi aktif hareket gösterir.



Şekil 3.19. Aktif toprak basıncı oluşumu [28].

Arkasında yatay bir zemin tutan bir düşey perdede, duvar/zemin arasındaki sürtünme açısı δ=0 ise her hangi bir z derinliğindeki noktaya etkiyen aktif toprak basıncı (P_A) α=90º, β=0º, δ=0º), kumlu zeminler (c=0, ϕ hali) için Şekil 3.20.'de gösterilmiştir [29].

Kumlu zeminlerde oluşacak olan aktif toprak basıncı Denklem 3.1.'de ifade edilmiştir.

$$P_A = \gamma . z . \tan^2 (45 - \emptyset/2)$$
(3.1)

Killi zeminlerde (c, ϕ hali) Şekil 3.20.b'de gösterilmiştir. Zeminde kohezyon (c) varsa bundan dolayı teorik olarak bir çekme gerilmesi alabilir denilebilir. Yani belli bir yere kadar bu zemin kendini desteksiz tutabilir. Oluşacak aktif toprak basıncı denklem 3.2. ile ifade edilmiştir.

$$P_A = \gamma . z . \tan^2 (45 - \emptyset/2) + 2 . c . \tan(45 - \emptyset/2) \quad (3.2)$$

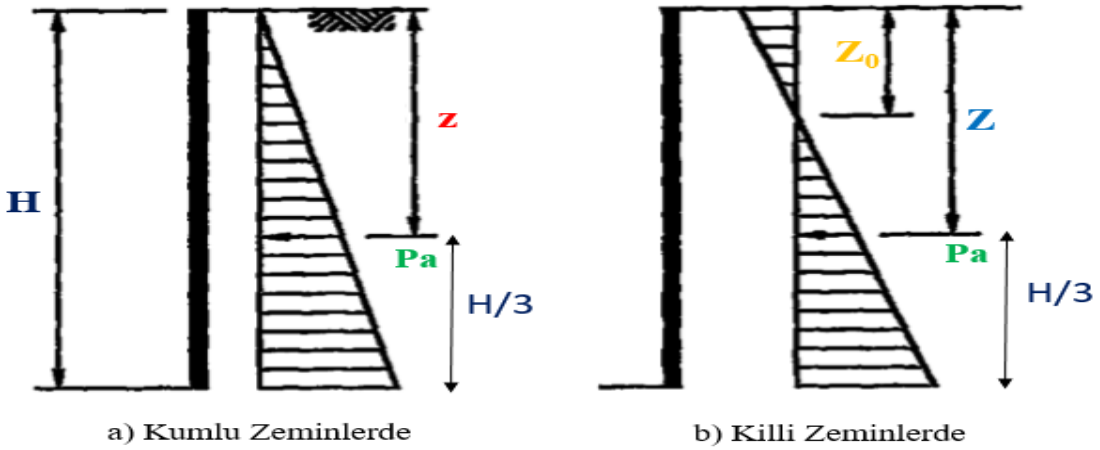
Burada aktif toprak basıncı katsayısı;

$$K_A = \tan^2 (45 - \emptyset/2) \quad (3.3)$$

İle gösterilir. Buna göre Pa=0 olan derinlik;

$$Z_0 = 2 . c/\gamma . \sqrt{K_A} \quad (3.4)$$

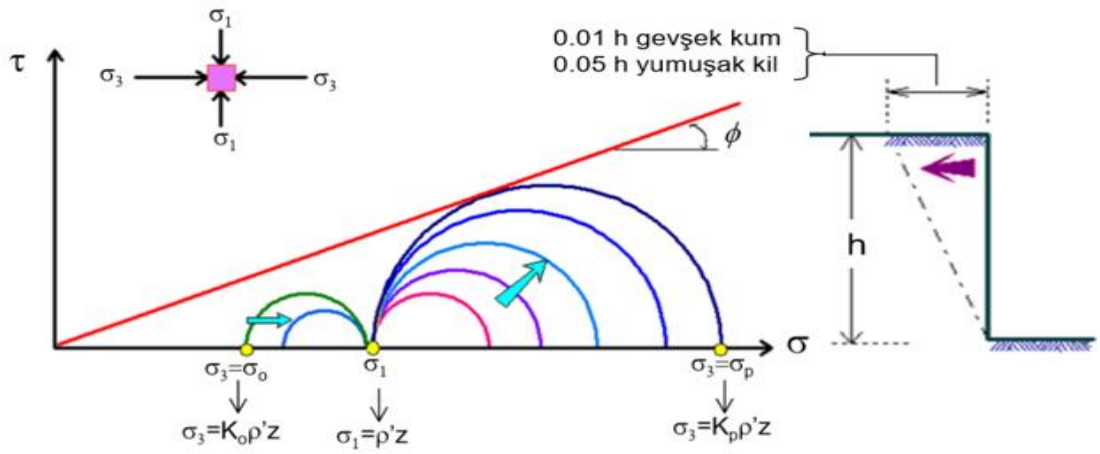
olarak yazılır. Buradan kil z_0 derinliğe kadar çekme gerilmesi alıyor, dolayısı ile $2 \times z_0$ derinliğe kadar teorik olarak kazılabilir denilebilir. Yani desteksiz kritik kazı derinliği ($Hc=2*z_0$)'dir.



Şekil 3.20. Aktif toprak basınçları [29].

Pasif Toprak Basıncı

Bu sefer iksa sisteminin zemine doğru hareket ettiği düşünülürse Mohr dairesinde yatay efektif gerilme (σ'_h) giderek artacaktır. Bu artış maksimum bir değere ulaşınca, zeminde kırılma meydana gelecektir. Bu duruma, "Rankine pasif durumu" denir. Gevşek kumlarda iksa sisteminin 0.01h, yumuşak killerde ise 0.05h zemine doğru hareket yapması sonucunda iksa sistemi pasif hareket gösterir. Şekil 3.21.'de pasif toprak basıncı oluşumu görülmektedir.



Şekil 3.21. Pasif toprak basıncı oluşumu [28].

Arkasında yatay bir zemin tutan bir düşey perdede duvar/zemin arasındaki sürtünme açısı δ=0 ise her hangi bir z derinliğindeki noktaya etkiyen pasif toprak basıncı (P_p) ile gösterilirse (α=90º, β=0º, δ=0º), kumlu zeminler (c=0, ϕ hali) için Şekil 3.22.'de gösterilmiştir [29].

Kumlu zeminlerde oluşacak olan pasif toprak basıncı ;

$$P_p = \gamma . z . \tan^2 (45 + \emptyset/2) \tag{3.5}$$

Killi zeminlerde (c, Ø hali) oluşacak pasif toprak basıncı;

$$P_p = \gamma . z . \tan^2 (45 + \emptyset/2) + 2 . c . \tan(45 + \emptyset/2) \tag{3.6}$$

Burada pasif toprak basıncı katsayısı;

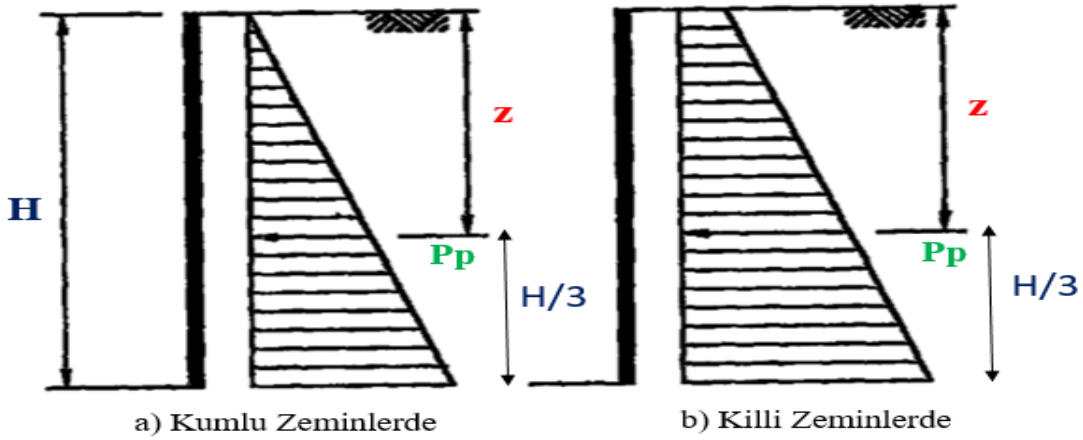
$$K_p = \tan^2 (45 + \emptyset/2) \tag{3.7}$$

ile gösterilir. ϕ=0 halinde oluşacak olan pasif toprak basıncı;

$$P_P = \gamma . z + 2 . c \tag{3.8}$$

olur. H uzunluğundaki ve 1 metre derinliğindeki perde üzerine gelen "toplam pasif yanal toprak itkisi (P_p)" bileşke olarak iksa sisteminin alt ucundan H/3 uzaklıkta etki etmektedir. Toplam pasif yanal toprak itkisi Denklem 3.9.'da belirtildiği gibi bulunur.

$$P_P = \frac{1}{2} . \gamma . H^2 . K_P \tag{3.9}$$



Şekil 3.22. Pasif toprak basınçları [29].

Sükunetteki Toprak Basıncı

İstinat perdesinin hiç hareket etmediği kabülü halinde toprak basıncı P_0 ile gösterilir ve sükünetteki toprak basıncı adını alır. Bu durumda bir düşey perdede z derinliğindeki etkiye P_0 değeri denir ve Denklem 3.10.'da ifade edildiği gibi hesaplanır.

$$P_0 = \gamma . z . K_0 \tag{3.10}$$

dir. Burada K_0 sükünetteki toprak basıncı katsayısı olup;

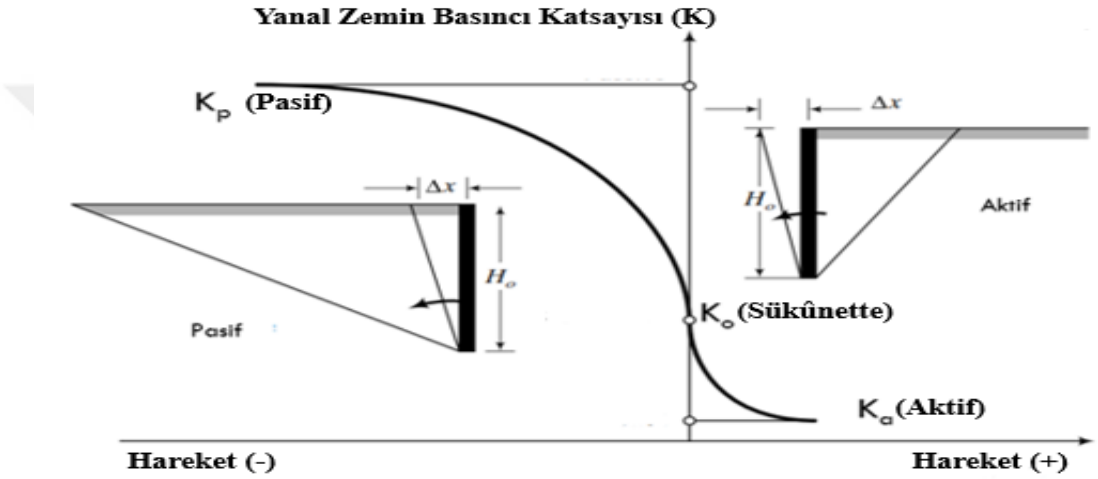
$$K_o = 1 - \text{Sin}\phi \tag{3.11}$$

alınacabileceği birçok araştırmacı tarafından ileri sürülmüştür. Aşırı konsolide killerde bu değer, aşırı konsolidasyon oranına (AKO) bağlı olarak;

$$K_0 = (1 - \sin\emptyset).\sqrt{\text{AKO}} \tag{3.12}$$

şeklinde verilmektedir. Killi zeminlerde içsel sürtünme açısı (ϕ) efektif olarak ϕ' alınmalıdır. Aşırı konsolide killerde K_0 değerinin 1'in üzerine çıkabildiği yapılan araştırmalar sonucunda görülmüştür [29].

Yapılardaki rijit perdelerin veya rijit istinat duvarlarının arkalarına konulan dolguların sıkıştırılma miktarına bağlı olarak toprak basıncı katsayıları, **Ka** değerinden K_0 değerine ve hatta daha da üstüne çıkarak K_p pasif toprak basıncı katsayısı değerine yaklaşabilir. Bu nedenle bu tip dolgularda yapılacak sıkıştırma işlemine gereken önem verilmesi gerekmektedir. (K_p)'ye gelebilmek için yaklaşık K_a'nın 4 katı bir hareket gerekmektedir. Şekil 3.23.'de toprak basıncı oluşumu için gerekli hareket miktarı görülmektedir [26].

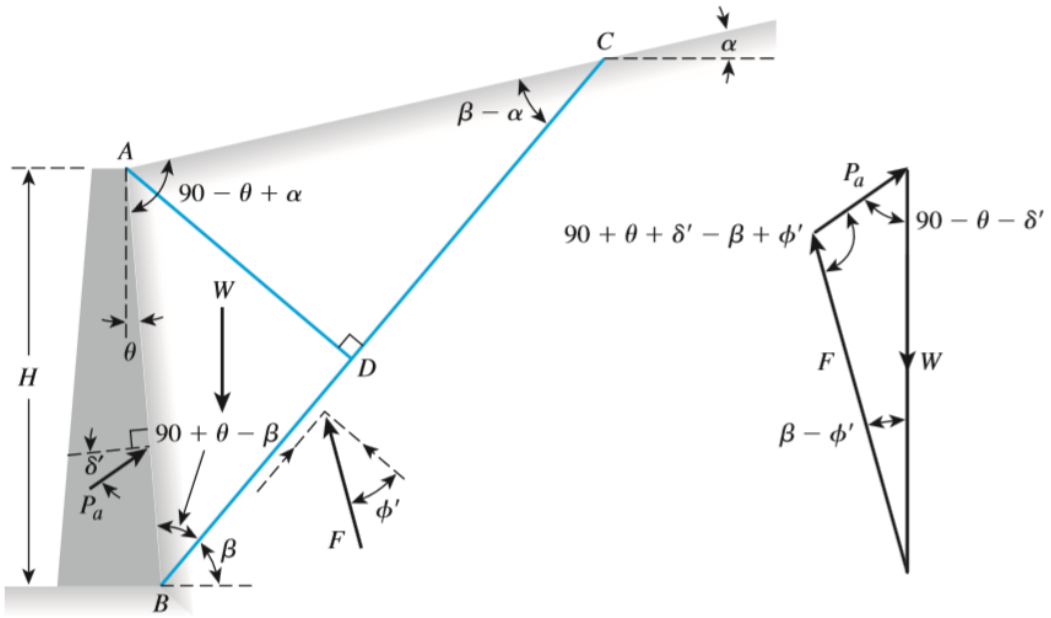


Şekil 3.23. Toprak basıncının oluşumu için gerekli hareket miktarı [19].

3.4.1.2. Coulomb (1776)

Aktif Toprak Basıncı

Kohezyonsuz zeminlerde duvar arkasında kayan zemin kütlesi üçgen şeklindedir. Yöntemin en önemli özelliği, duvar arkasının pürüzlü olduğunu kabul etmesidir yani duvarla zemin arasında bir sürtünme olduğunu söylemesidir. Ancak bu hesabın yapılabilmesi için zeminin homojen ve izotrop, kayma yüzeyinin ise bir düzlem şeklinde olduğunun kabul edilmesi gerekir. Şekil 3.24.'de Coulomb aktif toprak basıncı teorisi görülmektedir [30].



Şekil 3.24. Coulomb aktif basınç teorisi [31].

Etkiyen kuvvetler: ABC kamasının kendi ağırlığı (W), BC kayma düzlemi boyunca etkiyen F bileşke kuvveti ve AB düzlemi boyunca etkiyen Pa aktif bileşke kuvvetidir. Kama aşağı doğru hareket ettiğinden P_a ve F kuvvetleri, yüzey normalleri ile hareket yönünün tersine sırayla δ ve ϕ açıları yapar. Buradaki δ duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısıdır. Oluşan bileşke aktif kuvvet P_a Denklem 3.13.'de belirtilmiştir.

$$P_a = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_a \tag{3.13}$$

Formüldeki aktif toprak basıncı katsayısı Denklem 3.14.'de verilmiştir.

$$K_a = \frac{cos^2(\emptyset' - \theta)}{cos^2\theta.sin(\delta' + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{sin(\delta' + \emptyset').sin(\emptyset' - \alpha)}{cos(\delta' + \theta).cos(\theta - \alpha)}}\right]^2} \tag{3.14}$$

Şekil 3.25.'de iksa sisteminin düşey (θ = 0) ve arkasındaki zeminin yatay olduğu (α = 0) kabülüyle aktif toprak basıncı katsayısı değerleri gözükmektedir.

	δ' (deg) →					
↓ ϕ' (deg)	0	5	10	15	20	25
28	0.3610	0.3448	0.3330	0.3251	0.3203	0.3186
30	0.3333	0.3189	0.3085	0.3014	0.2973	0.2956
32	0.3073	0.2945	0.2853	0.2791	0.2755	0.2745
34	0.2827	0.2714	0.2633	0.2579	0.2549	0.2542
36	0.2596	0.2497	0.2426	0.2379	0.2354	0.2350
38	0.2379	0.2292	0.2230	0.2190	0.2169	0.2167
40	0.2174	0.2089	0.2045	0.2011	0.1994	0.1995
42	0.1982	0.1916	0.1870	0.1841	0.1828	0.1831

Şekil 3.25. Aktif toprak basıncı katsayısı (Ka) değerleri [31].

Pasif Toprak Basıncı

Kohezyonsuz zeminler için, pasif durumda duvar arkaya doğru hareket ederken, üçgen kama yukarı doğru hareket eder. Kohezyonlu zeminlerde BC düzlemi, aktif durumda $\delta < \emptyset/3$ kabul edilirken, pasif durumda $\delta > \emptyset/3$ kabul edilir. Oluşan bileşke pasif kuvvet P_p Denklem 3.15.' ile ifade edilir [30].

$$P_p = \frac{1}{2}.\gamma.H^2.K_p \tag{3.15}$$

Formüldeki pasif toprak basıncı katsayısı Denklem 3.16.'de verilmiştir.

$$K_p = \frac{cos^2(\emptyset'+\theta)}{cos^2\theta.sin(\delta'-\theta)\left[1-\sqrt{\frac{sin(\delta'+\emptyset').sin(\emptyset'+\alpha)}{cos(\delta'-\theta).cos(\alpha-\theta)}}\right]^2} \tag{3.16}$$

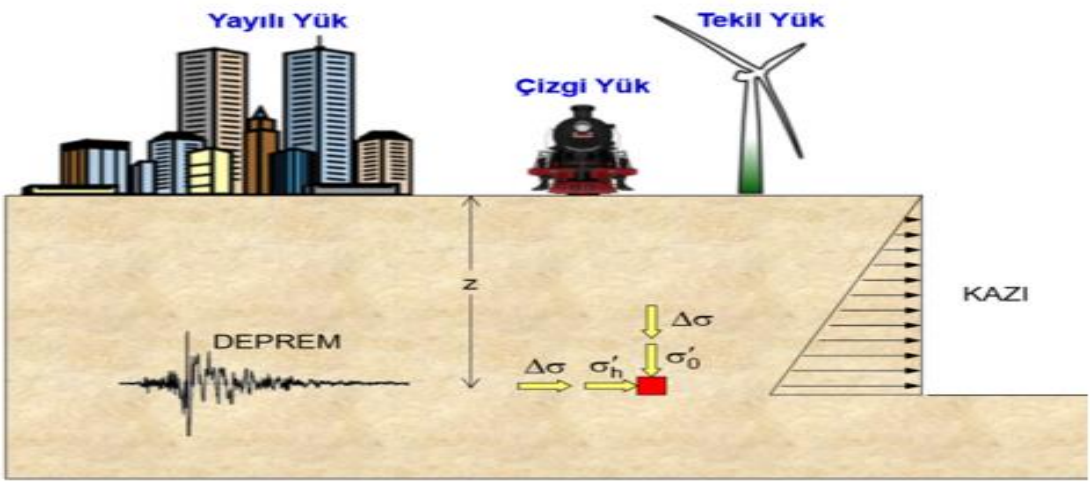
Şekil 3.26.'da iksa sisteminin düşey ($\theta = 0$) ve arkasındaki zeminin yatay olduğu ($\alpha = 0$ kabulüyle pasif toprak basıncı katsayısı değerleri gözükmektedir.

	δ′ (deg) →				
↓ ϕ′ (deg)	0	5	10	15	20
15	1.698	1.900	2.130	2.405	2.735
20	2.040	2.313	2.636	3.030	3.525
25	2.464	2.830	3.286	3.855	4.597
30	3.000	3.506	4.143	4.977	6.105
35	3.690	4.390	5.310	6.854	8.324
40	4.600	5.590	6.946	8.870	11.772

Şekil 3.26. Pasif toprak basıncı katsayısı (Kp) değerleri [31].

3.4.2. Duvar arkasında ilave yükler bulunması durumu

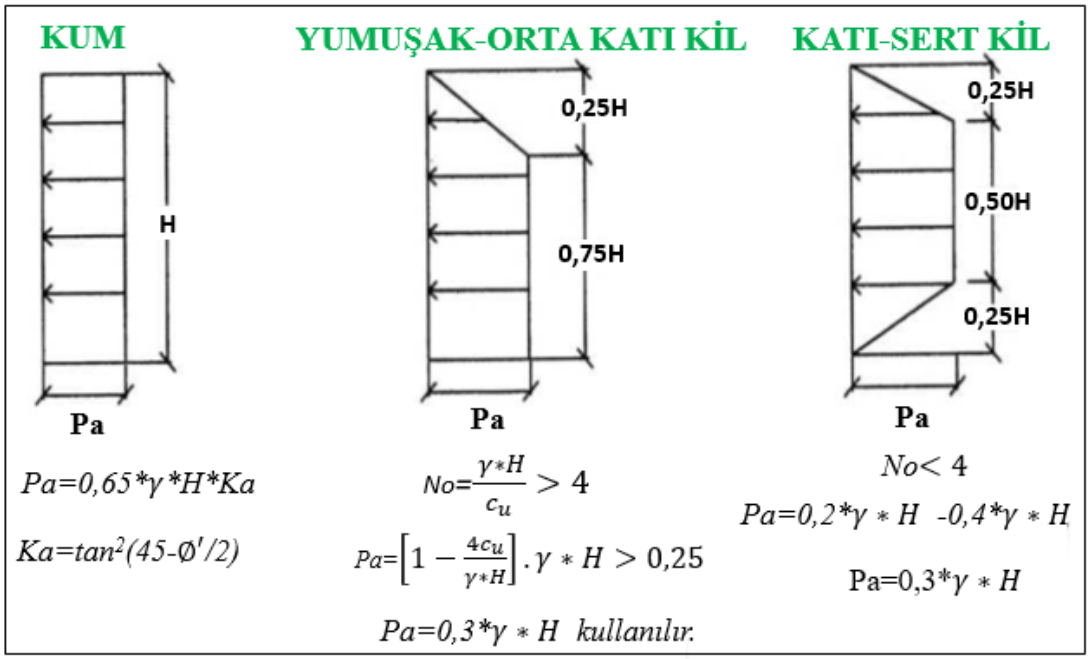
Duvar arkası dolgu üzerine etkiyen yayılı, çizgi, tekil ve deprem yükü bulunması halinde doğacak ilave toprak basınçları Şekil 3.27.'de gösterilmiştir. Kama ve Culman metodu gibi grafik metotlarda, ilave yükün kama ağırlığına katılması ile hesaba alınabilir. İlave yüklerin etkisi pratikte çok defa yarı ampirik hesap yöntemleri ile belirlenmektedir. Duvar arkası dolgusu üzerinde yayılı yük mevcut ise, bu yük altındaki zeminin birim hacim ağırlığına göre ilave bir yükseklik olarak katılır. Yayılı yük q (t/m^2) ve zemin birim hacim ağırlığı $\gamma = (t/m^3)$ ise $(q = \gamma . h)$ olacak şekilde dolgu üstünde $(h = p/\gamma)$ yüksekliğinde hayali bir zeminin varlığı kabul edilir [29].



Şekil 3.27. Zeminde ek gerilme durumu [28].

3.4.3. İksa sistemlerinde basınçları dağılımları

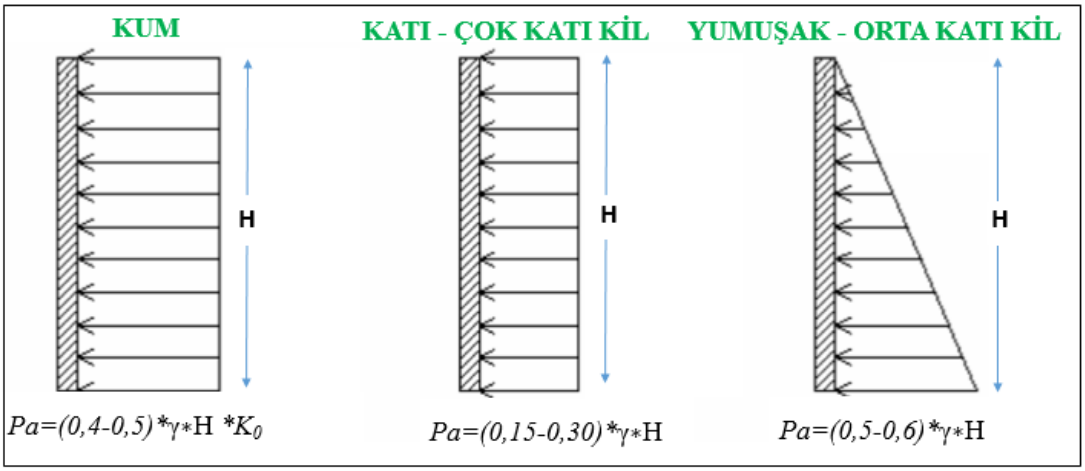
Rankine ve Coulomb tarafından geliştirilen toprak basıncı teorileri perde duvarlarda veya konsol duvarlarda başarılı bir şekilde uygulanabilirken çok sıra yatay destekli veya ankrajlı destekleme sistemlerinde uygulanamazlar. Bunun nedeni çok sıra destekli veya ankrajlı iksa sistemlerinin göçme mekanizmasının ve deformasyon durumunun farklı olmasıdır. Kazı ve öngerme işlemleri sırasında iksa sisteminin öne ve arkaya doğru birbirine zıt yönlerde hareket etmesinden kaynaklı iksa sistemine gelebilecek toprak basınçlarını tahmin etmek çok zordur. Bu nedenle tasarım yapılırken basitleştirilmiş toprak basıncı dağılımlarını kullanmak faydalı olacaktır. Şekil 3.28.'de Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen basitleştirilmiş toprak basıncı dağılımları gösterilmektedir [32].



Şekil 3.28. Terzaghi - Peck (1967) tarafından önerilen basınç dağılımları [33].

NAVFAC (1988) ankrajlı duvarlardaki toprak basınçları için Şekil 3.29.'da verilen diyagramları önermektedir. Stabilite sayısının (No) 4'den küçük olması durumunda küçük değer, 4'den büyük olması durumunda ise büyük değer alınır. Örneğin katı

çok katı killerde stabilite sayısı 4'den düşükse P_a= 0.15*γ*H değeri, 4'den büyükse P_a= 0.30*γ*H değeri kullanılır.



Şekil 3.29. Ankrajlı duvarlar için toprak basıncı diagramları [33].

3.5. Derin Kazı Analiz Yöntemleri

Derin kazı destek sistemlerinde kullanılan hesap yöntemleri diğer yapı elemanlarının hesap yöntemlerine göre oldukça karmaşıktır. Bunun en büyük sebebi hesapta kullanılacak olan parametrelerin çokluğu, zeminin homojen olmaması, yeraltı suları ve buna benzer kolay tahmin edilemeyen bir çok belirsizliğin olmasıdır [8].

Derin kazı destek sistemlerinde bir çok hesap yöntemi vardır ancak bunlardan en yaygın kullanılan ve kabul görmüş olan dört tanesi öne çıkmaktadır. Bunlar limit denge yöntemi, elastik zemine oturan kiriş yöntemi, yarı sonlu elemanlar yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemidir [34].

3.5.1. 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/destekli sistemler

arkasında oluşan gerçek yük dağılımları oldukça farklıdır. Limit denge yönteminde zemin-duvar etkileşimi göz önüne alınamadığı 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 [15].

3.5.2. 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. Elastik zemine oturan kiriş yönteminde yaylarla modellenen zeminin hesap sonucunda duvara etki eden eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj kuvvetleri ve duvarın deplasmanlarının hesaplanabilmesi bu yöntemin en büyük avantajı olarak görülmektedir. Bunun yanında çevre yapıların ve duvar etrafındaki zeminin hareketleri hakkında bilgi alınamaması yöntemin en büyük dezavantajı olarak görülmektedir [35].

3.5.3. Yarı sonlu elemanlar yöntemi

Yarı sonlu elemanlar yönteminin çalışma prensibi yatak katsayı yöntemiyle hemen hemen aynıdır. Duvar etrafındaki zemin yaylar ile değil de elastik bir zemin olarak modellenmektedir. Bu hesap yönteminde yapı-zemin etkileşimi, eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj kuvvetleri ve istinat yapısı sehimleri elde edilebilmektedir. Ancak elastik kirişe oturan yöntemdeki gibi çevre yapıların durumu ve istinat yapısı etrafındaki zeminin durumu hakkında bilgi alınamamaktadır [8].

3.5.4. Sonlu elemanlar yöntemi

İlk olarak 1950'li yılların başında inşaat mühendisliğinde kullanılan bu yöntem, mühendislik problemlerine yaklaşımlarla çözüm getiren bir yöntemdir. Bilgisayar teknolojilerinin gelişmesiyle dünya genelinde yaygın olarak kullanılmaya başlamıştır. Günümüzde mühendisliğin birçok dalında kullanılan sonlu elemanlar yöntemi ile inşaat mühendisliğinde genel olarak elastisite problemlerinin çözümlerinde karşılaşılmaktadır. Geoteknik mühendisliğinde ise yeraltı ve boşluk suyu etkileri, sınır durumları ve deformasyonlar ile gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişkileri açıklamaktadır. Bu nedenle destekli derin kazıların tasarım aşamasında deplasmanların belirlenmesi için sıklıkla başvurulmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak belirlenen deplasmanlar, sonlu elemanların özelliklerine, iksa özelliklerine, zemin parametrelerine, ve yöntemde kullanılan malzeme modellerine göre elde edilmektedir [36].

Yöntemde esas olan bilgisayara girilen verilerin doğruluğudur. Çünkü elde edilen sonuç verilerin doğruluğuna bağlı olarak değişmektedir. Bu yüzden bilgisayarda yapılan hesaplamalar ne olursa olsun basit yöntemler ile yeniden çözülmeli ve kontrollü biçimde hareket edilmelidir. Geoteknik problemlerde öncelikle problemin belirlenmesi gerekmektedir. Sonrasında sırası ile zemin özellikleri ve yeraltı suyu seviyesinin belirlenmesi, probleme uygun zemin modelinin seçilmesi, sınır koşullarının belirlenmesi, sırasıyla inşa aşamalarının belirlenmesi, belirlenen tüm koşulların sonlu elemanlar yöntemine göre oluşturulması ve analiz edilmesi ile prosedür sonlandırılmaktadır [37].

Karmaşık kazı geometrilerinin tüm yapım aşamaları tek tek modellenebilmektedir. Ayrıca yapı-zemin etkileşimini de dikkate almak mümkündür, bu da problemin her aşamasının detaylı olarak görülebilmesini sağlar. Sonlu elemanlar yöntemi sayesinde iki boyutlu ve üç boyutlu çözümler yapılmaktadır. Sonuç olarak, modellenen destek sisteminde ve zeminde meydana gelen deformasyonlar hesaplanmaktadır.

Temeli sonlu elemanlar yöntemine dayanan Plaxis programı derin kazı işlerinde kademeli kazı yapılması durumunda hesap adımlarını dikkate alabilmekte ve kazı boyunca iksa sisteminde meydana gelen deformasyon ve gerilmelerdeki değişimi hesaplayabilmektedir. Her kazı kademesine gelindiğinde o seviyedeki deplasman, eğilme momenti ve kesme kuvvetleri hakkında bilgi almak mümkün olduğu için kazı boyunca en kritik durum hakkında bilgi sahibi olunabilmektedir [8].

BÖLÜM 4. SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ SAYISAL ANALİZ

Bilgisayar teknolojisinin son yıllarda gelişmesi ile sayısal yöntemler mühendislik problemlerinin kısa sürede çözümünü sağlamıştır. Sonlu Elemanlar Yöntemi (SEY), sayısal yöntemlerin en efektif ve sistematik olanıdır.

Sonlu elemanlar yönteminin işleyişi şu şekilde özetlenebilir [38].

"Modelin elemanlara ayrılması: Bir boyutlu cisimler düğümlerle, iki boyutlu cisimler çizgilerle, üç boyutlu cisimler düzlemlerle sonlu elemanlara ayrılırlar. İki boyutlu elamanlar üçgen veya dörtgen, üç boyutlu elemanlar dikdörgen prizması, kama, dört yüzlü veya altı yüzlü olabilir.

Deplasman modellerinin seçilmesi: Elemanda yükleme sonucu oluşacak deplasmanları yansıtacak deplasman fonksiyonları genellikle polinom seçilir. En basit deplasman modeli genellikle lineer polinomdur.

Eleman rijitlik matrisinin oluşturulması: Rijitlik matrisi, elemanın geometrik ve malzeme özelliklerinden elde edilen denge denklemleri katsayılarını ve minimum potansiyel enerji ilkesinden faydalanarak elde edilen katsayıları içermektedir. Rijitlik matrisi [k], yük vektörü $\{\mathbb{Q}\}$ ve düğüm deplasman vektörü $\{q\}$ arasındaki ilişki Denklem 4.1.'de ifade edilmiştir.

$$[k]^* \{q\} = \{\mathbb{Q}\} \tag{4.1}$$

Modelin bütünü için rijitlik matrisinin ve yük vektörünün oluşturulması: Her bir elemanın rijitlik matrisi ve eleman yük vektörleri toplanarak sistemin rijitlik matrisi ve yük vektörleri oluşturulur. Sistem rijitlik matrisi [K], toplam yük vektörü {R} ve

bütün sistem için düğüm noktaları deplasman vektörü {r} Denklem 4.2.'de ifade edilmiştir. Bu eşitlikler uygun eşitlik ilişkilendirilmesi ile geometrik sınır koşulları girilmediği sürece çözülemez.

$$[K]^* \{r\}=\{R\} \tag{4.2}$$

Bilinmeyen deplasmanlar için çözüm: Bilinmeyen deplasmanlar için yukarıdaki eşitlikler çözülür. Lineer analizlerde matris teknikleriyle doğrudan çözüm yapılırken, doğrusal olmayan zemin davranışı için analizlerde her bir yük adımında yük vektörü ve rijitlik matrisi tekrar oluşturulur.

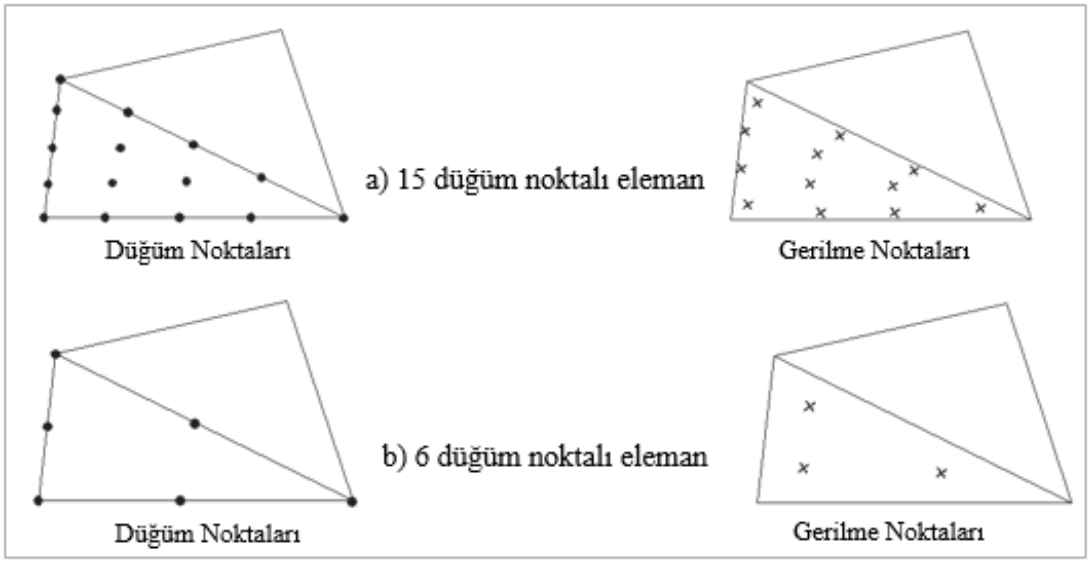
Gerilme ve zorlanmaların hesaplanması: Deplasmanlar hesaplandıktan sonra gerilme ve zorlanmalar bu deplasmanlara bağlı olarak elde edilirler.

4.1. Plaxis Yazılımı

İlk olarak 1987 yılında Hollanda Delfth Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Geoteknik mühendisliğindeki deformasyon ve stabilite problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analiz edilebilmesi için tasarlanmış bir bilgisayar programıdır. yazılım daha sonra, geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Yazılım karmaşık bir yapı arz eden geoteknik uygulamaların analizi için önemli özelliklerle donatılmıştır. Yazılım da lineer elastik modelin dışında, zeminlerin lineer olmayan gerilme-deformasyon davranışını dikkate alan ve farklı zemin tipleri için geliştirilmiş zemin modelleri bulunmaktadır [39].

Analiz edilecek her yeni proje için öncelikle bir geometrik model oluşturmak önemlidir. İki boyutlu yazılımlarda bir geometrik model üç boyutlu problemin iki boyutlu olarak temsil edilmesidir. Model noktaları, çizgileri ve kümeleri içermektedir. Bir geometri modeli alt zeminin temsili olarak belirgin zemin tabakalarına bölümlenmesini, yapısal nesneleri, inşaat aşamalarını ve yükleri

içermelidir. Kullanıcı, zemin katmanlarını ve diğer hacim kümelerini modellemek için 6 düğümlü veya 15 düğümlü üçgen elemanlar seçebilmektedir. 15-düğümlü üçgen eleman Şekil 4.1.a.'da belirtildiği gibi 12 gerilme noktası ve 6-düğümlü üçgen eleman da Şekil 4.1.b.'de belirtildiği gibi 3 gerilme noktası içermektedir. Gerilme izi ve gerilme-şekil değiştirme diyagramlarının oluşturulması için gerilme noktaları önceden seçilebilmektedir [40].



Şekil 4.1. a) 15 düğüm noktalı eleman b) 6 düğüm noktalı eleman [40].

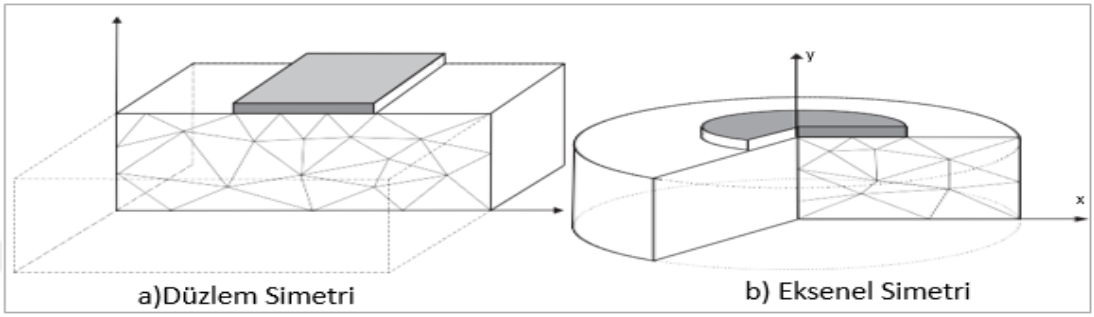
Plaxis 2D yazılımı modellemeler için düzlem zorlanma (plane strain) ve eksenel simetrik (axisymmetric) olmak üzere iki farklı model tipi kullanılır.

Düzlem Zorlanma (Plane Strain)

Bir düzlemsel zorlanma modeli (Şekil 4.2.a.), düzgün bir kesite sahip olan geometriler için ve enine kesite dik olan belirli bir uzunluktaki karşılık gelen gerilme durumu ve yükleme şeması (z-doğrultusu) için kullanılır. Z-doğrultusundaki yer değiştirmeler ve gerilmelerin sıfır olduğu varsayılmaktadır. Bununla birlikte, z-doğrultusundaki normal gerilmeler tamamen dikkate alınmaktadır.

Eksenel Simetrik (Axisymmetric)

Eksenel simetrik bir modelde (Şekil 4.2.b.), tek bir radyal enine kesitli ve merkezi eksen etrafında yükleme şemasına sahip dairesel yapılar için, deformasyon ve gerilme durumunun herhangi bir radyal yönde özdeş olduğu varsayılır.



Şekil 4.2. a)Düzlem Simetri b) Eksene Simetri [40].

4.1.1. Malzeme modelleri

Literatürde nümerik analizler için birçok zemin modeli verilmekle birlikte bu çalışma kapsamında Mohr Coulomb (MC), Hardening Soil (HS) ve Hardening Small Strain (HSS) bünye modelleri hakkında bilgi verilmektedir. Daha sonra her bir bünye modeli için analizde gerekli parametrelerin belirlenmesi hakkında ampirik yöntem, literatür ve laboratuvar sonuçlarının nasıl yarumlandığına değinilmektedir.

4.1.1.1. Mohr Coulomb

Bu modelde gerilme durumları zeminin göçme kriteri anındaki değerleriyle ifade edilmektedir. Bu sebeple sistemlerin ön analizlerinde kullanımları uygundur. Mohr-Coulomb modeli zeminin gerilme-şekil değiştirme eğrisinin birinci bölgesinde elastik, ikinci bölgesinde ise mükemmel plastik bir malzeme olduğu varsayımına dayanır. Bu model zemin katmanlarının rijitliklerinin derinlikle değişmediğini kabul edip, ortalama bir rijitlik parametresi kullandığından deformasyon değerleri gerçekçi olmamakta ancak nispeten hızlı analizler gerçekleştirilmektedir. Mohr-Coulomb zemin modeli zeminlerin gerilme altında pekleşme ve yumuşama gibi özelliklerini

modelleyememektedir. Ayrıca, yükleme-boşaltma durumları için farklı elastisite modülü kullanmadığı için kazı problemlerinde genelde önerilmemektedir. Daha çok yüzeysel temel projelerinin taşıma gücü hesaplarında ve limit analiz problemlerinde yani toprak dolgu barajların, dolguların, şevlerin, istinat duvarlarının stabilite çözümlerinde (güvenlik analizi) kullanılması daha uygundur. Tablo 4.1.'de Mohr-Coulomb modelinde kullanılan malzeme parametreleri görülmektedir [41].

Tablo 4.1. Mohr Coulumb malzeme parametreleri

PARAMETRE	BİRİM
Elastisite modülü (E)	[kN/m^2]
Poisson oranı (ν)	[-]
İçsel sürtünme açısı (ϕ)	[°]
Kohezyon (c)	[kN/m^2]
Dilatasyon (kabarma) açısı (ψ)	[°]

4.1.1.2. Pekleşen Zemin (Hardening Soil)

Pekleşen Zemin modeli olarak bilinen bu model farklı tipteki zemin davranışını (orta-sıkı, sıkı kumlar ile aşırı konsolide sert killer) modellemekte kullanılan ve Mohr Coulomb modeline göre çok daha gelişmiş bir zemin modelidir. Mohr Coulomb modelinden farklı olarak modelde zeminin deformasyon davranışı üç farklı rijitlik modülü kullanılarak modellenmektedir. Pekleşen Zemin modeli, drenajlı üç eksenli basınç deneyinde gözlenen eksenel deformasyon deviatör gerilme ilişkisinin yaklaşık hiperbol şeklinde olması esasına dayanır. Bu ilişki ilk olarak Kondner [42] tarafından formüle edilmiştir. Daha sonra Duncan ve Chang [43] tarafından geliştirilerek Hiperbolik Zemin modeli olarak adlandırılmıştır. Pekleşen Zemin modelinde hiperbolik modelde olduğu gibi gerilme bağımlı rijitlik modülü esas alınmaktadır. Tablo 4.2.'de Hardening Soil modeli için malzeme parametreleri görülmektedir [44].

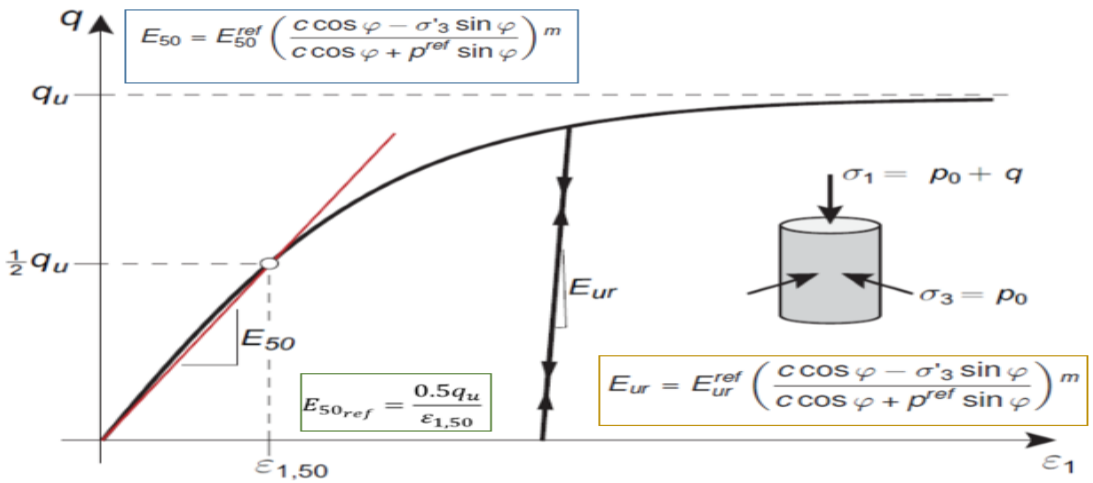
Tablo 4.2. Tablo Hardening Soil malzeme parametreleri

PARAMETRE	BİRİM
Üç eksenli yükleme rijitliği (E_{50}^{ref})	[kN/m^2]
Ödometre yükleme rijitliği (E_{oed}^{ref})	[kN/m^2]
Üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği (E_{ur}^{ref})	[kN/m^2]
Rijitliğin gerilmeye bağlı değeri (m)	[-]
Kohezyon (c_{ref}')	[kN/m^2]
İçsel sürtünme açısı (φ')	[°]
Dilatasyon açısı (ψ)	[°]
Yeniden yükleme / boşaltma için poisson oranı (v_{ur})	[-]
Normal konsolide durumdaki zeminin sükûnetteki basınç katsayısı. ($K_{0\text{-}nc}$)	[-]
Yenilme oranı (R_f)	[-]
İlk boşluk oranı (e_{init})	[-]
Aşırı konsolidasyon oranı veya ön konsolidasyon basıncı (OCR/POP)	[-]

Hardenig Soil model parametreleri:

Üç eksenli yükleme rijitliği ($E_{50\text{-}ref}$)

Üç eksenli yükleme rijitliğini hesaplamak için gerekli formül Şekil 4.3. üzerinde verilmiştir. Üç eksenli yükleme rijitliği deney sonucundan da hesaplanabilmektedir. Üç eksenli hücre kesme deneyi sonucundan E_{50} hesaplamak için yapılması gereken yenilme yükü $\sigma_{d,max}$ belirlendikten sonra bu değeri $\sigma_{d,max}$ /2' ye karşılık gelen birim deformasyon bölmektir. Eğer saha deneylerinden korelasyonla elde edilecekse, referans basınç p_{ref} 100 kPa kabulü ile hareket edilebilir [45].

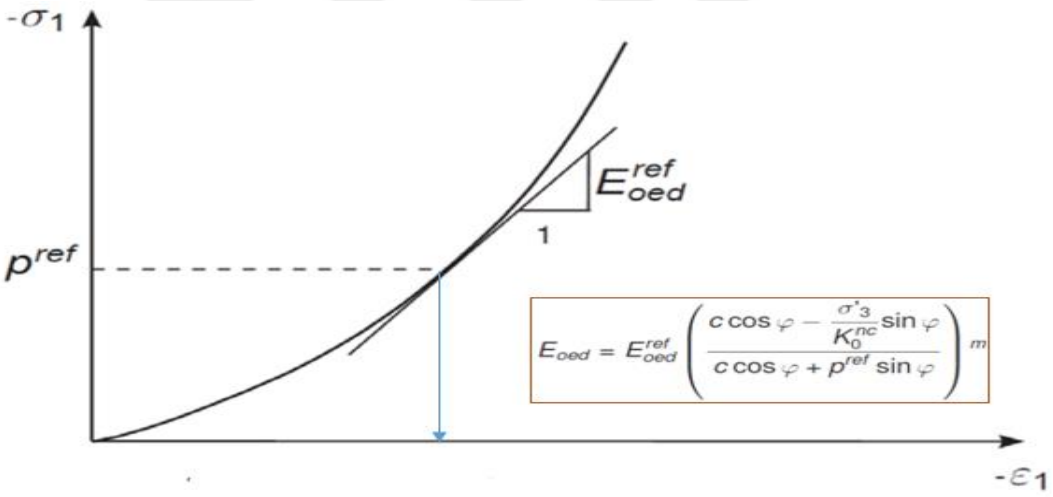


Şekil 4.3. E_{50} üç eksenli yükleme rijitliği ve $E_{ur\text{-}ref}$ üç eksenli boşaltma / yükleme rijitliği [45].

Yeniden yükleme / boşaltma modülü genellikle E_{50} ile ilişkilendirilerek hesaplanılır. Konsolidasyon deneyindeki c_r/c_c oranı ile E_{ur}/E_{50} oranı aynı kabul edilebilir. Genel aralık E_{ur}/E_{50}=2-6 arasındadır. Ancak herhangi bir veri olmaması halinde 3 kullanılabilir.

Ödometre yükleme rijitliği ($E_{oed\text{-}ref}$)

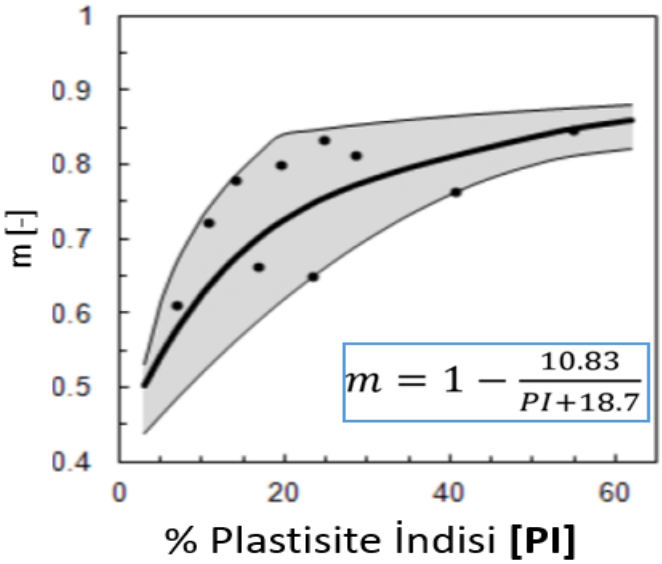
Ödometrik deformasyon modülü (E_{oed}) referans basınca (p_{ref}) bağlıdır. Bir noktadaki (p_{ref}) E_{oed} değerini verir (Şekil 4.4.), geri kalanını hiperbolik modele göre Plaxis tahmin eder. Yani kullanıcı 100 kPa için E_{oed} verse bile, bina yüküne göre Plaxis bu E_{oed}'yi arttırır. Örneğin her kat ağırlığı 15 kPa olan 20 katlı bir bina temelini tasarlarken bina yükü 15*20=300 kPa olacaktır. Plaxis, bu yükten dolayı oluşan gerilme artışlarını dikkate alarak deformasyon modüllerini otamatik olarak hesaplar.



Şekil 4.4. Öedometrik deformasyon modülü (E_{oed}) [45].

Elastisite modülünün gerilmeye bağlılığı için üstel katsayı (m)

Üstel katsayının (m) plastisite indisine bağlı olarak hesaplanabileceği Viggiani ve Atkinson tarafından ifade edilmiştir. Şekil 4.5.'te gösterildiği üzere plastisite indisinin 0 değeri için m=0.42 olurken PI=50 iken m=0.85 olmaktadır.



Şekil 4.5. Elastisite modülünün gerilmeye bağlılığı için üstel katsayı (m) [46].

Yeniden yükleme / boşaltma için poisson oranı (ν'_{ur})

Plaxis malzeme modelleri el kitabında, ν'_{ur} değeri varsayılan olarak 0.2 olarak önerilmekte ve 0.15 ile 0.25 arasında değişmesi önerilmektedir. Dikkat edilmesi gereken bir nokta ν'_{ur} Poisson oranı değildir. Yükleme boşaltma için Poisson oranıdır.

Mohr Coulomb parametreleri ve kabarma açısı (c', ϕ', ψ)

Kohezyon ve içsel sürtünme açısı laboratuvarda yapılan konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli deneylerinden elde edilmektedir. Dilatasyon açısının tahmin edilmesi zordur. Ortak bir yaklaşım ψ = 30°-ϕ ′ kullanmaktır.

Normal konsolide durumdaki zeminin sükûnetteki basınç katsayısı ($K_{0\text{-nc}}$)

Aşırı konsolidasyon oranı veya ön konsolidasyon basıncı (OCR/POP)

Yenilme oranının (R_f) Duncan ve Chang (1970) tarafından 0.75-1 arasında seçilmesi tavsiye edilmiştir [43].

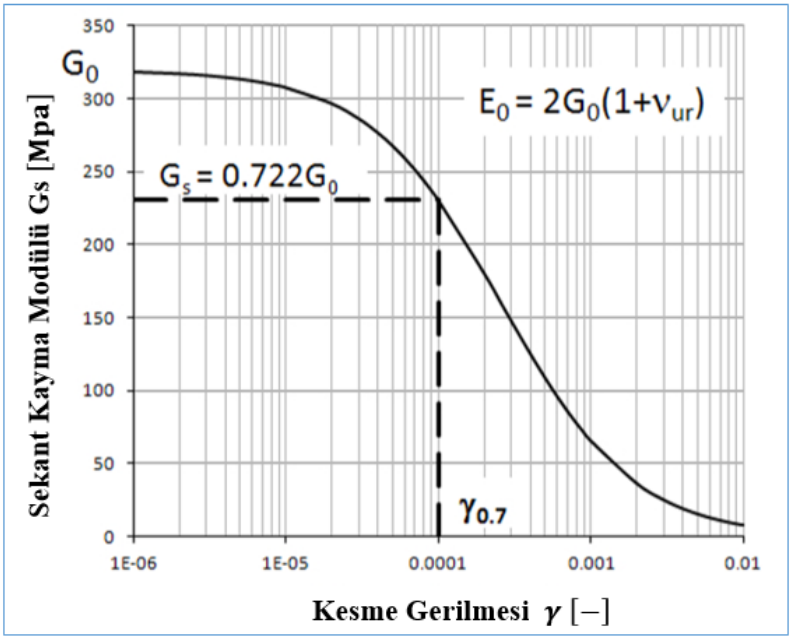
e_{init}: İlk boşluk oranı

4.1.1.3. Hardening Soil Small Strain

Bu model küçük birim deformasyon rijitliğinde zeminin artan rijitliğini de dikkate almaktadır. Hardening Soil modeli için belirlenen tüm parametreler, Hardening Soil Small Strain (pekleşen zemin küçük birim şekil deformasyon rijitliği) modelinde de kullanılmaktadır. Bu modelin küçük deformasyon özelliği gösteren genellikle dolgu malzemesi olarak kullanılan granüler zeminlerde ve aşırı konsolide olmuş killerde kullanılması daha uygundur [47].

Hardening Soil Small Strain modelinde Hardening Soil model parametrelerine ek olarak modelde başlangıç birim deformasyon geçmişi modülü G_0^{ref} ve kayma modülünün %70'ine azaltılması durumundaki birim deformasyon seviyesi olarak $\gamma_{0.7}$ hesaplanır. (Şekil 4.6.) Kayma deformasyonu hesaplanması Denklem 4.1. ile yapılabilir [41].

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0}\left[2c'(1+\cos 2\emptyset') - \sigma'_1(1+K_0)\sin 2\emptyset'\right] \tag{4.1}$$

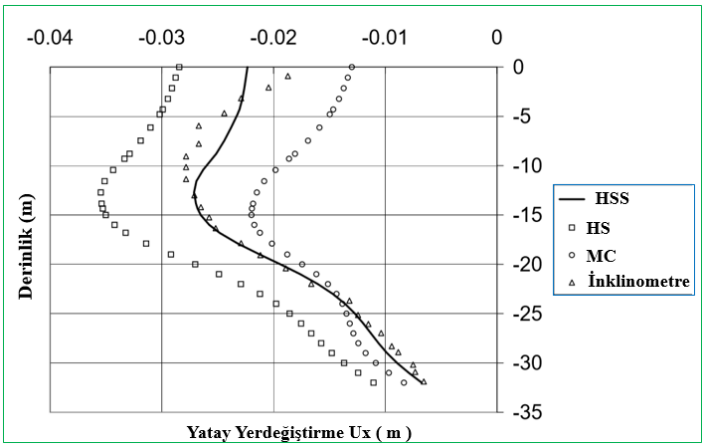


Şekil 4.6. Sekant kayma modülünü (Gs) ve birim deformasyon ($\gamma_{0.7}$) [48].

4.1.2. Derin kazılarda farklı zemin modellerinin etkisi

Bahadır ve arkadaşları; örnek bir derin kazı destek sistemini farklı zemin modelleri ile analiz etmişlerdir. Plaxis programı kullanılarak Hardening Soil (HS), Hardening Soil Small Strain (HSS) ve Mohr-Coulomb (MC) zemin modelleri karşılaştırılmıştır. Zemin modellerinde kullanılan gerekli parametreler belirlenip sonuçlar üzerindeki etkileri araştırılmış ve yanal deplasman, maksimum moment, kesme kuvveti sonuçları karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Yukarıda belirtilen sonuçlar ışığında pekleşen zemin modellerinin Mohr Coulomb modeline kıyasla inklinometre ölçümlerine daha yakın sonuçlar verdiği, ayrıca HSS modelin kullandığı kayma direnci parametreleri ile ölçümlere en yakın sonuçları verdiği görülmüştür. Literatür ile uyumlu olan bu sonuçlar değerlendirildiğinde, çok daha fazla parametreye dayanan HS ve HSS modelin MC modele göre tercih edilebileceği sonucuna varılmıştır [41].

Obrzud [48] örnek bir derin kazı destek sistemini farklı zemin modelleri ile analiz etmiştir. PLAXIS programı kullanılarak Hardening Soil (HS), Hardening Soil Small Strain (HSS) ve Mohr Coulomb (MC) zemin modelleri karşılaştırılmıştır. Yapılan analiz sonucunda inklinometre ölçümleri ile modellerin sonuçları kıyaslanmıştır. Küçük yer değiştirmeleri dikkate alan HSS modeli sonuçlarının inklinometre ölçümlerine daha yakın olduğu görülmüştür. Şekil 4.7.'de derin kazı problemlerinde derinlikle yatay yerdeğiştirmenin malzeme modellerine göre değişimi görülmektedir.



Şekil 4.7. Derinlikle yatay yer değiştirmeye malzeme modeli etkisi [48].

BÖLÜM 5. HASSASLIK VE PARAMETRE DEĞİŞİMİ ANALİZİ

Sayısal çözümlemede inceleme yapılan zemin kesiti, zeminin yapısal modeli ve zemin özellikleri, sonlu eleman modelinin boyutları, eleman şekil ve boyutları, temel-zemin arayüzey elamanlarının kullanılması, yüklemenin doğrusal olup olmaması ve zamana bağlı olmasının sonuçların gerçeğe yakınlığını doğrudan etkilediği yapılan çalışmalar neticesinde görülmüştür. Yazılımın verdiği analiz sonuçlarının kullanıcının girdiği değerlerden elde edildiği göz önüne alınırsa en büyük sorun zemin özelliklerinin doğru bir biçimde temsil edilememesi olasılığıdır. Bu nedenle, modelin gerçek zemin profilini yansıtacak biçimde oluşturulabilmesi için öncelikle arazi incelemelerinin yeterli sayıda ve derinlikte yapılması ve laboratuvar deneylerinin hassasiyetle yapılması gerekmektedir [49].

Ülkemizde istenen nicelik ve nitelikte deney sonucu hemen hiçbir zaman sağlanamamaktadır, ancak yetersiz veri ile modelleme yapma zorunluluğu ülkemize özgü bir sorun değildir [50].

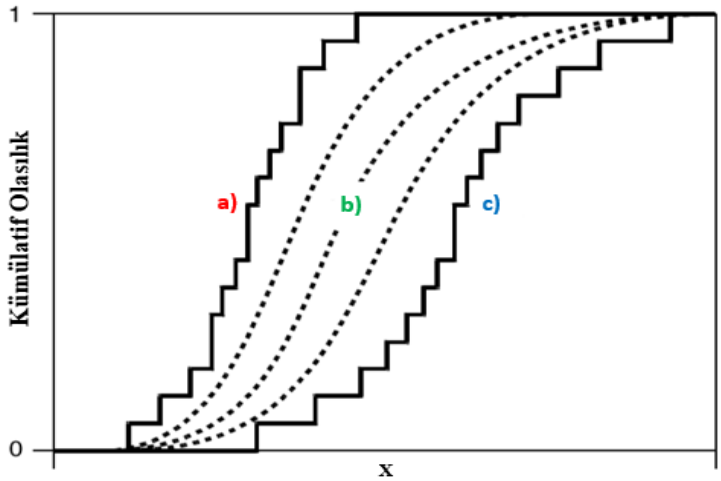
5.1. Hassaslık Analizi Teorisi

Geoteknik problemlerin analizlerinde karşılaşılan önemli konulardan biri de geniş bir yelpazede değişen malzeme parametrelerinin neden olduğu belirsizlikle uğraşmaktır. Özellikle karmaşık geoteknik problemlerde (tüneller, barajlar, derin kazılar) yapılan modellemelerin sayısal analiz sonuçları neticesinde öngörülen deformasyonların, arazide yapılan ölçümlerle uyumlu olduğu görülünce sayısal analiz araştırmacılar tarafından takdir edilmiştir. Bu nedenle, belirsizliklerin matematiksel gösterimi için sayısal modellemeyi kavramlarla birleştirmek mantıklı görülmüştür. Yapılan araştırmalar neticesinde araştırmacılar şimdiye kadar yapıldığı gibi belirsizliklerin daha iyi bir şekilde değerlendirilmesi ve modellenmesi için temel teşkil edebilecek

çeşitli yöntemler kurmuştur. Bu yöntemler ışığında analiz yaparken tek bir parametre değil de aralık değerleri girerek analiz yapmışlardır. Hatta bazı araştırmacılar bir zemin kesitinde analiz yaparken kullanılan zamin parametresini hem uzman bilgisine göre hem de geoteknik rapora göre belirli aralıkta almışlardır. Bu yöntemlerden bir tanesi Rastgele Küme Teorisi (Random Set Theory)'dir. Daha sonra bu teori sonlu elemanlar yöntemine uyarlanmıştır (RS-FEM Random Set Finite Element Model).

5.1.1. Hassaslık Analizi teorisi (RS-FEM)

RS-FEM Hassaslık Analizi teorisini daha iyi anlayabilmek için öncelikle Rastgele Küme Teorisinin mantığını ve çalışma prensibini bilmek lazımdır. Rastgele Küme Teorisi (RST) belirsizliklerin matematiksel gösterimi için uygunluğu kabül görmüş bir yöntemdir. Bu yöntem olasılık teorisi ve aralık analizinin genelleştirilmesi olarak da düşünülebilir. Rastgele Kümeler Teorisi, belirsizlik ve olasılıklarla uğraşan teorilerden biridir. Bu durumda, belirsiz olasılıklar, aralıklarla ifade edilir. Şekil 5.1.'de RST teorisi için sınır koşulları verilmiştir [51].



Şekil 5.1. RST Teorisi a) üst sınır b) olası kesin sınır c) alt sınır [52].

Teoriyi daha iyi anlayabilmek için RS-FEM'in çalışma prensibine bakıldığında Rastgele Küme Sonlu Elemanlar Yöntemi prosedürü deterministik sonlu eleman hesaplarından alt ve üst olasılık çözümlerine dayanır. Zemin parametreleri, yüklemeler ve zemin kesitleri belirli bir aralıkta tanımlanır. Daha sonra bu

parametreler üzerinde Hassaslık Analizi yapılır ve etkisi az olan RS-FEM analizine dahil edilmez, sonuç olarak deplasman, kesme kuvveti ve güvenlik sayısı gibi değerler aralık halinde belirtilir. Bu yöntemi daha iyi anlamak için aşamalar halinde anlatmak gerekirse:

Aşama 1: Oluşturulan geoteknik modelin davranışını değerlendirmek için öncelikle bir hesaplama modeli seçilmesi gereklidir.

Rastgele Küme Teorisi, yapısal sistemin davranışının değerlendirildiği model türünden bakılacak olursa bağımsız olarak bir modeldeki belirsizliği hesaplayabilen bir yöntemdir. Sonlu elemanlar yönteminin faydası özellikle karmaşık geoteknik problemler söz konusu olduğunda ortaya çıkmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi sayesinde gelişmiş zemin bünye modelleri kullanıldığında limit denge yöntemi ve diğer yöntemlere göre yer değiştirme ve gerilme değerleri açısından daha iyi sonuçlar elde edildiği görülmüştür. Bundan dolayı Rastgele Küme Teorisi ile Sonlu Elemanlar Yöntemi birlikte kullanıldığında (RS-FEM) daha iyi sonuçlar alındığı görülmüştür [53].

Aşama 2: Rastgele küme analizi ve farklı bilgi kaynaklarından hangi zemin parametrelerinin rastgele değişkenler olarak dikkate alınacağına karar verilir.

Sistem üzerinde en etkili parametreler belirlenir, sonuçlar üzerinde etkisi önemsiz denecek kadar olan parametrelerin sayısını azaltmak için Hassaslık Analizi yapılır. Rastgele küme yaklaşımının gerektirdiği tüm gerçekleşmeler Denklem 5.1.'de ifade edildiği gibidir.

$$n_c = 2^N \prod_{i=1}^{N} n_i \tag{5.1}$$

Formüldeki N, temel değişkenlerin sayısı (içsel sürtünme, kohezyon, elastisite modülü vb.), n_i ise her bir değişken için mevcut olan bilgi kaynağı sayısıdır. Zemin parametreleri sadece laboratuvar ve arazide yapılan deneylerden yani geoteknik raporlardan alınmaz, aynı zamanda bölgenin önceki deneyimlerinden yani uzman

bilgisinden de faydalanılarak ile oluşturulmuş olabilir. Bu da mevcut bilgi kaynağını 2'ye çıkarır. Ancak uzman bilgisi ile geoteknik rapor eşit olasılıklarla hesaba katılır. Bu gerçekleşme sayısının artan temel değişken sayısı ile birlikte üssel olarak artması demektir. Bu nedenle hesaplama sayısını mümkün olduğu kadar düşük tutmak için Hassaslık Analizi yapmak gereklidir. Mesala 2 farklı bilgi kaynağı olan (geoteknik rapor ve uzman bilgisi) ve 5 temel değişken parametresi olan (kohezyon, içsel sürtünme açısı, elastisite modülü vb.) bir durum için Denklem 5.1'e göre gerekli analiz sayısı 1024'dür. Yapılacak Hassaslık Analizi sonrasında üç parametrenin etkisinin az olduğu kabul edildiğinde 2 temel değişken parametresi olduğu için bu durumda yapılacak analiz sayısı 16'ya düşer [53].

Aşama 3: Zemin parametrelerinin mekansal değişkenliğini dikkate almak için mekansal korelasyon uzunluğunun belirlenmesi.

Peschl [52] tarafından Vanmarcke yöntemine dayanan, Rastgele Küme Teorisi için varyans azaltma tekniğini uygulayan alternatif bir yaklaşım benimsenmiştir. Bu yöntem mekansal değişkenliği dikkate almaktadır. Eğer n bilgi kaynağı varsa, $x_{i,\Gamma}$ verilerinin uzaysal ortalamasının fonksiyonu, x_i alan verisinin kesikli kümülatif olasılık dağılımından Denklem 5.2.'ye göre hesaplanabilir:

$$x_{i.\Gamma} = x' - (x' - x_i).\Gamma, \qquad x' = \frac{1}{n-1}.\sum_{i=1}^{n-1}\left(\frac{x_{i+1}+x_i}{2}\right) \tag{5.2}$$

Formüldeki n, bilgi kaynaklarının sayısını temsil eder (geoteknik rapor, uzman bilgisi vb.), x_i, belirli bir bilgi kaynağındaki belirli bir değişkenin alt / üst değerini belirtir ve x', n kaynaklarında tanımlanan $\mathbf{x}_i$'nin ortalamasıdır.

Rastgele setlerin kombinasyonu: Bu kaynakları birleştirmek için belirli bir parametre için birden fazla bilgi kaynağı mevcutsa, uygun bir prosedür gerekir. Her biri bağımsız bir bilgi kaynağına karşılık gelen, değişken x'i açıklayan n alternatif rastgele küme olduğu varsayılırsa her odak elemanı için Denklem 5.3 ile hesaplanabilir [52].

$$m(A) = \frac{1}{n}.\ \sum_{i=1}^{n}(m_i(A)) \tag{5.3}$$

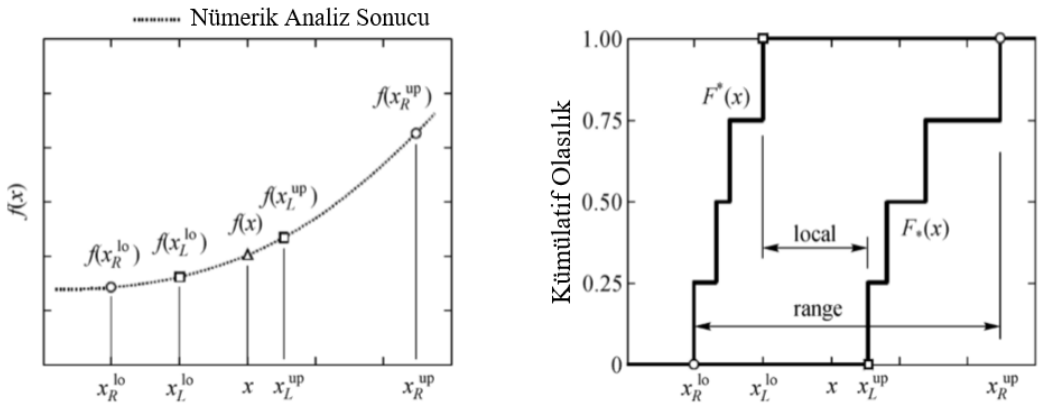
Aşama 4: Sorunun çözümü üzerinde daha az etkiye sahip olan değişkenleri ortadan kaldırmak için Hassaslık Analizi yapılır.

Rastgele küme analizi işleminde giriş değişkenlerinde hem yerel (local) hem de geniş (range) bir aralık üzerinde Hassaslık Analizi yapılması önerilmektedir. Ayrıca ABD EPA [54] tarafından önerilen prosedüre göre Hassaslık Analizi yapmak için 4N+1 hesap yapılması gerekmektedir (Şekil 5.2.)

Hassaslık Analizi sonrasında parametrelerin etkisi; sonuçtaki değişim yüzdesinin, girdideki değişim yüzdesine oranlanmasıyla bulunan "Hassaslık oranı (η_{SR})" ile ifade edilir. Hassaslık oranı Denklem 5.4 ile hesaplanır.

$$\eta_{SR} = \frac{\left[\frac{f(X_{L,R})-f(x)}{f(x)}\right].100\%}{\left[\frac{X_{L,R}-X}{X}\right].100\%} \tag{5.4}$$

Burada x, her hangi bir paremetrenin referans değerini $x_{L,R}$ ise değiştirilmiş değerini f(x) referans değerlerinin kullanımıyla elde edilen analiz sonucunu $f(x_{L,R})$ ise değiştirilmiş değerlerin kullanımıyla elde edilen analiz sonucunu göstermektedir.



Şekil 5.2. x giriş değişkenine göre farklı hassasiyetlerde gösterimi

Hassaslık sayısı (η_{SS}, sensivitiy score) sonuçları daha anlaşılabilir hale getirmek için hassaslık oranını normalleştirilmiş girdi değimi ile çarparak bulunan değerdir. RS-FEM analizi için hassaslık sayısı Denklem 5.5. ile hesaplanılır [49].

$$\eta_{SS} = (\eta_{SR,x_R^{lo}} + \eta_{SR,x_R^{up}} + \eta_{SR,x_L^{lo}} + \eta_{SR,x_R^{up}}).\frac{(X_R^{lo} - X_R^{up})}{x} \quad (5.5)$$

Burada x başlangıçtaki referans olarak alınan değer, x_R^{lo} incelenen zemin parametresinin yerel aralıkta alt değeri x_R^{up} incelenen zemin parametresinin yerel aralıkta üst değeri olarak ifade edilmiştir. $\eta_{SR,}x_R^{lo}$ incelenen zemin parametresinin geniş aralıkta alt değerinin hassaslık oranını, $\eta_{SR,}$ x_R^{up} geniş aralıkta üst değerin hassaslık oranını, $\eta_{SR,}x_L^{lo}$ yerel aralıkta alt değerin hassaslık oranını ve son olarak $\eta_{SR,}x_L^{up}$ yerel aralıkta üst değerin hassaslık oranını ifade etmektedir. Yapılan Hassaslık Analizi sonucu ile her bir değişken (içsel sürtünme açısı, kohezyon, elastisite modülü vb.) her bir hesap aşaması (yükleme, kazı, vb.) ve her bir sonuç (yatay ve düşey deplasman, kesme kuvveti ve eğilme momenti, güvenlik sayısı, vs.,) için hassaslık sayıları hesaplanır. Hassaslık sayılarının kullanımı ile hassaslık matrisi oluşturulur. Tablo 5.1.'de Hassaslık matrisi verilmiştir.

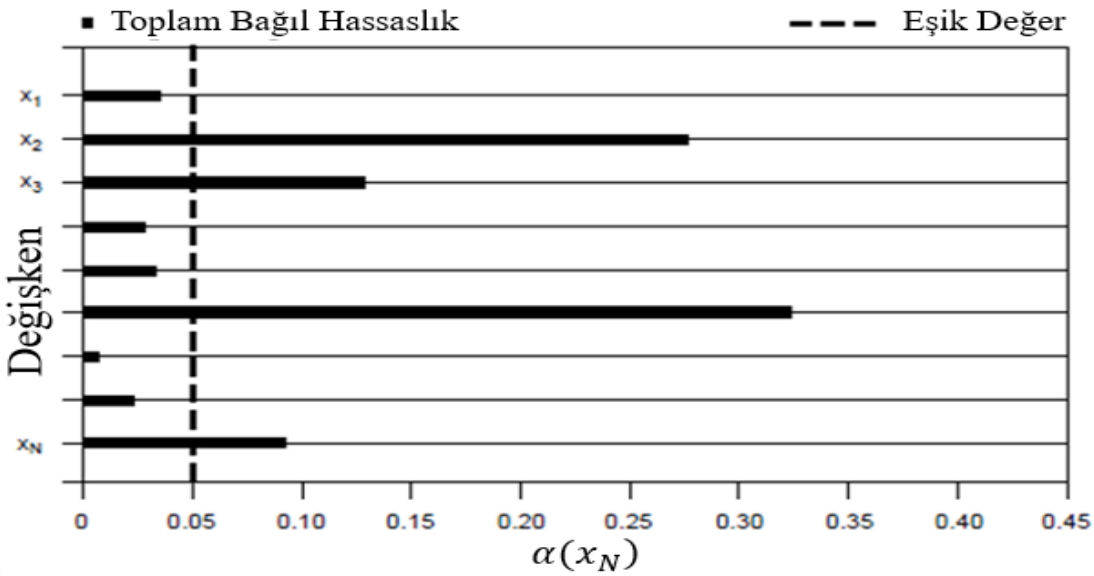
Tablo 5.1. Hassaslık matrisi [49].

Sonuçlar						
	A	B	…..	Z	$\sum$	α
Girdiler						%
X_1	$\eta_{SS,A1}$	$\eta_{SS,B1}$	…..	$\eta_{SS,Z1}$	$\sum \eta_{SS,1}$	$\alpha(x_1)$
X_2	$\eta_{SS,A2}$	$\eta_{SS,B2}$	…..	$\eta_{SS,Z2}$	$\sum \eta_{SS,2}$	$\alpha(x_2)$
:	:	:	…..	:	:	:
:	:	:	…..	:	:	:
:	:	:	…..	:	:	:
X_N	$\eta_{SS,AN}$	$\eta_{SS,BN}$	…..	$\eta_{SS,ZN}$	$\sum \eta_{SS,N}$	$\alpha(x_N)$

Her bir değişken içi toplam hassaslık sayısı ($\sum \eta_{SS,i}$) her bir hesap aşamasında elde edilen hassaslık sayılarının toplamına eşittir. Hassaslık Analizi sonuçları kullanıcı tarafından seçilen sonuç (deplasman, moment, vb.) değerlerine doğrudan bağlı olduğu için hangi sonuçların inceleneceği bir mühendislik öngörüsü gerektirmektedir [49]. Sonuç olarak her bir değişken (deplasman, moment) için toplam bağıl hassaslık $\alpha(x_i)$ Denklem 5.6. ile hesaplanmaktadır.

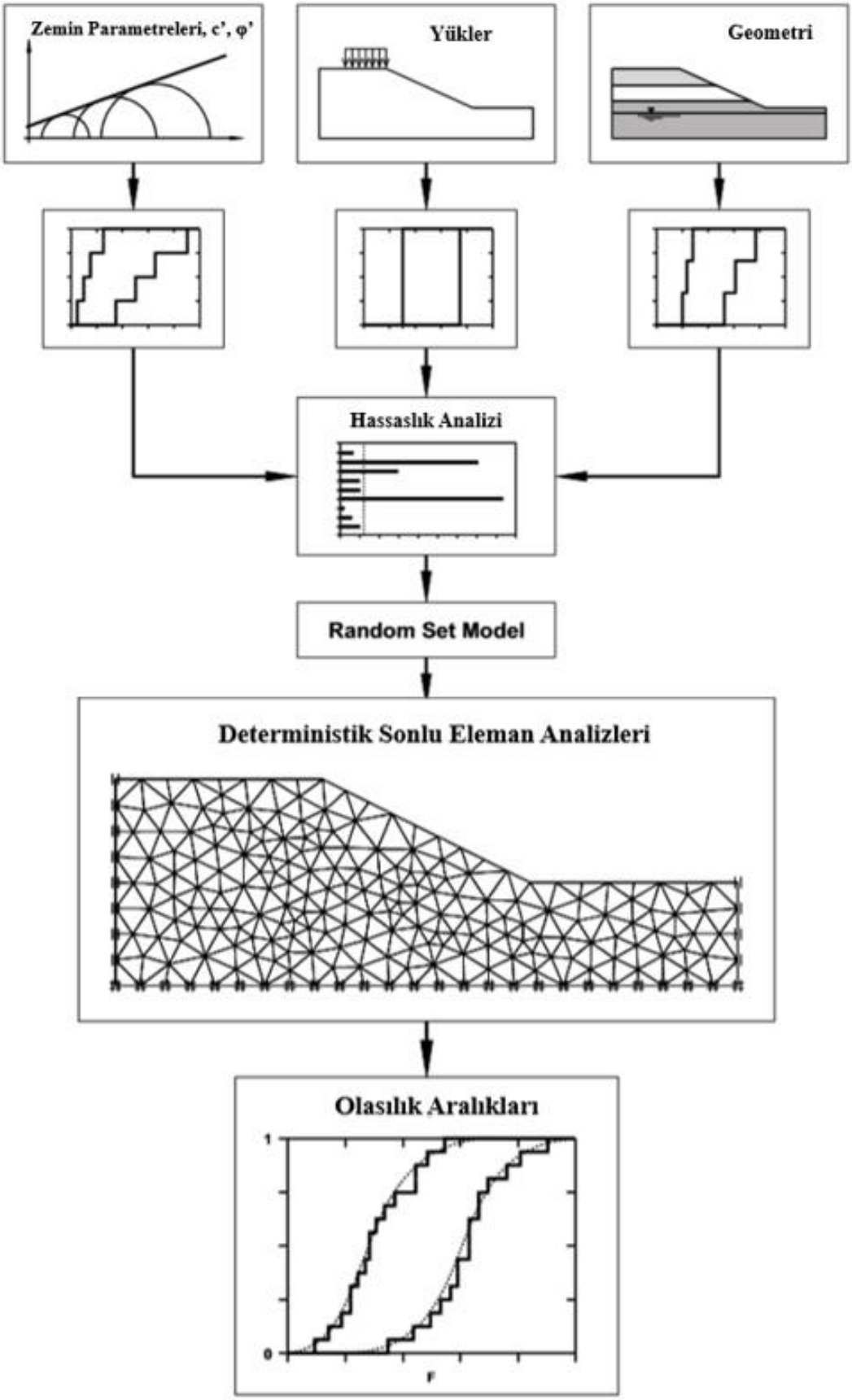
$$\alpha(x_i) = \frac{\sum \eta_{SS,i}}{\sum_{i=1}^{N} \eta_{SS,i}} \tag{5.6}$$

Şekil 5.3.'de her bir değişken için toplam bağıl hassaslık gösterilmektedir.



Şekil 5.3. Toplam bağıl hassaslık [49].

Şekil 5.4.'de geoteknik problemin analizinde RS-FEM uygulaması sırasında izlenilmesi gereken adımlar gösterilmiştir. Çalışmanın bu kısmında başta ülkemiz olmak üzere RS-FEM analizi ile yapılmış örnek çalışmalara yer verilmektedir.



Şekil 5.4. Geoteknik problemlerde şematik RS-FEM prosedürü [55].

5.1.1.1.Örnek çalışmalar (RS-FEM)

Schweiger ve Peschl çalışmalarında; RS-FEM'in uygulanabilirliğini göstermek için 24 m derinlikte ankrajlı, diyafram duvarlı iksa sistemi modellemişlerdir. Zemin özelliklerini ve parametrelerini belirlemek için laboratuvar deneyleri yanı sıra arazi deneyleri de yapılmıştır. Analizler için Plaxis yazılımı kullanılmıştır. Modelleme için Pekleşen zemin (Hardening Soil) bünye modeli kullanılmıştır. Parametreler yanlızca deneysel çalışmalardan (geoteknik rapor) değil, aynı zamanda daha önceki sonlu elemanlar analizinden de elde edilmiştir ve benzer koşullar altında yerinde ölçümler (uzman bilgisi) yapılmıştır. Seçilen her bir değişken üzerinde Hassaslık Analizi yapılmıştır. Kumlu siltli çakılın elastisite modülü, kohezyon ve içsel sürtünme açısı (E_{oed}^{ref}, c, ϕ) 2 farklı killi silt tabakası için de elastisite modülü, kohezyon ve içsel sürtünme açısı (E_{oed}^{ref}, c, ϕ) olmak üzere toplam 9 değişken üzerinde her birinin hassaslık oranını bulmak için (4N+1) 37 hesaplama yapılmıştır. RS-FEM Hassaslık analizinde eşik değeri %5 seçilmiştir. Kumlu siltli çakıl tabakasının kohezyon değeri ve elastisite modülü (E_{oed}^{ref}, c) ile üst killi silt katmanının (E_{oed}^{ref}) değeri eşik değerinin üzerinde çıkmıştır. Bunun için 2^{3*2}= 64 hesaplama yapılmıştır. Eğer bu değişkenler üzerinde Hassaslık Analizi yapılmadan doğrudan Parametre Değişimi Analizi yapılmış olsaydı gerekli analiz sayısı 2^{9*2} = 262144 olacaktı, buradan anlaşılacağı üzere hassaslık analizinin yapılmasının zaman kazandırdığı, dolayısıyla diğer projelerde uygulanması faydalı olabileceği söylenebilir. [56].

Akbas ve Kokten çalışmalarında; Ankara'nın Seyranbağları semtindeki bir huzurevinin 15 m derinliğindeki kazıyı desteklemek amacıyla aşırı konsolide çatlaklı Ankara kilinde inşa edilen ankrajlı bitişik kazık duvarı incelemişlerdir. Analizler Plaxis yazılımı ile yapılmıştır. Kazı alanı çevresinde mevcut binaların etkisi 80 kPa yük olarak etki ettirilmiştir. Geoteknik malzeme parametrelerini belirlerken geoteknik raporun yanı sıra uzman bilgisinden de faydalanılmıştır. Kilin geoteknik parametreleri oldukça geniş bir aralık içerisinde olduğu için önemli bir belirsizlik vardır. Bu belirsizliği dikkate alarak RS-FEM uygulamasında analiz sayısını optimize etmek için Hassaslık Analizi yapılmıştır. Hassaslık Analizi için Pekleşen Zemin modeli (Hardening Soil) kullanılmıştır. Killi zeminin üç eksenli yükleme rijitliği, içsel sürtünme açısı ve kohezyon (E_{50}^{ref}, c, ϕ) değeri olmak üzere toplam 3

değişkenin hassaslık oranı bulmak için (4N+1) 13 analiz yapılmıştır. Analiz sonucunda kohezyonun etkisi eşik değeri altında olduğu görülmüş ve RS-FEM analizinde dikkate alınmamıştır. Sadece iki bağımsız rastgele parametre bulunduğundan, (E_{50}^{ref}, ϕ) toplamda 2^{2*2}=16 deterministik sonlu eleman hesaplaması yapılmıştır. Sonuçlar üzerinde en etkili parametrenin içsel sürtünme açısı ve alt kil tabakalarının üç eksenli yükleme rijitliği olduğu görülmüştür. İksa sistemindeki yatay deformasyonlarla arazi inklinometre ölçümleri karşılaştırıldığında arazide ölçülen değerin RS-FEM analizinin öngördüğü aralıkta olduğu görülmüştür [57].

5.1.2. Hassaslık Analizi teorisi (Plaxis)

Plaxis 2D yazılımının VIP versiyonunda Hassaslık Analizi ve parametre değişimi uygulaması mevcuttur. Kullanıcı, ilgili parametreleri kendi seçebilmekte ve inşaat sürecindeki farklı aşamalarda yer değiştirme, gerilme veya güvenlik faktörleri ile ilgili hassaslığı değerlendirilmektedir. Teori oldukça basittir ve farklı girdiler kullanarak yapım aşamaları tekrar tekrar hesaplanarak kullanıcı tarafından elle gerçekleştirilebilir. Ancak, Hassaslık Analizi seçeneğinin kullanılması zaman kazandırdığı ve insan hatası olasılığını azalttığı için avantajlıdır [58].

Buna yönelik olarak Plaxis 2Dv2019 yazılımının VIP versiyonunda “Hassaslık Analizi (Sensitivity Analysis)” ve “Parametre Değişimi (Parameter Variation)” seçenekleri ile her bir zemin parametresinin alt ve üst değerleri esas alınarak deplasman, gerilme ve yapısal kuvvetlerin değerlerindeki değişim otomatik olarak hesaplanmaktadır [49].

“Hassaslık Analizi” seçeneği, herbir zemin özelliğinin değişiminin sonuçlar üzerindeki etkisini bulmak için kullanılmaktadır. Hassaslık Analizinde incelenmesi istenen her bir parametrenin alt ve üst sınırları için çözüm yapıldığından n sayıda değişkenin olduğu (örneğin elastisite modülü ve kayma direnci açısı incelenecekse n=2) bir problemde yapılacak toplam çözüm sayısı 2n+1 (+1 ana modeli göstermektedir) olacaktır. “Parametre Değişimi” seçeneği, incelenecek her bir parametrenin alt ve üst sınırları kullanılarak olası tüm kombinasyonların

oluşturulması ve bu değerlerin kullanıldığı bütün modellerin çözümünü içerir. Buna göre ana modelde yapılan hesaplamalardan sonra bütün kombinasyonlar için tüm aşamaların ayrı ayrı hesaplanması gerekmektedir. İncelenecek zemin özelliği sayısı n ise, 2^n +1 (+1 ana modeli göstermektedir) sayıda modelin tamamının çözülmesi gerekir. Eğer incelenmesi istenen özellik sayısı (n) çok fazla ise bu durumda çözüm süresi saatler belki de günler alabilecektir. n=2 olan bir modelde çözülecek Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi sayısı 5 iken, incelenecek özellik sayısı n=6 ise çözüm sayıları Hassaslık Analizi için 13, Parametre Değişimi Analizi için 65, n=9 ise Hassaslık Analizi için 19, Parametre Değişimi Analizi için 513 olmaktadır. Bazı parametrelerin sonuçlar üzerindeki etkisi diğerlerine göre çok daha fazla, bazılarınınki de ihmal edilebilecek düzeyde az olabilmektedir. Bu nedenle "Parametre Değişimi" analizinde çözüm yapılacak kombinasyon sayısının azaltılması için öncelikle her bir parametrenin etkisinin "Hassaslık Analizi" yapılarak belirlenmesi, etkisi az olanların çözümlerden elenmesi gerekmektedir [49].

Hassaslık Analizi sonrasında parametrelerin etkisi; sonuçtaki değişim yüzdesinin, girdideki değişim yüzdesine oranlanmasıyla bulunan "Hassaslık Oranı (η_{SR})" ile ifade edilir. Hassaslık oranı Denklem 5.4' benzer olarak hesaplanır.

Hassaslık sayısı (η_{SS} , sensivitiy score) sonuçları daha anlaşılabilir hale getirmek için hassaslık oranını normalleştirilmiş girdi değimi ile çarparak bulunan değerdir. Hassaslık sayısı Denklem 5.7.'de ifade edildiği gibi hesaplanır [49].

$$\eta_{SS} = \eta_{SR}.\frac{(\max, x_R - \min, x_R)}{x} \tag{5.7}$$

Burada x başlangıçtaki referans olarak alınan değeri, $\max_{xR}$ incelenen zemin parametresinin üst değeri $\min_{xR}$ ise incelenen zemin parametresinin alt değeri olarak ifade edilmiştir. Daha sonra Tablo 5.1.'deki hassaslık matrisi oluşturulur. Sonrasında diğer yönteme benzer şekilde toplam bağıl hassaslık değerleri elde edilir.

Hassaslık Analizi yapılarak hangi zemin özelliğinin sonuçlara etkisinin seçilecek bir eşik değerden fazla veya az olduğu kestirilebildiğinden Parametre Analizi sayısının dolayısıyla hesaplama zamanının oldukça azaltılması mümkün olmaktadır. İkinci olarak da yüksek hassaslığı olan parametrelerdeki değişimin etkileri incelenerek sistemin davranışı kestirilebilir [49].

Duncan'a [59] göre standart sapma değerleri, veri sayısı yeterli ise bu veriyi kullanarak hesap yoluyla elde edilir. Ancak çoğu zaman yeterli veri olmadığından literatürde bulunan değişim katsayısı (variation coefficient, V(COV)) korelasyonlarından faydalanılır. Değişim katsayısı Denklem 5.8'deki eşitliğe göre bulunur.

$$V(COV) = \frac{\text{Standart Sapma}}{\text{Ortalama Değer}} \tag{5.8}$$

Phoon ve Kulhawy çalışmalarında; V(COV)) değişim katsayısının elastisite modülü (E) için %14 ile % 68, içsel sürtünme açısı (ϕ) için %6 ile %21 arasında olduğunu belirtmişlerdir [60].

Harr çalışmasında; içsel sürtünme açısı (ϕ) için değişim katsayısının %2 ile %13 arasında olduğunu belirtmiştir [61].

Lumb çalışmasında; drenajsız durumda killerin kohezyon (c) değerinin değişim katsayısının %20 ile %50 arasında olduğunu, drenajsız durumda kum içeren zeminlerde kohezyon değeri için değişim katsayısının % 25 ile % 30 arasında olduğunu göstermiştir [62].

5.1.2.1. Örnek Çalışmalar (Plaxis)

Sert ve Önalp çalışmalarında; derinliği 8 m olan bir kazıda zemin özelliklerindeki değişimin yatay yer değiştirmeler, oturmalar ve kabarmalar üzerindeki etkisini sayısal olarak incelemişlerdir. Bu amaçla, arazide yürütülen çalışmalar ve laboratuvar deney sonuçlarından elde edilen zemin kesiti ve parametreleri kullanılarak analizler

gerçekleştirilmiştir. Daha sonra bu analizlerde kullanılan her bir parametrenin değişiminin etkisi incelenmiştir. Parametre sayısının artması gerekli çözüm sayısını arttıracağından en az sayıda analizle sonuca gidebilmek hem zaman hem de işgücü açısından önem kazanmaktadır. Bu amaçla Plaxis yazılımındaki Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi seçenekleri kullanılmıştır. Modelde öncelikle doğal gerilmeler hesaplanmıştır. Daha sonra sırayla kazıklı perde inşası, ilk kazının yapılması, birinci sıra ankrajların imalatı, ikinci kazının yapılması ve ikinci sıra ankrajların imalatı modellenmiştir. Kazı aşamalarında doğal durumda -2.5 m'de olan yer altı su seviyesinin düşürülmesi de modellenmiştir. Malzeme bünye modeli olarak Pekleşen Zemin (Hardening Soil) Kullanılmıştır. Kesitte, üst 1.5 m'de dolgu, 1.5-3.5 m'ler arasında killi kum (SC) ve daha aşağılarda orta plastisiteli kil (CI) zeminler yer almaktadır. Modelde kazıklı perde 0.6 m çaplı, 14 m boyunda kazıklardan oluşturulmuş, 10 m uzunluğundaki (5 m gövde + 5 m kök) ankrajlar -3 ve -5.5 m'lerde yer almış ve sırasıyla 100 kN/m ve 350 kN/m'ye gerilmiştir. 8 m'lik kazı 4'er m'lik iki aşamada modellenmiştir. Analiz yapıldıktan sonra dolgunun Elastisite modülü (E_{50ref}) SC zeminin elastisite modülü ve İçsel sürtünme açısı (E_{50ref} ve ϕ) CI zeminin Elastisite modülü, kohezyon ve içsel sürtünme açısı (E_{50ref}, c_{ref}, $\emptyset$) değerleri Hassaslık Analizi için seçilmiştir. Seçilen bu değişkenlerin alt ve üst değerleri de hesaba katılırsa hassaslık analizinde toplam 13 (6x2+1) model çözülmüştür. Paremetre değişimi analizinde bu 6 parametre ile devam edilmesi durumunda oluşturulacak yeni kombinasyon sayısı 65 (2^6+1) olmaktadır. Sonuçlara etkisi az olan parametreler (Dolgunun elastisite modülü (E_{50ref}), SC zeminin elastisite modülü ve İçsel sürtünme açısı (E_{50ref} ve ϕ) seçim dışına çıkarılmıştır. Kalan 3 parametre ile Parametre Değişimi Analizi yapılmıştır. Bunun için 2^3+1=9 analiz yapılmıştır. Sonuçlar incelendiğinde zemin parametreleri için kullanılan referans değerlerin nasıl elde edildiğinin yanında, parametreler için kullanılan alt ve üst değerlerin seçiminin de büyük önem taşıdığı vurgulanmış, ayrıca projede hangi sonuçlara bakılacağının da yorumlama açısından önem taşıdığı belirtilmiştir. Bu tip kazı problemlerinde yatay deplasmanlar, yüzeyde meydana gelen oturmalar ve perdede meydana gelen kesit tesirlerinin incelenmesi uygun olduğu kararına varılmıştır [49].

Sandström çalışmasında; Londra'nın merkezinde mevcut tüneller üzerinde bulunan iki binanın yıkılmasından kaynaklı tünellerde meydana gelen yer değiştirmeleri araştırmıştır. Bunun için farklı parametrelerin, farklı malzeme modellerinin ve analiz yöntemlerinin, 3 boyut etkilerinin ve yanlış belirlenen yeraltı suyu verilerinin önemini araştırmak için bir çalışma yapılmıştır. Malzeme modelleri için başlangıç girdi parametrelerinin güvenilir olması için çevrede yapılan diğer çalışmalar ve ilgili laboratuvar deneylerinden elde edilen parametreler seçilmiştir. Plaxis 2D'de üç farklı malzeme bünye modeli (Mohr Coulomb, Hardening Soil, Hardening Soil Small Strain) ile iki tür drenaj tipi (Undrained A, Undrained B) ile model oluşturulmuştur. Plaxis 3D'de de Mohr Coulomb malzeme modelini kullanan bir model oluşturulmuştur. Hangi giriş parametrelerinin tünel yer değiştirmeleri için daha önemli olduğunu belirlemek için 2D modelinde Hassaslık Analizi yapılmıştır. Sonuçlar, net olmayan yer altı su seviyesinin sonucu önemli ölçüde etkilemediğini göstermiştir. Hassaslık Analizi sonucunda en önemli parametrenin rijitlik parametresi (elastisite modülü) olduğunu göstermiştir. Ayrıca 3D ve 2D analiz arasında net bir fark olduğunu göstermiştir. Böylesine karmaşık geometriye sahip projelerde daha güvenilir sonuçlar almak için 3D ile modelleme yapılmasının önemine değinilmiştir. Belki de bu analizden öğrenilecek en ilginç ders, doğru girdi parametrelerinin elde etmenin önemi hakkındadır. Uygun zemin araştırmaları ve laboratuvar testleri Plaxis analizleri için paha biçilmezdir. Çalışma sonucunda doğru giriş parametreleri olmadan, bir Plaxis analizinin sonuçlarını tartışmanın uygun olmayacağı sonucuna varılmıştır [58].

Çalık, donatılı duvarlar üzerinde çalışma yapmıştır. Donatılı duvarları etkileyen parametreleri sonlu elemanlar yöntemi ile hesap yapan Plaxis programı kullanılarak analiz edilmiştir. Bunun için üç farklı seri analiz yapılmıştır. Birinci seri analizde 10 m yüksekliğinde, 1 m donatı aralığında oluşturulan bir donatılı duvar sistemine yük etkimesi durumunda zemin özelliklerinin, duvar dolgusu özelliğinin, donatı ve yüzey elemanının eğilme ve eksenel rijitliklerinin davranışına etkisi araştırılmıştır. İkinci seri analizlerde geogrid boyunun değiştirilmesi durumunda zemin özelliğinin, dolgu özelliğinin, donatı ve yüzey elemanının rijitliklerinin etkisi incelenmiştir. Üçüncü seri analizlerde ise 10 m yüksekliğindeki duvarın iki kademeli olarak inşa edilmesi

durumunda kademe aralığının (s/H) ve yük değişmesi durumunun sistemin davranışa etkisi incelenmiştir. Donatılı duvarın inşa edileceği alanı temsil etmek için malzeme bünye modeli olarak Mohr Coulomb (MC) kullanılmıştır. Başlangıç zemin koşullarının tanımlandığı modelde zemin rijitliği E değeri derinlik boyunca sabit kabul edilmiştir. Referans parametreleriyle analizler yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılarak söz konusu parametrelerin sonuçlara etkileri incelenmiştir. Birinci seri analiz durumunda Hassaslık Analizi yapılan parametreler dolgunun elastisite modülü ve içsel sürtünme açısı (E ve ϕ) zeminin elastisite modülü ve içsel sürtünme açısı (E ve ϕ) georidin (EA), yüzey elemanının (EI) rijitlikleri Hassaslık Analizi için seçilmiştir. Çıkan sonuçlar deplasman ve güvenlik sayısı açısından karşılaştırılmıştır. Dolgunun hassaslık oranı yüksüz durumda %39 iken yüklü durumda %43 olmuştur. Buradan yüklü durumda dolgunun çalışmaya ve etkisini göstermeye başladığı anlaşılmaktadır. İkinci seri analiz durumunda aynı parametreler Hassaslık Analizi için seçilmiştir. İlave olarak 20 kPa sisteme yük etki ettirilmiştir. Burada da geogrid boylarının etkisi araştırılmıştır. Dolgunun geogrid boyu değiştikçe hassaslık oranının da değiştiği görülmüştür. Üçüncü seri analizde ise kademeli palye yapımı durumunda s/H yani palye genişliği/toplam yükseklik oranı ve yükün etkisi araştırılmıştır. s/H oranı 0.1 iken deplasman 14.52 cm, s/H oranı 1 iken deplasman 5.57 cm hesaplanmıştır. Aynı şekilde sisteme 20 kPa yük etki ettirilirken deplasman 3.52 cm, güvenlik sayısı 1.98, 100 kPa yük etki etttirilirken deplasman 13.65 cm, güvenlik sayısı 1.8 hesaplanmıştır. Sonuçlar yüksüz duruma göre değerlendirildiğinde, yükün deformasyonları önemli mertebede arttırdığı görülmektedir [3].

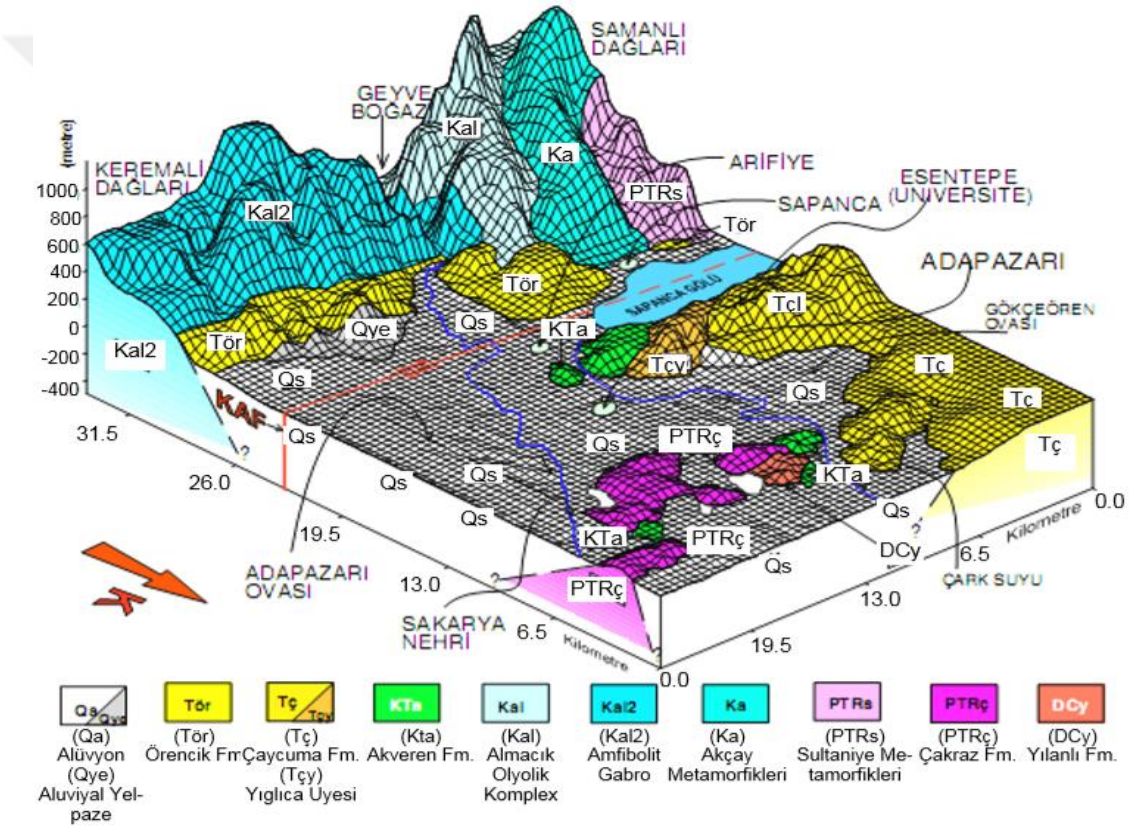
BÖLÜM 6. ADAPAZARI ZEMİNLERİ

1999 depreminde Adapazarı'nın alüviyal zemini üzerine yapılmış çok katlı binaların bir kısmında ağır hasar ve yıkımlar meydana gelmiştir. Karşılaşılan yıkım ve can kaybı sonrasında, bunlara sebep olarak kötü diye nitelendirilen zemin koşulları gösterilmektedir. Adapazarı'nda bilimsel temellere dayanmayan ve mühendislik yaklaşımı taşımayan düşüncelerle hazırlanan imar planlarında önce 2 kat, daha sonra 3 kat yapılaşmaya izin verilerek yüksek yapılaşmaya gidilmesi tamamen engellenmiştir. Halbuki zemin incelemelerinin gerektiği gibi yapılarak doğru temel sistemleriyle yüksek yapılaşmaya gidilebileceği bilinmektedir. Adapazarı zeminleri ile ilgili yapılan birçok akademik çalışmada da aynı sonuç görülmektedir. Adapazarı'nda zemin profillerinde yer yer görülen sıkı kum tabakaları deprem etkisini sönümleyerek, bu etkinin üst tabakalara azalarak geçmesini sağlamaktadır. Yapılan akademik çalışmalar neticesinde Adapazarı'nda yapılacak binaların bodrumsuz yapılmaması, binalara mutlaka bodrum kat yapılması gerçeği açık bir şekilde ortaya çıkmaktadır [63].

6.1. Adapazarı Jeomorfolojisi ve Jeolojisi

Adapazarı şehrinin kurulmuş olduğu saha genelde düz bir görünüme sahip olup şehir merkezinin deniz seviyesine göre yüksekliği genelde 30-31 m civarındadır. Bu yükseklik Kuzey-Doğu istikametinde ‰ 0.5 (on binde beş) Kuzey-Batı istikametinde ‰ 2 (binde iki)'lik bir eğimle azalma gösterir. Kentleşme sınırındaki bu düzlüğü Batıda Serdivan ve Güney-Batıda Erenler mevkilerinde bulunan tepecikler kısmen bozmaktadır. Şekil 6.1.'de Adapazarı jeoloji haritası görülmektedir. Adapazarı ovasını esas olarak Güneyden Kuzeye doğru akan Sakarya Nehri ve Güney Doğudan Kuzey Batıya doğru akan Mudurnu suyu sulamaktadır. Sakarya Nehri ovada kıvrımlar yaparak akmaktadır [64].

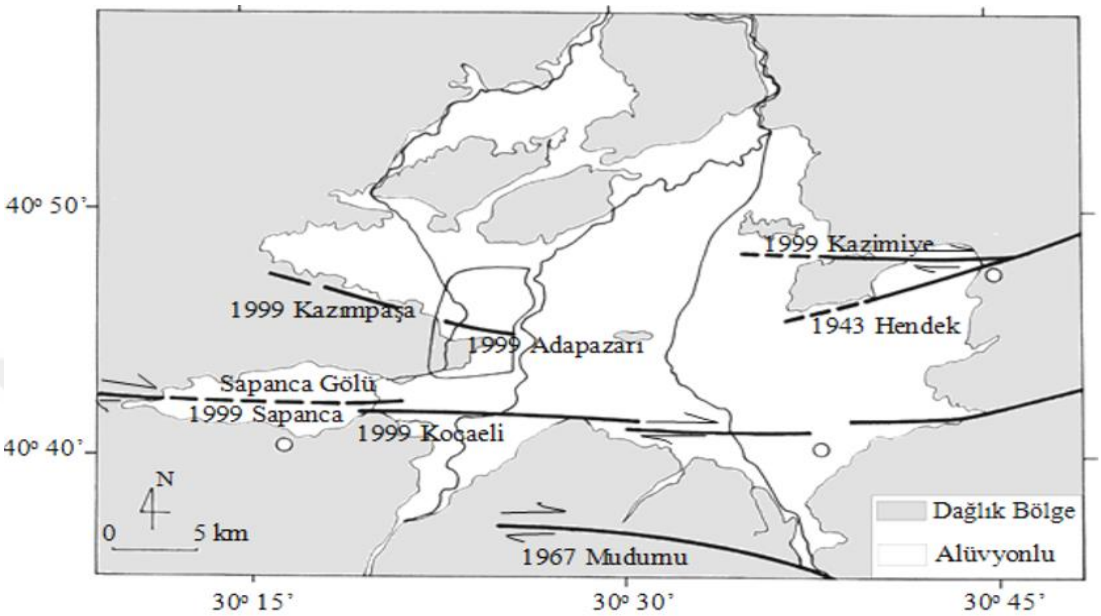
Ovada Kuvaterner, geniş bir alana yayılmış olan alüvyon ile temsil edilmektedir. Adapazarı, Hendek ve Akyazı Ovalarını oluşturan bu birim tutturulmamış kum, silt, kil ve çakıldan oluşmaktadır. Alüvyonu oluşturan gereçler Sakarya Nehri, Çark Suyu ve Mudurnu Çayı tarafından Güneydeki kayalardan ve Kuzey Anadolu Fay Zonu ile taşınmıştır. Ova kenarında düşük olan alüvyon kalınlığı, ova ortalarına doğru 150 m kalınlığa ulaşmaktadır. 1999 depremleri sırasında DSİ'nin katkılarıyla Adapazarı Yenigün Mahallesinde yaptırılan 200 m'lik sondaj alüvyonun içerisinde kalmıştır [65].



Şekil 6.1. Adapazarı jeoloji haritası [64].

Yapılan jeofizik çalışmalarda en büyük kalınlığı yaklaşık 1000 metre olarak tahmin edilen aluviyal dolgu üzerinde yer alan Adapazarı, ortalama 20-30 yıllık aralıklarla büyüklüğü 7'yi aşabilen depremler üreten ve Türkiye'nin Kuzeyinde Doğudan-Batıya uzanan Kuzey Anadolu Fayı'ndan dolayı tektonik açıdan aktif bir konumdadır.

Şekil 6.2.'de Adapazarı yakın çevresinde kırılan fay hatları ve çeşitli tarihlerde meydana gelmiş olan şiddetli depremler görülmektedir. Bu depremlerde Adapazarı büyük hasar görmüştür.



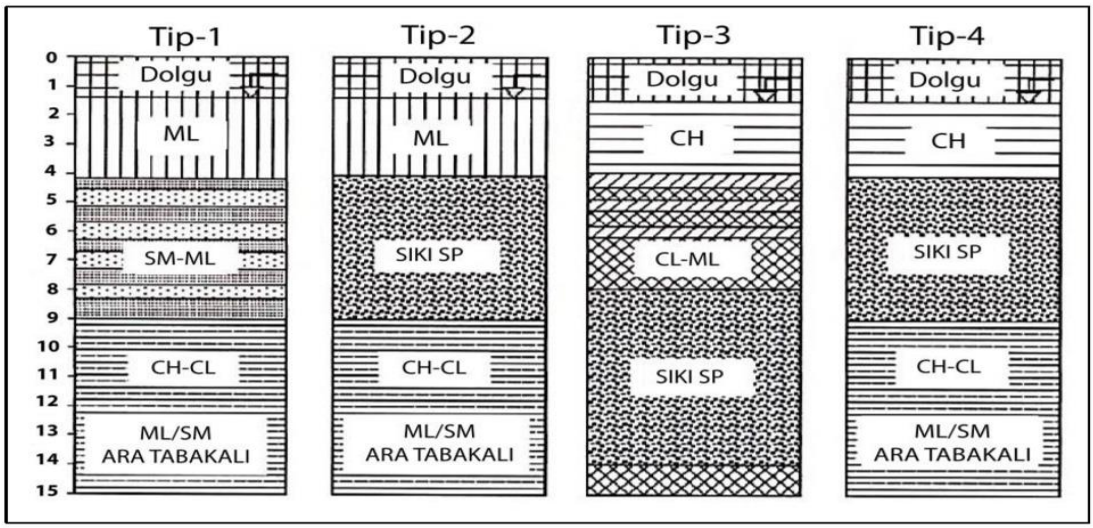
Şekil 6.2. Adapazarı çevresinde kırılan fay hatları [66].

6.2. Adapazarı'nın Depremselliği

Depremlerde hasar gören yapılar incelendiğinde oturma, taşıma gücü kaybı ve yanal yer değiştirmelerin yer altı su seviyesinin yüzeye yakınlığı nedeniyle bodrumsuz olarak inşa edilen ve temelleri yüzeye oturtulan binalarda oluştuğu gözlemlenmiştir. Bina tabanındaki zeminin geoteknik yapısı ve özellikleri, deprem esnasında bina yıkılmalarında önemli bir rol oynamaktadır [67].

6.3. Adapazarı Zemin Profilleri ve Geoteknik Özellikleri

Sancio ve arkadaşları [68] Adapazarı merkezde ciddi zemin problemlerinin gözlendiği yerlerde yaptıkları arazi deneyleri (SPT ve CPT deneyleri) sonuçlarını, laboratuvar deneyleri ile birlikte değerlendirerek 4 adet karakteristik zemin profili oluşturmuşlardır. Şekil 6.3.'de oluşturulan bu zemin profilleri görülmektedir.



Şekil 6.3. Adapazarı kent merkezi zemin profilleri [68].

Çalışmada dikkate değer bir bulgu, bu kesitlerin üçünde kalınlığı 6 m'ye varan sıkı kum ve çakıllı kumların varlığıdır. Ayrıca sıkı kumların üstünde siltli kil ve killi siltlerin, derin katmanlarda ise silt ve kum ara katmanlı kil katmanlarının varlığı belirtilmiştir. Deprem sonrasında DSİ tarafından yapılan ve ana kayaya ulaşılamayan 200 m lik sondajlarda yukarıdaki sonuçlara benzer nitelikte bulgular elde edilmiştir. Bu profiller alüvyon dolgu, silt-kil ve sıkı kum özellikleri göstermektedir. Daha derinlerde ise killerle karşılaşılmıştır. 50 m ile 70 m arasında ise birkaç düşük plastisiteli kil dışında tüm kesitin yüksek plastisiteli killerden oluştuğu görülmüştür**.** 1999 Adapazarı depreminden sonra Adapazarında Sakarya Üniversitesi Geoteknik çalışma grubu tarafından 600'den fazla sığ sondaj değerlendirilmiştir. Bunlardan elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarında ilgili deneylere tabi tutularak TS1500/2000'e göre sınıflandırılmışlardır. Buna ek olarak şehir merkezinde yaklaşık 250 adet Koni Penetrasyon Deneyi (CPT) yapılmıştır [38].

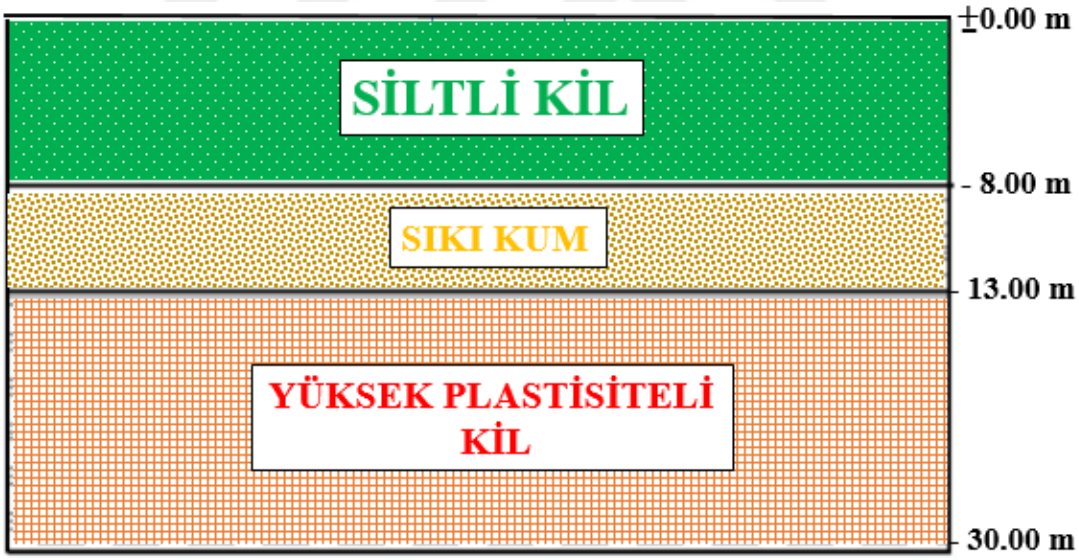
Adapazarı yeraltı su seviyesi yüzeye yakındır. Kimi bölgelerde yeraltı su seviyesi 1 m ile 2 m arasında değişmektedir. Ancak aşırı yağış ve Mart aylarında eriyen karlar yüzünden yeraltı su seviyesi yüzeye kadar çıkmaktadır [64].

Bu çalışmada 4 adet karakteristik zemin profili teke düşürülerek bir model üzerinde Plaxis yazılımı ile derin kazı içeren ortamda inşa edilen bir yapının sayısal analizi

yapılmaktadır. Daha sonra analiz sonuçları doğrultusunda Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmaktadır.

BÖLÜM 7. MODEL GEOMETRİSİ VE ÖZELLİKLERİ

Tez çalışması kapsamında öncelikle Adapazarı'nı temsil eden bir kesit oluşturulmuştur. Kesit Şekil 7.1.'de görülmektedir. Kurgulanan modelde bodrumlu bir yapı olması nedeniyle model, derin kazı içermektedir. Bunun için kazı derinliğinin, istinat yapısının tipinin, yatay destek sisteminin belirlenmesi amacıyla 323 vaka çalışması incelenmiştir. İnceleme sonucunda kazı derinliği 8 m, istinat duvar tipi diyafram duvar, yatay destek sistemi ise çok sıra çelik boru destek (strut) seçilmiştir. Malzeme modeli olarak Mohr Coulomb seçilerek Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi yapılmış ve sonuçlar yorumlanmıştır.

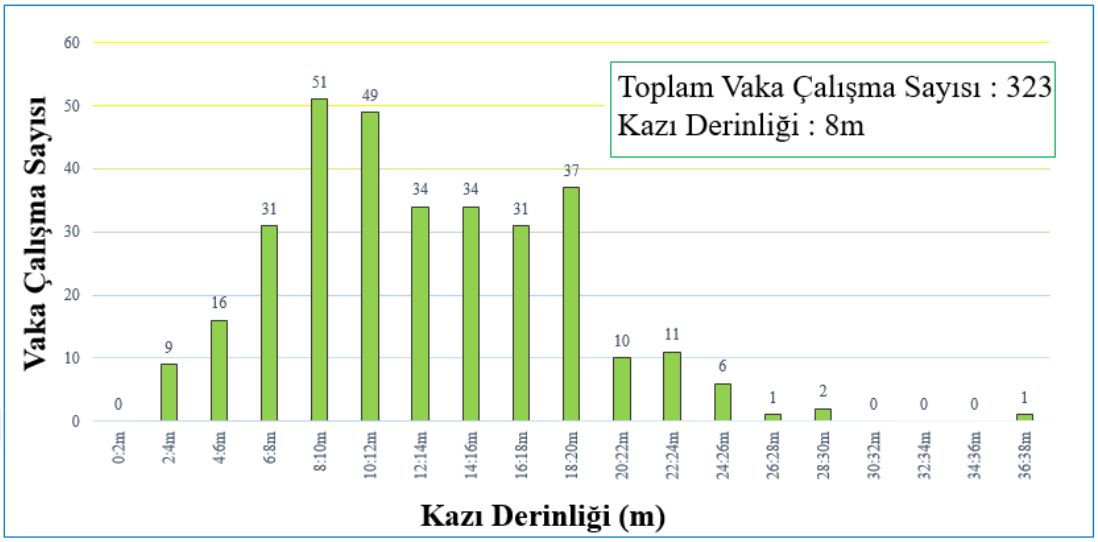


Şekil 7.1. Adapazarı zeminini temsil eden kesit.

7.1. Kazı Derinliği

Şekil 7.2.'de vaka çalışmalarının kazı derinliğine göre istatiksel dağılımı görülmektedir. 323 vaka içerisinde 267 vaka çalışması (yaklaşık tüm çalışmaların

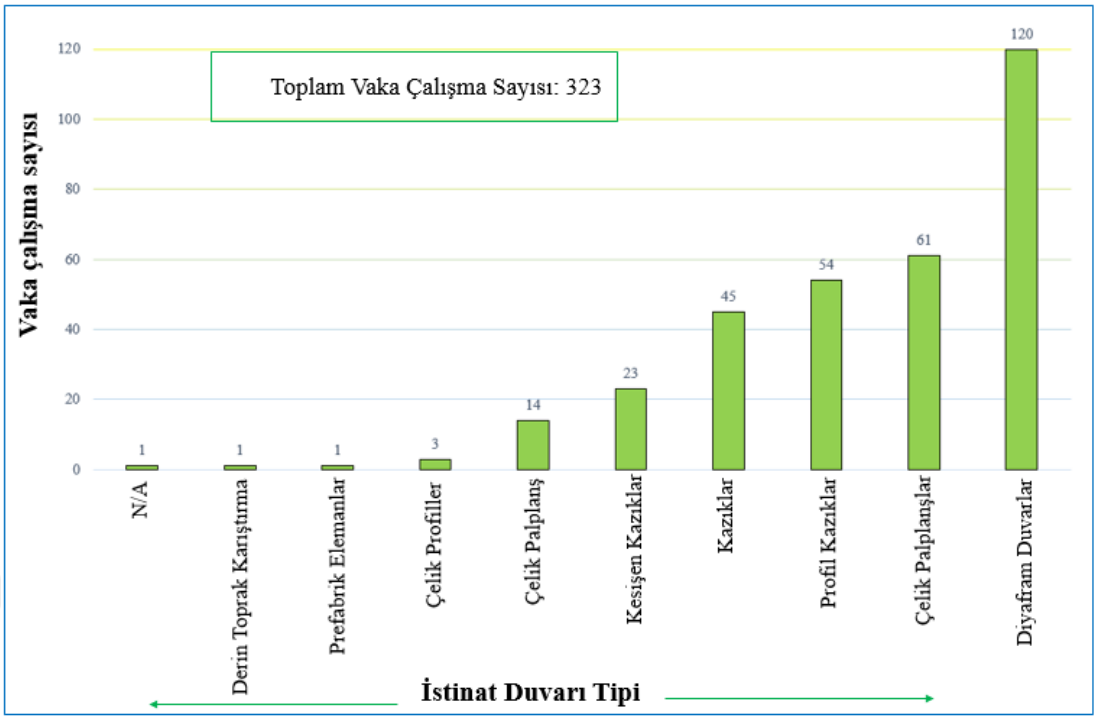
%83'ü) kazı derinliğinin 6 m ile 20 m aralığında olduğunu göstermiştir. Çalışmada kazı derinliği sıkı kum tabakasının varlığı da dikkate alınarak 8 m seçilmiştir.



Şekil 7.2. Vaka çalışmalarının kazı derinliğine göre dağılımı [69].

7.2. İstinat Duvarı Tipi

Şekil 7.3.'de istinat duvarı tipine dayanan vaka çalışmaları görülmektedir. 323 vaka içerisinde 120 vaka çalışması (yaklaşık tüm çalışmaların %37'si) diyafram duvar olarak yapılmıştır. Diğer istinat duvarı tiplerine kıyasla diyafram duvarın seçilmesi diyafram duvarın rijitliği ve sızdırmazlığı ile açıklanabilir. Bu nedenle bu tez çalışmasında iksa sistemi diyafram duvar olarak modelenmiştir.



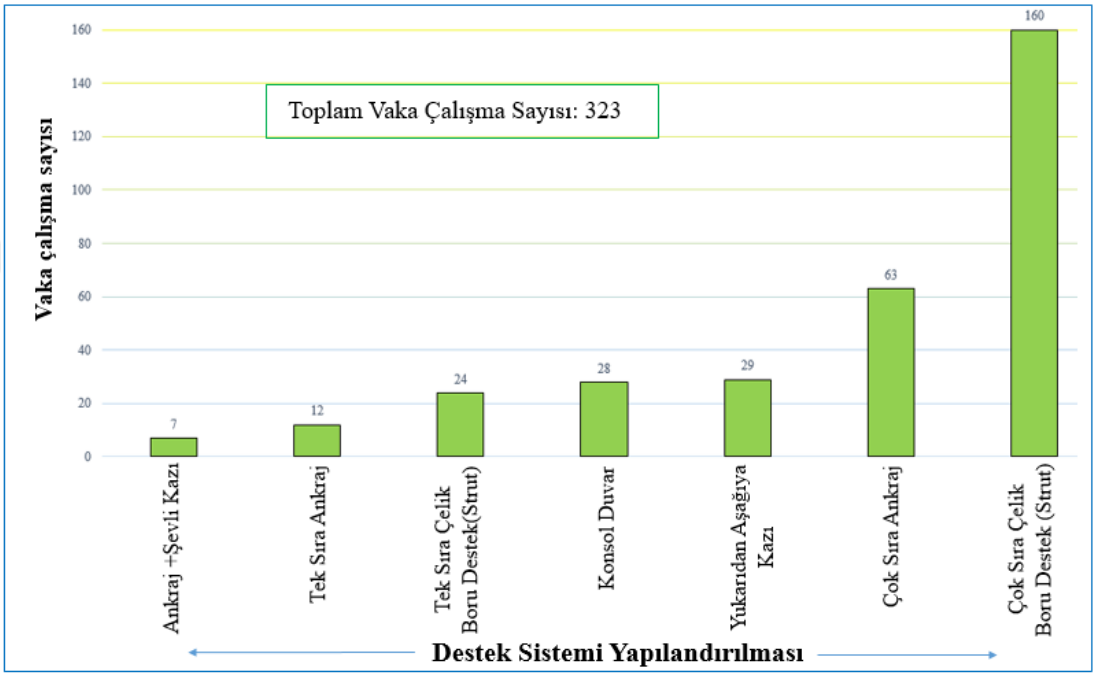
Şekil 7.3. İstinat duvarı türüne göre vaka çalışmalarının dağılımı [69].

7.3. Yatay Destek Sistemi

Şekil 7.4.'de destek sistemleri ile vaka çalışmaları arasındaki istatiksel dağılım görülmektedir. Kazı destek türleri arasında en yaygın olanı, vaka çalışmalarının yaklaşık %50'sine denk gelen çok sıra çelik boru destekli (Strut) veya yaklaşık %20'sine denk gelen çok sıra ankrajlardır. Bu çalışmada çok sıra çelik boru destekler (Strut) ile modellenmiştir. Ayrıca, çelik boru destekleri arasındaki dikey mesafe h_s=4 m yukarıda belirtilen veritabanına göre ayarlanmıştır

Who ve Moh çalışmalarında, istinat duvarının tipine bakılmaksızın iksa sisteminin toplam uzunluğu ile kazı derinliği arasındaki bağıntı $H=1.3*H_e$ ve $H=2.2*H_e$ arasında değişmektedir. Burada H iksa sisteminin toplam uzunluğu H_e ise kazı derinliğidir. Yumuşak kil birimlerinin olduğu yerlerde istinat duvarının daha uzun olması gerekmektedir. Derinliğin bu tip zemin ortamlarında $H=1.6*H_e$ ve $H=2.2*H_e$ arasında olması tavsiye edilmiştir [70].

Çalışmada kazı derinliği 8 m olup kazı tabanı ve siltli kil tabakasında gerçekleşecektir. Ancak alt tabakanın sıkı kum tabakası olduğu göz önünde bulundurularak diyafram duvar uzunluğu $H=1.5*H_e$ seçilmiştir. Sonuç olarak kazı derinliği 8 m ve diyafram duvar uzunluğu 12 m olarak belirlenmiştir. 12 m'lik diyafram duvarın 4 m'si soket olarak zemine gömülü halde bulunacaktır.



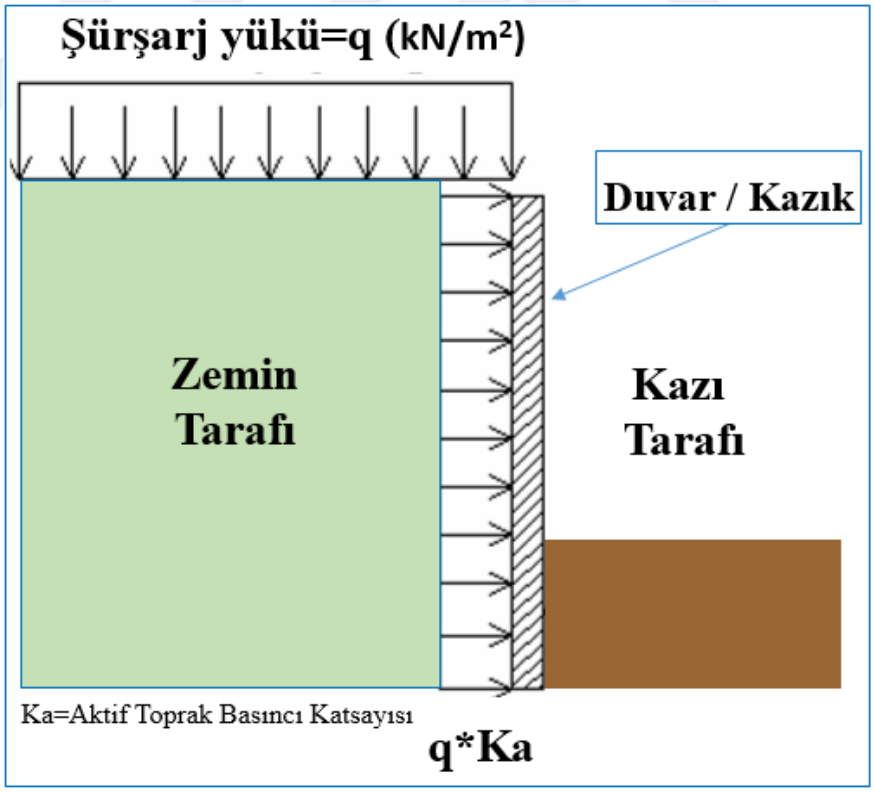
Şekil 7.4. Destekleyici sistem yapılandırmasına göre dağılımı.[69].

Sürşarj Yükü

İksa sistemlerine gelen yüklerin hesabında en az 10 kPa'lık üniform dağılış sergileyen bir sürşarj yükünün hesaba katılmasında fayda vardır. Örneğin yüklü bir beton transmikseri yaklaşık 7.7 kPa'lık bir sürşarj yükü oluşturmaktadır [71].

Karayolları Genel Müdürlüğü teknik şartnamesinde yaya yükünün 3 kN/m^2 (q=3 kPa), trafik yükünden oluşacak şürşarj yükünün ise yaklaşık 60 cm'lik bir toprak yükünden az olmayacağı belirtilmiştir. Bu veriler ışığında toprak için birim ağırlığı yaklaşık 20 kN/m^3 kabul edilirse trafik yükünden oluşacak sürşarj yükünün $q=20*0.6=12$ kN/m^2 (q=12 kPa) alınması gerekmektedir. Derin kazıya etki edecek yük hesabında yoldan gelen sürşarj yükü (12+3=15 kPa) olarak etki ettirilecektir.

İksa sistemleri projelendirilirken yapılan ön çalışmalarda, şürşarj yükü oluşturabilecek etmenler çok iyi analiz edilmeli ve hesaplara yansıtılmalıdır. Kazı derinliği kadar yatay mesafedeki komşu binaların sürşarj etkisi dikkate alınmalıdır. Bina yükleri için kat yüksekliği 3 m kabul edilirse ortalama 15 kPa'lık ölü yük olarak etki etmektedir. Çalışmada modellenecek olan kazının Adapazarı'nda yapılması planlanmaktadır. Adapazarında binaların ortalama 3 kat olduğunu kabul edilirse komşu binalardan gelecek olan sürşarj yükü q=45 kPa olarak etki ettirilecektir. Şekil 7.5.'de sürşarj yükünün duvara etkimesinin aktif toprak basıncı katsayısına bağlı olduğu görülmektedir. Aynı sürşarj yükü altında aktif toprak basıncı katsayısı arttıkça toprak tarafından itki kuvveti de artacak ve iksa sisteminin göçmesine sebep olacaktır. Aktif toprak basıncı bir çok parametreye bağlıdır. Bu parametrelerin başında zeminin içsel sürtünme açısı gelmektedir. Özellikle yapılan arazi çalışmalarında ve laboratuvar deneylerinde zemin parametrelerinin doğru ve güvenilir olması gerekmektedir.



Şekil 7.5. Sürşarj yükünün duvara etkimesi

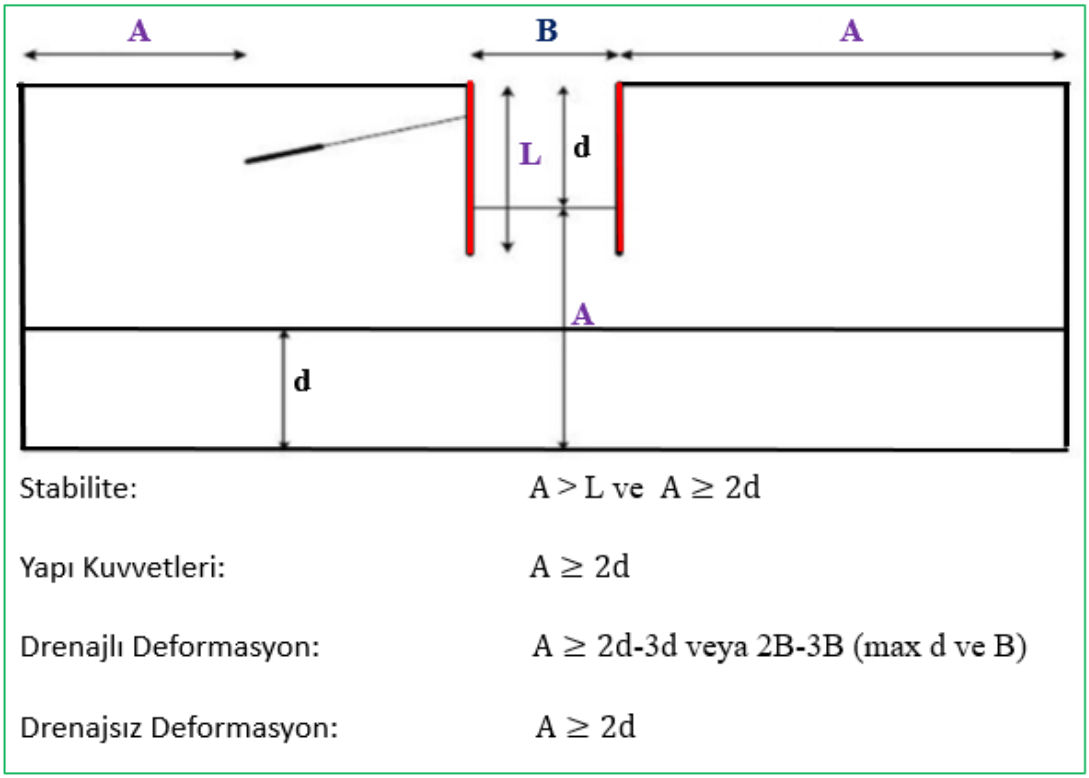
Diyafram Duvarlar

Diyafram duvarlar, bulamaç kazı tekniği kullanılarak inşa edilen, yapısal beton duvarlardır. Duvarlar genellikle panellerde bir bentonit bulamacının altında kazılır. Beton yerleştirilmeden önce çelik donatılarla güçlendirilir. Sonuç olarak su sızdırmazlığı olan bir beton duvar medyana gelir. Diyafram duvarlar genelde kalıcı temel duvarları için kullanılır. Ayrıca en büyük avantajlarından birisi de inşaatın pompajlarla susuzlaştırmasının gerekmemesidir. Diyafram duvarların öngörülen deformasyonlarının düşük ve uygulanabilirliğin kolay olması sebebiyle yoğun nüfuslu metropol bölgelerdeki inşaat mühendisliği projeleri için uygundur. Bu tez çalışmasında yeraltı su seviyesinin yüzeyde olduğu ve söz konusu yapı etrafında mevcut binalar olduğu varsayımı yapıldığı için diyafram duvarın kullanılmasının uygun olacağı düşünülmektedir. Şekil 7.6.'da diyafram duvarın uygulamasına örnek verilmiştir.

Şekil 7.6. Diyafram duvar uygulaması [72].

7.4. Derin Kazılar İçin Model Sınırları

Şekil 7.7.'de derin kazılar için model sınırları verilmektedir. Bu doğrultuda kazı derinliği d=8 m diyafram duvar boyu L=12 m ve kazı genişliği B=10 m olduğu bilinmektedir. Model sınırlarında A'nın değerinin stabilite hesapları, yapı kuvvetleri, drenajsız deformasyon açısından 16 m'den büyük olması gerekmektedir. Drenajlı deformasyon için A'nın ortalama 2.5*d yani 2.5*8=20 m veya 2.5*B=2.5*10 =25 m seçilmesi gerekmektedir. Söz konusu kesitte model yüksekliği 30 m olarak belirlenmiştir. A+d=30 için kazı derinliği d=8 m, A=22 m kalmaktadır. Bu da analiz şartı olan A=20-25 m şartını sağlamaktadır. A=20 m seçilirse sınır şartı 2A+B 2*20+10=50 m'dir. Kesit simetrik olduğu için tek tarafında analiz yapılabilir. Sınır şartları açısından A=25 m üzerinde analiz yapılabilir. Ancak yoldaki sürşarj yükünün etkisini de dikkate alarak 40 m seçilmiştir.



Şekil 7.7. Derin kazılar için model sınırları [73].

Diyafram Duvarın Malzeme Özellikleri

Plaxis 2D yazılımı elastik ve elastoplastik davranışa izin vermektedir. Programda elastik davranış iki parametre ile tanımlanmaktadır. Bunlar denklem 7.1.'de ifade edilen normal rijitlik (EA) ve denklem 7.2.'de ifade edilen eğilme rijitliğidir (EI). Bu parametreler şu şekilde hesaplanabilir;

$$EA = E \times h \times b \tag{7.1}$$

$$EI = E \times (h^3 \times b) / 12) \tag{7.2}$$

Burada E: elastisite modülü, I: Eylemsizlik momenti, h: Perde kalınlığı, b: Perde uzunluğudur (b = 1 m).

Programda kullanıcı tarafından girilen eğilme rijitliği ve normal rijitik değerleri ile eleman kalınlığı (d) program tarafından Denklem 7.3. tarafından aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$d = h = \sqrt{12 \times (\frac{EI}{EA})} \tag{7.3}$$

Burada; d: Eşdeğer perde kalınlığıdır.

Duvar ağırlığı w; birim alan ile donatılı betonun yoğunluğunun çarpılması ile hesaplanır. Çalışmada diyafram duvar kalınlığı 60 cm olarak seçilmiştir. C25 beton için Elastisite modülü $E=30*10^6$ kN/m^2'dir.

$A=0.6x1=0.6$ m^2

$EA=30x10^6x0.6=1.8x10^7$ kN/m

$I=(h^3xb)/12 =(0.6^3 x1)/12 =0.018$ m^4

I_{duvar}=I/s =0.018/1 =0.018 m^4/m

EI=30x10^6x0.018=5.4x10^5 kN/$m^{2/}$m

w = 0.6x1x(24-18)= 3.6 kN/m/m

Tablo 7.1.'de analizlerde kullanılacak diyaframm duvarın malzeme özellikleri verilmiştir. Tablo 7.2.'de ise diyaframm duvarı destekleyecek yatay destek elemanının (strut) özellikleri verilmiştir.

Tablo 7.1. Diyaframm duvarın malzeme özellikleri

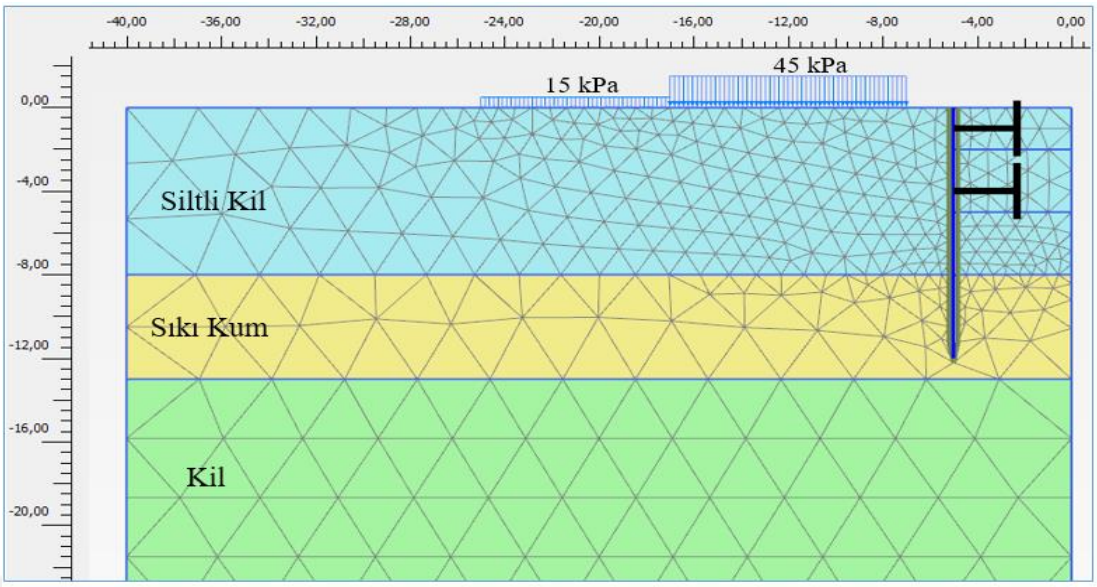
Parametre	Sembol	Değer	Birim
Malzeme türü	*Tipi*	Elastik; izotrop	-
Normal sertlik	*EA*	1.8*10^7	kN/m
Eğilme dayanımı	*EI*	5.4*10^5	kN/m^2
Ağırlık	*w*	3.6	kN/m/m
Poisson oranı	*υ*	0.2	-

Tablo 7.2. Gergi malzeme özellikleri (Strut)

Parametre	Sembol	Değer	Birim
Malzeme türü	*Tipi*	Elastik	-
Normal sertlik	*EA*	2*10^6	kN/m
Düzlem dışı aralık	$L_{uzaklık}$	4	kN/m^2

7.5. Model Bilgileri, Analiz Sonuçları ve Değerlendirmeler

Şekil 7.8.'de analiz yapılan kesit görülmektedir. Modelde yoldan gelen 15 kPa sürşarj yükü bulunmaktadır. Bunun yanı sıra kazı yapılacak noktadan 2 m uzaklıkta yapıdan gelen 45 kPa sürşarj yükü bulunmaktadır. Kazı derinliği 8 m, diyafaram duvar uzunluğu 12 m'dir. Çelik boru destekler -1 m ve 5 m'ye yerleştirilmiştir. Kazı 4 aşama halinde modellenmiştir. Birinci aşamada duvar ve yükler aktif hale getirilmiştir. İkinci aşamada birinci kazı ve birinci sıra çelik boru destekler (strut) aktif hale getirilmiştir. Üçüncü aşamada ise ikinci kazı ve ikinci sıra çelik boru destekler (strut) aktif hale getirilmiştir. Dördüncü aşamada ise nihai kazı yapılmıştır.



Şekil 7.8. Plaxiste oluşturulan kesit

Tablo 7.3.'de zemin tabakaları ve Mohr Coulomb malzeme modeline bağlı olarak zemin parametreleri görülmektedir.

Tablo 7.3. Mohr Coulomb zemin parametreleri

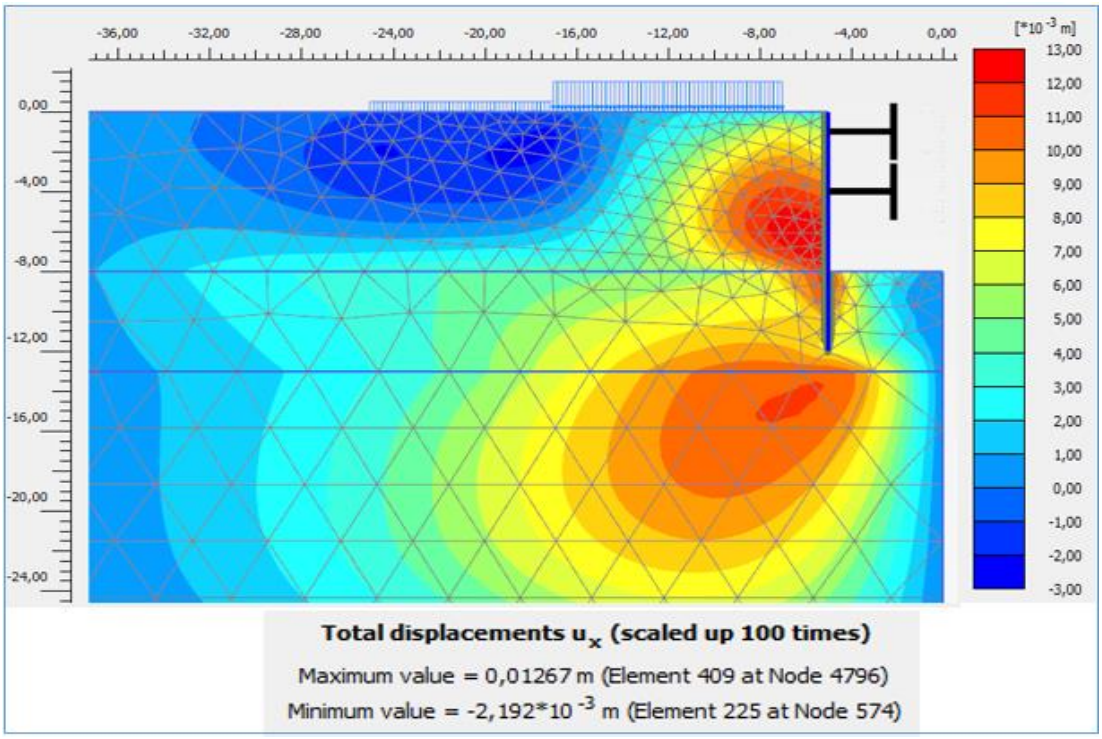
Derinlik (m)		**0-8**	**8-13**	**13-30**	**Birim**
Zemin Tabakası		**Siltli-Kil**	**Sıkı-Kum**	**Kil**	
Malzeme modeli	Model	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	-
Davranış tipi	Tipi	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	-
Kuru birim hacim ağırlığı	γ_k	17	17	17	kN/m^3
Islak birim hacim ağırlığı	γ_d	18	18	18	kN/m^3
Doğal durumdaki boşluk oranı	e_0	1.0	0.4	1.0	-
Elastisite modülü	E_{ref}	8000	62000	20000	kN/m^2
Kohezyon	c_{ref}'	20	1	60	kN/m^2
İçsel sürtünme açısı	φ'	25	40	15	◦
Dilatasyon açısı	ψ	0	10	0	◦
Poisson oranı	υ_{ur}'	0.2	0.2	0.2	-
K_0 normal konsolidasyon için değer	K_0^{nc}	0.577	0.449	0.666	-
Referans basınç (kPa)	P^{ref}	100	100	100	kN/m^2
Azaltma faktörü	R_{int}	0.75	0.67	0.9	-

Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılırken değişim katsayısı V(COV)) literatürdeki çalışmalar dikkate alınarak elastisite modülü için %40, kohezyon değeri için %30, içsel sürtünme açısı için %10 alınmıştır. Mohr Coulomb modeli için Hassaslık Analizi parametreleri Tablo 7.4.'de verilmiştir.

Tablo 7.4. MC Modeli Hassaslık Analizi parametreleri

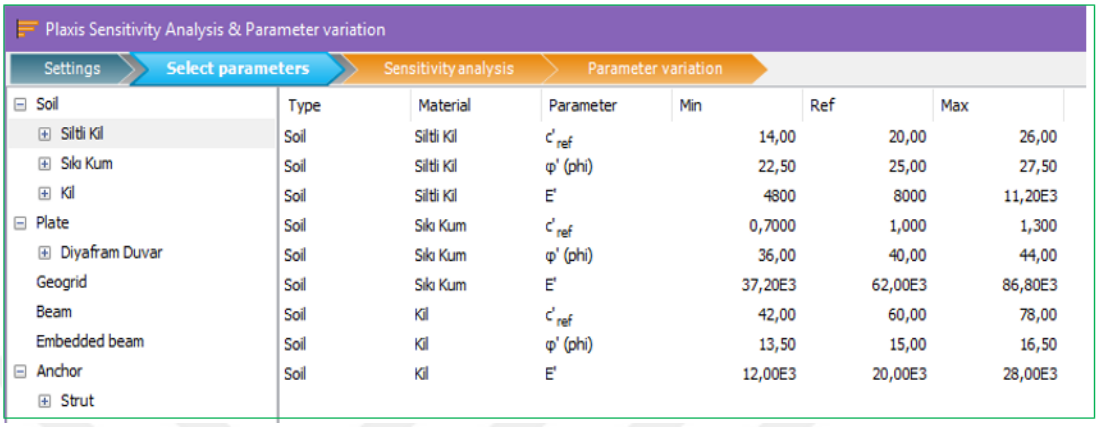
MOHR COULOMB		Minimum	Referans	Maksimum	V(COV)	Birim
SİLTLİ KİL	ϕ	22.5	25	27.5	%10	◦
	E	4800	8000	11200	%40	kN/m^2
	c	14	20	26	%30	kN/m^2
SIKI KUM	ϕ	36	40	44	%10	◦
	E	37200	62000	86800	%40	kN/m^2
	c	0.7	1	1.3	%30	kN/m^2
KİL	ϕ	13.5	15	16.5	%10	◦
	E	12000	20000	28000	%40	kN/m^2
	c	42	60	78	%30	kN/m^2

Derin kazı analizinde Mohr Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan analiz sonucunda referans değerlere göre hesaplanan yatay deplasman değeri 12.67 mm olarak bulunmuştur. Yapılan analiz sonucu Şekil 7.9.'da görülmektedir.



Şekil 7.9. Referans değerlere göre elde edilen yatay deplasmanlar

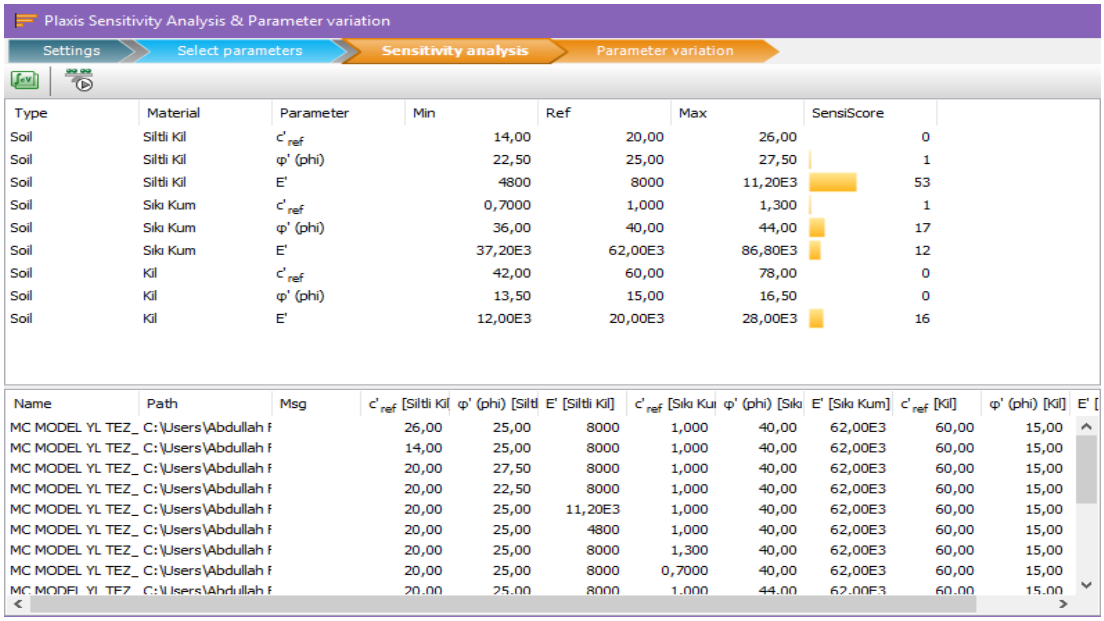
Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılması için seçilen parametreler Şekil 7.10.'da görülmektedir.



Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max
Soil	Siltli Kil	c'ref	14,00	20,00	26,00
Soil	Siltli Kil	φ' (phi)	22,50	25,00	27,50
Soil	Siltli Kil	E'	4800	8000	11,20E3
Soil	Sıkı Kum	c'ref	0,7000	1,000	1,300
Soil	Sıkı Kum	φ' (phi)	36,00	40,00	44,00
Soil	Sıkı Kum	E'	37,20E3	62,00E3	86,80E3
Soil	Kil	c'ref	42,00	60,00	78,00
Soil	Kil	φ' (phi)	13,50	15,00	16,50
Soil	Kil	E'	12,00E3	20,00E3	28,00E3

Şekil 7.10. Hassaslık Analizi için parametrelerin seçilmesi

Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılarak söz konusu parametrelerin yerdeğiştirmeler üzerinde ne büyüklükte bir etkiye sahip olduğu belirlenmiştir. Bunun için 9 temel değişken üzerinde 2n+1=2*9+1=19 analiz yapılmıştır. Formüldeki +1 referans değerlere göre çözülen analizdir. Hassaslık Analizi sonuçları Şekil 7.11.'de görülmektedir.



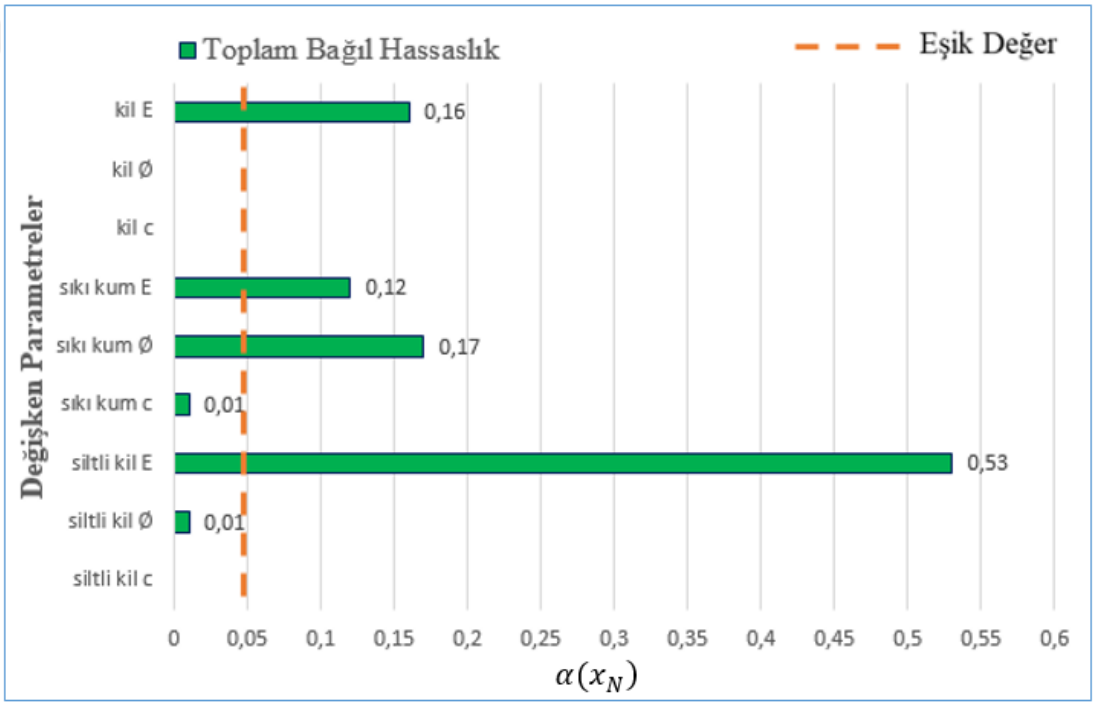
Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	Siltli Kil	c'ref	14,00	20,00	26,00	0
Soil	Siltli Kil	φ' (phi)	22,50	25,00	27,50	1
Soil	Siltli Kil	E'	4800	8000	11,20E3	53
Soil	Sıkı Kum	c'ref	0,7000	1,000	1,300	1
Soil	Sıkı Kum	φ' (phi)	36,00	40,00	44,00	17
Soil	Sıkı Kum	E'	37,20E3	62,00E3	86,80E3	12
Soil	Kil	c'ref	42,00	60,00	78,00	0
Soil	Kil	φ' (phi)	13,50	15,00	16,50	0
Soil	Kil	E'	12,00E3	20,00E3	28,00E3	16

Name	Path	Msg	c'ref [Siltli Kil	φ' (phi) [Siltl	E' [Siltli Kil]	c'ref [Sıkı Kul	φ' (phi) [Sıkı	E' [Sıkı Kum]	c'ref [Kil]	φ' (phi) [Kil]	E' [
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		26,00	25,00	8000	1,000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		14,00	25,00	8000	1,000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	27,50	8000	1,000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	22,50	8000	1,000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	25,00	11,20E3	1,000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	25,00	4800	1,000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	25,00	8000	1,300	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	25,00	8000	0,7000	40,00	62,00E3	60,00	15,00	
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah F		20,00	25,00	8000	1,000	44,00	62,00E3	60,00	15,00	

Şekil 7.11. Mohr Coulomb Hassaslık Analizi sonucu

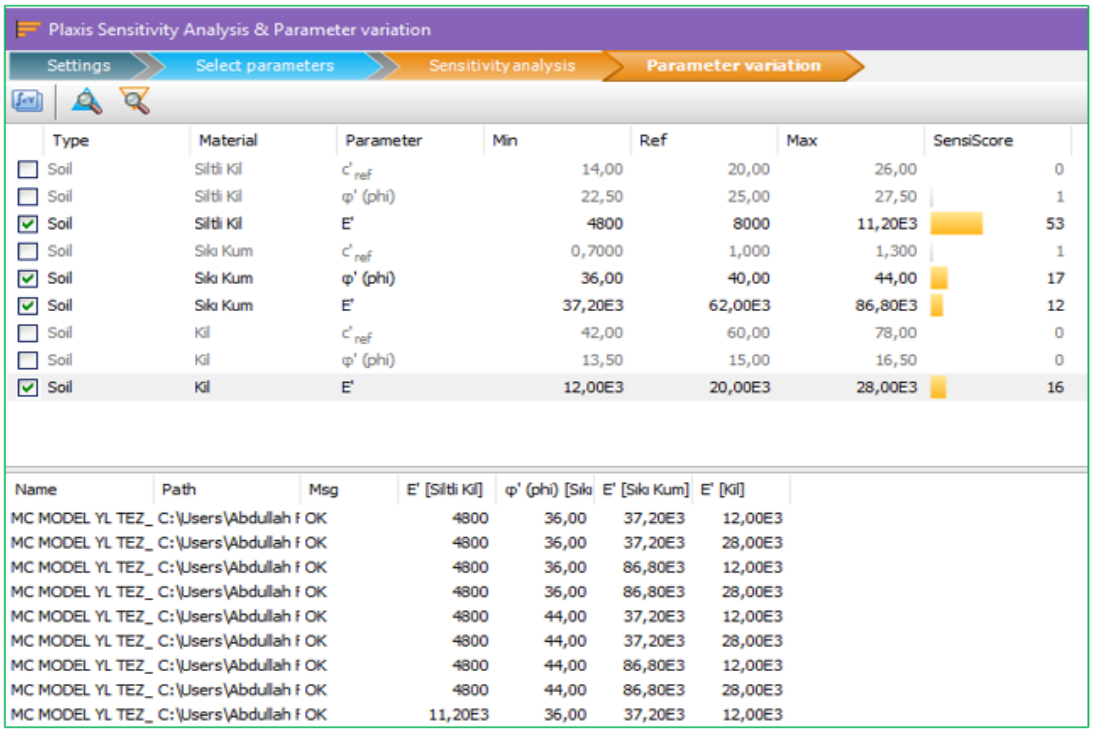
Daha sonra etkisi %5'ten daha az olan parametreler ihmal edilerek geriye kalan parametrelerle Parametre Değişimi Analizi yapılmıştır.

Zemin parametrelerinin artırılması veya azaltılmasıyla deformasyon değerleri önemli ölçüde değişmektedir. Ancak her parametrenin etkisi aynı değildir. Yatay yer değiştirme üzerinde en etkili parametre siltli kil tabakası için elastisite modülüdür Kohezyon ve içsel sürtünme açısının değerinin değişmesinin, sonuçları hiç etkilemediği görülmüştür. Şekil 7.12.'de toplam bağıl hassaslık durumu ve eşik değerinin üzerinde kalan parametreler görülmektedir.



Şekil 7.12. Toplam bağıl hassaslık Mohr Coulomb model

Parametre Değişimi Analizi için 4 Parametre seçilmiştir. Bunlar 3 tabakanın elasitisite modülü ve sıkı kum tabakasının içsel sürtünme açısıdır. Parametre değişimi analiz için $2^n+1=2^4+1=17$ analiz gerçekleştirilmiştir. Buradaki +1 referans değerlere göre yapılan analizdir. Eğer Hassaslık Analizi yapılmadan doğrudan parametre değişmi analizi yapılsaydı 513 analiz yapılması gerekirken Hassaslık Analizi sayesinde bu değer 17'ye düşmüştür. Bu sayede daha az analiz yapılarak sonuca ulaşılabilmektedir. Şekil 7.13.'de Parametre Değişimi Analizi görülmektedir.



Plaxis Sensitivity Analysis & Parameter variation

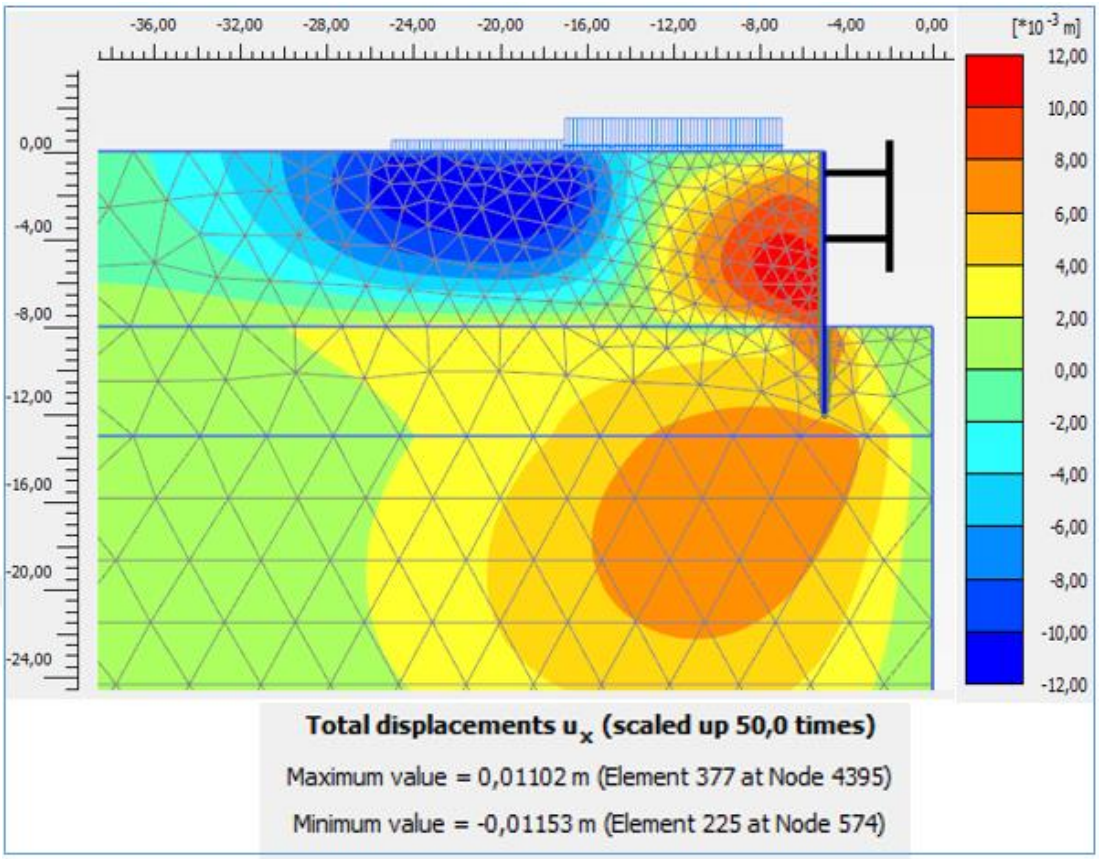
Settings | Select parameters | Sensitivity analysis | Parameter variation

Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	Siltli Kil	c'ref	14,00	20,00	26,00	0
Soil	Siltli Kil	φ' (phi)	22,50	25,00	27,50	1
Soil	Siltli Kil	E'	4800	8000	11,20E3	53
Soil	Sıkı Kum	c'ref	0,7000	1,000	1,300	1
Soil	Sıkı Kum	φ' (phi)	36,00	40,00	44,00	17
Soil	Sıkı Kum	E'	37,20E3	62,00E3	86,80E3	12
Soil	Kil	c'ref	42,00	60,00	78,00	0
Soil	Kil	φ' (phi)	13,50	15,00	16,50	0
Soil	Kil	E'	12,00E3	20,00E3	28,00E3	16

Name	Path	Msg	E' [Siltli Kil]	φ' (phi) [Sıkı	E' [Sıkı Kum]	E' [Kil]
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	36,00	37,20E3	12,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	36,00	37,20E3	28,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	36,00	86,80E3	12,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	36,00	86,80E3	28,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	44,00	37,20E3	12,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	44,00	37,20E3	28,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	44,00	86,80E3	12,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	4800	44,00	86,80E3	28,00E3
MC MODEL YL TEZ_	C:\Users\Abdullah f	OK	11,20E3	36,00	37,20E3	12,00E3

Şekil 7.13. Mohr Coulomb Parametre Değişimi Analizi sonucu

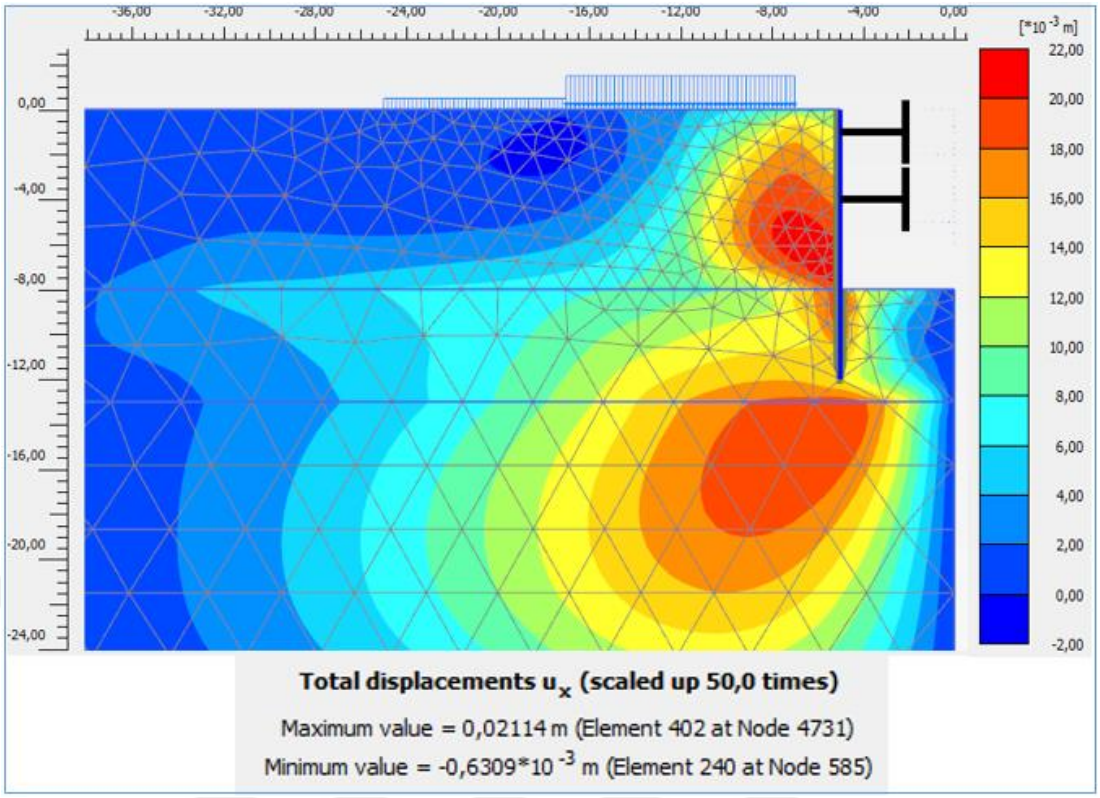
Parametre değerlerinin belirli varyasyon katsayısı ile azaltılıp artırılması sonucu oluşan maksimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda minimum yatay yer değiştirme 11.02 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 7.14.'de görülmektedir.



Şekil 7.14. MC model maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman

Minimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda maksimum yatay yer değiştirme 21.14 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 7.15.'de görülmektedir.

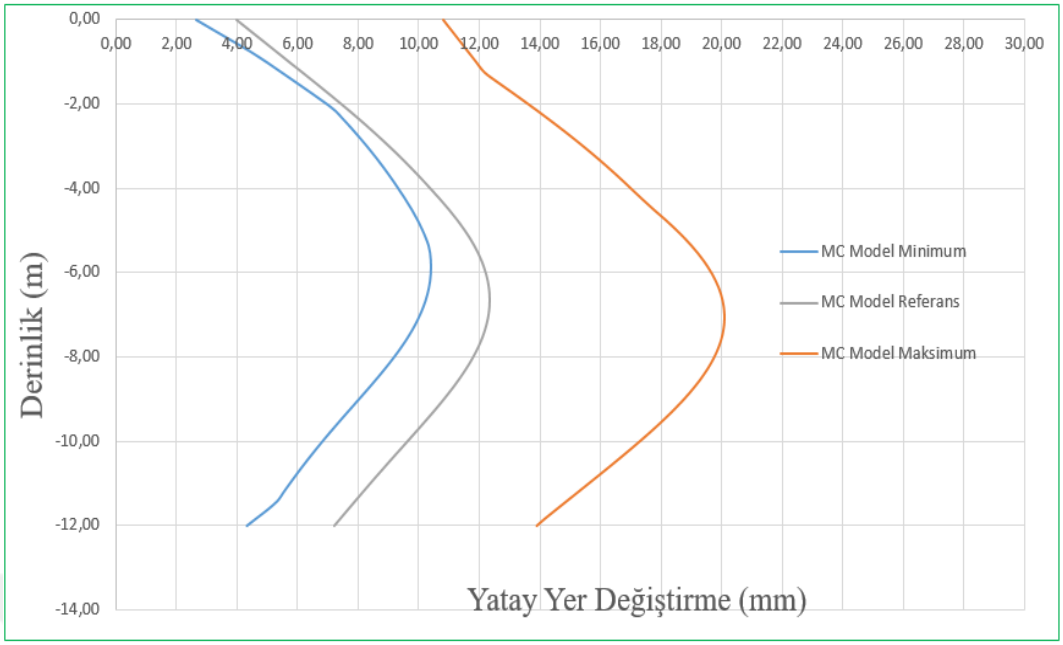
İksa sisteminde meydana gelecek yatay deplasmanların sınırlamasında hem iksa sisteminin kendi stabilitesinin, hem de iksa sistemi etki alanı içindeki mevcut binaların ve yolların stabilitesinin korunması esastır. İksa sisteminin kendi stabilitesi açısından yatay deplasman değeri yatay destekli sistemler için nihai kazı derinliğinin en çok ‰ 2.5 ile ‰ 5.0'i (binde ikibuçuğu ile binde beşi) arasında kalması yönetmelik gereği zorunludur [13].



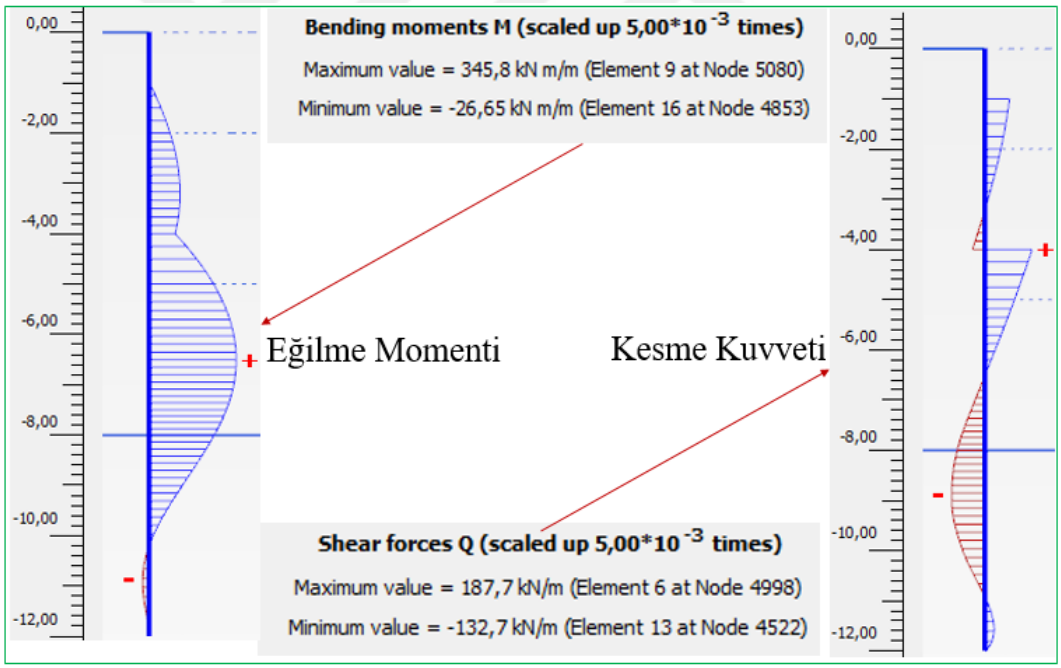
Şekil 7.15. MC model minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman

Nihai kazı derinliği 8 m'dir. Yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasman değeri 20 mm ile 40 mm arasındadır. Maksimum değerlere göre bulunan minimum yatay deplasman 11.02 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman 12.67 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme ise 21.14 mm'dir. Bu durumda bulunan deplasmanlar yönetmeliğin verdiği sınırlar içerisinde kalmaktadır. Şekil 7.16.'da yatay yer değiştirmenin derinlikle ilişkisi Mohr Coulomb malzeme modeline göre verilmiştir.

Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizinin kesme kuvveti ve eğilme momenti açısından sonuçları nasıl etkilediği incelendiğinde referans değerlere göre bulunan eğilme momentinin maksimum değeri 345.8 kNm/m, minimum değeri ise -26.65 kNm/m'dir. Referans değerlere göre bulunan kesme kuvvetinin maksimum değeri 187.7 kN/m, minimum değeri ise -132.7 kN/m dir. Referans değerlere göre bulunan eğilme momenti ve kesme kuvveti Şekil 7.17.'de verilmiştir.



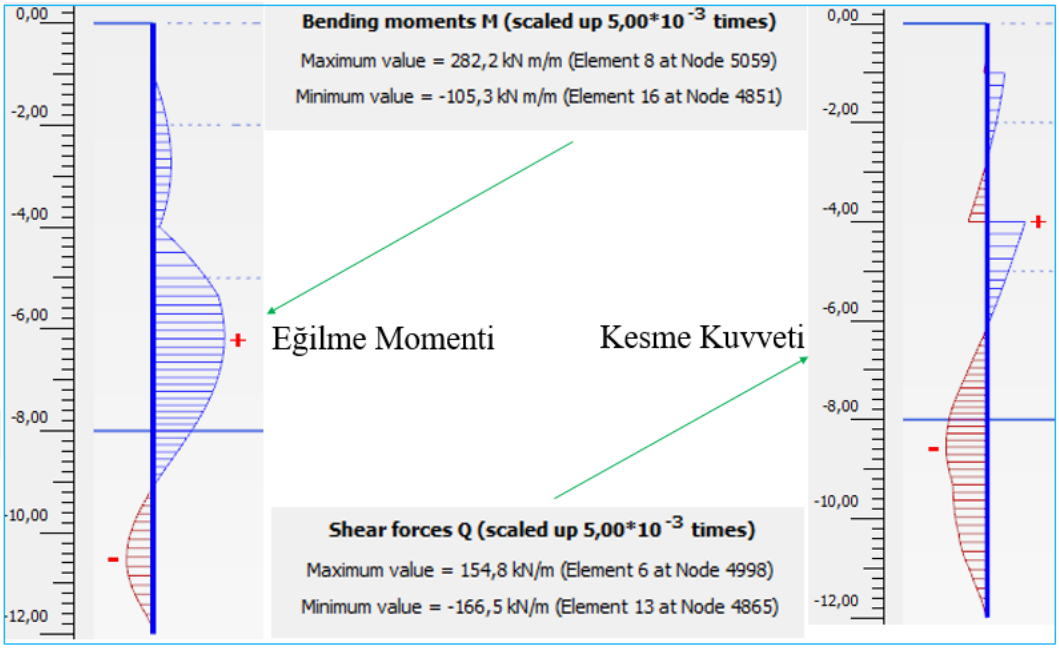
Şekil 7.16. Yatay yer değiştirmelerin derinlikle değişimi



Şekil 7.17. Referans değerlere göre eğilme momenti ve kesme kuvveti

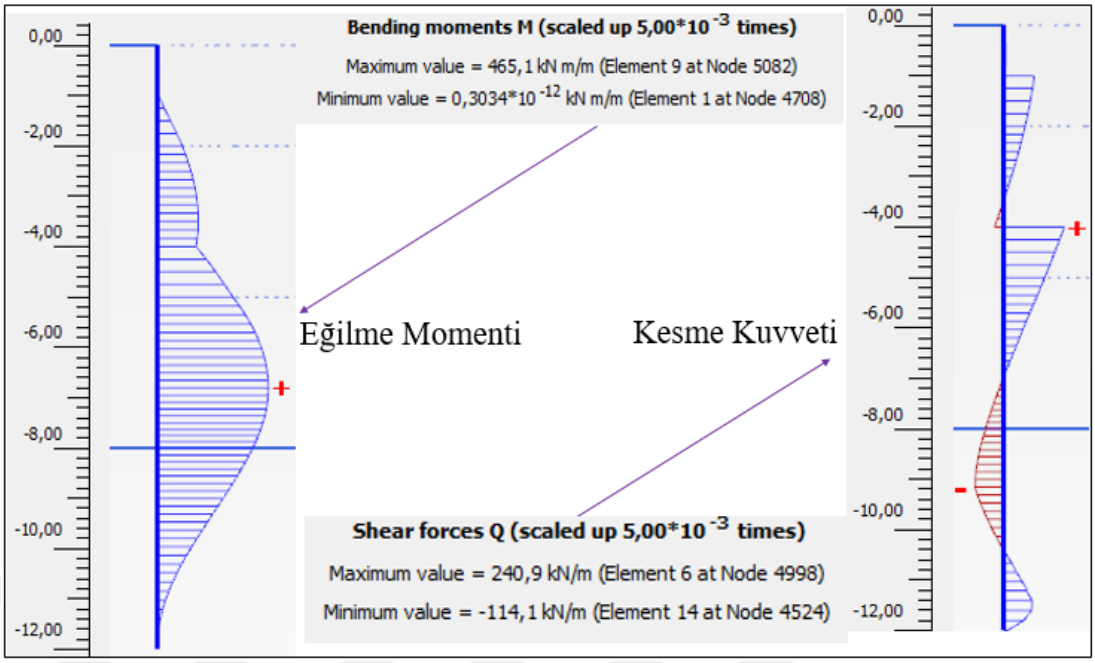
Maksimum değerlere göre bulunan minimum eğilme momentinin maksimum değeri 282.2 kNm/m, minimum değeri ise -105.3 kNm/m'dir. Maksimum değerlere göre bulunan minimum kesme kuvvetinin maksimum değeri 154.8 kN/m, minimum

değeri ise -166.5 kN/m dir. Maksimum değerlere göre bulunan minimum eğilme momenti ve kesme kuvveti Şekil 7.18.'de verilmiştir.



Şekil 7.18. Maksimum değerlere göre minimum EM ve KK

Minimum değerlere göre bulunan maksimum eğilme momentinin maksimum değeri 465.1 kNm/m, minimum değeri ise 0.30 kNm/m'dir. Minimum değerlere göre bulunan maksimum kesme kuvvetinin maksimum değeri 240.9 kN/m, minimum değeri ise -114.1 kN/m'dir. Minimum değerlere göre bulunan maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti Şekil 7.19.'da verilmiştir.



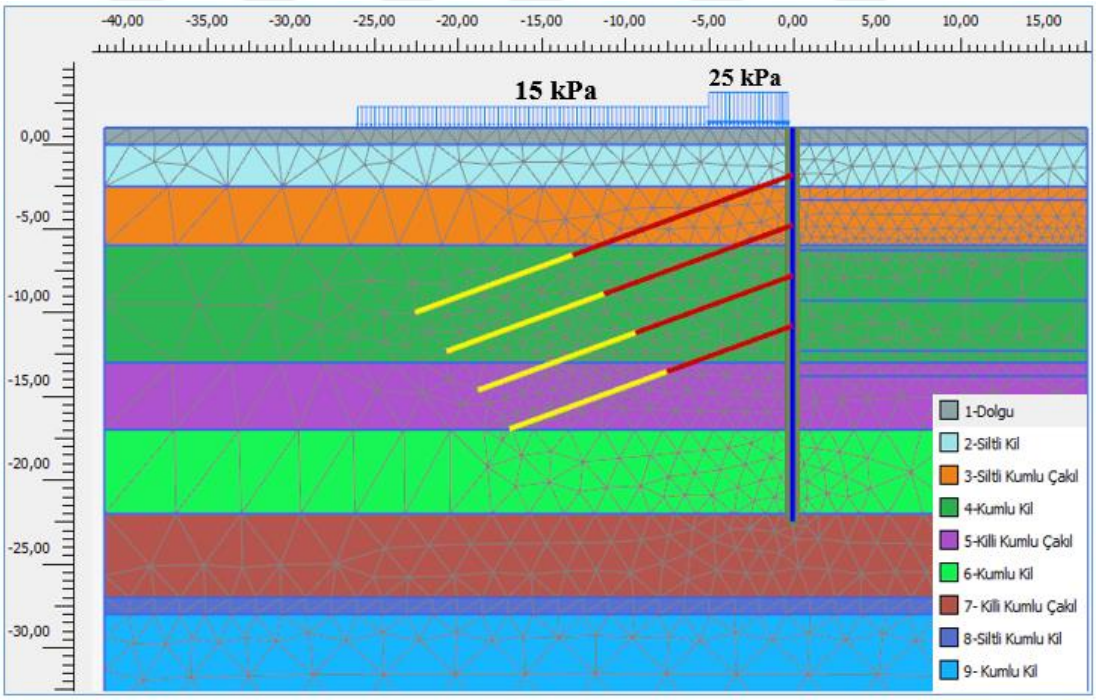
Şekil 7.19. Minimum değerlere göre maksimum EM ve KK

Sonuçlar incelendiğinde zemin özelliklerinin eğilme momenti, kesme kuvveti ve deformasyonu önemli ölçüde etkilediği görülmektedir. Elde edilen analiz sonuçlarına göre geoteknik tasarımlarda parametrelerin belirlenmesinde küçük farklılıkların sonuçları doğrudan etkilediği görülmüştür. Özellikle rijitlikle alakalı elastisite modülü gibi parametrelerin tasarımda seçilirken uygun aralıkta seçilmesi, mümkün ise farklı bilgi kaynaklarına başvurulması (Geoteknik rapor ve uzman bilgisi) sonuçların güvenilirliği açısından oldukça önemlidir.

BÖLÜM 8. VAKA ANALİZİ

8.1. Hardening Soil Small Strain Modeline Göre Çözüm

Vaka analizi İzmir'de alüvyon bir zeminde yapılmıştır. Sondajlardan elde edilen zemin profili incelendiğinde, 1, 0 m arasında dolgu, 0, -2.5 m arasında siltli kil, -2.5, -6 m arasında siltli kumlu çakıl, -6, -13 m arasında kumlu kil, -13, -17 m arasında kumlu killi çakıl, -17, -22 m arasında kumlu kil, -22, -27 m arasında killi kumlu çakıl, -27, -28 m arasında siltli kumlu kil, -28, -38 m arasında kumlu kil belirlenmiştir. Yer altı su seviyesi yüzeyden -2 m aşağıdadır. Kesit modeli Şekil 8.1.'de görülmektedir.



Şekil 8.1. Vaka analizi zemin profili

Derinliği 15.3 m olan kazının güvenli ve kuru ortamda yapılmasını sağlamak için geçirimsiz bir iksa sistemi projelendirilmiştir. İksa düşey elemanları çapı 80 cm olan

ankrajlı diyafram duvarlardan oluşmaktadır. Ayrıca yanal itkilerin karşılanması amacı ile yüksek kapasiteli tek delgi çoklu ankrajlı SBMA ankrajı kullanılmıştır. İmalata başlanmadan önce sahada gerçekleştirilen ön araştırma testleri sonuçlarına göre ankraj kapasiteleri 650 kN olarak belirlenmiştir. Hesaplarda her ankraj kademesi için kazı kotu, ankraj kotunun 1 m altında olacak şekilde dikkate alınmıştır. Tablo 8.1.'de vaka analizi için zemin tabakaları ve Hardening Soil Small Strain (HSS) malzeme modeline bağlı olarak zemin parametreleri görülmektedir.

Tablo 8.1. Vaka analizi (HSS) zemin parametreleri

Derinlik	1;0	0;-2.5	-2.5;-6	-6;-13	-13;-17	-17;-22	-22;-27	-27;-28	-28;-38	m
Zemin Tabakası	D-1	SK-2	SKÇ-3	KK-4	KKÇ-5	KK-6	KKÇ-7	SKK-8	KK-9	
Model	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	-
Tipi	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajsız	-
γ_k	18	18	19	19	20	19	21	19	20	kN/m^3
γ_d	19	19	20	20	21	20	22	20	21	kN/m^3
e_0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
E_{50}^{ref}	12000	8000	15000	10000	25000	22000	50000	30000	40000	kN/m^2
E_{oed}^{ref}	12000	8000	15000	10000	25000	22000	50000	30000	40000	kN/m^2
E_{ur}^{ref}	36000	24000	45000	30000	75000	66000	150000	90000	120000	kN/m^2
m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
c_{ref}'	1	2	1	20	10	15	15	10	10	kN/m^2
φ'	32	26	30	28	34	28	34	28	28	◦
ψ	3	0	0	0	4	0	4	0	0	◦
G_0^{ref}	38600	38000	39600	64000	101200	113000	112000	123000	152000	kN/m^2
$\gamma_{0.7}$	$3*10^{-5}$	$1.2*10^{-4}$	$1.2*10^{-4}$	$2.6*10^{-4}$	$2.4*10^{-4}$	$2.8*10^{-4}$	$3.5*10^{-4}$	$3.3*10^{-4}$	$3.2*10^{-4}$	-
υ_{ur}'	0.2	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	-
K_0^{nc}	0.4701	0.5616	0.5	0.5305	0.4408	0.5305	0.4408	0.5305	0.5305	-
P^{ref}	100	100	100	100	100	100	100	100	100	kN/m^2
R_{int}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	-

Vaka analizinde kullanılan ankraj boyları Tablo 8.2.'de verilmiştir.

Tablo 8.2. Ankraj boyları

Ankraj	Serbest Boy (m)	Kök Boyu (m)
1.sıra	14	10
2.sıra	12	10
3.sıra	10	10
4.sıra	8	10

Analizde kullanılan ankraj çubuğunun özellikleri Tablo 8.3.'de verilmiştir.

Tablo 8.3. Ankraj çubuğunun özellikleri

Ankraj Tipi	6x0.6 inch Süper Tendon, s_h=1.4 m	6x0.6 inch Süper Tendon, s_h=2.0 m	
Parametre	Değer	Değer	Birim
Davranış Tipi	Elastoplastik	Elastoplastik	-
EA	$1.68*10^5$	$1.68*10^5$	kN
L_s	1.4	2	m
$F_{max,tens}$	960	1200	kN
$F_{max,comp}$	960	1200	kN

Analizde kullanılan ankraj kökünün özellikleri özellikleri Tablo 8.4.'de verilmiştir.

Tablo 8.4. Ankraj kökü özellikleri

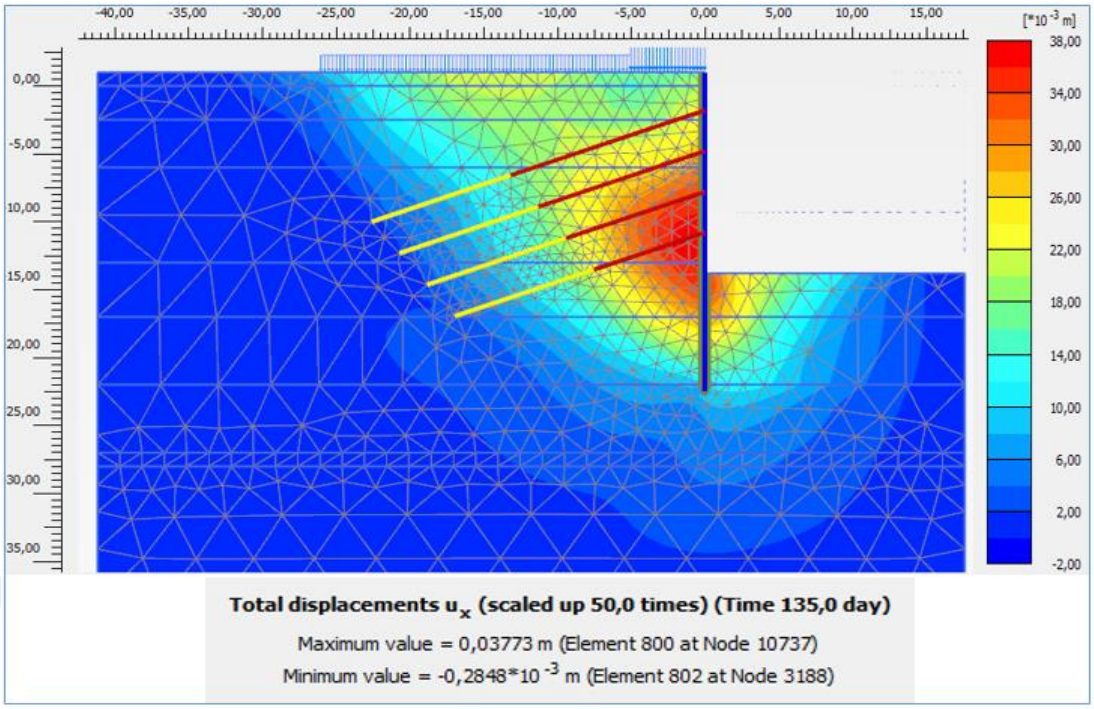
Parametre	Değer	Birim
Davranış tipi	Elastik	-
EA	$6*10^5$	kN/m

Analizde kullanılan diyafram duvarın özellikleri Tablo 8.5.'de verilmiştir.

Tablo 8.5. Diyafram duvar özellikleri

Parametre	**Sembol**	**Değer**	**Birim**
Malzeme türü	*Tipi*	Elastik; Izotrop	-
Normal sertlik	*EA*	$2.4*10^7$	kN/m
Eğilme dayanımı	*EI*	$1.28*10^6$	kN/m^2
Ağırlık	*w*	5	kN/m/m
Çapı	*d*	80	cm
Poisson oranı	*υ*	0.15	-

Vaka analizinde Hardening Soil Small Strain malzeme modeli kullanılarak yapılan analiz sonucunda referans değerlere göre hesaplanan yatay deplasman değeri 37.73 mm olarak bulunmuştur. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.2.'de görülmektedir.



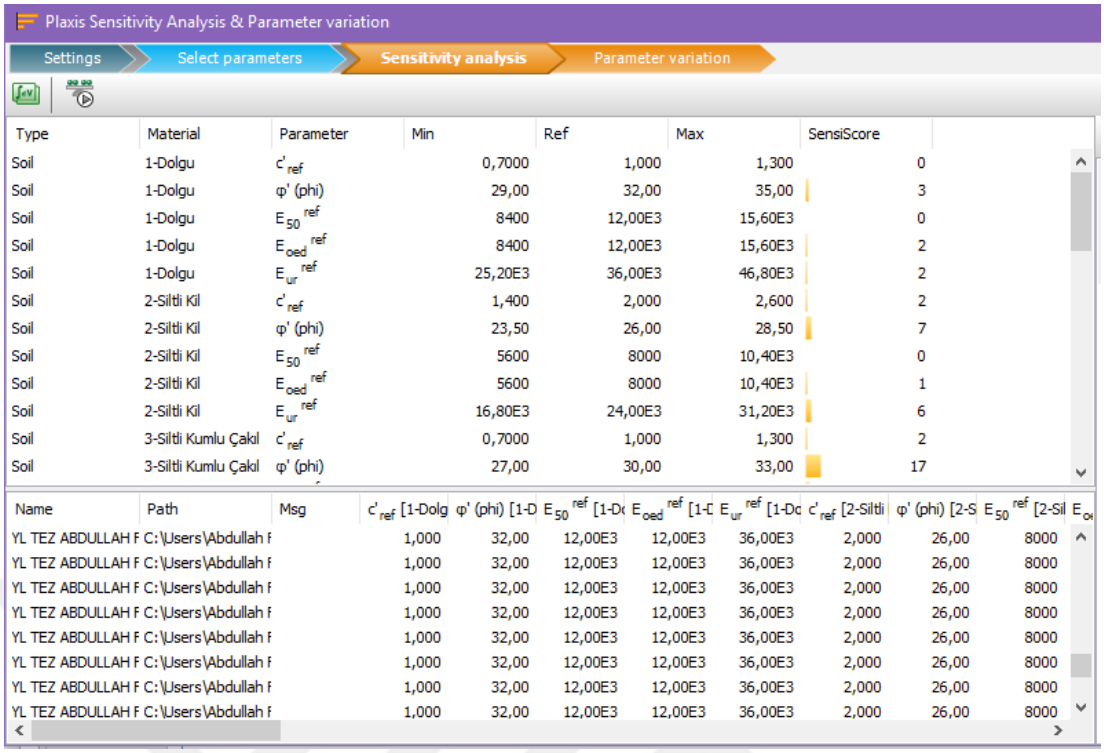
Şekil 8.2. Referans değerlere göre elde edilen yatay deplasmanlar (HSS Model)

Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılması için seçilen değerler ve hassaslık oranı Tablo 8.6.'da görülmektedir. Hassaslık Analizi için değişim katsayısı V(COV)) literatürdeki çalışmalar dikkate alınarak elastisite modülü için %30, kohezyon değeri için %30, içsel sürtünme açısı için %10 alınmıştır.

Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılarak söz konusu değerlerin yerdeğiştirmeler üzerinde nasıl bir etkiye sahip olduğu belirlenmiştir. Bunun için 45 temel değişken üzerinde 2n+1=2*45+1=91 analiz yapılmıştır. Formüldeki +1 referans değerlere göre çözülen analizdir. Analiz sürelerinin tamamlanması 3.5 saat sürmüştür. Hassaslık Analizi sonuçları Şekil 8.3.'de görülmektedir.

Tablo 8.6. Hassaslık Analizi parametreleri ve sonucu (HSS Model)

Analiz Parametreleri		Minimum	Referans	Maksimum	Birim	V(COV)	Hassaslık Oranı
D-1	ϕ	29	32	35	◦	10%	3
	E_{50}^{ref}	8400	12000	15600	kN/m^2	30%	0
	E_{oed}^{ref}	8400	12000	15600	kN/m^2	30%	2
	E_{ur}^{ref}	25200	36000	46800	kN/m^2	30%	2
	c	0.7	1	1.3	kN/m^2	30%	0
SK-2	ϕ	23.5	26	28.5	◦	10%	7
	E_{50}^{ref}	5600	8000	10400	kN/m^2	30%	0
	E_{oed}^{ref}	5600	8000	10400	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	16800	24000	31200	kN/m^2	30%	6
	c	1.4	2	2.6	kN/m^2	30%	2
SKÇ -3	ϕ	27	30	33	◦	10%	17
	E_{50}^{ref}	10500	15000	19500	kN/m^2	30%	5
	E_{oed}^{ref}	10500	15000	19500	kN/m^2	30%	4
	E_{ur}^{ref}	31500	45000	58500	kN/m^2	30%	2
	c	0.7	1	1.3	kN/m^2	30%	2
KK-4	ϕ	25	28	31	◦	10%	6
	E_{50}^{ref}	7000	10000	13000	kN/m^2	30%	2
	E_{oed}^{ref}	7000	10000	13000	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	21000	30000	39000	kN/m^2	30%	7
	c	14	20	26	kN/m^2	30%	7
SKÇ-5	ϕ	30.5	34	37.5	◦	10%	4
	E_{50}^{ref}	17500	25000	32500	kN/m^2	30%	3
	E_{oed}^{ref}	17500	25000	32500	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	52500	75000	97500	kN/m^2	30%	1
	c	7	10	13	kN/m^2	30%	3
KK-6	ϕ	25	28	31	◦	10%	2
	E_{50}^{ref}	15400	22000	28600	kN/m^2	30%	2
	E_{oed}^{ref}	15400	22000	28600	kN/m^2	30%	0
	E_{ur}^{ref}	46200	66000	85800	kN/m^2	30%	1
	c	10.5	15	19.5	kN/m^2	30%	1
KKÇ-7	ϕ	30.5	34	37.5	◦	10%	2
	E_{50}^{ref}	35000	50000	65000	kN/m^2	30%	3
	E_{oed}^{ref}	35000	50000	65000	kN/m^2	30%	0
	E_{ur}^{ref}	105000	150000	195000	kN/m^2	30%	0
	c	10.5	15	19.5	kN/m^2	30%	1
SKÇ-8	ϕ	25	28	31	◦	10%	0
	E_{50}^{ref}	21000	30000	39000	kN/m^2	30%	0
	E_{oed}^{ref}	21000	30000	39000	kN/m^2	30%	0
	E_{ur}^{ref}	63000	90000	117000	kN/m^2	30%	0
	c	7	10	13	kN/m^2	30%	0
KK-9	ϕ	25	28	31	◦	10%	0
	E_{50}^{ref}	28000	40000	52000	kN/m^2	30%	0
	E_{oed}^{ref}	28000	40000	52000	kN/m^2	30%	0
	E_{ur}^{ref}	84000	120000	156000	kN/m^2	30%	0
	c	14	20	26	kN/m^2	30%	0



Plaxis Sensitivity Analysis & Parameter variation

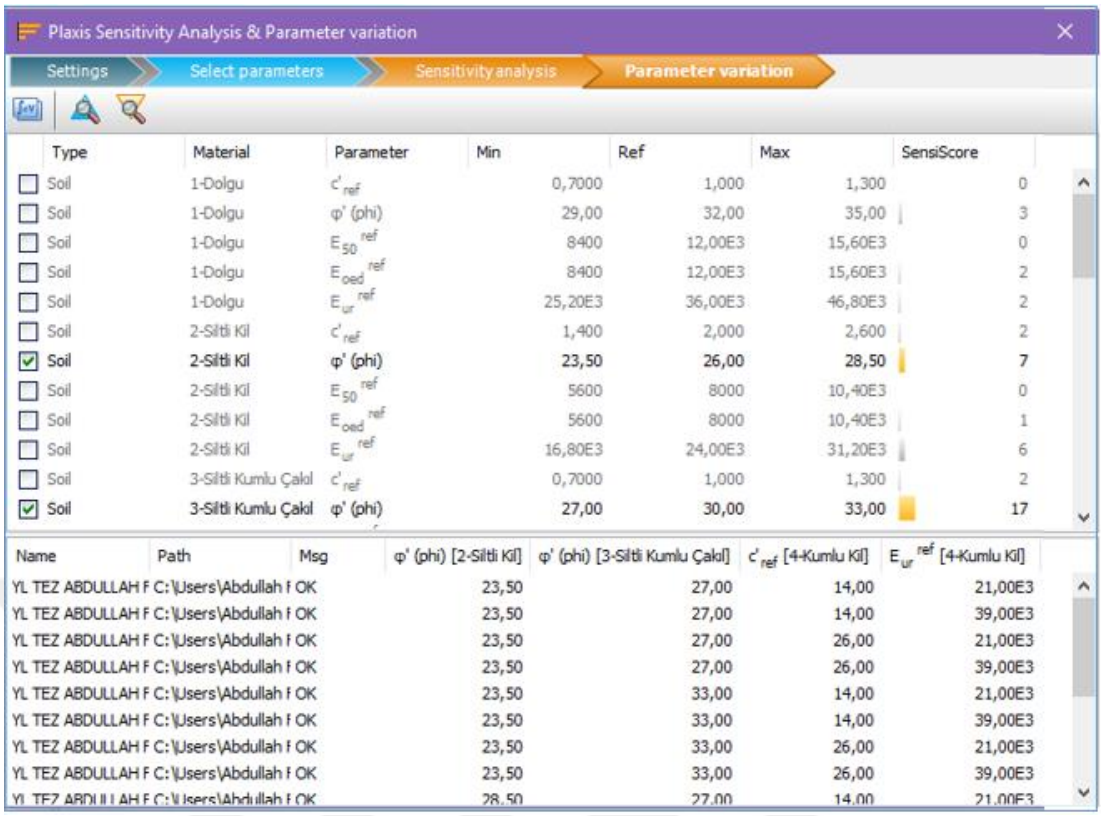
Settings | Select parameters | Sensitivity analysis | Parameter variation

Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	1-Dolgu	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	0
Soil	1-Dolgu	φ' (phi)	29,00	32,00	35,00	3
Soil	1-Dolgu	E_{50}^{ref}	8400	12,00E3	15,60E3	0
Soil	1-Dolgu	E_{oed}^{ref}	8400	12,00E3	15,60E3	2
Soil	1-Dolgu	E_{ur}^{ref}	25,20E3	36,00E3	46,80E3	2
Soil	2-Siltli Kil	c'_{ref}	1,400	2,000	2,600	2
Soil	2-Siltli Kil	φ' (phi)	23,50	26,00	28,50	7
Soil	2-Siltli Kil	E_{50}^{ref}	5600	8000	10,40E3	0
Soil	2-Siltli Kil	E_{oed}^{ref}	5600	8000	10,40E3	1
Soil	2-Siltli Kil	E_{ur}^{ref}	16,80E3	24,00E3	31,20E3	6
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	2
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	33,00	17

Name	Path	Msg	c'_{ref} [1-Dolg	φ' (phi) [1-D	E_{50}^{ref} [1-D	E_{oed}^{ref} [1-D	E_{ur}^{ref} [1-D	c'_{ref} [2-Siltli	φ' (phi) [2-S	E_{50}^{ref} [2-Sil	E_{oe}
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,00	8000	

Şekil 8.3. Hassaslık Analizi sonucu (HSS Model)

Daha sonra etkisi eşik değeri olarak seçilen %7'den daha az olan parametreler ihmal edilerek geriye kalan parametrelerle Parametre Değişimi Analizi yapılmıştır. Parametre Değişimi Analizi için 4 parametre seçilmiştir. Bunlar SK-2 tabakasının içsel sürtünme açısı, SKÇ-3 tabakasının içsel sürtünme açısı, KK-4 tabakasının kohezyon değeri ve KK-4 tabakasının üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliğidir. Parametre değişimi analiz için $2^n+1=2^4+1=17$ analiz gerçekleşmiştir. Buradaki +1 referans değerlere göre yapılan analizdir. Eğer Hassaslık Analizi yapılmadan doğrudan Parametre Değişimi Analizi yapılması durumunda $2^{45}+1$ analiz yapılması gerekecekti, her analiz için çözüm süresinin yaklaşık 2 dakika olduğu göz önünde bulundurulursa toplamda $\frac{(2^{45}+1)*2}{60*24*365} \approx$ 133.8 milyon yıl gibi kabul edilemeyecek bir süre ortaya çıkacaktı, Hassaslık Analizi sayesinde çözülmesi gereken model sayısı 17'ye düşmüş ve çözümler 40 dakikada tamamlanmıştır. Şekil 8.4.'de Parametre Değişimi Analizi görülmektedir.

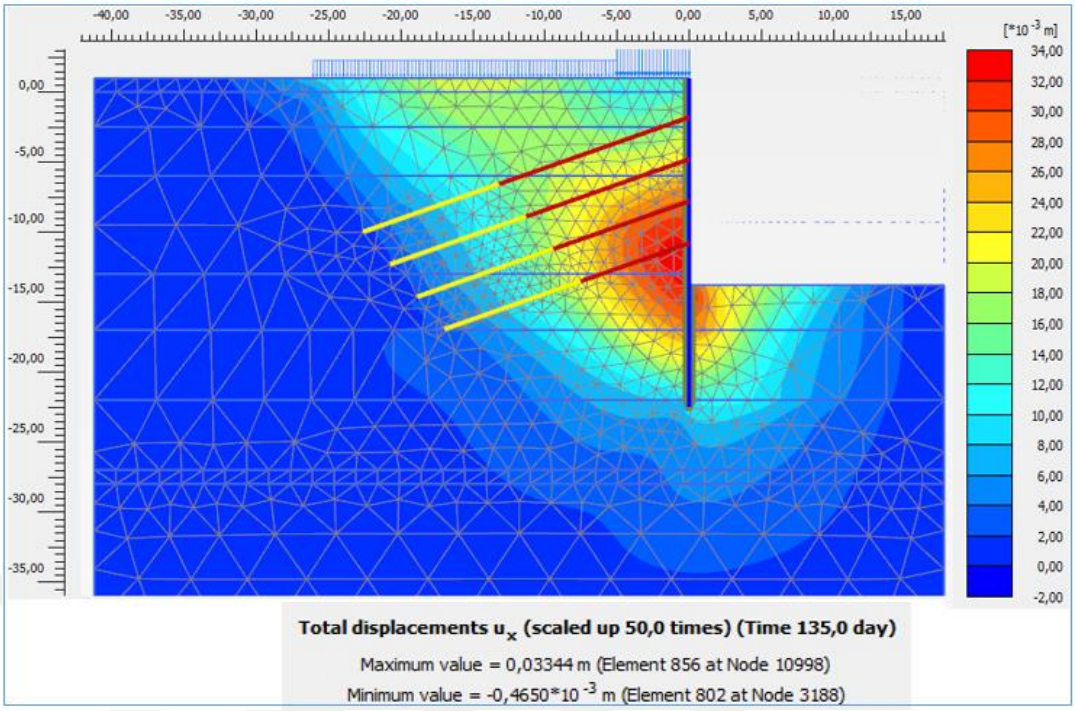


Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	1-Dolgu	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	0
Soil	1-Dolgu	φ' (phi)	29,00	32,00	35,00	3
Soil	1-Dolgu	E_{50}^{ref}	8400	12,00E3	15,60E3	0
Soil	1-Dolgu	E_{oed}^{ref}	8400	12,00E3	15,60E3	2
Soil	1-Dolgu	E_{ur}^{ref}	25,20E3	36,00E3	46,80E3	2
Soil	2-Siltli Kil	c'_{ref}	1,400	2,000	2,600	2
Soil	2-Siltli Kil	φ' (phi)	23,50	26,00	28,50	7
Soil	2-Siltli Kil	E_{50}^{ref}	5600	8000	10,40E3	0
Soil	2-Siltli Kil	E_{oed}^{ref}	5600	8000	10,40E3	1
Soil	2-Siltli Kil	E_{ur}^{ref}	16,80E3	24,00E3	31,20E3	6
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	2
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	33,00	17

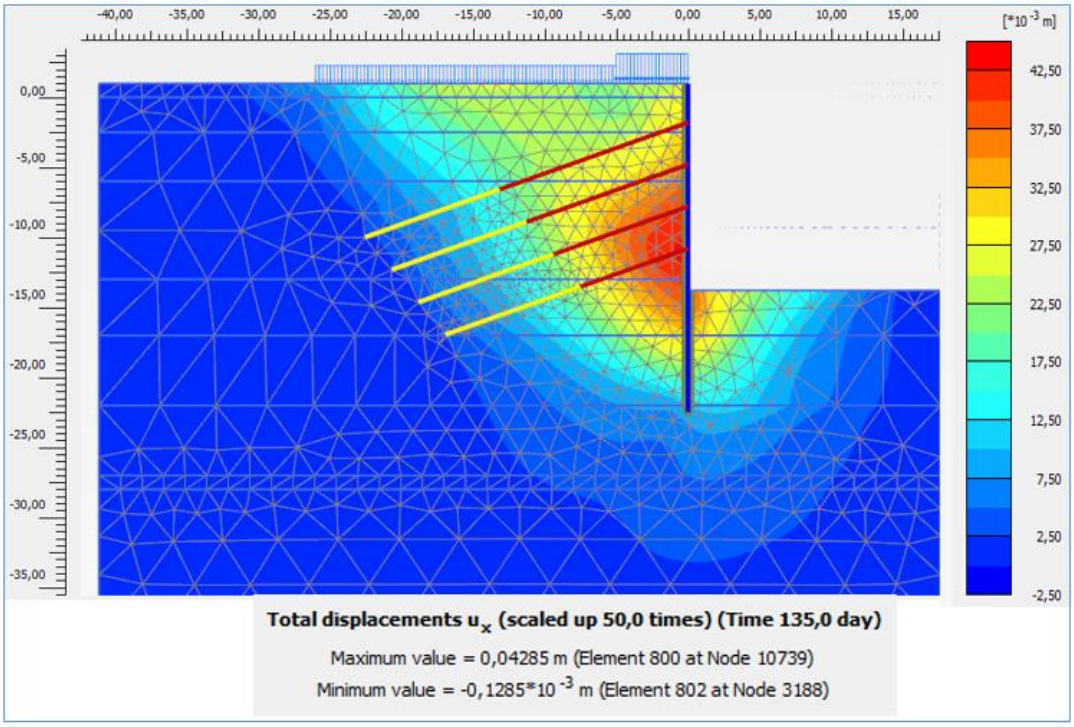
Name	Path	Msg	φ' (phi) [2-Siltli Kil]	φ' (phi) [3-Siltli Kumlu Çakıl]	c'_{ref} [4-Kumlu Kil]	E_{ur}^{ref} [4-Kumlu Kil]
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	27,00	14,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	27,00	14,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	27,00	26,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	27,00	26,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	33,00	14,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	33,00	14,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	33,00	26,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	23,50	33,00	26,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	28,50	27,00	14,00	21,00E3

Şekil 8.4. Parametre Değişimi Analizi sonucu (HSS Model)

Parametre değerlerinin belirli varyasyon katsayısı ile artırılması sonucu oluşan maksimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda minimum yatay yer değiştirme 33.44 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.5.'de verilmiştir. Minimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme 42.85 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.6.'da verilmiştir.



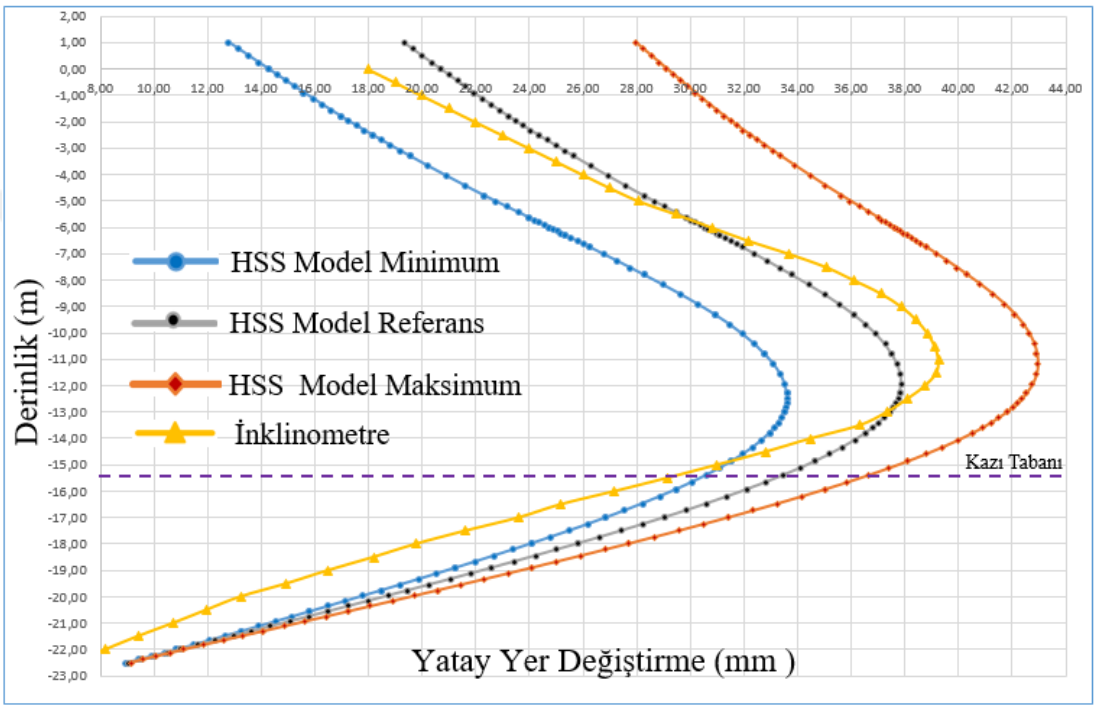
Şekil 8.5. Maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman (HSS)



Şekil 8.6. Minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman (HSS)

Nihai kazı derinliği 15.3 m'dir. Yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasman değeri 38.25 mm ile 76.5 mm arasındadır. Maksimum değerlere göre bulunan

minimum yatay deplasman 33.44 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman 37.73 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme ise 42.85 mm'dir. Bu durumda bulunan deplasmanlar yönetmeliğin verdiği sınırlar içerisinde kalmaktadır. Şekil 8.7.'de inklinometre ölçümleri ile birlikte yatay yer değiştirmenin derinlikle ilişkisi Hardening Soil Small Strain (HSS) malzeme modeline göre verilmiştir.



Şekil 8.7. Yatay yer değiştirme derinlikle değişimi (HSS)

8.2. Mohr Coulomb modeline Göre Çözüm

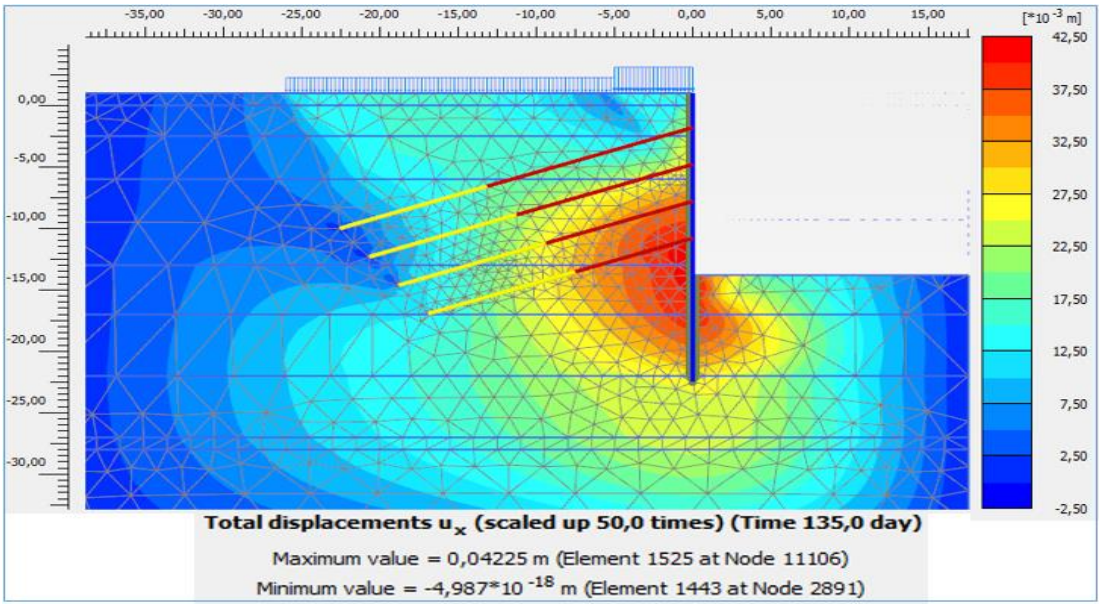
Tablo 8.7.'de vaka analizi için zemin tabakaları ve Mohr Coulomb (MC) malzeme modeline bağlı olarak zemin parametreleri görülmektedir.

Tablo 8.7. Vaka analizi (MC) zemin parametreleri

Derinlik	1;0	0;-2.5	-2.5;-6	-6;-13	-13;-17	-17;-22	-22;-27	-27;-28	-28;-38	m
Zemin Tabakası	D-1	SK-2	SKÇ-3	KK-4	KKÇ-5	KK-6	KKÇ-7	SKK-8	KK-9	
Model	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	MC	-
Tipi	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajsız	-
γ_k	18	18	19	19	20	19	21	19	20	kN/m^3
γ_d	19	19	20	20	21	20	22	20	21	kN/m^3
e_0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
E	12000	8000	15000	10000	25000	22000	50000	30000	40000	kN/m^2
m	0.5	0.5	0.5	0,5	0.5	0.5	0,5	0.5	0.5	-
c_{ref}'	1	2	1	20	10	15	15	10	10	kN/m^2
φ'	32	26	30	28	34	28	34	28	28	◦
ψ	3	0	0	0	4	0	4	0	0	◦
υ_{ur}'	0.2	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	-
K_0^{nc}	0.4701	0.5616	0.5	0.5305	0.4408	0.5305	0.4408	0.5305	0.5305	-
P^{ref}	100	100	100	100	100	100	100	100	100	kN/m^2
R_{int}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	-

Vaka analizinde kullanılan ankraj boyları Tablo 8.2.'de, ankraj çubuğunun özellikleri Tablo 8.3.'de, ankraj kökünün özellikleri Tablo 8.4.'de, diyafram duvarın özellikleri Tablo 8.5.'de verilmiştir.

Vaka analizinde Mohr Coulomb malzeme modeli kullanılarak yapılan analiz sonucunda referans değerlere göre hesaplanan yatay deplasman değeri 42.25 mm olarak bulunmuştur. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.8.'de verilmiştir.



Şekil 8.8. Referans değerlere göre yatay deplasmanlar (MC Model)

Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılması için seçilen değerler ve hassaslık oranı Tablo 8.12.'de görülmektedir. Hassaslık Analizi için değişim katsayısı V(COV)) literatürdeki çalışmalar dikkate alınarak elastisite modülü için %30, kohezyon değeri için %30, içsel sürtünme açısı için %10 alınmıştır.

Tablo 8.8. Hassaslık Analizi parametreleri ve sonucu (MC Model)

Analiz Parametreleri		Minimum	Referans	Maksimum	Birim	V(COV)	Hassaslık Oranı
D-1	ϕ	29	32	35	◦	10%	3
	E	8400	12000	15600	kN/m^2	30%	0
	c	0.7	1	1.3	kN/m^2	30%	0
SK-2	ϕ	23.5	26	28.5	◦	10%	7
	E	5600	8000	10400	kN/m^2	30%	0
	c	1.4	2	2.6	kN/m^2	30%	2
SKÇ -3	ϕ	27	30	33	◦	10%	17
	E	10500	15000	19500	kN/m^2	30%	5
	c	0.7	1	1.3	kN/m^2	30%	2
KK-4	ϕ	25	28	31	◦	10%	6
	E	7000	10000	13000	kN/m^2	30%	2
	c	14	20	26	kN/m^2	30%	7
SKÇ-5	ϕ	30.5	34	37.5	◦	10%	4
	E	17500	25000	32500	kN/m^2	30%	3
	c	7	10	13	kN/m^2	30%	3
KK-6	ϕ	25	28	31	◦	10%	2
	E	15400	22000	28600	kN/m^2	30%	2
	c	10.5	15	19.5	kN/m^2	30%	1
KKÇ-7	ϕ	30.5	34	37.5	◦	10%	2
	E	35000	50000	65000	kN/m^2	30%	3
	c	10.5	15	19.5	kN/m^2	30%	1

Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılarak söz konusu değerlerin yerdeğiştirmeler üzerinde nasıl bir etkiye sahip olduğu belirlenmiştir. Hardening Soil Small Strain modelinde SKK-8 ve KK-9 tabakasının Hassaslık Analizi sonucu 0 çıkmıştı, yani bu iki tabakanın parametrelerindeki değişiminin sonuçlara etkisinin olmadığı görülmüştür.

Bunun için Mohr Coulomb modeli Hassaslık Analizinde bu iki tabaka hesaba katılmamıştır. Sonuç olarak 21 temel değişken üzerinde 2n+1=2*21+1=43 analiz yapılmıştır. Formüldeki +1 referans değerlere göre çözülen analizdir. Analiz süresi 1 saat 50 dakika sürmüştür. Hassaslık Analizi sonuçları Şekil 8.9.'da görülmektedir.

Plaxis Sensitivity Analysis & Parameter variation

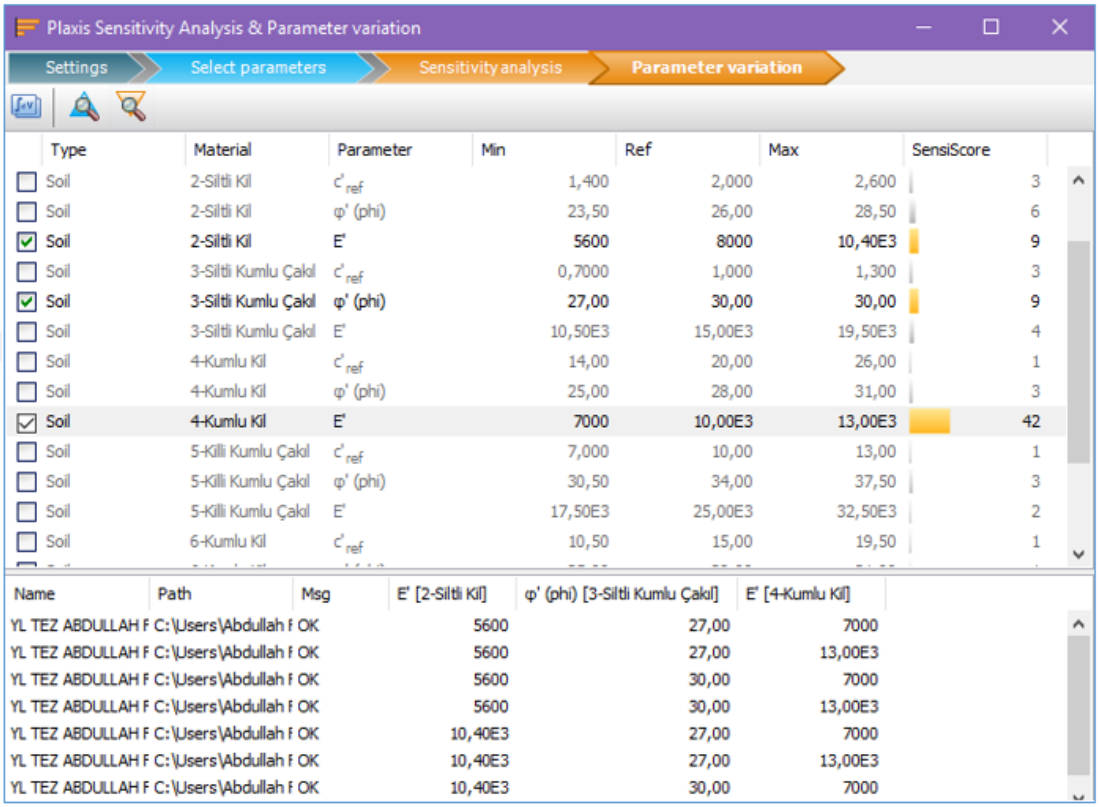
Settings | Select parameters | Sensitivity analysis | Parameter variation

Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	1-Dolgu	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	0
Soil	1-Dolgu	φ' (phi)	29,00	32,00	35,00	2
Soil	1-Dolgu	E'	8400	12,00E3	15,60E3	4
Soil	2-Siltli Kil	c'_{ref}	1,400	2,000	2,600	3
Soil	2-Siltli Kil	φ' (phi)	23,50	26,00	28,50	6
Soil	2-Siltli Kil	E'	5600	8000	10,40E3	9
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	3
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	30,00	9
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E'	10,50E3	15,00E3	19,50E3	4
Soil	4-Kumlu Kil	c'_{ref}	14,00	20,00	26,00	1
Soil	4-Kumlu Kil	φ' (phi)	25,00	28,00	31,00	3
Soil	4-Kumlu Kil	E'	7000	10,00E3	13,00E3	42
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	c'_{ref}	7,000	10,00	13,00	1
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	φ' (phi)	30,50	34,00	37,50	3
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	E'	17,50E3	25,00E3	32,50E3	2
Soil	6-Kumlu Kil	c'_{ref}	10,50	15,00	19,50	1
Soil	6-Kumlu Kil	φ' (phi)	25,00	28,00	31,00	1
Soil	6-Kumlu Kil	E'	15,40E3	22,00E3	28,60E3	0
Soil	7- Killi Kumlu Çakıl	c'_{ref}	10,50	15,00	19,50	1
Soil	7- Killi Kumlu Çakıl	φ' (phi)	30,50	34,00	37,50	1
Soil	7- Killi Kumlu Çakıl	E'	35,00E3	50,00E3	65,00E3	3

Şekil 8.9. Hassaslık Analizi sonucu (MC Model)

Daha sonra etkisi eşik değeri olarak seçilen %7'den daha az olan parametreler ihmal edilerek geriye kalan parametrelerle Parametre Değişimi Analizi yapılmıştır. Parametre Değişimi Analizi için 3 parametre seçilmiştir. Bunlar SK-2 tabakasının elastisite modülü, SKÇ-3 tabakasının içsel sürtünme açısı ve KK-4 tabakasının elastisite modülü değeridir. Parametre Değişimi Analizi için $2^n+1=2^3+1=9$ analiz gerçekleşmiştir. Buradaki +1 referans değerlere göre yapılan analizdir. Eğer Hassaslık Analizi yapılmadan doğrudan Parametre Değişimi Analizi yapılması durumunda $2^{21}+1$ analiz yapılması gerekecekti, her analiz için çözüm süresinin yaklaşık 2 dakika olduğu göz önünde bulundurulursa analiz süresi toplamda

$\frac{(2^{21}+1)*2}{60*24*365} \approx 8$ yıl gibi kabul edilemez bir süre ortaya çıkacaktı, Hassaslık Analizi sayesinde çözülmesi gereken model sayısı 9'a düşmüş ve çözümler 20 dakika sürmüştür. Şekil 8.10.'da Parametre Değişimi Analizi görülmektedir



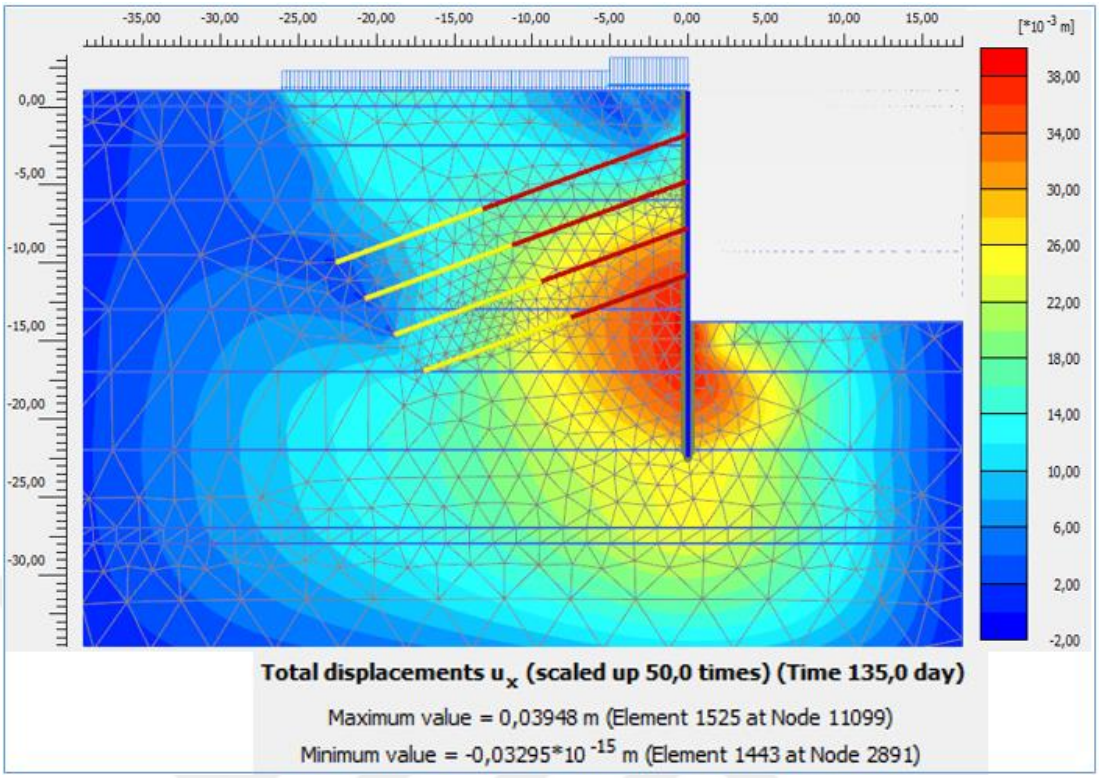
Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	2-Siltli Kil	c'_{ref}	1,400	2,000	2,600	3
Soil	2-Siltli Kil	φ' (phi)	23,50	26,00	28,50	6
Soil	2-Siltli Kil	E'	5600	8000	10,40E3	9
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	3
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	30,00	9
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E'	10,50E3	15,00E3	19,50E3	4
Soil	4-Kumlu Kil	c'_{ref}	14,00	20,00	26,00	1
Soil	4-Kumlu Kil	φ' (phi)	25,00	28,00	31,00	3
Soil	4-Kumlu Kil	E'	7000	10,00E3	13,00E3	42
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	c'_{ref}	7,000	10,00	13,00	1
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	φ' (phi)	30,50	34,00	37,50	3
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	E'	17,50E3	25,00E3	32,50E3	2
Soil	6-Kumlu Kil	c'_{ref}	10,50	15,00	19,50	1

Name	Path	Msg	E' [2-Siltli Kil]	φ' (phi) [3-Siltli Kumlu Çakıl]	E' [4-Kumlu Kil]
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	5600	27,00	7000
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	5600	27,00	13,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	5600	30,00	7000
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	5600	30,00	13,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	10,40E3	27,00	7000
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	10,40E3	27,00	13,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	10,40E3	30,00	7000

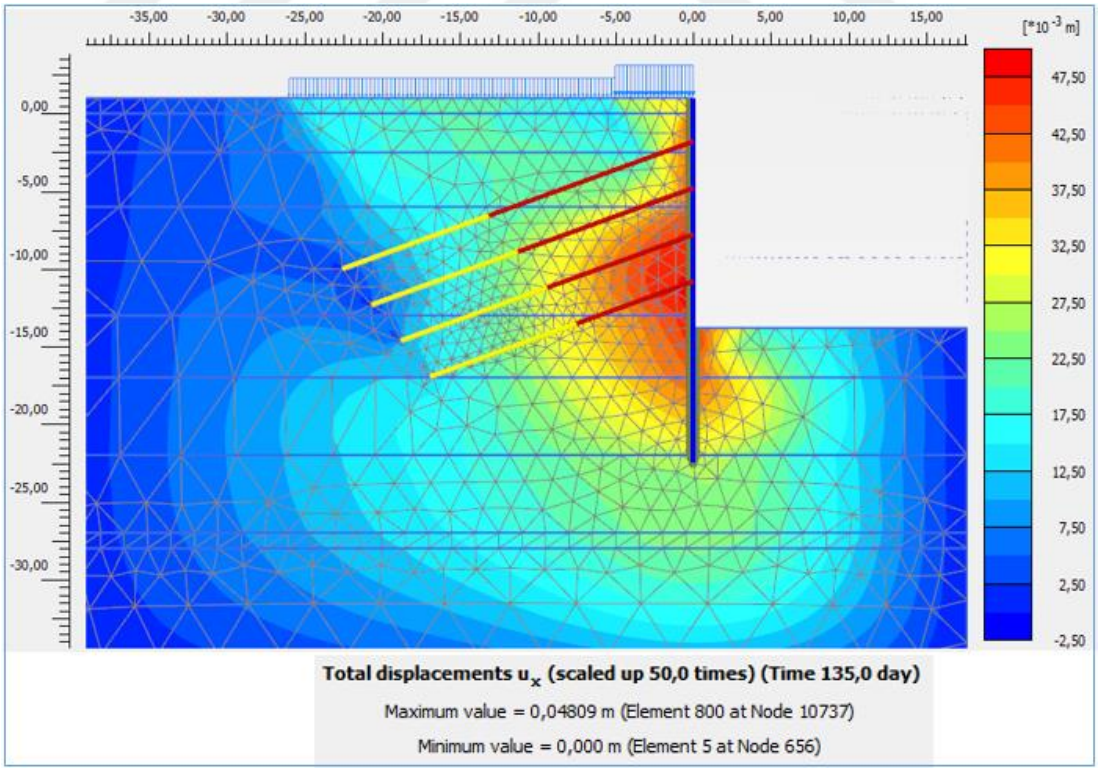
Şekil 8.10. Parametre Değişimi Analizi sonucu (MC Model)

Değerlerin belirli varyasyon katsayısı ile artırılması sonucu oluşan maksimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda minimum yatay yer değiştirme 39.48 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.11.'de verilmiştir.

Minimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda maksimum yatay yer değiştirme 48.09 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.12.'de verilmiştir.

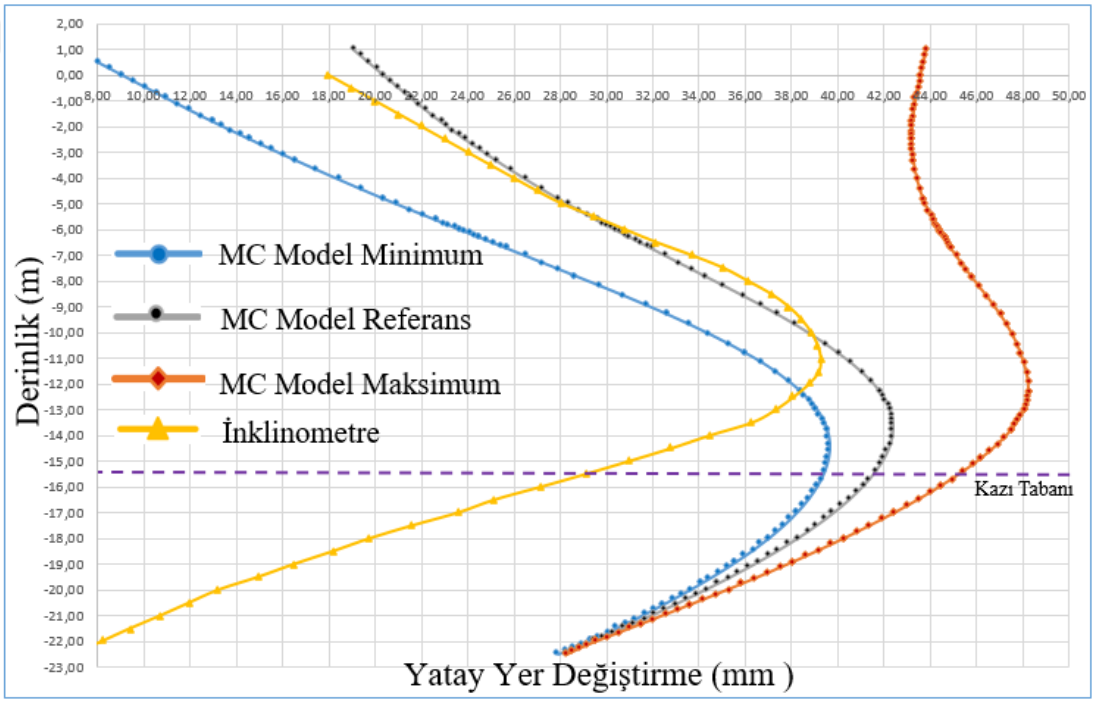


Şekil 8.11. Maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman (MC Model)



Şekil 8.12. Minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman (MC Model)

Nihai kazı derinliği 15.3 m'dir. Yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasman değeri 38.25 mm ile 76.5 mm arasındadır. Maksimum değerlere göre bulunan minimum yatay deplasman 39.48 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman 42.25 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme ise 48.09 mm'dir. Bu durumda bulunan deplasmanlar yönetmeliğin verdiği sınırlar içerisinde kalmaktadır. Şekil 8.13.'de inklinometre ölçümleri ile birlikte yatay yer değiştirmenin derinlikle ilişkisi Mohr Coulomb malzeme modeline göre verilmiştir. Bulunan değerler yönetmeliğin izin verdiği sınırlar içerisinde kalmıştır, ancak inklinometre ölçümleri ile uyumlu değildir.



Şekil 8.13. Yatay yer değiştirme derinlikle değişimi (MC Model)

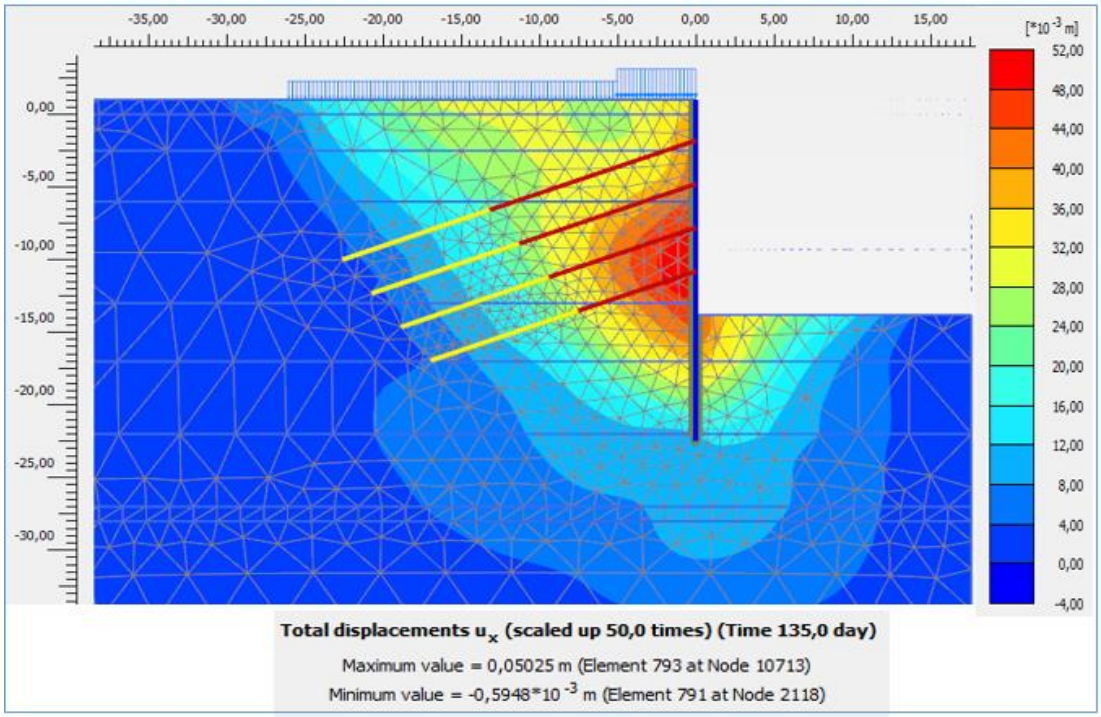
8.3. Hardening Soil Modeline Göre Çözüm

Tablo 8.10'da vaka analizi için zemin tabakaları ve Hardening Soil (HS) malzeme modeline bağlı olarak zemin parametreleri görülmektedir. Analizde kullanılan ankraj boyları Tablo 8.2.'de, ankraj çubuğunun özellikleri Tablo 8.3.'de, ankraj kökünün özellikleri Tablo 8.4.'de, diyafram duvarın özellikleri Tablo 8.5.'de verilmiştir.

Tablo 8.9. Vaka analizi (HS) zemin parametreleri

Derinlik	1;0	0;-2.5	-2.5;-6	-6;-13	-13;-17	-17;-22	-22;-27	-27;-28	-28;-38	m
Zemin Tabakası	D-1	SK-2	SKÇ-3	KK-4	KKÇ-5	KK-6	KKÇ-7	SKK-8	KK-9	
Model	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	HSS	-
Tipi	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajsız	-
γ_k	18	18	19	19	20	19	21	19	20	kN/m^3
γ_d	19	19	20	20	21	20	22	20	21	kN/m^3
e_0	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
E_{50}^{ref}	12000	8000	15000	10000	25000	22000	50000	30000	40000	kN/m^2
E_{oed}^{ref}	12000	8000	15000	10000	25000	22000	50000	30000	40000	kN/m^2
E_{ur}^{ref}	36000	24000	45000	30000	75000	66000	150000	90000	120000	kN/m^2
m	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	-
c_{ref}'	1	2	1	20	10	15	15	10	10	kN/m^2
φ'	32	26	30	28	34	28	34	28	28	◦
ψ	3	0	0	0	4	0	4	0	0	◦
υ_{ur}'	0.2	0.2	0.2	0.3	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	-
K_0^{nc}	0.4701	0.5616	0.5	0.5305	0.4408	0.5305	0.4408	0.5305	0.5305	-
P^{ref}	100	100	100	100	100	100	100	100	100	kN/m^2
R_{int}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	-

Vaka analizinde Hardening Soil malzeme modeli kullanılarak yapılan analiz sonucunda referans değerlere göre hesaplanan yatay deplasman değeri 50.25 mm olarak bulunmuştur. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.14.'de görülmektedir.



Şekil 8.14. Referans değerlere göre yatay deplasmanlar (HS Model)

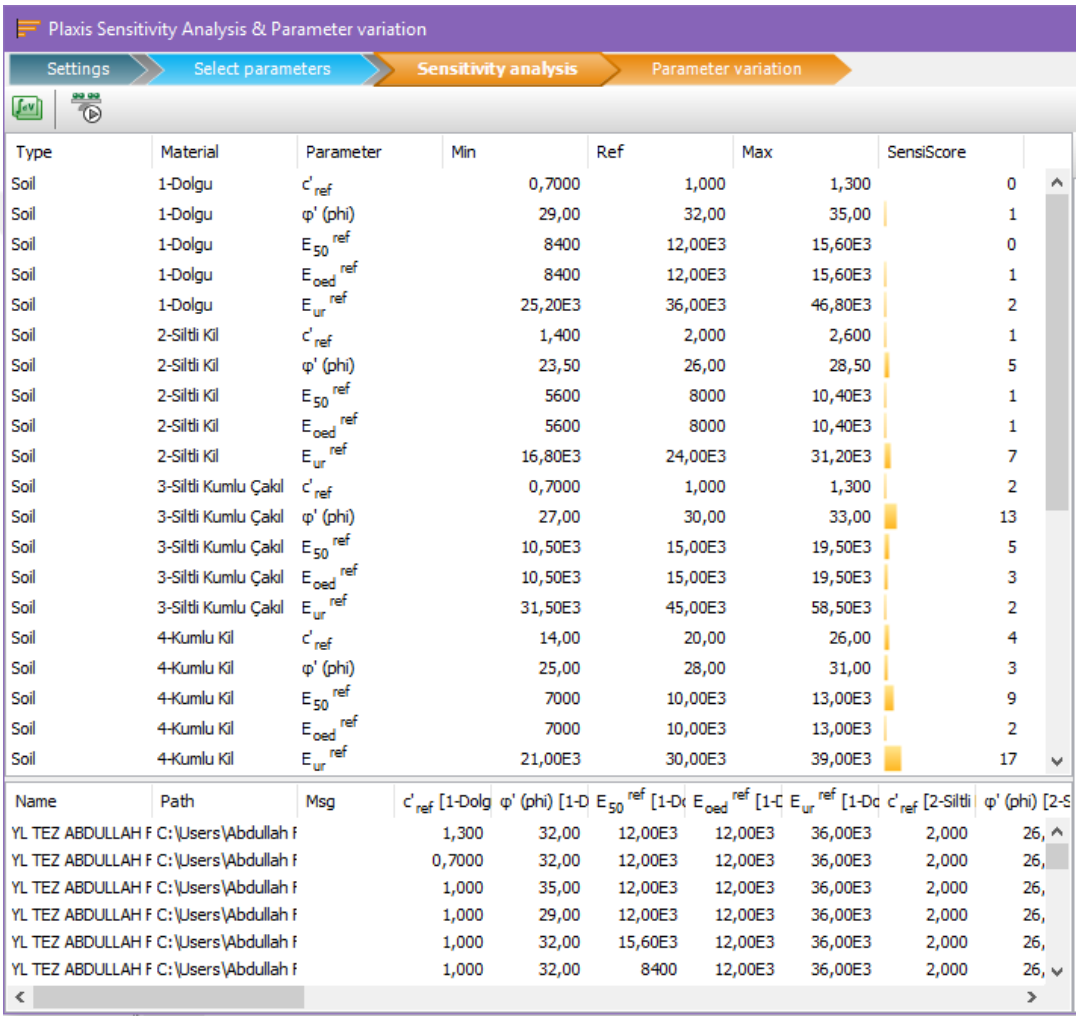
Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılması için seçilen değerler ve hassaslık oranı Tablo 8.10.'da görülmektedir. Hassaslık Analizi için değişim katsayısı V(COV)) literatürdeki çalışmalar dikkate alınarak elastisite modülü için %30, kohezyon değeri için %30, içsel sürtünme açısı için %10 alınmıştır.

Tablo 8.10. Hassaslık Analizi parametreleri ve sonucu (HS Model)

Analiz Parametreleri		Minimum	Referans	Maksimum	Birim	V(COV)	Hassaslık Oranı
D-1	ϕ	29	32	35	◦	10%	1
	E_{50}^{ref}	8400	12000	15600	kN/m^2	30%	0
	E_{oed}^{ref}	8400	12000	15600	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	25200	36000	46800	kN/m^2	30%	2
	c	0.7	1	1.3	kN/m^2	30%	0
SK-2	ϕ	23.5	26	28.5	◦	10%	5
	E_{50}^{ref}	5600	8000	10400	kN/m^2	30%	1
	E_{oed}^{ref}	5600	8000	10400	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	16800	24000	31200	kN/m^2	30%	7
	c	1.4	2	2.6	kN/m^2	30%	1
SKÇ -3	ϕ	27	30	33	◦	10%	13
	E_{50}^{ref}	10500	15000	19500	kN/m^2	30%	5
	E_{oed}^{ref}	10500	15000	19500	kN/m^2	30%	3
	E_{ur}^{ref}	31500	45000	58500	kN/m^2	30%	2
	c	0.7	1	1.3	kN/m^2	30%	2
KK-4	ϕ	25	28	31	◦	10%	3
	E_{50}^{ref}	7000	10000	13000	kN/m^2	30%	9
	E_{oed}^{ref}	7000	10000	13000	kN/m^2	30%	2
	E_{ur}^{ref}	21000	30000	39000	kN/m^2	30%	17
	c	14	20	26	kN/m^2	30%	4
SKÇ-5	ϕ	30.5	34	37.5	◦	10%	4
	E_{50}^{ref}	17500	25000	32500	kN/m^2	30%	2
	E_{oed}^{ref}	17500	25000	32500	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	52500	75000	97500	kN/m^2	30%	2
	c	7	10	13	kN/m^2	30%	2
KK-6	ϕ	25	28	31	◦	10%	1
	E_{50}^{ref}	15400	22000	28600	kN/m^2	30%	2
	E_{oed}^{ref}	15400	22000	28600	kN/m^2	30%	1
	E_{ur}^{ref}	46200	66000	85800	kN/m^2	30%	1
	c	10.5	15	19.5	kN/m^2	30%	1
KKÇ-7	ϕ	30.5	34	37.5	◦	10%	1
	E_{50}^{ref}	35000	50000	65000	kN/m^2	30%	2
	E_{oed}^{ref}	35000	50000	65000	kN/m^2	30%	0
	E_{ur}^{ref}	105000	150000	195000	kN/m^2	30%	0
	c	10.5	15	19.5	kN/m^2	30%	0

Referans değerlere göre analiz yapıldıktan sonra minimum ve maksimum değerler arasında Hassaslık Analizi yapılarak söz konusu değerlerin yerdeğiştirmeler üzerinde nasıl bir etkiye sahip olduğu belirlenmiştir. Hardening Soil Small Strain modelinde

SKK-8 ve KK-9 tabakasının Hassaslık Analizi sonucu 0 çıkmıştı, yani bu iki tabakanın parametrelerindeki değişiminin sonuçlara etkisi olmadığı görülmüştür. Bunun için Hardening Soil modeli Hassaslık Analizinde bu iki tabaka hesaba katılmamıştır. Sonuç olarak 35 temel değişken üzerinde 2n+1=2*35+1=71 analiz yapılmıştır. Formüldeki +1 referans değerlere göre çözülen analizdir. Analiz süresi 2 saat 40 dakika sürmüştür. Hassaslık Analizi sonuçları Şekil 8.15.'te görülmektedir.



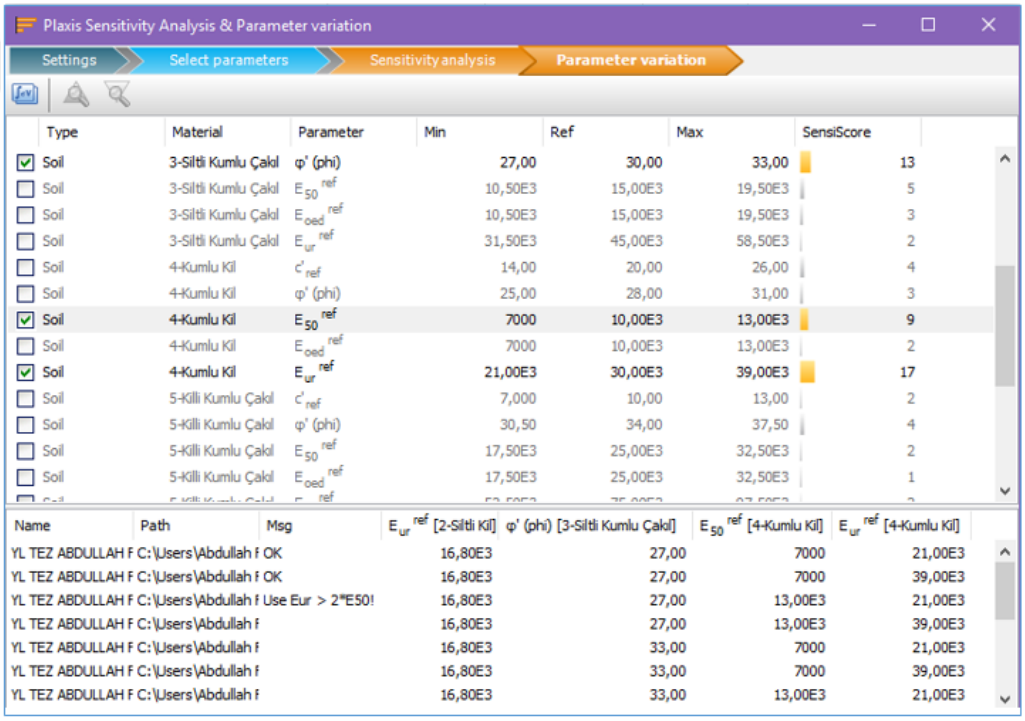
Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	1-Dolgu	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	0
Soil	1-Dolgu	φ' (phi)	29,00	32,00	35,00	1
Soil	1-Dolgu	E_{50}^{ref}	8400	12,00E3	15,60E3	0
Soil	1-Dolgu	E_{oed}^{ref}	8400	12,00E3	15,60E3	1
Soil	1-Dolgu	E_{ur}^{ref}	25,20E3	36,00E3	46,80E3	2
Soil	2-Siltli Kil	c'_{ref}	1,400	2,000	2,600	1
Soil	2-Siltli Kil	φ' (phi)	23,50	26,00	28,50	5
Soil	2-Siltli Kil	E_{50}^{ref}	5600	8000	10,40E3	1
Soil	2-Siltli Kil	E_{oed}^{ref}	5600	8000	10,40E3	1
Soil	2-Siltli Kil	E_{ur}^{ref}	16,80E3	24,00E3	31,20E3	7
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	2
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	33,00	13
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{50}^{ref}	10,50E3	15,00E3	19,50E3	5
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{oed}^{ref}	10,50E3	15,00E3	19,50E3	3
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{ur}^{ref}	31,50E3	45,00E3	58,50E3	2
Soil	4-Kumlu Kil	c'_{ref}	14,00	20,00	26,00	4
Soil	4-Kumlu Kil	φ' (phi)	25,00	28,00	31,00	3
Soil	4-Kumlu Kil	E_{50}^{ref}	7000	10,00E3	13,00E3	9
Soil	4-Kumlu Kil	E_{oed}^{ref}	7000	10,00E3	13,00E3	2
Soil	4-Kumlu Kil	E_{ur}^{ref}	21,00E3	30,00E3	39,00E3	17

Name	Path	Msg	c'_{ref} [1-Dolg	φ' (phi) [1-D	E_{50}^{ref} [1-D	E_{oed}^{ref} [1-D	E_{ur}^{ref} [1-Do	c'_{ref} [2-Siltli	φ' (phi) [2-S
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,300	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		0,7000	32,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	35,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	29,00	12,00E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	15,60E3	12,00E3	36,00E3	2,000	26,
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		1,000	32,00	8400	12,00E3	36,00E3	2,000	26,

Şekil 8.15. Hassaslık Analizi sonucu (HS Model)

Daha sonra etkisi eşik değeri olarak seçilen %7'den daha az olan parametreler ihmal edilerek geriye kalan parametrelerle Parametre Değişimi Analizi yapılmıştır. Parametre Değişimi Analizi için 4 parametre seçilmiştir. Bunlar SK-2 tabakasının üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği (E_{ur}^{ref}) SKÇ-3 tabakasının içsel sürtünme açısı (ϕ), KK-4 tabakasının üç eksenli yükleme rijitliği (E_{50}^{ref}) ve KK-4 tabakasının üç

eksenli boşaltma-yükleme rijitliği (E_{ur}^{ref}) dir. Parametre değişimi analiz için $2^n+1=2^4+1=17$ analiz yapılması gerekmektedir. Buradaki +1 referans değerlere göre yapılan analizdir. Ancak analiz sırasında proğram hata vermiştir. Sebebi ise Plaxis yazılımın analiz için şartlarından birisi üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliğinin, üç eksenli yükleme rijitliğinin iki katından fazla olmak zorunda olmasıdır ($E_{ur} > 2 * E_{50}$). Şekil 8.16.'da analiz işleminin verdiği hata mesajı görülmektedir. Bu sebepten Parametre Değişimi Analizi yapılırken üç eksenli yükleme rijitliği (E_{50}^{ref}) etkisi eşik değerinin üzerinde olmasına rağmen dikkate alınmamıştır (Şekil 8.17.). Bu konuda yazılımın önerdiği değerler kullanılarak da çözüm yapılabileceği unutulmamalıdır.

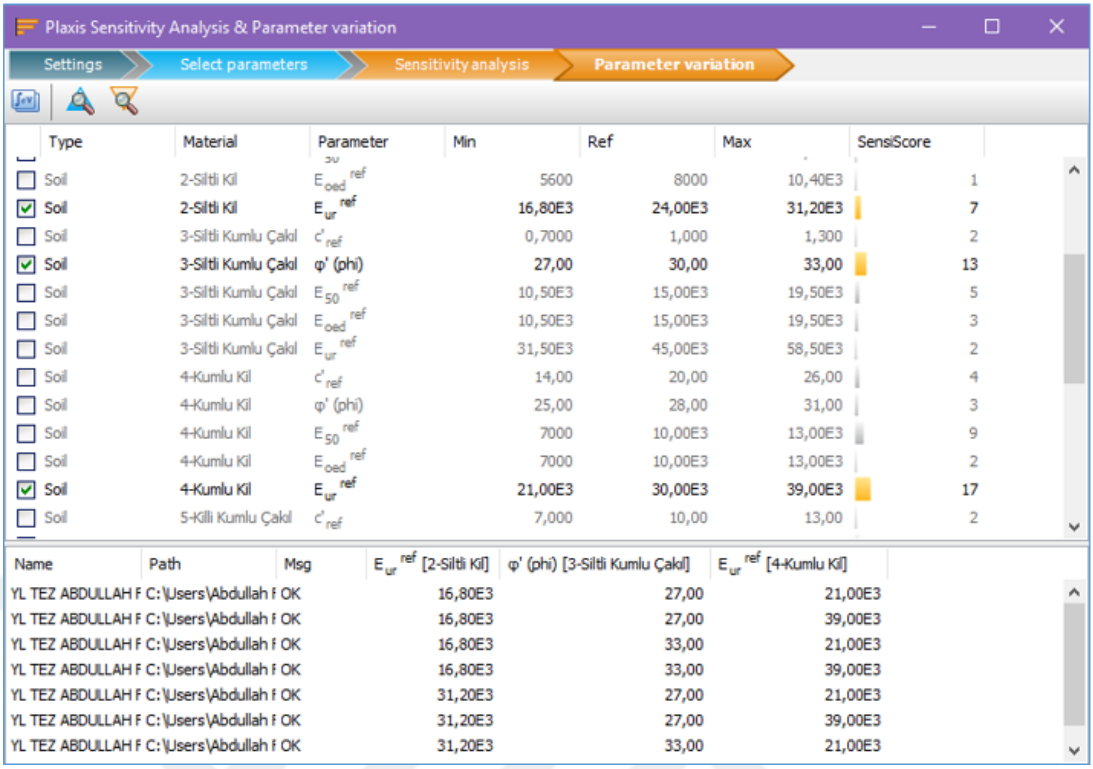


Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	33,00	13
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{50}^{ref}	10,50E3	15,00E3	19,50E3	5
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{oed}^{ref}	10,50E3	15,00E3	19,50E3	3
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{ur}^{ref}	31,50E3	45,00E3	58,50E3	2
Soil	4-Kumlu Kil	c'_{ref}	14,00	20,00	26,00	4
Soil	4-Kumlu Kil	φ' (phi)	25,00	28,00	31,00	3
Soil	4-Kumlu Kil	E_{50}^{ref}	7000	10,00E3	13,00E3	9
Soil	4-Kumlu Kil	E_{oed}^{ref}	7000	10,00E3	13,00E3	2
Soil	4-Kumlu Kil	E_{ur}^{ref}	21,00E3	30,00E3	39,00E3	17
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	c'_{ref}	7,000	10,00	13,00	2
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	φ' (phi)	30,50	34,00	37,50	4
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	E_{50}^{ref}	17,50E3	25,00E3	32,50E3	2
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	E_{oed}^{ref}	17,50E3	25,00E3	32,50E3	1

Name	Path	Msg	E_{ur}^{ref} [2-Siltli Kil]	φ' (phi) [3-Siltli Kumlu Çakıl]	E_{50}^{ref} [4-Kumlu Kil]	E_{ur}^{ref} [4-Kumlu Kil]
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	16,80E3	27,00	7000	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	OK	16,80E3	27,00	7000	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F	Use Eur > 2*E50!	16,80E3	27,00	13,00E3	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		16,80E3	27,00	13,00E3	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		16,80E3	33,00	7000	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		16,80E3	33,00	7000	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah F		16,80E3	33,00	13,00E3	21,00E3

Şekil 8.16. Parametre Değişimi Analizi hata mesajı (HS Model)

Değerlerin belirli varyasyon katsayısı ile artırılması sonucu oluşan maksimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda minimum yatay yer değiştirme 46.96 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.20.'de görülmektedir.



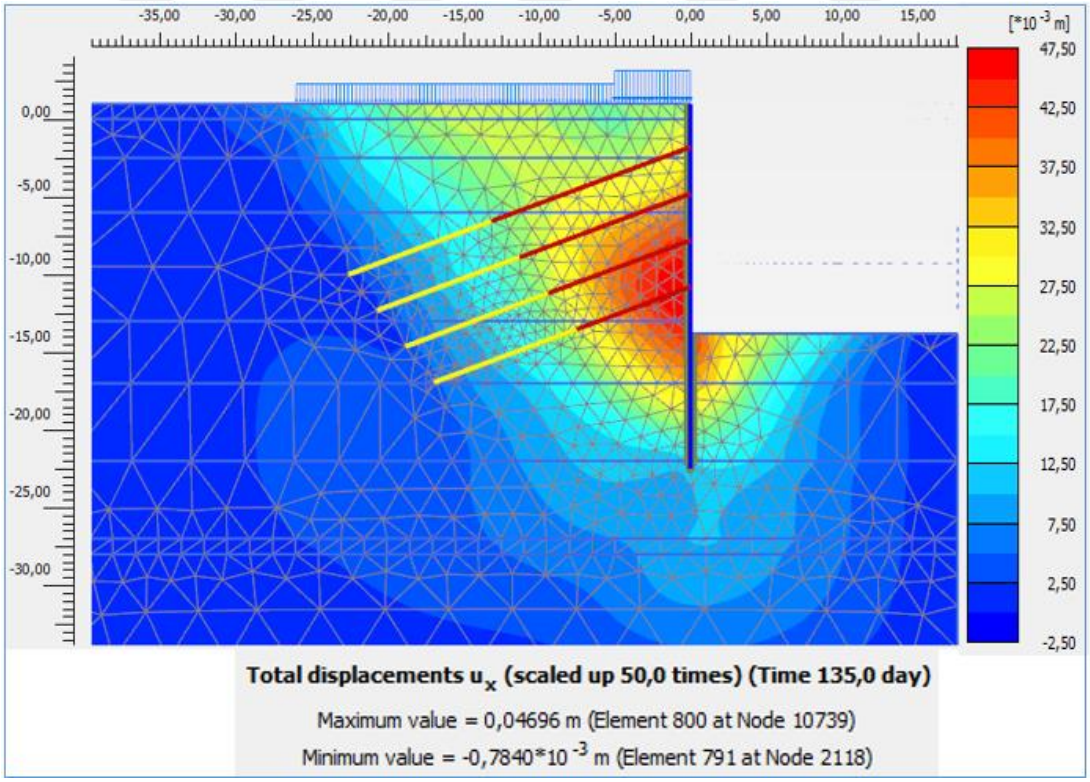
Plaxis Sensitivity Analysis & Parameter variation

Settings | Select parameters | Sensitivity analysis | Parameter variation

Type	Material	Parameter	Min	Ref	Max	SensiScore
Soil	2-Siltli Kil	E_{oed}^{ref}	5600	8000	10,40E3	1
Soil	2-Siltli Kil	E_{ur}^{ref}	16,80E3	24,00E3	31,20E3	7
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	c'_{ref}	0,7000	1,000	1,300	2
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	φ' (phi)	27,00	30,00	33,00	13
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{50}^{ref}	10,50E3	15,00E3	19,50E3	5
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{oed}^{ref}	10,50E3	15,00E3	19,50E3	3
Soil	3-Siltli Kumlu Çakıl	E_{ur}^{ref}	31,50E3	45,00E3	58,50E3	2
Soil	4-Kumlu Kil	c'_{ref}	14,00	20,00	26,00	4
Soil	4-Kumlu Kil	φ' (phi)	25,00	28,00	31,00	3
Soil	4-Kumlu Kil	E_{50}^{ref}	7000	10,00E3	13,00E3	9
Soil	4-Kumlu Kil	E_{oed}^{ref}	7000	10,00E3	13,00E3	2
Soil	4-Kumlu Kil	E_{ur}^{ref}	21,00E3	30,00E3	39,00E3	17
Soil	5-Killi Kumlu Çakıl	c'_{ref}	7,000	10,00	13,00	2

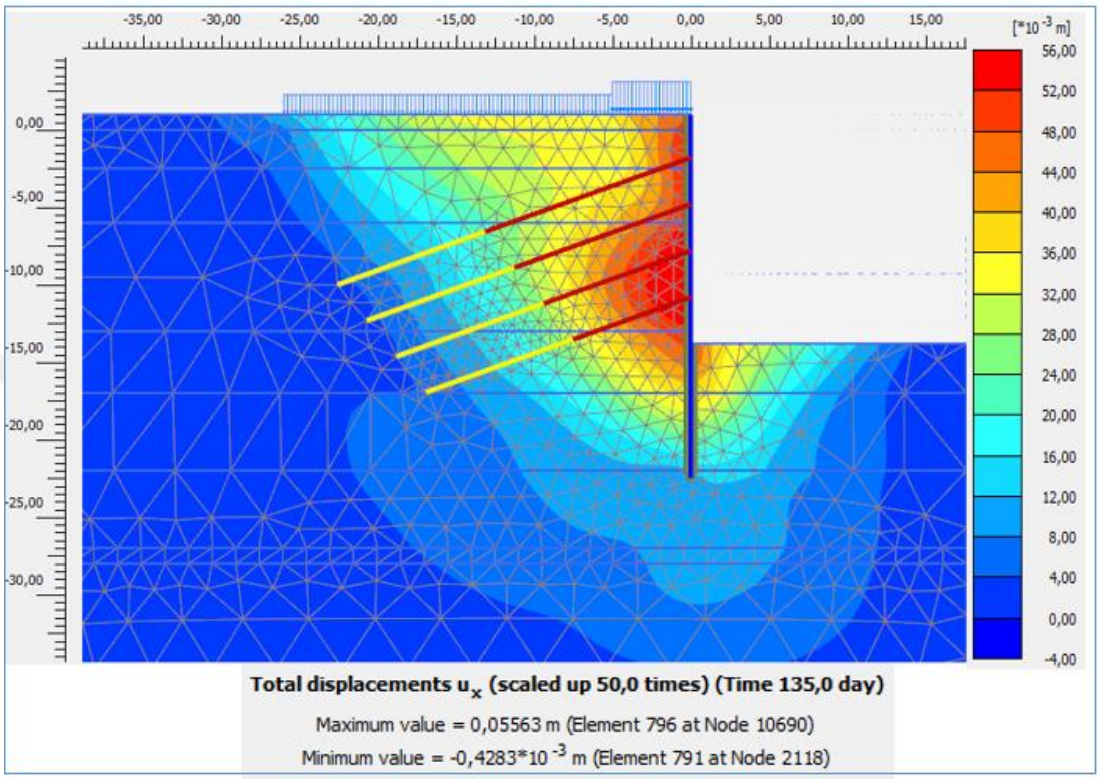
Name	Path	Msg	E_{ur}^{ref} [2-Siltli Kil]	φ' (phi) [3-Siltli Kumlu Çakıl]	E_{ur}^{ref} [4-Kumlu Kil]
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	16,80E3	27,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	16,80E3	27,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	16,80E3	33,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	16,80E3	33,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	31,20E3	27,00	21,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	31,20E3	27,00	39,00E3
YL TEZ ABDULLAH F	C:\Users\Abdullah f	OK	31,20E3	33,00	21,00E3

Şekil 8.17. Parametre Değişimi Analizi sonucu (HS Model)



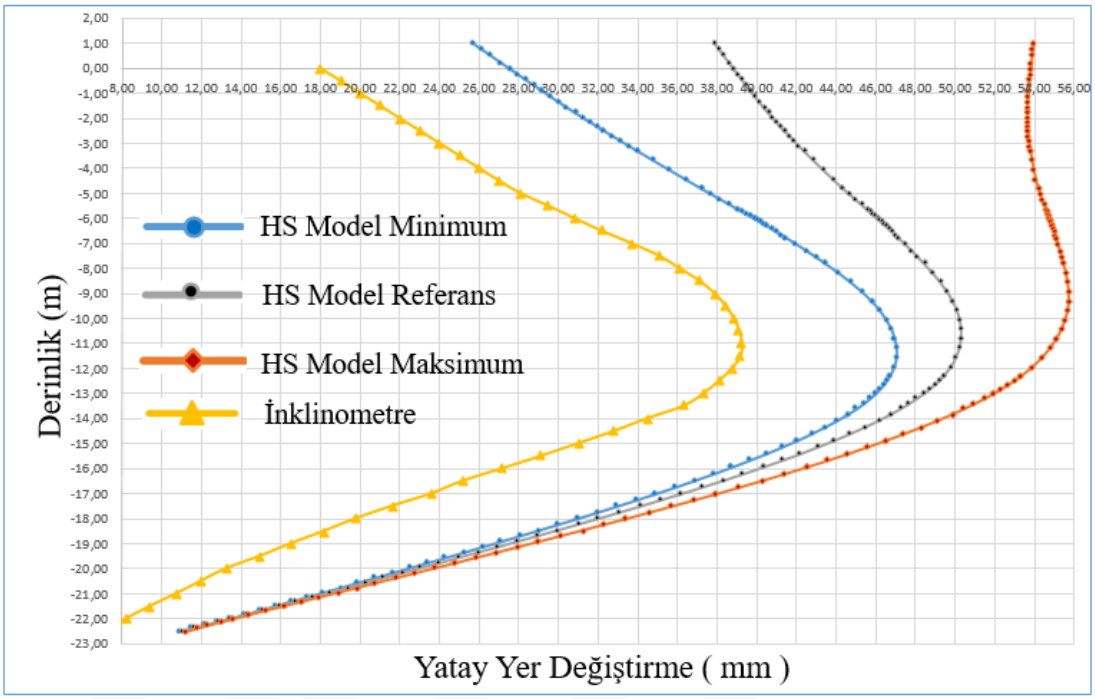
Şekil 8.18. Maksimum değerlere göre minimum yatay deplasman (HS Model)

Minimum değerlerin dikkate alınarak Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi Analizi yapılması sonucunda maksimum yatay yer değiştirme 55.63 mm olarak hesaplanmıştır. Yapılan analiz sonucu Şekil 8.19.'da görülmektedir.



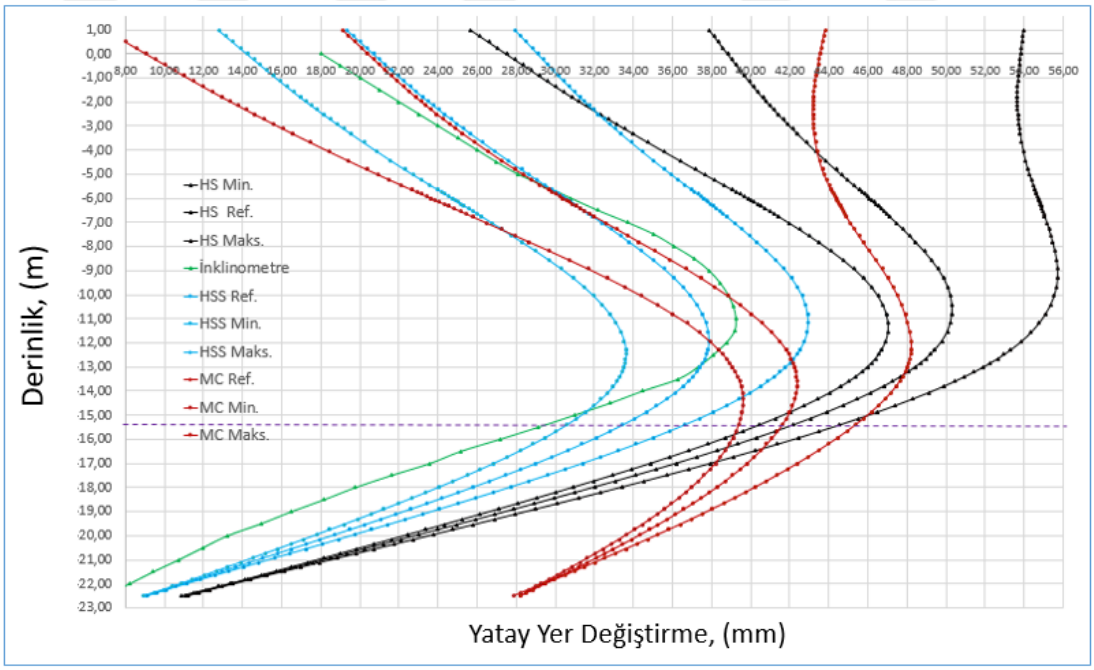
Şekil 8.19 Minimum değerlere göre maksimum yatay deplasman (HS Model)

Nihai kazı derinliği 15.3 m'dir. Yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasman değeri 38.25 mm ile 76.5 mm arasındadır. Maksimum değerlere göre bulunan minimum yatay deplasmanda 46.96 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman 50.25 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum yatay yer değiştirme ise 55.63 mm'dir. Bu durumda bulunan deplasmanlar yönetmeliğin verdiği sınırlar içerisinde kalmaktadır. Şekil 8.20.'de inklinometre ölçümleri ile birlikte yatay yer değiştirmenin derinlikle ilişkisi Hardening Soil malzeme modeline göre verilmiştir. Bulunan değerler yönetmeliğin izin verdiği sınırlar içerisinde kalmıştır, ancak inklinometre ölçümleri ile uyumlu değildir.



Şekil 8.20. Yatay yer değiştirme derinlikle değişimi (HS Model)

Şekil 8.21'de tüm çözümlerden elde edilen sonuçlar bir arada gösterilmiştir.



Şekil 8.21. Çözümlerin birlikte değerlendirilmesi

BÖLÜM 9. TARTIŞMA VE SONUÇ

Derin kazılarda yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasman değeri nihai kazı derinliğinin en çok ‰ 2.5 ile ‰ 5.0'i (binde ikibuçuğu ile binde beşi) arasındadır. Vaka analizinde nihai kazı derinliği 15.3 m'dir. Yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasmanlar 38.25 mm ile 76.5 mm arasındadır.

Hardening Soil Small Strain modeli kullanıldığında maksimum değerlere göre bulunan minimum yatay deplasman değeri 33.44 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman değeri 37.73 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum yatay deplasman değeri ise 42.85 mm'dir. Ayrıca inklinometre okumalarına göre maksimum yatay deplasman 39.26 mm ölçülmüştür. İnklinometre ölçümleri ile analiz sonuçları uyum içerisindedir. Hardening Soil Small Strain model derin kazılarda kullanılması tavsiye edilen bir malzeme modelidir. Sonuç olarak bulunan bütün deplasmanlar yönetmeliğin verdiği sınırlar içerisinde kalmaktadır.

Mohr Coulomb modeli kullanıldığında maksimum değerlere göre bulunan minimum yatay deplasman değeri 39.48 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman değeri 42.25 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum yatay deplasman değeri ise 48.09 mm'dir. Ayrıca inklinometre okumalarına göre maksimum yatay deplasman 39.26 mm ölçülmüştür. İnklinometre ölçümleri ile analiz sonuçları değer olarak birbirine yakındır, fakat eğilim olarak farklıdır. Analiz sonuçlarına bakıldığında elastisite modülünün etkisinin fazla olduğu görülmektedir. Mohr Coulomb malzeme modeli diğer modellere göre yetersiz kalmaktadır.

Hardening Soil Modeli kullanıldığında göre maksimum değerlere göre bulunan minimum yatay deplasman değeri 46.96 mm, referans değerlere göre bulunan yatay deplasman değeri 50.25 mm ve minimum değerlere göre hesaplanan maksimum

yatay deplasman değeri ise 55.63 mm'dir. Ayrıca inklinometre okumalarına göre maksimum yatay deplasman 39.26 mm ölçülmüştür. İnklinometre ölçümleri ile analiz sonuçları eğilim olarak uyum içerisindedir, Hardening Soil modeline göre bulunan yatay deplasmanlar inklinometre ölçümünden yaklaşık 10 mm fazladır. Sonuç olarak bulunan bütün deplasmanlar yönetmeliğin verdiği sınırlar içerisinde kalmaktadır.

Sonuçlar incelendiğinde zemin özelliklerinin ve seçilen malzeme modelinin deformasyonu önemli ölçüde etkilediği görülmektedir. Elde edilen analiz sonuçlarına göre geoteknik tasarımlarda parametrelerin belirlenmesinde küçük farklılıkların sonuçları doğrudan etkilediği görülmektedir. Özellikle rijitlikle alakalı elastisite modülü ve içsel sürtünme açısı gibi parametrelerin tasarımda seçilirken uygun aralıkta seçilmesi, mümkün ise farklı bilgi kaynaklarına başvurulması (geoteknik rapor ve uzman bilgisi) sonuçların güvenilirliği açısından oldukça önemlidir.

Ayrıca daha gelişmiş malzeme modelleri kullanmak sonuçların güvenilirliği açısından önemlidir. Çünkü zeminin davranışının temsil edilmesi noktasında Mohr Coulomb malzeme modeli elastisite modülünü tek bir parametre olarak belirlerken, Hardening Soil ise 3 farklı şekilde dikkate almaktadır. Bunlar üç eksenli yükleme rijitliği (E_{50}^{ref}), ödömetre yükleme rijitliği (E_{oed}^{ref}), üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliğidir (E_{ur}^{ref}). Hardening Soil Small Strain modeli ise Hardening Soil modeline göre daha gelişmiş bir malzeme modelidir. Bu model küçük birim deformasyon rijitliğinde zeminin artan rijitliğini de dikkate almaktadır.

Sayısal analizlerde arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen çok sayıda zemin parametresindeki değişimin sonuçları nasıl etkilediğinin belirlenebilmesi yetersiz veri ile hesap yapma zorunluluğundaki mühendise kılavuz olabilecektir. Bu açıdan çalışma literatürdeki bu eksiği kapatacak bir niteliktedir.

KAYNAKÇA

[1] Sağlam, A., (2006) ‘‘Derin Kazılarda Görülen Stabilite Problemleri Ve İlgili Çözüm Kriterlerinin Belirlenmesi’’ T.C. Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi.

[2] Ou, C. Y., 2006. Deep Excavation, Theory and Practice, London, UK.

[3] Çalık, Ö., ‘‘Donatılı Duvarların (Zeminlerin) Sayısal Analizi’’ T.C. İstanbul Gelişim Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, 2018.

[4] Alkaya, D., & Yeşil, B. (2011) ‘‘Evaluation of a collapsed anchored bored pile retaining system by using finite elements method’’ International Journal of Physical Sciences, 6(25), 6009-6024.

[5] Sevencan, O., Ozaydın, K., Kılıç, H., (2010) ‘‘Derin Kazılarda Zemin Deformasyonlarının Nümerik Analizi’’, ZMTM 13. Ulusal Kongresi, sf: 421-430, İKU, İstanbul.

[6] Cengiz, A.D., (2008) ‘‘Bir Diyaframm Duvarda Tahmin Edilen Ve Ölçülen Yer Değiştirmelerin Karşılaştırılması’’ Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.

[7] Bahar, M. (2009) ‘‘Diyaframm Duvarlı İksa Perdelerinde Ölçülen ve Tahmin Edilen Deplasmanların Karşılaştırılması’’ Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.

[8] Büyükgökçe, F., (2018) ‘‘Derin Kazılarda Yanal Yüke Maruz İksa Sistemlerinin Parametrik Analizi’’ Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Sakarya .

[9] Süzan, H.Ç., Öztoprak, S., (2018) ‘‘Derin Kazıların Nümerik Analizinde Parametre Etkisi’’ Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı 26-28 Eylül 2018, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa & İstanbul Üniversitesi, İstanbul.

[10] Bülbül, M.B, Demir, G., ‘‘Derin Kazılarda İks sistemlerinin Tasarımının Ve Deformasyonlarının İncelenmesi’’6. Geoteknik Sempozyumu 26-27 Kasım 2015, Çukurova Üniversitesi, Adana.

[11] Güllü, H., Çanakçı, H., ‘‘Bir Derin Kazının Sonlu Elemanlar ile Modellenmesi ve Hesaplanan Yanal Deplasmanların Ölçümler ile Karşılaştırılması ’’ Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği On ikinci Ulusal Kongresi 16-17 Ekim 2008, Selçuk Üniversitesi, Konya.

[12] Alkaya, D. ve Çobanoğlu, İ. (2007) ‘‘Derin Kazılar ve Destekleme Yapıları’’ 2. Geoteknik Sempozyumu, Bildiriler Kitabı, 163-173 Adana.

[13] Çevre Ve Şehircilik Bakanlığı, Yapı İşleri Genel Müdürlüğü, Kazı Güvenliği Ve Alınacak Önlemler 31/08/2018 sayı:84122464.

[14] 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.

[15] Aslan, V., (2017) ‘‘Derin Kazıların Sayısal Analizi İçin Parametrik Bir Çalışma’’ Balıkesir Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı.

[16] Öztorun, N.K., ‘‘Ankara Metrosu Kızılay İstasyonu örneği ile Yukarıdan Aşağı (Top Down) inşaat yöntemi’’ İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul, Türkiye.

[17] Dadaşbilge, O., ‘‘Ankrajlı İksa Sistemleri Uygulama Ve Kontrol Esasları’’ TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İstanbul Şubesi Şantiye Mühendislerine Yönelik Seminer 02 Nisan 2018.

[18] Xantakos, P., (1994). Slurry Wall As Structural Systems, McGraw-Hill, İnc., Newyork.

[19] Önal, O., ‘‘Dayanma (İstinat) Yapıları İmo-Miek Geoteknik Kurs Proğramı’’ D.E.Ü. Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik A.B.D.

[20] https://www.kuyutemel.com/kuyu-temel.html Erişim Tarihi 04.03.2019.

[21] 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.

[22] https://www.navalcon.com/ Erişim Tarihi: 11.02.2019.

[23] BS 8004: 2015 Code Of Practice For Foundations.

[24] http://www.zeminarastirma.com/referanslar/fore-kazik-yapim-asamalari Erişim Tarihi: 11.02.2019.

[25] http://www.temeltek.com.tr/dikmen-santiyesi-fore-kazik-isleri/ Erişim Tarihi: 11.02.2019.

[26] Kumbasar, V., Kip, F., (1999) ‘‘Zemin Mekaniği Problemleri ’’ Çağlayan Basımevi İstanbul.

[27] Çelebi, İ.K., ‘‘Konsol Dayanma Duvarlarının Tasarımını Etkileyen Faktörlerin Araştırılması’’ Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, 2010.

[28] Sert, S., Bol, E., Özocak, A., (2016) ‘‘Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Zemin Mekaniği Ders Notları’’ Sakarya.

[29] Yılmaz, Z., (2001) ‘‘Çeşitli Toprak Basıncı Dağılımları İçin Ankrajlı Perde Hesabı’ ’İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi ,İstanbul.

[30] http://yunus.hacettepe.edu.tr/~murate/week9.pdf Erişim Tarihi: 11.02.2019.

[31] Das, B.M., (2006). Principles of Geotechnical Engineering, United States of America.

[32] 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.

[33] Terzaghi K., Peck, R.B.,(1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, Newyork.

[34] Gaba, A.R., Vd.,(2003) ‘‘Geotecnical Desing to Eurocode Desing’’, CRIA C580, ISBN 1-85233-038-4.

[35] 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.

[36] Finno, R. J. ve Calvello, M. (2005) ‘‘Supported Excavations: The Observational Method and Inverse Modeling’’ Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 8, 1065-1085.

[37] Xanthakos, P. P. (1991) ‘‘Ground Anchors and Anchored Structures’’ John Wiley &Sons, New York.

[38] Sert, S., (2003) ‘‘Alüviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi’’ T.C. Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü ,Doktora Tezi, Sakarya.

[39] Brinkgreve R. B. J. “Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis, 2d Version 8.2”, 2002.

[40] Plaxis, 2019. Plaxis 2D - Reference Manual 2019. Plaxis B.V, Delft, Netherlands.

[41] Bahadır, A.A., Onur, M.İ., ‘‘Derin Kazı Destek Sistemlerinin Davranış Analizinde Zemin Modeli Etkisi’’ 3rd International Soil-Structure Interaction Symposium-Izmir, Turkey.

[42] Kondner, R.L., “Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils” Journal of Soil Mechanics and Foundations, 89, SM1, 115-143, 1963.

[43] Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), "Nonlinear Analysis of Stress And Strain in Soils", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, pp. 1629-1653.

[44] Laman, M. Yıldız, A. Örnek, M. ve Demir, A. ‘‘ Zeminlerin Mekanik Davranışının Modellenmesi ’’ XV. Ulusal Mekanik Kongresi, 03-07 Eylül 2007, Isparta.

[45] Demir, B. (2019) ‘‘Hardening Soil Modelinin Detaylarının İncelenmesi’’ GEO Grup 4. Türkiye Plaxis Kullanıcıları Toplantısı, İstanbul.

[46] Vıggıanı, G., Atkınson, J.H., (1995) ‘‘ Stifness of fine- granied soil at very small strains’’ Geotechnique 45, No.2 249-265.

[47] Benz, T. (2007), “Small-Strain Stiffness of Soils and Its Numerical Consequences”, Phd Thesis, Universitat Sttutgart.

[48] Obrzud, R. (2010). ‘‘The hardening soil model: A practical guidebook’’ Zace Services.

[49] Sert, S., Önalp, A., (2011), “Derin Kazılarda Hassaslık ve Parametre Değişimi Analizi”, 4. Geoteknik Sempozyumu, ÇÜ, Adana.

[50] Önalp, A., Sert, S., (2010). “Geoteknik Bilgisi III: Bina Temelleri”, 2. Basım, Birsen Yayınevi, Istanbul.

[51] Walley, P., (1991) ‘‘Statistical Reasoning with Imprecise Probabilities’’ London: Chapman and Hall.

[52] Peschl, G., M., (2004) ‘‘Reliability Analyses in Geotechnics with the Random Set Finite Element Method’’ Dissertation for PhD Degree. Graz University of Technology.

[53] Sekhavatıan, Arash., Choobbastı, A.J, ‘‘Application of random set method in a deep excavaiton: based on a case study in Tehran cemented alluvium’’ Front. Struct. Civ. Eng. 2019, 13(1): 66-68.

[54] U.S. EPA: TRIM (1999). TRIM, Total Risk Integrated Methology. TRIM FATE Technical Support Document Volume 1: Description of Module. EPA/43/D99/002A, Office of Air Quality Planning and Standarts.

[55] Nasekhian, A., Schweiger, H.F., (2011) ‘‘Random Set Finite Element Method Application to Tunnelling’’Graz University of Technology, Graz, Austria.

[56] Schweiger, H. F., & Peschl, G. M. (2005) ‘‘Reliability Analysis İn Geotechnics With The Random Set Finite Element Method’’ Computers and Geotechnics, 32(6), 422-435.

[57] Akbas, S.O, Kokten, O., (2015) ‘‘Reliability Analysis of an Anchored Contiguous Pile Wall in Ankara Clay with the Random Set Finite Element Method’’ Geotechnical Safety and Risk V T. Schweckendiek et al.

[58] Sandström, M., ‘‘Numerical Modelling And Sensitivity Analysis Of Tunnel Deformations İn London Clay’’ Examensarbete Inom Samhallsbyggnad Avancerad Niva, 30 Hp Stockholm, Sverıge 2016.

[59] Duncan, J.M. (2000) ‘‘Factors Of Safety And Reliability İn Geotechnical Engineering’’ J. Geotech. Geoenviron. Eng., 126(4): 307-316.

[60] Phoon, K.K., and Kulhawy, F.H., (1999) ‘‘Characterization Of Geotechnical Variability’’ Canadian Geotechnical Journal, 36: 612–624. Phoon, K.-K.

[61] Harr, M. E. (1984). ‘‘Reliability-Based Design İn Civil Engineering.’’ 1984 Henry M. Shaw Lecture, Dept. of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, N.C.

[62] P. Lumb, Applications of Statistics in Soil Mechanics. Soil Mechanics: New Horizons, London, 1974, pp. 44–112, 221–239.

[63] Aslan, O., Gündüz, Z., ‘‘Adapazarı Zemininde Temel Derinliğinin Güvenli Bina Kat Adedinde Rolü’’2018 Published in 2ND International Symposium on Natural Hazards and Disaster Management 04-06 MAY 2018 (ISHAD2018 Sakarya Turkey).

[64] Bol, E. (2003), “Adapazarı Zeminlerinin Geoteknik Özellikleri”, Doktora Tezi, Sakarya. Üniversitesi FBE,197 sayfa.

[65] MTA, Sakarya İlinin Çevre Jeolojisi ve Doğal Kaynakları, MTA Genel Müdürlüğü Jeoloji Etütleri Dairesi, Ankara, 1998.

[66] Kaya, Z., Erken, A., (2009) ‘‘Adapazarı zeminlerinin dinamik davranış özellikleri’ ’İTÜ Mühendislik Dergisi Cilt:8 Sayı:5, 157-168 Ekim 2009.

[67] Bray,J., Stewart, J.P, (2000) ‘‘Damage Patterns and Foundation Performance in Adapazarı ’’, Earthquake Spectra, Supplement to Vol. 16, pp. 163-187.

[68] Sancio, R.B., Bray, J.D, Stewart, R.B,.Youd, T.L., Durgunoğlu, T., Önalp, A., Seed, R.B., Christensen, C., Baturay, L.B., Karadayılar, T. (2002). Correlation Between Ground Failure And Soil Conditions in Adapazarı, Soil Dynamics And Earthquake Engineering, 22,pp. 1093-1102.

[69] Capraru, C., (2014) ‘‘Evaluating The İnfluence Of Deep Excavations On Neighboring Buildings By Numerical Analysis’’ Institute of Geotechnics, Vienna University of Technology, Vienna, Austria.

[70] Woo, S.M., Moh, Z.C. (1990) ‘‘Geotechnical Characteristics Of Soils İn Taipei Basin’’ Proceeding of the 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, Special Taiwan Session, vol. 2: 51–65, Taipei.

[71] 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.

[72] http://www.reconservices.com/diaphragm-walls/ Erişim Tarihi: 18.03.2019

[73] Brinkgreve, R., (2005) ‘‘Compunational Geotechnics For Experienced Users’ Plaxis.

[74] Bol, E., ‘‘ Arazi Deneyleri ve Değerlendirilmesi Ders Notları ’’ T.C. Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı.

ÖZGEÇMİŞ

Abdullah FİLİZ 11.08.1995'de Kahramanmaraş'ta doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Kahramanmaraş'ta tamamladı. 2013 yılının Eylül ayında başladığı Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nü 2017 yılının Ocak ayında 3.5 yılda bitirdi ve hemen akabinde Sakarya Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Ana Bilim Dalında yüksek lisans eğitimine başladı.