İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DAİRESEL ENKESİTLİ ŞAFTLARA GELEN YANAL TOPRAK BASINÇLARININ SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet ÇERİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

HAZİRAN 2020

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DAİRESEL ENKESİTLİ ŞAFTLARA GELEN YANAL TOPRAK BASINÇLARININ SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Mehmet ÇERİ
501171319

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Programı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Recep İYİSAN

HAZİRAN 2020

İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501171319 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi Mehmet ÇERİ, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı "DAİRESEL ENKESİTLİ ŞAFTLARA GELEN YANAL TOPRAK BASINÇLARININ SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ" başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Recep İYİSAN** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Jüri Üyeleri : **Prof. Dr. Aykut ŞENOL** .....
İstanbul Teknik Üniversitesi

Doç. Dr. Mehmet Şükrü ÖZÇOBAN .....
Yıldız Teknik Üniversitesi

Teslim Tarihi : 15 Haziran 2020
Savunma Tarihi : 06 Temmuz 2020

Aileme,

ÖNSÖZ

Bu çalışmada, dairesel enkesitli şaft kazılarında, kazı-destek elemanlarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanmasında klasik toprak basıncı teorileri dışında yeni teorik yaklaşımlar incelemiş ve bununla beraber gelişen bilgisayar ve yazılım olanakları kullanılarak sonlu eleman analizleri gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, teorik yaklaşımlarla karşılaştırılmıştır.

Yüksek Lisans eğitimim boyunca engin mühendislik bilgisi ve desteği ile beni sabırla dinleyen ve zaman ayıran tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Recep İYİSAN'a en içten dileklerimle teşekkür eder, şükranlarımı sunarım.

Haziran 2020

Mehmet ÇERİ
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ…….....vii
İÇİNDEKİLER ix
KISALTMALAR.....xi
SEMBOLLER xiii
ÇİZELGE LİSTESİ xv
ŞEKİL LİSTESİ xvii
ÖZET…….....xxi
SUMMARY…….....xxiii
1.GİRİŞ……....1
1.1 Amaç 2
1.2 Kapsam.....3
2. YANAL TOPRAK BASINÇLARI 5
2.1 Sukunet Durumu.....6
2.2 Aktif Toprak Basıncı 7
2.3 Pasif Toprak Basıncı.....9
2.4 Klasik Toprak Basıncı Teorileri 10
2.4.1 Rankine toprak basıncı teorisi 10
2.4.2 Coulomb toprak basıncı teorisi.....12
2.4.3 Rankine ve Coulomb toprak basıncı teorilerinin karşılaştırılması.....15
2.4.4 Cullman (1886) toprak basıncı teorisi 15
3. DAIRESEL ENKESITLI DÜŞEY ŞAFTLAR İÇIN YANAL TOPRAK BASINCI TEORILERI 19
3.1 Terzaghi Yöntemi (1943).....19
3.2 Berezantzev (1958) Yöntemi 22
3.3 Prater (1977) Yöntemi 24
3.4 Wong ve Kaiser Yöntemi.....26
3.5 NAVFAC 7.01 Tasarım Yöntemi.....29
3.6 Cheng ve Hu Yöntemi (2005) 30
3.7 Liu ve Diğerlerinin Yöntemi (2009).....31
3.8 Eksenel Simetri İçin Kullanılan Teorilerin ve Analitik Çözümlerin Karşılaştırılması.....33
3.9 Eksenel Simetri İçin Kullanılan Teorilerin ve Sayısal Çözümlerin Karşılaştırılması.....35
3.10 Santrifüj Deneyleri.....36
4. SONLU ELEMANLAR METODU 41
4.1 Sonlu Elemanlar Yönteminin Geoteknik Mühendisliği'nde Kullanımı.....42
4.1.1 Zemin Davranışının Modellenmesi 43
4.2 Plaxis 2D Sonlu Elemanlar Yazılımı.....44
4.2.1 Zemin Modu 44
4.2.2 Yapı Modu.....44
4.2.2.1 Kiriş elemanlar.....45
4.2.2.2 Noktadan diğer noktaya çapalama elemanı (node to node anchor)....46

4.2.2.3 Geogrid elemanlar 47
4.2.2.4 Arayüz elemanlar 47
4.2.3 Ağ Modu 48
4.2.3.1 Elemanlar 48
4.2.3.2 Düğüm noktaları 48
4.2.4 Bünye Modelleri 49
4.2.4.1 Mohr-Coulomb (MC) modeli 50
4.2.4.2 Pekleşen zemin bünye modeli (hardening soil model) 51
5. ŞAFTLARA GELEN YANAL TOPRAK BASINCI DEĞERLERİNİN HESAPLANMASI 53
5.1 Kohezyonlu Zeminlerde Elastisite Modülündeki Değişimin Yanal Toprak Basıncına ve Yerdeğiştirmelere Etkisi 53
5.1.1 Drenajsız durum için yapılan sayısal analizler 54
5.1.2 Drenajlı durum için yapılan sayısal analizler 64
5.2 Granüler Zeminlerde Elastisite Modülündeki Değişimin Yanal Toprak Basıncına ve Yerdeğiştirmelere Etkisi 67
5.3 Kohezyonlu Zeminlerde Bulunan Şaft Dairesel Şaft Duvarlarına Etkiyen Yanal Toprak Basınçlarının Tahmini İçin Ampirik Formül Geliştirilmesi 79
5.4 Şaft Yarıçapının Arttığı Durum İçin Sayısal ve Teorik Hesaplardan Elde Edilen Değerlerin Karşılaştırılması 83
5.5 Kazık Soket Boyunun Artmasıyla Yanal Toprak Basıncının Değişimi 86
5.6 Forekazık Çapının Artmasıyla Yanal Toprak Basıncının Değişimi 89
5.7 Şaft Kazısı İçin Kullanılacak Olan İksa Sisteminde Kuşak Kirişlerin Sayısının Artması Durumu İçin Sayısal Hesaplardan Çıkan Değerlerin Karşılaştırılması 92
6. SONUÇ VE ÖNERİLER 95
KAYNAKLAR 99
ÖZGEÇMİŞ 103

KISALTMALAR

2B : İki boyutlu

3B : Üç boyutlu

EA : Normal rijitlik/ Eksenel rijitlik

EI : Eğilme rijitliği

HS : Pekleşen Zemin

MC : Mohr-Coulomb

SEM : Sonlu Elemanlar Metodu

SPT : Standart penetrasyon deneyi

SEMBOLLER

a : Şaft yarıçapı

c : Zemin kohezyonu

D : Kazık çapı

$\mathbf{E_{50}}$: Sekant modülü

$\mathbf{E_{50}^{ref}}$: Standart drenajlı üç eksenli deneyinden elde edilen referans sekant rijitliği

$\mathbf{E_{oed}}$: Ödometre deneyinden elde edilen elastisite modülü

$\mathbf{E_{oed}^{ref}}$: Ödometre deneyindeki referans tanjant rijitliği

$\mathbf{E_{ur}}$: Elastik young modülü

$\mathbf{E_{ur}^{ref}}$: Referans gerilme seviyesindeki yükleme boşaltma rijitliği

H : Duvar yüksekliği

$\mathbf{K_a}$: Aktif toprak basıncı katsayısı

$\mathbf{K_0}$: Sükûnetteki toprak basıncı katsayısı

$\mathbf{m_\zeta}$: Normalize toprak basıncı

$\mathbf{P_a}$: Aktif bileşke kuvvet

$\mathbf{R_f}$: Deviatorik gerilme

$\mathbf{r_{fs}}$: Göçme yüzeyi üzerindeki noktaların radyal koordinatı

W : ABC kamasının ağırlığı

$\boldsymbol{\alpha}$: Göçme yüzeyi eğimi

$\boldsymbol{\alpha_g}$: İstinat duvarı arka yüzeyinin yatay düzlem ile yaptığı açı

$\boldsymbol{\beta}$: Kayan zemin kütlesine etkiyen reaksiyon kuvvetinin normal ile yaptığı açı

$\boldsymbol{\beta_g}$: Duvar arkasındaki zeminin yatayla yaptığı açı

$\boldsymbol{\phi}$: Kayma mukavemeti açısı

$\boldsymbol{\phi^*}$: Azaltılmış kayma mukavemeti açısı

$\boldsymbol{\lambda}$: Teğetsel gerilme katsayısı

$\boldsymbol{\sigma_v}$: Düşey gerilme

$\boldsymbol{\sigma_r}$: Radyal gerilme

$\boldsymbol{\sigma_\theta}$: Teğetsel gerilme

$\boldsymbol{\varepsilon_1}$: Düşey şekil değiştirme

$\boldsymbol{\gamma}$: Zeminin birim hacim ağırlığı

$\boldsymbol{\upsilon}$: Zeminin poisson oranı

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Aktif koşula erişmek için gerekli duvar hareketi (Das, 2013). 8
Çizelge 2.2 : Pasif koşula erişmek için gerekli duvar hareketi (Das, 2013)..... 9
Çizelge 4.1 : Zemin ve yapı tipine göre Rinter değeri..... 47
Çizelge 5.1 : Bölüm 5.1.1 için zemin parametreleri..... 54
Çizelge 5.2 : c_u =50 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları..... 55
Çizelge 5.3 : c_u=60 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 56
Çizelge 5.4 : c_u=70 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 57
Çizelge 5.5 : c_u=80 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 58
Çizelge 5.6 : c_u=90 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 59
Çizelge 5.7 : c_u=100 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 60
Çizelge 5.8 : E_u=100 MPa, artan kohezyon değererli için toprak basıncı dağılımları. 64
Çizelge 5.9 : Bölüm 5.1.2 için zemin parametreleri..... 64
Çizelge 5.10 : c=5 kPa, E artan durumu için toprak basıncı dağılımları..... 65
Çizelge 5.11 : c=10 kPa, E artan durumu için toprak basıncı dağılımları..... 65
Çizelge 5.12 : c=15 kPa, E artan durumu için toprak basıncı dağılımları..... 65
Çizelge 5.13 : Bölüm 5.2 için zemin parametreleri..... 68
Çizelge 5.14 : $\phi = 25^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler. 69
Çizelge 5.15 : $\phi = 30^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler. 71
Çizelge 5.16 : $\phi = 35^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler. 73
Çizelge 5.17 : $\phi = 40^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler. 75
Çizelge 5.18 : E=100 MPa, artan ϕ^{o} değerleri için toprak basıncı dağılımları. 79
Çizelge 5.19 : Ampirik formülün uygulandığı zemin parametreleri..... 80
Çizelge 5.20 : Sıkı kum da yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 10m. 81
Çizelge 5.21 : Sıkı kum da yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 15m. 81
Çizelge 5.22 : Kil zeminde (siltli) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 10m. 81
Çizelge 5.23 : Kil zeminde (siltli) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 15m. 82
Çizelge 5.24 : Zayıf kayada (ayrışmış andezit) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 10m..... 82
Çizelge 5.25 : Zayıf kayada (ayrışmış andezit) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 15m..... 82
Çizelge 5.26 : Ayrışmış andezit zemin parametreleri. 83
Çizelge 5.27 : Şaft çapının artmasıyla yanal toprak basıncı değerlerinin değişimi. .. 83
Çizelge 5.28 : Soket derinliğin artması ile yanal toprak basıncı değerlerinin değişimi. 86

Çizelge 5.29 : Kazık çapının artması ile yanal toprak basıncı değerlerinin değişimi..... 89
Çizelge 5.30 : Sultanbeyli formasyonu zemin parametreleri..... 92

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Zemin elemanına etkiyen yatay ve düşey gerilmeler. 5
Şekil 2.2 : İstinat yapılarına etkiyen etkiyen yanal toprak basınçları (Das, 2013). ... 6
Şekil 2.3 : Aktif toprak basıncı (Das, 2013). 8
Şekil 2.4 : Pasif toprak basıncı (Das, 2013). 9
Şekil 2.5 : Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif toprak Basınç Dağılımları (Coduto, 2011). 11
Şekil 2.6 : Aktif Durum İçin Coulomb Kama Teorisi ve Kuvvet Poligonu (Coduto, 2011). 13
Şekil 2.7 : Pasif durum İçin Coulomb Kama Teorisi ve Kuvvet Poligonu (Coduto, 2011). 14
Şekil 2.8 : Cullman yönteminde aktif toprak basıncının gösterilmesi. 16
Şekil 2.9 : Cullman yönteminde pasif toprak basıncının gösterilmesi. 17
Şekil 3.1 : Şürşarj yükü bulunmayan kohezyonsuz zeminde düşey şaft yüzeylerine etkiyen yanal toprak basıncı hesabı (Terzaghi, 1943). 20
Şekil 3.2 : Terzaghi (1943) ile Tobar ve Meguid (2010) toprak basınçlarının karşılaştırması (Tobar ve Megiud, 2010). 21
Şekil 3.3 : Eksenel simetrik denklem koşulda silindirik koordinat sistemi (Tobar ve Megiud, 2010). 22
Şekil 3.4 : Aksi-Simetrik sistemde aktif yanal toprak basıncı dağılımı (Berezantzev, 1958). 23
Şekil 3.5 : Aksi-Simetrik sistemde pasif yanal toprak basıncı dağılımı (Berezantzev, 1958). 24
Şekil 3.6 : Kohezyonsuz zeminlerde göçme yüzeyi (Prater, 1977). 25
Şekil 3.7 : Kohezyonlu zeminlerde göçme yüzeyi (Prater 1977). 25
Şekil 3.8 : Wong ve Kaiser (1988) akma modları A, B ve C 26
Şekil 3.9 : NAVFAC (1986) şaftlara gelen yanal toprak basıncı dağılımları. 30
Şekil 3.10 : Farklı λ değerlerine göre şaft yanal toprak basınçlarının şaft yarıçapıyla değişimi. 33
Şekil 3.11 : Şürşarj yükü bulunmayan kohezyonsuz zeminde düşey şaft yüzeylerine etkiyen yanal toprak basınçları Tobar ve Meguid, (2010). 34
Şekil 3.12 : Eksenel simetri için kullanılan teorilerin ve sonu elemanlar çözümlerin karşılaştırılması (Chehadeh, 2014). 35
Şekil 3.13 : Şaft deney modeli (Fujii ve ark. 1994). 37
Şekil 3.14 : Şaft deney modeli (Ueno ve ark. 1996) 38
Şekil 3.15 : Ampirik toprak basıncı hesapların karşılaştırılması (Ueno ve ark. 1996) 38
Şekil 4.1 : Sonlu eleman gösterilişi (Plaxis2D Manual). 41
Şekil 4.2 : Hiperbolik model (Potts ve Zdravković, 1999). 43
Şekil 4.3 : Zemin modu Plaxis2D 2019. 45
Şekil 4.4 : Örnek şaft yapısı tasarımı ağ modu Plaxis2D 2019. 48
Şekil 4.5 : Zemin ortamı için düğümler ve gerilme noktaları (PLAXIS2D 2019 Manual). 49
Şekil 4.6 : Standart drenajlı üç eksenli deneyde eksenel yüklemedeki hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi. 52
Şekil 5.1 : Sayısal analizlerde kullanılan sabit şaft modeli 53
Şekil 5.2 : c_u=50 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları 55
Şekil 5.3 : c_u=60 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 56

Şekil 5.4 : c_u=70 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 57
Şekil 5.5 : c_u=80 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 58
Şekil 5.6 : c_u=90 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 59
Şekil 5.7 : c_u=100 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 60
Şekil 5.8 : c_u=50 kPa, E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 61
Şekil 5.9 : c_u=60 kPa, E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 61
Şekil 5.10 : c_u=70 kPa, E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 62
Şekil 5.11 : c_u=80 kPa E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 62
Şekil 5.12 : c_u=90 kPa, E_u=30MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 63
Şekil 5.13 : c_u=100 kPa, E_u=30MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 63
Şekil 5.14 : c=5 kPa, E=35 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 66
Şekil 5.15 : c=10 kPa, E=35 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 66
Şekil 5.16 : c=15 kPa, E=35 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 67
Şekil 5.17 : ϕ =25˚ E artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 70
Şekil 5.18 : ϕ =30˚ E artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 72
Şekil 5.19 : ϕ =35˚ E artan durumu için toprak basıncı dağılımları. 74
Şekil 5.20 : ϕ =40º E artan durumu için toprak basıncı dağılımları..... 76
Şekil 5.21 : ϕ =25º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 77
Şekil 5.22 : ϕ =30º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 77
Şekil 5.23 : ϕ=35º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 78
Şekil 5.24 : ϕ=40º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri. 78
Şekil 5.25 : D=10m için oluşan deplasman değerleri..... 84
Şekil 5.26 : D=20m için oluşan deplasman değerleri..... 84
Şekil 5.27 : D=25m için oluşan deplasman değerleri..... 85
Şekil 5.28 : D=30m için oluşan deplasman değerleri..... 85
Şekil 5.29 : 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 87
Şekil 5.30 : 6m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 87
Şekil 5.31 : 8m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 88
Şekil 5.32 : 10m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 88
Şekil 5.33 : Ø30 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 89
Şekil 5.34 : Ø65 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 90
Şekil 5.35 : Ø80 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 90
Şekil 5.36 : Ø100 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 91
Şekil 5.37 : Ø120 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri..... 91
Şekil 5.38 : Ø65 kazık 4m soket boyu ve 3m aralıklı kuşak kirişleri için oluşan deplasman değerleri..... 92

Şekil 5.39 : Ø65 kazık 4m soket boyu ve 5m aralıklı kuşak kirişleri için oluşan deplasman değerleri. 93
Şekil 5.40 : Ø65 kazık 4m soket boyu ve 7m aralıklı kuşak kirişleri için oluşan deplasman değerleri. 93

DAİRESEL ENKESİTLİ ŞAFTLARA GELEN YANAL TOPRAK BASINÇLARININ SAYISAL ANALİZLERLE İNCELENMESİ

ÖZET

Şaftlar, yatayla 45 ila 90 derece arası eğimi olan, diğer yeraltı yapılarına bağlantılı ve özellikle düşeydeki uzunluğu yataydaki uzunluğundan fazla olan yeraltı yapıları olarak tariflenebilir. Şaft yapıları, karayolu ve metro tünelleri, köprü ankraj blokları ve maden ocakları vb. mühendislik uygulamalarında geçici veya kalıcı olarak kullanılmaktadır. Şaft yapılarının tasarımı genellikle dikey kemerlenme etkisinden faydalanmak için dairesel enkesitte olmaktadır. Bu sebeple dairesel en kesitli şaftlarda yanal toprak basınçlarını plastik denge ile belirlemek için konik göçme yüzeyine dayalı çözümlerin yapılması daha gerçekçi sonuçlar verecektir. Fakat günümüzde özellikle kalıcı şaft kaplamalarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanması için klasik toprak basıncı teorileri tercih edilmektedir. Bu teoriler düzlem gerilme koşulları altında bulunan sonsuz uzunluktaki duvarlar için geliştirilmiş olduklarından şaft kazıları için kullanılmalarının çok uygun olmadığı açıktır. Bu sebepten dolayı birçok araştırmacı dairesel şaft duvarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanması için yaptıkları teorik ve deneysel çalışmalar sonucunda klasik toprak basıncı teorileri dışında yeni yaklaşımlar geliştirmişlerdir. Bununla beraber gelişen bilgisayar ve yazılım olanakları sayesinde sonlu elemanlar metodu kullanılarak yapılan çözümler sayesinde daha hızlı ve gerçek durumu daha iyi yansıtan değerler hesaplanabilmektedir.

Bu çalışmada dairesel en kesitli şaftlarda yanal toprak basınçlarını plastik denge ile belirlemek için konik göçme yüzeyine dayalı yapılan çözüm yaklaşımları kısaca açıklanmış ve akademik çalışmalardan yararlanılarak bu yöntemlerin birbirleri ile klasik yöntemlerle ve santrifüj testleri ile karşılaştırılmaları verilmiştir. Bu çalışmasının sayısal analiz kısmında hem kohezyonlu zeminler için hemde granüler zeminler için elastisite modülünün yanal toprak basıncına ve şaft duvarı arkasında meydana gelen yerdeğiştirmelere etkisini incelemek için sonlu elemanlar analizleri yapılmış ve elde edilen sonuçlar hem klasik toprak basıncı teorileri ile hem de eksenel simetrik koşullar için geliştirilen yöntemlerlerden elde edilen değerler ile karşılaştırılarak zemin kohezyonunun, kayma mukavemeti açısının ve elastisite modülünün dikey kemerlenme üzerindeki olumlu etkisi ortaya koyulmuştur. Bu yapılan çözümlemeler ve karşılaştırmalardan elde edilen sonuçlardan şaft duvarında meydana gelen yanal toprak basıncının mertebe olarak sukunetteki toprak basıncına çok yakın olduğu tespit edilerek, şaft yapısına ait yükseklik ve çap ile orantılı ampirik bir kemerlenme katsayısı çalışması yapılarak şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncını sonlu elemanlar çözümüne yakın mertebede veren bir denklem geliştirilmiştir. Bir sonraki aşamada sabit bir metro şaftı modeli için zemin koşulları belirlenerek, kazı destek sistemi elemanlarının özelliklerinde ve şaft geometrisinde yapılan değişikliklerin şaft duvarında meydana gelen yanal toprak basıncına etkisi incelenmiştir. Son olarak kazı destek sistemindeki yatay destek elemanlarının dikey kemerlenmeye katkısı incelenerek kuşak kirişlerin şaft kazı destek sistemlerinin tasarımına olan ekonomik etkisi ortaya koyulmuştur.

INVESTIGATION OF LATERAL EARTH PRESSURE FROM CIRCULAR SECTION SHAFT BY NUMERICAL ANALYSIS

SUMMARY

Shaft structures can be described as underground structures with a slope of 45 to 90 degrees from horizontal, with a minimum cross-sectional area of $10m^2$ connected to other underground structures, and in particular, the length in the vertical is more than its horizontal length. Shafts are used in many underground structures such as approach shafts of tunnel structures, staircase, elevator and material shafts of tunnel type subway stations, long-distance road and railway tunnels ventilation shafts, mines, hydroelectric power station pressure shafts and nuclear and chemical waste storage areas. While approach tunnels are used in projects in open areas outside of the city to descend to the tunnel level, it is necessary to descend to the tunnel level by vertical shafts in order to excavate the tunnels of metro and other transportation structures, especially in urban tunneling. In the design of these shafts, the sections are generally circular or elliptical in order to produce more economical solutions by making use of the vertical arching effect of the ground. The majority of shaft excavations are conventional excavations using mechanical excavation or drilling and blasting methods. Besides the classical excavation method, there are also excavations made with SBM (Shaft Boring Machine) in the world for deep shaft excavations. Circular excavations up to 1000 m can be done with these machines.

It is used as an excavation support system of vertical circular shafts, generally with vertical support systems formed with reinforced concrete bored piles, shotcrete and soil nail systems, as well as horizontal support systems consisting of reinforced concrete or reinforced concrete and steel composite beams formed together or in areas with water problems such as alluvial soils and seafill areas diaphragm wall excavation support systems are preferred. For both the design of the excavation support systems created with any of these systems and the design of the outer shear wall of the permanent reinforced concrete structures to be built after the excavation, the lateral soil pressures acting on the shaft wall are required to be determined correctly. In this study, the lateral soil pressure calculations affecting the walls of circular metro shafts made by conventional method will be examined. Many researchers have suggested using new approaches other than classical soil pressure theories as a result of their theoretical and experimental studies to calculate lateral soil pressures affecting shaft walls. The soil pressure in the cylindrical vertical wall in the literature has been studied by many researchers; The main of these researchers are Terzaghi (1943), Berezantzev (1958), Prater (1977), Abel (1979), Lade et al. (1981), Wong and Kaiser (1988), Fujii et al. (1994), Hagiwara et al. (1994), Fujii et al. (1996), Ueno et al. (1996) and Imamura et al. (1999), Cheng and Hu (2005), Cheng et al. (2008) Liu and Wang (2008), Liu et al. (2009) and Tobar (2009).

These researchers have proposed various design approaches and theories based on hypothetical slip lines, convergence-limiting method and boundary balance methods based on centrifuge tests However, with the developing computer and software possibilities, it has become possible to make ideal solutions by providing balance, stress-strain behavior, continuity and boundary conditions in the analysis made by the finite element method. Therefore, lateral soil pressures acting on shaft walls with circular and elliptical sections can be calculated quickly and closer to ideal.

In this study, the lateral soil pressure values calculated in the finite element solution made by creating a two-dimensional shaft model in the axially symmetrical situation were calculated very close to the lateral soil pressure value at rest. This is the natural result of the vertical arching effect due to the cross-sectional feature of the cylindrical shaft structures. Due to the arching effect occurring on the ground, the displacements occurring behind the shaft wall are at very small levels.

The aim of this study is to determine the lateral soil pressures used in the design of temporary and permanent walls of circular shaft structures in the most accurate way and to use them in analysis. In addition, another purpose of this thesis is to give geotechnical engineers an idea about the preliminary design of temporary excavation support systems to be used in circular shaft excavations, in which case, should be done in 3-dimensional numerical analysis and in which case, 2-dimensional numerical analysis should be done.

This study consists of five chapters. The first part is introduction part. In the second part of this study, the most common classical soil pressure theories used in calculating static soil pressure are examined by accepting plane strain. In the third section, the solution approaches based on the conical collapse surface for the lateral soil pressures in circular cross-section shafts, comparing these approaches with each other with classical methods and centrifuge tests were made using academic resources. In the fourth chapter, the finite element method and PLAXIS 2D 2019 program are introduced. In addition, in this section, soil models are given to model the ground in the most accurate way. In the fifth chapter, in the numerical analysis section, the classical soil pressure theories for a circular subway shaft with a depth of 30 m and a diameter of 10 m, soil pressure theories developed for axial symmetrical problems and the lateral soil pressure values affecting the cylindrical shaft wall with Plaxis2D 2019 finite element software were calculated and compared. In these studies, a two dimensional shaft model was created in the axially symmetrical situation, and the effects of the cohesion value of the ground, the angle of shear strength and the elasticity module on the lateral soil pressure on the wall and the displacements on the back of the wall were investigated.

These studies showed that the increase in cohesion, internal friction angle and modulus of elasticity increased vertical arching, therefore, lateral soil pressure affecting the shaft wall and displacement values behind the wall decreased. In the empirical study conducted by taking into account the displacement and soil pressure values in these studies, taking into account the vertical archification effect, the calmness was reduced in the soil pressure values and values close to Plaxis2D results were obtained. After this stage, the characteristics of the excavation support systems used for the shafts such as pile diameter, pile socket length, number of belt beams and the effects of the shaft radius on the lateral soil pressure were examined and lateral soil pressure was not affected by these changes unless the collapsing situation occurred. Also in this study, it was observed that although the lateral soil pressure affecting the circular shaft walls is in the degree of soil pressure in the calm, the ground around the shaft can keep itself highly dependent on the ground cohesion due to the vertical arching caused by its geometry. Therefore, it has been revealed that designs of shaft temporary excavation support coatings can be chosen for more economical but arching effect instead of normal and bending stiffness (EA, EI) high retaining elements.

When examined the articles and sample shaft reinforcement shear wall reports within the scope of this study, it has been observed that the lateral soil pressure values affecting the shaft wall are generally taken with active soil pressure acceptance, but since it can be seen from the analysis outputs, a lateral displacement value that will ensure that the active soil pressure is never formed on the grounds around the shaft has not been involved therefore, it would be a more correct approach to consider the permanent reinforced concrete wall of the circular shafts and the underground circular silos during the design. The formation of the numerical models of shafts, along with the shaft structure, is also very important for the tunnels to be manufactured. If the ground cohesion on which the shaft will be built is low and cannot provide sufficient vertical arching effect, this situation can be understood by the lateral deformations that occur during the 2D analysis, it will be a more realistic solution to design the shaft and the tunnels planned to be excavated together with the 3D analysis.

1. GİRİŞ

Şaft yapıları, yatayla 45 ila 90 derece arası eğimi olan, diğer yeraltı yapılarına bağlantılı minimum $10m^2$ kesit alanına sahip ve özellikle düşeydeki uzunluğu yataydaki uzunluğundan fazla olan yeraltı yapıları olarak tariflenebilir. Şaftlar, tünel yapılarının yaklaşım şaftları, tünel tipi metro istasyonlarının merdiven, asansör ve malzeme şaftları, uzun mesafeli karayolu ve demiryolu tünellerin havalandırma bacaları, maden ocakları, hidroelektrik santrallerin basınç şaftları ve nükleer ve kimyevi atıkların stoklama alanları gibi pek çok yeraltı yapısında kullanılmaktadır. Tünel imalatlarının yapılabilmesi için tünel kotlarına ulaşılması lazımdır. Tünel kotuna inmek için şehir dışı açık alanlarda bulunan projelerde yaklaşım tünelleri kullanılırken özelikle şehir içi tünelciliğinde metro ve diğer ulaştırma yapılarına ait tünellerinin kazılabilmesi için tünel kotuna dikey şaftlar vasıtasıyla inilmesi gerekmektedir. Bu şaftların tasarımında zeminin dikey kemerlenme etkisinden de yararlanarak daha ekonomik çözümler üretilmesi için kesitler, genellikle dairesel veya eliptik geometride olmaktadır. Şaft kazılarının büyük çoğunluğu mekanik kazı veya delme patlatma yöntemleriyle yapılan konvansiyonel kazılarıdır. Klasik kazı metodunun yanında derin şaft kazıları için dünyada SBM (Shaft Boring Machine) ile yapılan kazılar da vardır. Bu makinelerle 1000 m derinliğe kadar dairesel kazılar yapılabilmektedir.

Düşey dairesel şaftların kazı destek sistemi olarak genellikle betonarme fore kazık veya püskürtme beton zemin çivili sistemlerle oluşturulan düşey destekleme sistemleri ile beraber betonarme veya betonarme ve çelik beraber oluşturulan kompozit kuşak kirişlerinden oluşan yatay destekleme sistemleri veya alüvyon zeminler ve deniz dolgu alanları gibi su problemlerinin olduğu bölgelerde kullanılan diyafram perdeli kazı destek sistemleri tercih edilmektedir. Hem bu sistemlerden herhangi biri ile oluşturulan kazı destek sistemlerinin tasarımı hem de kazı sonrası yapılacak olan kalıcı betonarme yapıların dış çeper perdelerinin tasarımı için şaft duvarına etkiyen yanal toprak basınçlarının doğru olarak belirlenmesine ihtiyaç vardır. Bu çalışma kapsamında geleneksel metotla yapılan dairesel metro şaftlarının duvarlarına etkiyen

yanal toprak basıncı hesapları incelenecektir. Birçok araştırmacı şaft duvarlarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanması için yaptıkları teorik ve deneysel çalışmalar sonucunda klasik toprak basıncı teorileri dışında yeni yaklaşımların kullanılmasını önermiştir. Literatürde silindirik düşey duvardaki toprak basıncı, birçok araştırmacı tarafından çalışılmıştır; Bu araştırmacıların başlıcaları Terzaghi (1943), Berezantzev (1958), Prater (1977), Abel (1979), Lade ve ark. (1981), Wong ve Kaiser (1988), Fujii ve ark. (1994), Hagiwara ve diğerleri (1994), Fujii ve ark. (1996), Ueno ve ark. (1996) ve Imamura ve ark. (1999), Cheng ve Hu (2005), Cheng ve diğerleri (2008) Liu ve Wang (2008), Liu ve diğerleri (2009) ve Tobar (2009). Bu araştırmacılar, zemin plastikliğini dikkate alarak varsayımsal kırılma hatları, yakınsama-sınırlama yöntemi ve santrifüj testlerine dayanan sınır dengesi yöntemlerini temel alan çeşitli tasarım yaklaşımları ve teorileri önermişlerdir (Yun, 2004). Bununla birlikte gelişen bilgisayar ve yazılım olanakları ile beraber sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan çözümlemelerde denge, gerilme-şekil değiştirme davranışı, süreklilik ve sınır koşulları sağlanarak ideal çözümlerin yapılması mümkün hale gelmiştir. Dolayısıyla dairesel ve eliptik kesitli şaft duvarlarına etkiyen yanal toprak basınçları hızlı ve ideale daha yakın bir şekilde hesaplana bilmektedir.

Bu çalışmada eksenel simetrik durumda 2 boyutlu şaft modeli oluşturularak yapılan sonlu elemanlar çözümünde hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri mertebe olarak sukunetteki yanal toprak basıncı değerine çok yakın olarak hesaplanmıştır. Bu durum silindirik şaft yapılarının kesit özelliğinden dolayı meydana gelen düşey kemerlenme etkisinin doğal sonucudur. Zeminde meydana gelen kemerlenme etkisi dolayısıyla şaft duvarı arkasında oluşan yer değiştirmeler çok küçük mertebelerde olmaktadır.

1.1 Amaç

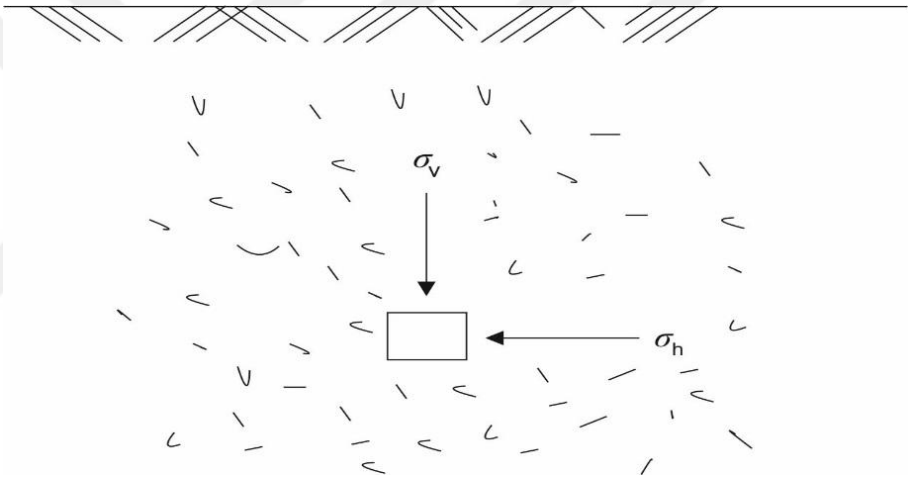
Bu çalışmanın amacı dairesel şaft yapılarına ait geçici ve kalıcı duvarların tasarımında kullanılan yanal toprak basınçlarının en doğru şekilde belirlenerek çözümlemlerde kullanılmasıdır. Ayrıca bu tez çalışmasının amaçlarından bir diğeri ise dairesel şaft kazılarında kullanılacak olan geçici kazı destek sistemlerinin ön tasarımı hakkında hangi durumda 3 boyutlu sayısal analiz yapılmalı hangi durumda 2 boyutlu sayısal analiz yapılmalı konusunda geoteknik mühendislerine fikir vermektir.

1.2 Kapsam

Bu çalışmanın ikinci bölümünde, düzlem gerilme kabulü yaparak statik toprak basıncının hesaplanmasında kullanılan en yaygın klasik toprak basıncı teorileri incelenmiştir. Üçüncü bölümde dairesel en kesitli şaftlarda yanal toprak basınçlarını için konik göçme yüzeyine dayalı yapılan çözüm yaklaşımları, bu yaklaşımların birbirleri ile klasik yöntemlerle ve santrifüj testleri ile karşılaştırılmaları akademik kaynaklardan yararlanılarak yapılmıştır. Dördüncü bölümde sonlu elemanlar metodu ve PLAXIS 2D 2019 programının özellikleri tanıtılmaktadır. Ayrıca bu bölümde zemini en doğru şekilde modellemek için verilen zemin bünye modelleri anlatılmaktadır. Beşinci bölümde sayısal analiz kısmında 30 m derinliğinde ve 10 m çapında dairesel bir metro şaftı için klasik toprak basıncı teorileri, eksenel simetrik problemler için geliştirilen toprak basıncı teorileri ve Plaxis2D 2019 sonlu elemanlar yazılımı ile silindirik şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı değerleri hesaplanmış ve karşılaştırmaları yapılmıştır. Bu çalışmalarda eksenel simetrik durumda 2 boyutlu şaft modeli oluşturulmuş yapılan çözümlemelerde zeminin kohezyon değerinin, kayma mukavemeti açısının ve elastisite modülünün duvarda oluşan yanal toprak basıncına ve duvar arkası zeminde oluşan yerdeğiştirmelere etkisi incelenmiştir. Bu çözümlemelerde dikey kemerlenme etkisinden dolayı sonlu elemanlar analizi ile hesaplanan değerlerin aktif yanal toprak basıncı değerinin üzerinde, sukunetteki yanal toprak basıncı değerinin biraz altında olduğu görülmüştür. Ayrıca bu çözümlemelerde şaft duvarı arkasında oluşan yer değiştirmeler çok küçük mertebelerde olduğu görülmüştür. Bu yapılan çözümlemeler ve karşılaştırmalardan elde edilen sonuçlar değerlendirilerek şaft duvarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanabilmesi için ampirik denklem çalışması yapılmıştır. Bu aşamadan sonra ise şaftlar için kullanılan kazı destek sistemlerin kazık çapı, kazık soket boyu, sistemdeki kuşak kirişi sayısı gibi özelliklerinin ve şaft şaft yarıçapının şaft duvarında meydana gelen yanal toprak basıncına ve yerdeğiştirmelere etkisi incelenmiştir.

2. YANAL TOPRAK BASINÇLARI

Geçici ve kalıcı dayanma yapılarının tasarımı için dayanma yapısına etkiyen kuvvet ve basınçların büyüklük ve yönleri belirlenmelidir. Dayanma yapısı sistemine etkiyen en önemli basınç, tutulan zemin ile dayanma yapısı arasındaki basınçtır. Başlıca bileşeninin yatay olmasından dolayı sisteme, herhangi bir derinlikte dayanma yapısının arkasındaki zeminden etkiyen basınca "yanal toprak basıncı" denir. Farklı seviyelerde kazılan veya doldurulan zemini tutan ve yanal toprak basınçlarının etkisinde olan dayanma yapılarının tasarımı için, onlara gelen yanal toprak basınçlarının hesaplanması gerekir. Yanal toprak basıncı zeminin kayma dayanımı parametrelerine, zeminin birim hacim ağırlığına, kazı derinliğine, dayanma yapısının yerdeğiştirme oranına ve yer altı su seviyesine bağlıdır (Das, 2010).



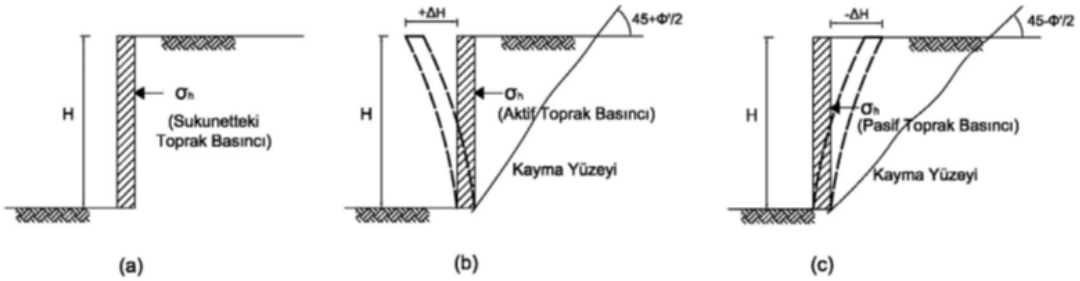
Şekil 2.1 : Zemin elemanına etkiyen yatay ve düşey gerilmeler.

Şekil 2.1' de görüldüğü gibi belirli bir derinlikteki düşey efektif gerilme σ'_v, ye bağlı olarak aynı noktadaki yatay toprak basıncı σ_h Denklem 2.1 ile hesaplanır;

$$\sigma_h = K.\sigma_v \tag{2.1}$$

Burada "K" yanal toprak basıncı katsayısıdır. Yanal toprak basıncı katsayısının belirlenmesi ile ilgili en önemli iki teorem plastisite teorisine uyan Rankine Teorisi ve kama teorisine uyan Coulomb Teorisidir. Coulomb ve Rankine iki boyutlu toprak basıncı teorilerini oluştururken limit denge ve kayma çizgisi analiz yöntemlerini kullanmışlardır. Her iki yöntemde plastik denge üzerine kurulmasına rağmen çözümlemede farklılık göstermektedir (Tobar, T. ve Meguid M.A., 2010). Limit denge yöntemi uygun bir göçme yüzeyi varsayımı yapar ve toprak basıncını hesaplamak için temel statik eşitlikleri kullanır. Limit denge yöntemin tersine Kayma çizgisi yöntemi,

tüm zemin kütlesinin göçme sınırında olduğu varsayımını yapar ve çözüm plastik dengeye dayanan bir takım diferansiyel denklemlerle elde edilir. İstinat perdesi zeminden kazı yeteri miktarda hareket ederse Aktif Toprak Basıncı, perde toprağa doğru yeter miktarda hareket ederse, Pasif Toprak Basıncı doğar. Perdenin hareket etmemesi halinde doğacak basınca, Sükûnetteki Toprak Basıncı adı verilir. Şekil 2.2' de istinat duvarlarına etkiyen yanal toprak basınçları ve hareket yönleri gösterilmektedir.



Şekil 2.2 : İstinat yapılarına etkiyen etkiyen yanal toprak basınçları (Das, 2013).

Temelde aynı mantık üzerine geliştirilmiş olsa da, Coulomb ve Rankine metotları kullanılarak hesaplanan aktif toprak basıncı değerleri ile dairesel ve eliptik kesitlerde eksenel simetrik koşullar için elde edilen yanal toprak basıncı değerleri farklılık göstermektedir. Bu nedenle dairesel şaft yapılarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanması için klasik toprak basıncı teorilerine yeni parametreler eklenerek yeni varsayımlarla birtakım çalışmalar yapılmıştır.

Yatay toprak basınçları sükunetteki toprak basıncı, aktif toprak basıncı ve pasif toprak basıncı olarak üç durum için tanımlanır ve her durum için kullanılan toprak basıncı katsayıları farklıdır.

2.1 Sukunet Durumu

Zeminde herhangi bir şekil değiştirmenin ve yerdeğiştirmenin meydana gelmediği duvarın hareket etmediği doğal duruma "sükunet durumu" denir. Sükunet durumunda zemin elastik bölgede olduğu varsayılır.

Sükunet durumunda oluşan yanal ve düşey gerilme Denklem 2.2 ile hesaplanmaktadır.

q: Sürşaj

: Zeminin birim hacim ağırlığı

z : Zemin yüzünden itibaren derinlik olmak üzere düşey gerilme

$$\sigma_v = q + \gamma . z \tag{2.2}$$

şeklinde hesaplanır.

Zeminin hem kendi ağırlığından hem de dış yüklerden dolayı oluşan yanal gerilmeler ise düşey gerilmeler yardımı ile Denklem 2.3' te gösterildiği gibi hesaplanmaktadır.

$$\sigma_h = \sigma_v . K_0 + u \tag{2.3}$$

Burada belirtilen,

σ_v: Düşey gerilme

K_0: Sukunteki yanal toprak basıncı katsayısı

u : Hidrostatik su basıncıdır.

K_0 boyutsuz bir parametredir. Zemin türüne göre çeşitli araştırmacılar katsayının belirlenmesi için bir takım ampirik denklemler geliştirmişleridir. Bu denklemler aşağıda verilmiştir.

Kumlar için,

$$K_0 = 1 - \sin \phi \tag{2.4}$$

Normal konsolide killer için,

$$K_0 = 0.95 - \sin \phi \tag{2.5}$$

Normal konsolide killerde, P_I: Plastisite indisi olmak üzere,

$$K_0 = 0.44 + 0.42\left(\frac{PI(\%)}{100}\right) \tag{2.6}$$

Aşırı konsolide killer için, AKO : Aşırı konsolidasyon oranı olmak üzere,

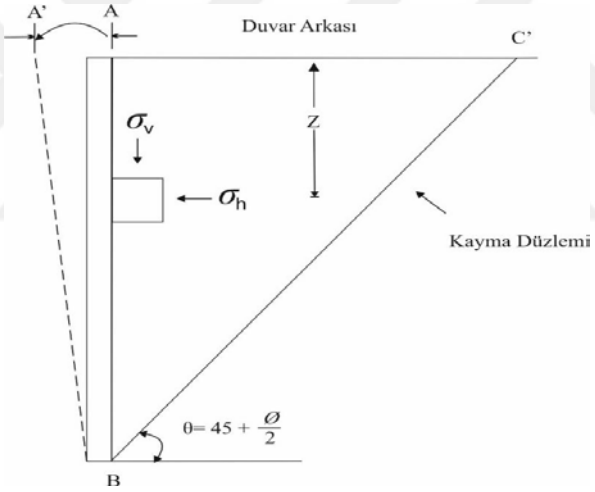
$$K_0 = (1 - \sin \phi).AKO^{(\sin \phi)} \tag{2.7}$$

2.2 Aktif Toprak Basıncı

Dayanma duvarlarına etkiyen toprak basınçları duvar ve zemin hareketlerinden etkilenmektedir. Arkasındaki zemini tutan ve itkiye maruz kalan duvar, kazı alanına doğru az bir hareket meydana geldiğinde düşey gerilmelerde değişim olmaz iken sükunetteki yatay zemin gerilme değerleri azalmaya başlayacak ve belli bir sınır değeri geçtikten sonra kayma yüzeyi meydana gelecektir. Dayanma duvarının kısa bir miktar

dışa doğru hareket etmesine izin verirsek, bu hareket duvarın tabanı etrafında dönme ya da ötelenme şeklinde olabilir. Yatay gerilmenin en düşük değere düştüğü durumda göçme meydana gelecektir. Kayma yüzeyi boyunca dışarı doğru hareket etmeye çalışan zemin kamasının duvarda meydana getirdiği yanal toprak basıncı aktif toprak basıncı olarak isimlendirilir. Şekil 2.4'te görüldüğü gibi zemin kamasındaki kayma düzlemleri yatay 45 + ϕ/2 ile açı yapmaktadır.

Aktif koşula ulaşmak için gerekli dönme veya ötelenme hareket miktarı Çizelge 2.1'de gösterildiği gibi zemin türüne ve duvar yüksekliğine bağlıdır. Örneğin, gevşek kohezyonsuz bir zeminde, duvar dolgudan kazı alanına doğru sadece 0.004H yani 4 metre yüksek bir duvar için yaklaşık 16 mm'ye eşit bir mesafe hareket ederse aktif duruma ulaşılır. Bu nedenle, serbest durumdaki bir konsol istinat duvarı için aktif toprak basıncı kullanılması gerekirken, bir bodrum perdesi için sükûnetteki toprak basıncının tasarımda kullanılması gerekir.



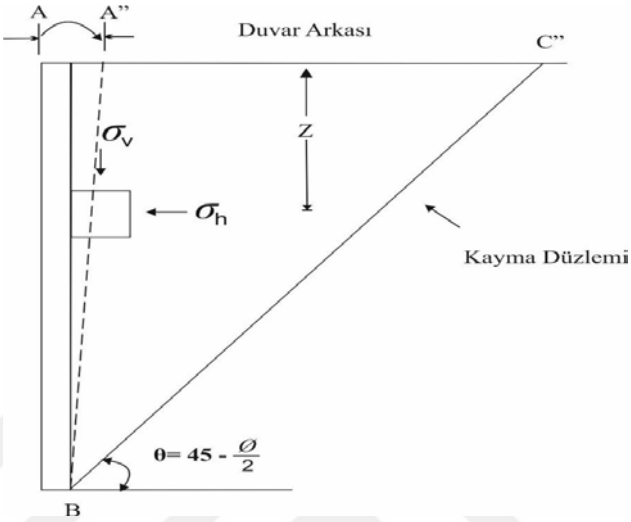
Şekil 2.3 : Aktif toprak basıncı (Das, 2013).

Çizelge 2.1 : Aktif koşula erişmek için gerekli duvar hareketi (Das, 2013).

Zemin Türü	Yer Değiştirme
Gevşek Kum	0.001H-0.002H
Sıkı Kum	0.0005H-0.001H
Yumuşak Kil	0.02H
Sert Kil	0.01H

2.3 Pasif Toprak Basıncı

Pasif toprak basıncı koşulları aktif toprak basıncı koşullarının karşıtıdır. Bu durumda duvar Şekil 2.4'te gösterildiği gibi dolguya doğru hareket eder. Pasif toprak basıncı durumunda yatay birim deformasyonlara karşılık yatay gerilme değişirken düşey gerilme sabit kalmaktadır.



Şekil 2.4 : Pasif toprak basıncı (Das, 2013).

Homojen bir zeminde pasif durumdaki kayma düzlemleri yatay ile 45–ϕ/2 derece açılarda eğimlidir. Pasif durumdaki kohezyonsuz bir zeminde yanal toprak basıncı katsayısı K değeri K_p olarak isimlendirilerek hesaplamalarda kullanılır. K_p değeri K'nın üst sınırı olup, duvara etkiyebilen basıncın üst sınırını ortaya koyar. Pasif koşula ulaşmak için aktif koşulda olandan daha fazla hareket meydana gelmelidir. Çeşitli zeminler için gerekli tipik hareketler Çizelge 2.2'de verilmiştir.

Çizelge 2.2 : Pasif koşula erişmek için gerekli duvar hareketi (Das, 2013).

Zemin Türü	Yer Değiştirme
Gevşek Kum	0.01H
Sıkı Kum	0.005H
Yumuşak Kil	0.04H
Ser Kil	0.020H

2.4 Klasik Toprak Basıncı Teorileri

Yanal toprak basınçlarının hesaplanması için yapılan ilk çalışmalar Charles-Augustin de Coulomb (1776) ve William Rankine (1857) tarafından yürütülmüştür. Bu bölümde dayanım duvarlarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanması için kullanılan Rankine, Coulomb ve Cullman metotları detaylı olarak incelenecektir**.**

2.4.1 Rankine toprak basıncı teorisi

Rankine teoreminde zeminin izotrop ve homogen olduğu ve dayanma duvarıyla zemin arasında sürtünme olmadığı ("δ"=0) kabulüne göre yanal toprak basınçları hesaplanır. Kohezyonsuz zeminler için önerilen Rankine Teorisi, daha sonraları kohezyonlu zemin ve diğer durumlar için de genelleştirilmiştir. Rankine yönteminin kabulleri aşağıda sıralanmıştır.

- Zeminin homojen ve izotroptur. (Kohezyon, kayma mukavemeti açısı ve zemin birim hacim ağırlığı zemin her noktasında aynı değerdedir)
- Duvar arkasını düz kabul duvarı yüzeyini pürüzsüz ve rijit kabul eder.Bu kabul sayesinde toprak basınçlarının hesaplanmasını kolaylaştırmaktadır. Gerçekte ise duvarın arka yüzeyi ile zemin arasında bir miktar sürtünme bulunmaktadır.
- Pasif veya aktif toprak basıncının meydana gelmesi için duvarın hareket etmesi gerekir.
- Duvara arkasından etkiyen normal kuvvet ve kesme kuvvetinin bileşkesi zemin yüzeyine paralel bir açıda eğimlidir.

Rankine aktif durum için, zeminin üst yüzeyinden itibaren herhangi bir z derinliği için toprak basıncı minimum şartlarda şu şekilde tanımlamıştır:

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

$$\boldsymbol{K_a = tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2}\right)} \quad (2.9)$$

Bu denklemde ifade edilen,

P_a: Aktif Yanal Toprak Basıncı,

K_a: Aktif toprak basıncı katsayısı,

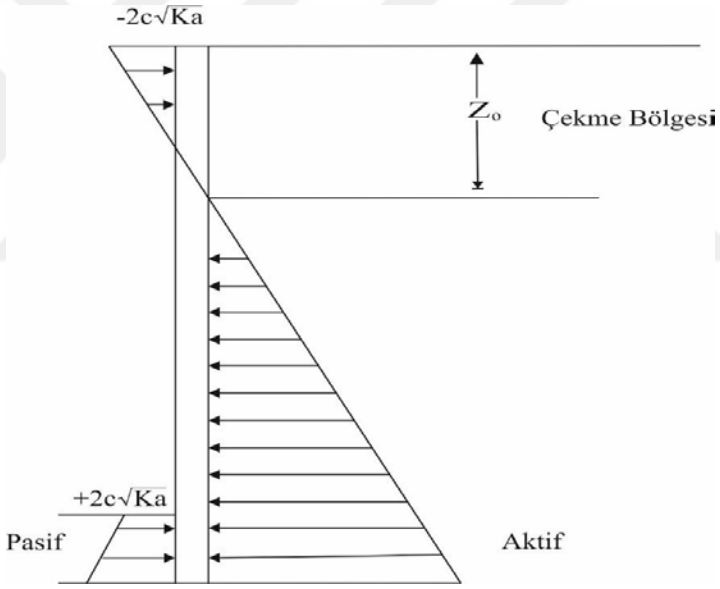
c: Kohezyon,

ϕ: Kayma mukavemeti açısı,

γ : Zeminin birim hacim ağırlığıdır.

Zeminde derinlik arttıkça oluşan çekme gerilmeleri azalmakta ve çekme çatlağı derinliği olarak bilinen z_0 derinliğinde bu değer sıfır olmaktadır. Çekme gerilmesi olan bölgede zemin kendini tutabildiği için çekme çatlakları da bu bölgede oluşabilir. Çekme gerilmeleri etkisinde olan zeminlerde, Denklem 2.10'dan yararlanarak çekme bölgesi derinliği hesaplanabilir.

$$\boldsymbol{z_0 = \frac{-2.c}{\gamma.K_a}} \tag{2.10}$$



Şekil 2.5 : Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif toprak Basınç Dağılımları (Coduto, 2011).

Rankine pasif durum için, zeminin üst yüzeyinden itibaren herhangi bir z derinliği için toprak basıncı maksimum şartlarda şu şekilde tanımlamıştır:

$$P_p = \gamma.z.K_p + 2.c.\sqrt{K_p} \tag{2.12}$$

$$K_p = tan^2\,(45 + \frac{\phi}{2}) \tag{2.13}$$

Bu denklemde ifade edilen,

P_p: Pasif Yanal Toprak Basıncı

K_p: Pasif Toprak Basıncı Katsayısı

c: Kohezyon

ϕ: Kayma mukavemeti açısı

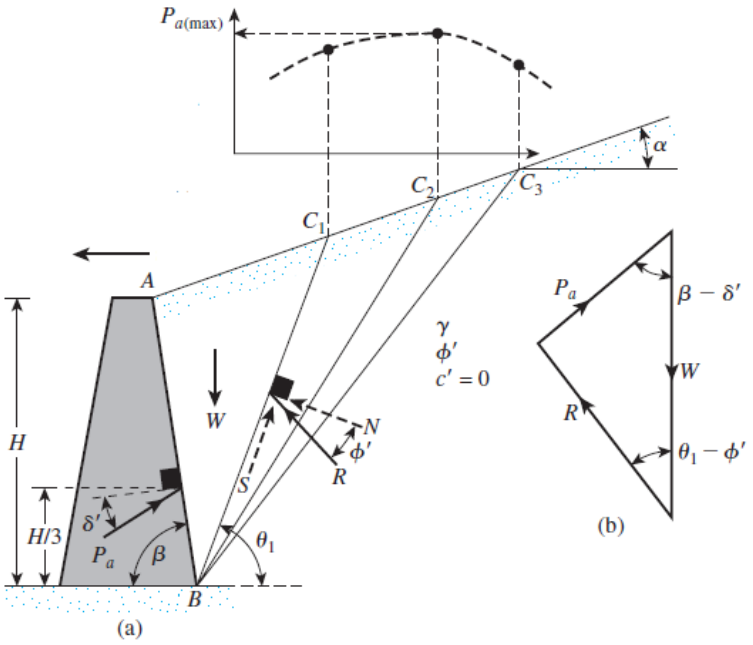
γ : Zeminin birim hacim ağırlığıdır.

2.4.2 Coulomb toprak basıncı teorisi

Dayanma yapılarına etkiyen yanal toprak basınçları üzerinde ilk teorik çalışmaları yapan Charles-Augustin de Coulomb (1776), duvarın arka yüzeyinin sürtünmeli olduğunu ve dolgu malzemesi olarak granüler zemin kullanılması gerektiğini savunarak duvarın birim uzunluğuna gelen yanal toprak basınçlarını hesaplamıştır. Kama teorisi olarak bilinen Coulomb toprak basıncı teorisinde, dayanma duvarı öne veya arkaya doğru hareket ederken duvar arkasında oluşan ve kayan zemin kütlesinin dengesini dikkate alarak maksimum pasif ve minimum aktif toprak basınçlarını belirlemede kuvvet dengesini kullanmaktadır. Bu teori aşağıdaki kabullere dayanmaktadır:

- Duvar arkasındaki zemin kohezyonsuz, homojen ve izotroptur.
- Duvarın yüzeyi ve duvar arkasındaki zeminin yüzeyi eğimlidir.
- Duvar ile zemin arasındaki sürtünme hesaba katılacaktır.
- Duvarın bir miktar yer değiştirmesiyle duvar arkasında yapılan dolguda bir kayma yüzeyi oluşur.
- Göçme kaması rijit bir kütledir ve duvar arkası boyunca hareket ederek duvar sınırı boyunca sürtünme oluşturur.
- Dolgu üzerindeki sürşaj yükü üniformdur ve tüm dolgu alanını kapsar.
- Kayma yüzeyi gerçekte eğri olması gerekirken, düzlemsel kabul edilmiştir.

Kohezyonsuz zeminlerde aktif durumda, duvar dolgudan kazı bölgesine doğru hareketini yaparken Şekil 2.6'de görüldüğü gibi duvar arkasında meydana gelen üçgen kama aşağı doğru kayar. Bu durumda zemin kamasının dayanma duvarın arka yüzüne yapmış olduğu basıncın en büyük değer aktif toprak basıncı olmaktadır.



Şekil 2.6 : Aktif Durum İçin Coulomb Kama Teorisi ve Kuvvet Poligonu (Coduto, 2011).

Şekil 2.6'de üçgen kamaya etki eden kuvvetler verilmiştir. Bu etkiyen kuvvetler aktif durumda bir kuvvet poligonu oluşturur. Bu denklemde ifade edilen,

P_a: Aktif toprak basıncı

W: Zemin kamasının ağırlığı

α: Duvar arka yüzünün düşey ile yapmış olduğu açı

R: Göçme yüzeyinde doğan sürtünme ve normal kuvvetlerin bileşkesi

ϕ: Zeminin kayma mukavemeti açısı

δ: P_a ile duvar arasında duvar-zemin sürtünme açısıdır.

Sürtünme açısı, duvar arkasının pürüzlülüğüne, zemin cinsine ve durumuna bağlı olmakla beraber, ϕ/3-2ϕ/3 arasında bir değer seçilir. Kuvvet poligonunda yer alan kuvvetlerin yatay ve düşeyde dengede olması şartı ile, maksimum aktif toprak basıncı denklem 2.15 ile hesaplanır.

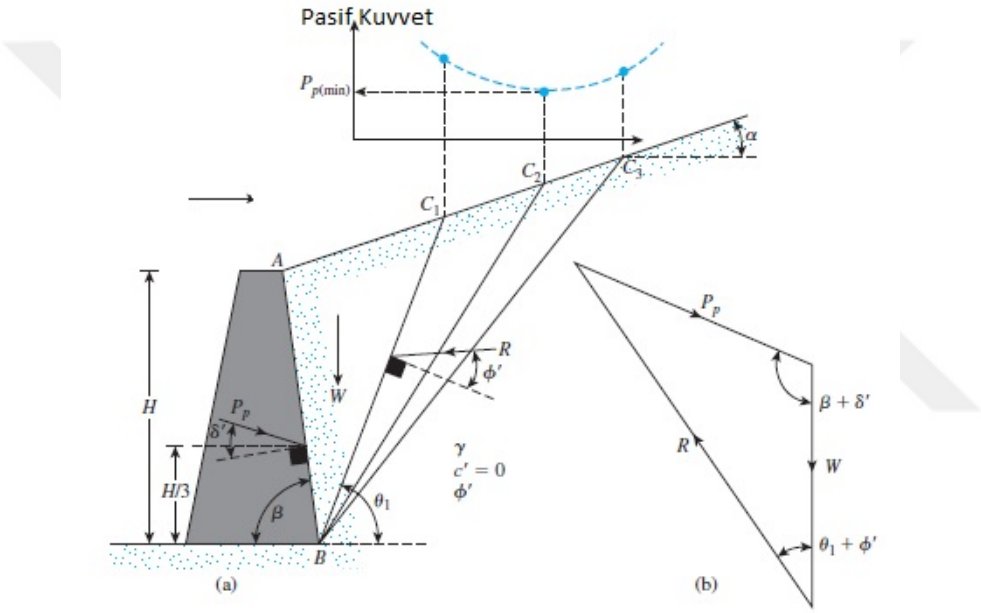
$$P_a = \frac{1}{2}\delta H^2 K_a \tag{2.15}$$

$$K_a = \frac{cos^2(\Phi - \alpha)}{cos^2.\alpha.\cos(\delta+\alpha).\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta).\sin(\Phi-i)}{\cos(\Phi+\delta).\cos(i-\alpha)}}\right]^2} \tag{2.16}$$

Coulomb yönteminde aktif toprak basıncı, zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin dengesinden bulunduğu için toprak basıncı dağılımı kesin olarak elde edilemez, ancak genel olarak toprak basıncı dağılımı denklem 2.17' de olduğu gibi lineer dağıldığı ifade edilebilir.

$$P_a = \delta H K_a \tag{2.17}$$

Kohezyonsuz zeminlerde Pasif durum için, duvar dolguya doğru hareket ederken Şekil 2.7'de görülen duvar arkasında oluşan üçgen kama yukarı doğru hareket eder ve zemin kamasının duvara yapmış olduğu basıncın minimum değerine pasif toprak basıncı denilmektedir.



Şekil 2.7 : Pasif durum İçin Coulomb Kama Teorisi ve Kuvvet Poligonu (Coduto, 2011).

Şekil 2.7'da üçgen kamaya etki eden kuvvetler verilmiştir. Bu etkiyen kuvvetler pasif durumda bir kuvvet poligonu oluşturur. Burada ifade edilen,

P_p: Statik pasif toprak basıncı

W: Zemin kamasının ağırlığı

α: Duvar arka yüzünün düşey ile yapmış olduğu açı

R: Göçme yüzeyinde doğan sürtünme ve normal kuvvetlerin bileşkesi

ϕ: Zeminin kayma mukavemeti açısı

δ: Pp ile duvar arasında duvar-zemin sürtünme açısıdır.

Kuvvet poligonunda yer alan kuvvetlerin yatay ve düşeyde dengede olması şartı ile, minimum pasif toprak basıncı denklem 2.18 ile hesaplanabilir.

$$P_p = \frac{1}{2}\delta H^2 K_p \tag{2.18}$$

$$K_p = \frac{cos^2(\Phi+\alpha)}{cos^2.\alpha.\cos(\delta-\alpha).\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\Phi+\delta).\sin(\Phi+i)}{\cos(\Phi-\delta).\cos(i-\alpha)}}\right]^2} \tag{2.19}$$

Coulomb yönteminde pasif toprak basıncı zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin dengesinden bulunduğu için toprak basıncı dağılımı kesin olarak elde edilemez, ancak genel olarak toprak basıncı dağılımı denklem 2.20 ile hesaplanabilir

$$P_p = \delta H K_p \tag{2.20}$$

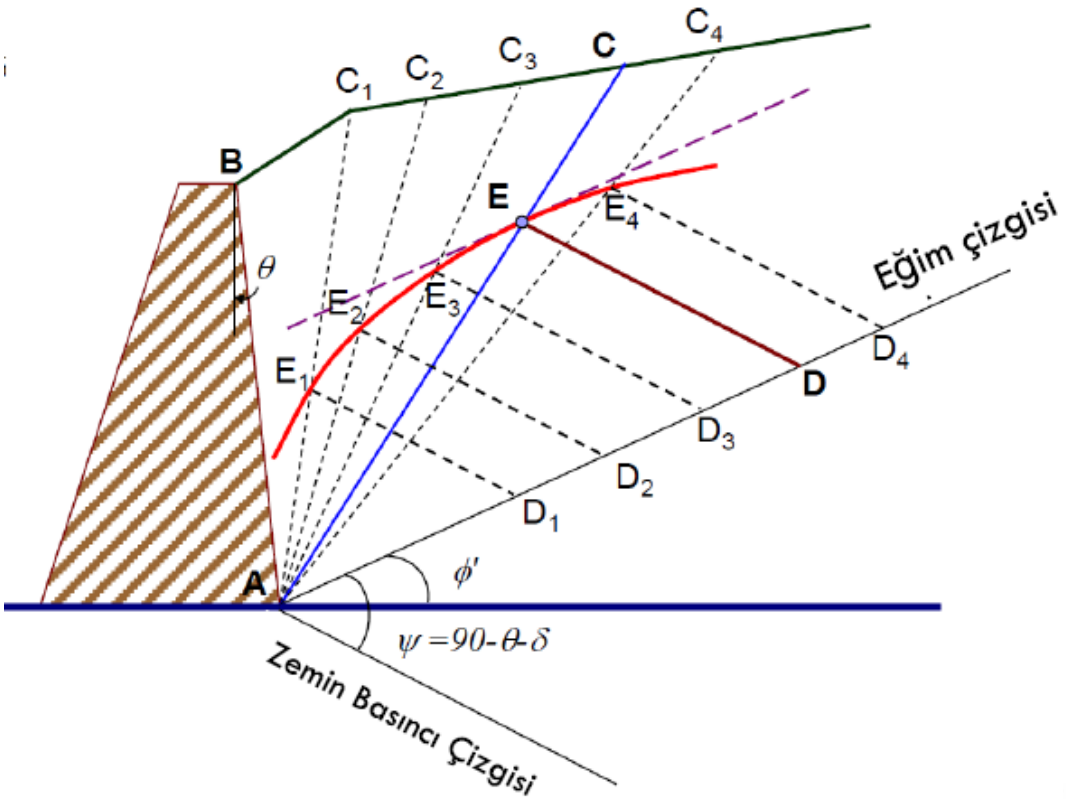
2.4.3 Rankine ve Coulomb toprak basıncı teorilerinin karşılaştırılması

- Her iki yöntemde statik durum için kullanılabilmektedir.
- Coulomb metodu zemini kuru ve kohezyonsuz olduğu durum için geçerli olduğu halde Rankine metodu zemindeki kohezyonu ve su bulunması durumunu da dikkate alarak dayanma yapılarına etkiyen yanal toprak basınçlarını hesaplayabilmektedir.
- Rankine metodu dayanma yapısı ile geri dolgu malzemesi arasında oluşan sürtünmeyi dikkate almazken, Coulomb metodu sürtünmeyi dikkate almaktadır.
- Coulomb toprak basıncı teorisi zemin kamasının denge durumundan yola çıkarak geometri kulanılarak bileşke kuvveti hesaplarken, Rankine teorisi zeminin plastik denge durumundan yola çıkarak yanal toprak basıncını gerilme esaslı olarak hesaplar.

2.4.4 Cullman (1886) toprak basıncı teorisi

Cullman (1866), Coulomb (1776) kama teorisinden hareketle yatay toprak basıncı tahmini için farklı grafiksel çözüm yöntemi önermiştir. Cullman teorisinde kohezyonlu zeminler, düzensiz arka dolgu ve düzensiz sürşarj yüklerinin bulunduğu durumlar için de hesaplamalar yapılabilmektedir. Bu teoride, farklı kayma kamaları için bulunan itkilerin en büyüğü aktif toprak basıncı olarak kabul edilmektedir.

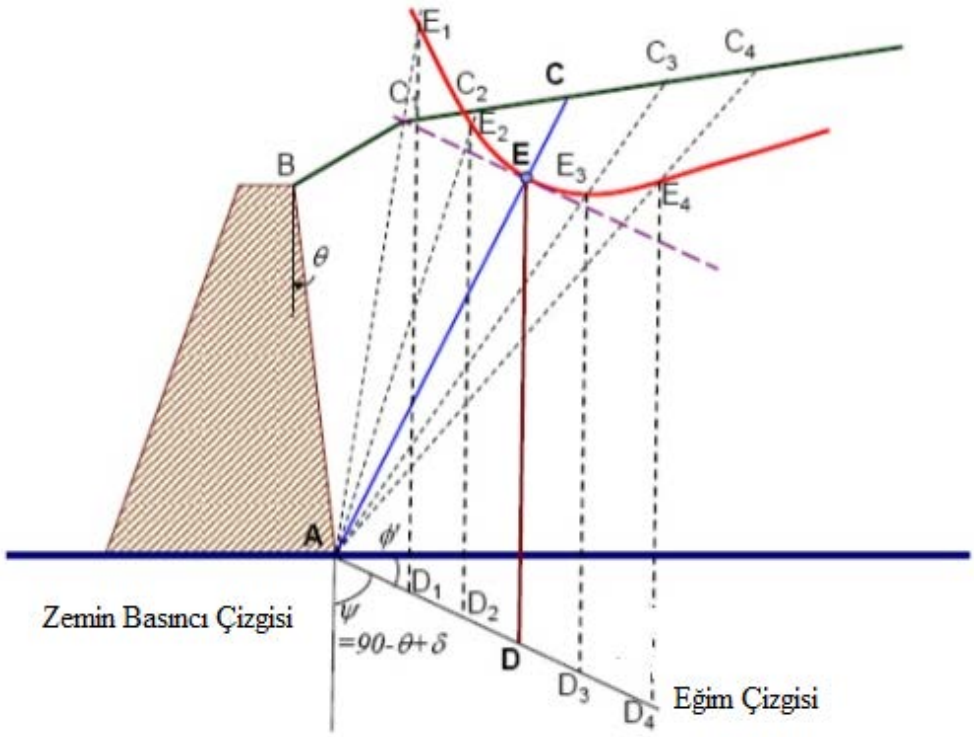
Culman yöntemi ile aktif toprak basıncının hesaplanması için çizilen kuvvet poligonu Şekil 2.8'de gösterilmiştir.Aktif toprak basınçların belirlenmesinde yöntemin kullanılışı aşağıda maddeler halinde verilmektedir.



Şekil 2.8 : Cullman yönteminde aktif toprak basıncının gösterilmesi.

- Duvar ölçekli olarak çizilir.
- Eğim çizgisi φ açısı ile çizilir.
- Zemin Basıncı çizgisi çizilir.
- İlk kama çizilir ve alanı belirlenir.
- Kamanın ağırlığı eğim çizgisi üzerinde kuvvet ölçeğinde işaretlenir. D1
- D1-E1 çizgisi Zemin Basıncı çizgisine paralel olacak şekilde çizilir.
- Yeni bir kama çizilerek işlemler tekrarlanır.
- E noktalarını birleştiren Culmann Eğrisi oluşturulur.
- Culmann eğrisine teğet Eğim çizgisine paralel doğrunun değme noktasından $P_a$max bulunur.
- Etki noktası ve açısı Coulomb ile aynıdır

Culmann yöntemi ile pasif toprak basınçlarının hesaplanması için çizilen kuvvet poligonu Şekil 2.9'da gösterilmiştir. Birkaç deneme kaması çizilerek en küçük pasif toprak basıncı P_P çizilir. Uygulanan hesap adımları aktif durum için yapılan metotla aynıdır.



Şekil 2.9 : Cullman yönteminde pasif toprak basıncının gösterilmesi.

3. DAİRESEL ENKESİTLİ DÜŞEY ŞAFTLAR İÇİN YANAL TOPRAK BASINCI TEORİLERİ

Terzaghi'ye (1943) göre düşey şaftlar, en az birkaç fit çapında olan büyük silindirik deliklerin kazılmasıdır. Bir kazı destek sisteminin temel fonksiyonları, kazının her aşamasında stabiliteyi sağlamak ve bitişik zemindeki hareketleri en aza indirmektir. Hem şaft yapısının kazısı sırasında kullanılan geçici kazı destek yapısının tasarımı hemde kalıcı kaplamanın tasarımı için dairesel yeraltı şaft yapısının duvarlarına etkiyen yanal toprak basıncını doğru hesaplamak büyük önem arz etmektedir.

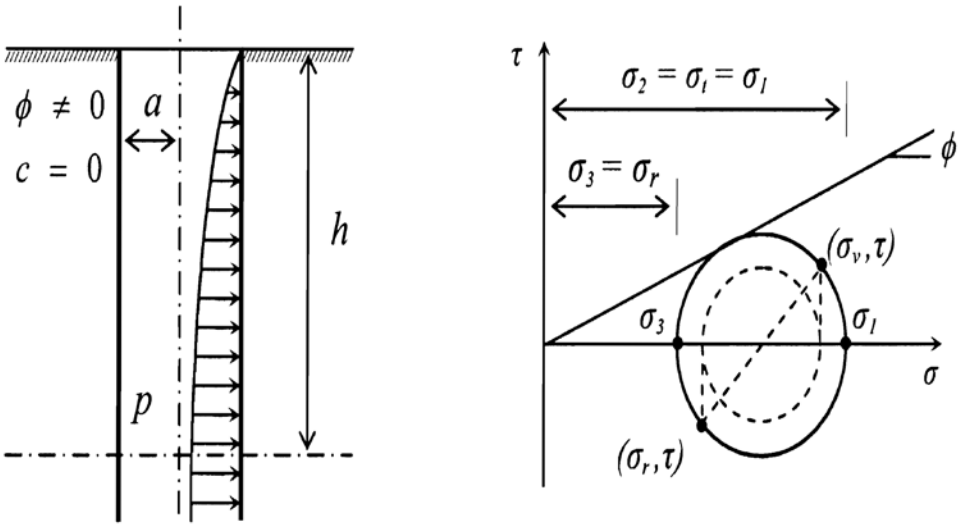
Dairesel düşey duvarladaki toprak basınçları, birçok araştırmacı tarafından incelenmiştir; Bu araştırmacıların başlıcaları Terzaghi (1943), Berezantzev (1958), Prater (1977), Abel (1979), Lade ve ark. (1981), Wong ve Kaiser (1988), Fujii ve ark. (1994), Hagiwara ve diğerleri (1994), Fujii ve ark. (1996), Ueno ve ark. (1996) ve Imamura ve ark. (1999), Cheng ve Hu (2005), Cheng ve diğerleri (2008) Liu ve Wang (2008) Liu ve diğerleri (2009), Tobar (2010), Kim ve diğerleri (2013) ve L. Liao ve diğerleri (2016). Bu araştırmacılar, zemin plastikliğini dikkate alarak varsayımsal kırılma hatları, yakınsama-sınırlama yöntemi ve santrifüj testlerine dayanan sınır dengesi yöntemlerini temel alan çeşitli tasarım yaklaşımlarını önermişlerdir. Bu bölümde yukarıda bahsedilen yaklaşımlardan yapılan varsayımlar ve bu varsayımların sınırlamaları ele alınmıştır. Desteksiz ve destekli silindirik kazıların stabilitesi ve sayısal analizler üzerine araştırmalar da incelenmiştir.

3.1 Terzaghi Yöntemi (1943)

Westergaard (1940), birim toprak basıncı katsayısı varsayımıyla, zemin yüzeyinin altındaki herhangi bir derinlikte plastik denge bölgesinin yarıçapı için bir çözüm elde etmiştir. Terzaghi (1943), Mohr Çemberini kullanarak düşey bir şaftın yakınındaki gerilme durumlarını dikkate almış ve Westergaard (1940) teorisini kaplamalı şaftlar için geliştirerek granüler zeminlerde açılmış düşey şaft yüzeylerine etkiyen toprak basınçlarını hesaplayabilen yeni bir çözüm geliştirmiştir. Bu çalışmasında Terzaghi (1943) elastik bölge içerisinde $\sigma_\theta = \sigma_v = \sigma_1$ ve $\sigma r = \sigma_3$ kabullerini yapmış ve

Mohr-Coulomb göçme kriterini de kullanarak mobilize olmuş olmuş zemin kütlesinin dengesini veren bir denklem olarak ortaya koymuştur. Terzaghi, şaft kaplamasına etkiyen yanal toprak basıncı için 3.1, 3.2 ve 3.3 numaralı denklemleri elde etmiştir. Terzaghi (1943), çözümünde denklem 3.3'te belirttildiği gibi azaltılmış kayma mukavemeti açısı (ϕ*) değeri kullanılmasını önermektedir.

Şekil 3.1' de Terzaghi (1943) çözümüne göre düşey bir şaftın merkez hattından r kadar uzaklıkta olan toprak basıncının hesaplanması için yapılan varsayımları göstermektedir. Bu çalışmada plastik bölgedeki hem radyal hem de çevresel gerilmelerin, şafta olan radyal mesafe ile arttığı ve bu gerilme durumunun halka hareketi olarak bilindiğini öne sürülmüştür. Yine bu çalışmada şaft duvarına etki eden yanal toprak basıncı, dikey kemerlenme nedeniyle, aktif Rankine toprak basıncından daha küçük olacaktır (Tobar ve Megiud, 2010). Tobar ve Meguid çalışmalarında Şekil 3.2 gösterildiği gibi santrifüj deneyinden elde edilen gerilme değerleriyle Terzaghi yöntemiyle elde edilen değerleri karşılaştırmışlardır.



Şekil 3.1 : Şürşarj yükü bulunmayan kohezyonsuz zeminde düşey şaft yüzeylerine etkiyen yanal toprak basıncı hesabı (Terzaghi, 1943).

Terzaghi, şaft kaplamasına etkiyen yanal toprak basıncı için 3.1, 3.2 ve 3.3 numaralı denklemleri elde etmiştir.

$$m_\sigma = \frac{h}{a}\frac{N_\Phi+1}{2N_\Phi} + \frac{N_\Phi-(N_\Phi-2){n_1}^2}{N_\Phi+{n_1}^{N_\Phi+1}} \tag{3.1}$$

$$tan\phi^* = \frac{{n_1}^2-1}{m_\sigma {n_1}^{N_\Phi}} - \frac{2N_\Phi}{N_\Phi+1}\frac{a}{h} + \frac{{n_1}^{N_\Phi+1}-1}{{n_1}^{N_\Phi}} \tag{3.2}$$

$$\phi^* = \phi - 5 \quad (3.3)$$

Burada ifade edilen,

m_σ: p /γ, normalize toprak basıncı,

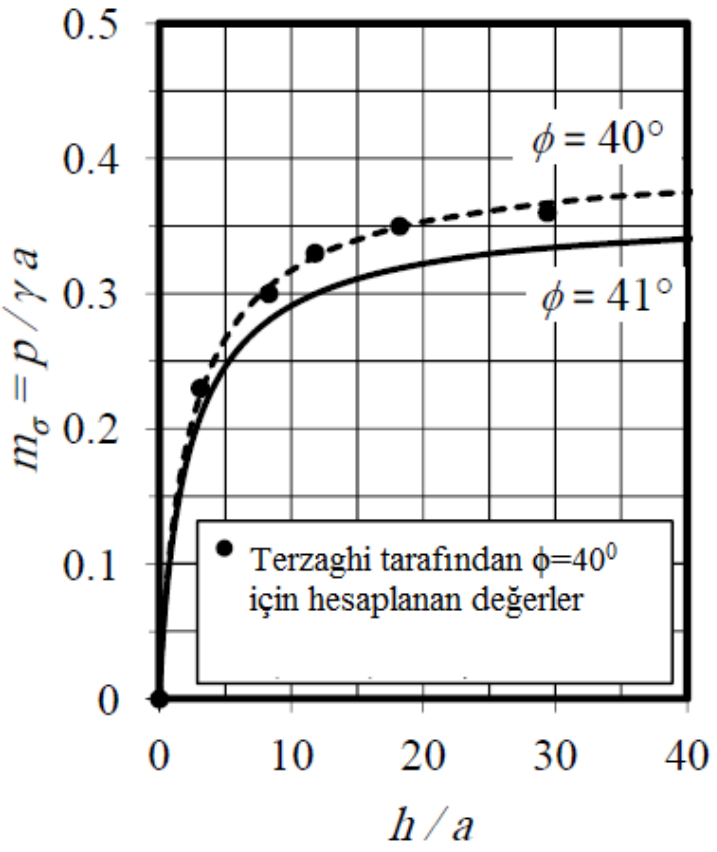
n_1: r / a, normalize akma bölgesi boyutu,

N_ϕ: $\tan^2(45+\phi^*/2)$

A: şaft yarıçapı

h: kazı derinliği"

r: radyal uzunluktur.



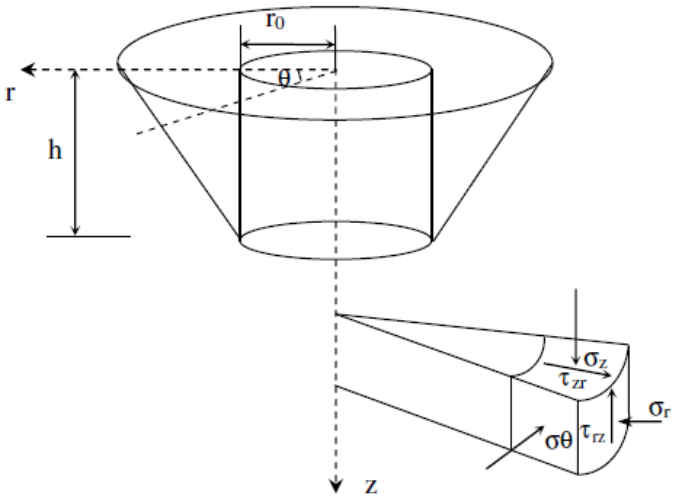
Şekil 3.2 : Terzaghi (1943) ile Tobar ve Meguid (2010) toprak basınçlarının karşılaştırması (Tobar ve Megiud, 2010).

Terzaghi (1943), yapım yönteminin toprak basıncının büyüklüğünü ve dağılımını etkileyeceğini de kabul etmiştir. Bununla birlikte, yöntemi, hesaplama kaynaklarının eksikliği nedeniyle inşa etkilerini açıklamamaktadır. Prater'e (1977) göre, Terzaghi'nin

yönteminin dezavantajı, asimptotik olarak sınırlayıcı bir değere ulaşan derinlikte yarıçapı artan plastik bölgenin şeklinin gerçekçi olmadığı yönündedir (Yun, 2004).

3.2 Berezantzev (1958) Yöntemi

Berezantzev (1958), arkasında geri dolgu ve üzerinde sürşarj yükü bulunmayan şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı değerlerini hesaplayabilmek için kayma çizgisi yöntemini geliştirmiştir. Berezantzev'in kullandığı eksenel simetrik denklem koşuluna ait silindirik koordinat sistemi Şekil 3.3'de verilmiştir.



Şekil 3.3 : Eksenel simetrik denklem koşulda silindirik koordinat sistemi (Tobar ve Megiud, 2010).

Berezantzev (1958), eksenel-simetrik denge problemini çözmek için Sokolovski (1954)' nin, limit denge düzlemsel gerilme problemi için geliştirdiği yöntemini geliştirerek dairesel şaft duvarları için uygulanabilir hale getirmiştir. Silindirik bir şaft etrafındaki gerilme durumu, Denklemler 3.1 ve 3.2'de sunulan iki diferansiyel denklem ve iki sınır denge koşulu ile açıklanmaktadır. Berezantzev (1958), Mohr Coulomb'un kırılma kriterini, Denklem 3.4' te gösterildiği gibi, sınır dengesi koşullarından biri olarak kullandı. Ayrıca, problemi statik olarak belirleyebilmek için Denklem 3.5' te listelenen eşit asal gerilmelerin varsayımlarını yaptı.

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \qquad (3.4)$$

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} + \frac{\sigma_r - \sigma_t}{r} = 0 \qquad (3.5)$$

$$\frac{1}{cos\emptyset}\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - tan\Phi\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = c \qquad (3.6)$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 \text{ (aktif durum)}; \quad \sigma_2 = \sigma_3 \text{ (pasif durum)} \tag{3.7}$$

Burada ifade edilen,

σ_1, σ_2 ve σ_3: üç asal gerilme,

σ_r: radyal gerilme,

σ_z: düşey gerilme,

σ_t: çevresel gerilme,

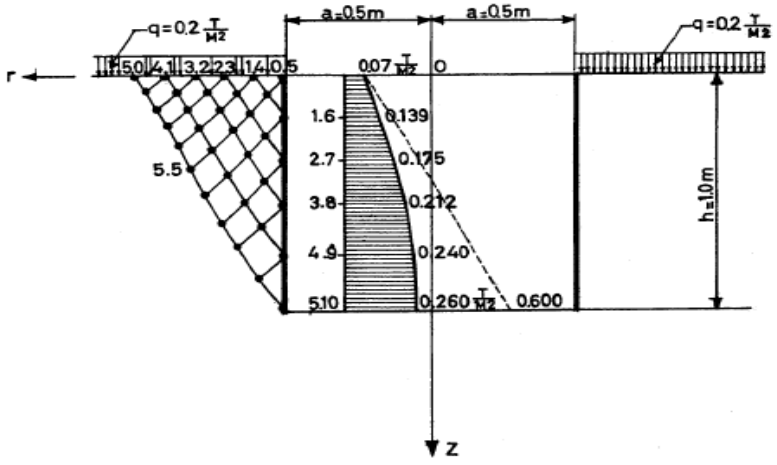
τ_{rz}: kayma gerilmesi,

r: şaftın merkez hattından radyal uzaklık,

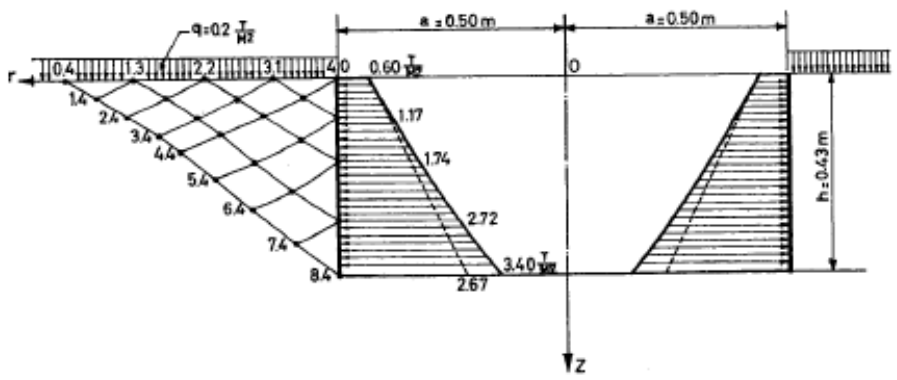
c: kohezyon,

ϕ: kayma mukavemeti açısıdır.

Bu yöntemde her farklı şaft durumu için sayısal analiz ile farklı kayma hattı takımı elde edilir. Berezantzev (1958) tarafından öngörülen kırılma yüzeyleri, bir koninin yüzeyi ile yaklaşık olarak tahmin edilebilir. Bu yöntem, düzlem deformasyonu problemine kıyasla daha düşük bir aktif toprak basıncı ve daha yüksek bir pasif toprak basıncı öngörür. Şekil 3.4 ve 3.5, hem eksenel simetrik hem de düzlemsel gerinim problemleri için elde edilen aktif ve pasif toprak basınçlarını göstermektedir. Eksenel-simetrik bir problem için toprak basınçları düz çizgilerle temsil edilmekteyken, kesik çizgiler, bir düzlem deformasyonu durumundaki basınçları göstermektedir.



Şekil 3.4 : Aksi-Simetrik sistemde aktif yanal toprak basıncı dağılımı (Berezantzev, 1958).



Şekil 3.5 : Aksi-Simetrik sistemde pasif yanal toprak basıncı dağılımı (Berezantzev, 1958).

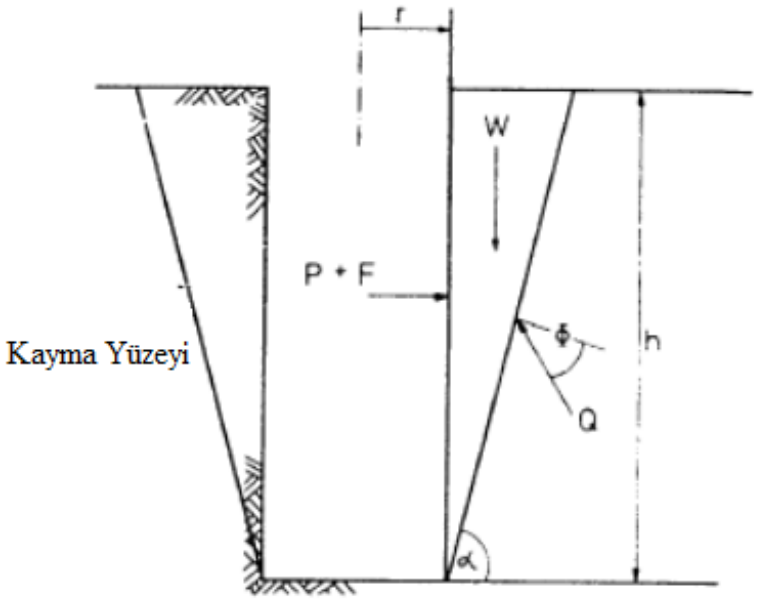
3.3 Prater (1977) Yöntemi

Prater (1977), Coulomb'un teorisini eksenel olarak simetrik koşullara uygun hale getirerek dairesel düşey şaft kaplamalarına etki eden yanal toprak basıncı çözümleri türetmiştir. Daha önceki araştırmacılar tarafından drenajsız, "ϕ =0" koşuluna sahip zeminlerde şaft kaplaması üzerindeki toprak basıncının belirlenmesi ele alınmamıştır.

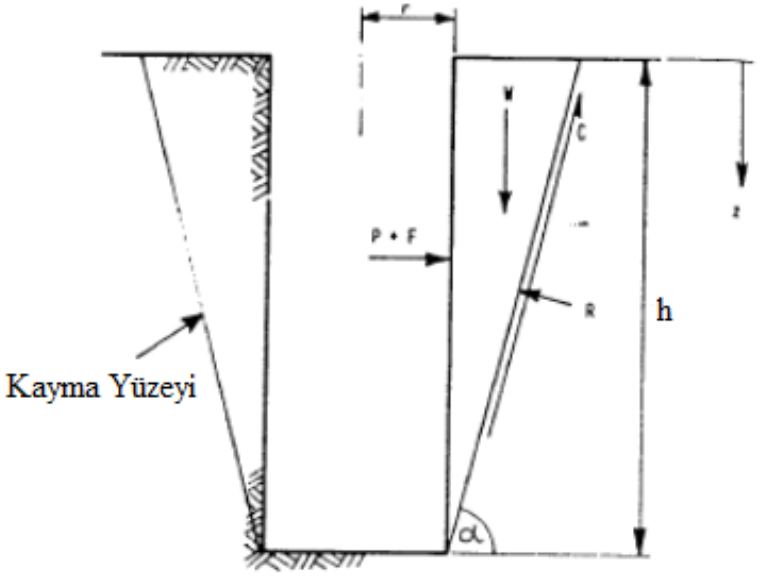
Kohezyonsuz zeminlerde bir şaft üzerine etki eden yanal toprak basıncının hesaplanmasında Prater (1977), Şekil 3.6' da gösterildiği gibi bir koni etrafında Berezantzev (1958) tarafından öngörülen kırılma yüzeyine yaklaşık bir değer bulmuş ve kırılma yüzeyinde Mohr-Coulomb kırılma kriteri varsayımıyla bir limit denge analizi gerçekleştirmiştir. Çıkardığı formülde, radyal dış bileşeni (F_H)olan bir teğetsel kuvvet (F_T)ortaya koymuş ve dairesel düşey şaft kaplamalarına etki eden yanal toprak basıncı için bir toprak basıncı katsayısı önermiştir, (k_r). Gerçekçi sonuçlar elde etmek için Prater (1977), F_T'nin hesaplanması için kullanılan bir toprak basınç katsayısı değerinin, Berezantzev (1958) tarafından yapılan toprak basıncı katsayısı için üstü kapalı birim varsayımının aksine, sükunetteki toprak basıncı katsayısı ile aktif toprak basıncı katsayısı arasında olması gerektiğini öne sürmüştür.

Prater'in kohezyonsuz zeminlerdeki şaftlar için teorik çözümü, belli bir derinliğin altındaki şaft duvarında toprak basıncının oluşmadığı sonucunu doğuruyorken, Berezantzev (1958) tarafından önerilen limit denge teorisi bu sonucu vermez. Prater (1977), drenajsız ϕ= 0 durum için, Şekil 3.7' de gösterildiği gibi varsayılan kırılma modunu kullanarak toprak basıncı katsayısını (k_r), sükunetteki toprak basıncı katsayısına eşit olarak belirleyerek, şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı için

yaklaşık bir çözüm önermiştir. Teorik olarak hiçbir desteğe ihtiyaç duyulmayan kritik derinlik,dairesel şaft duvar için toprak basınç katsayısı k_r sıfıra eşitlenerek belirlenebilir.



Şekil 3.6 : Kohezyonsuz zeminlerde göçme yüzeyi (Prater, 1977).



Şekil 3.7 : Kohezyonlu zeminlerde göçme yüzeyi (Prater 1977).

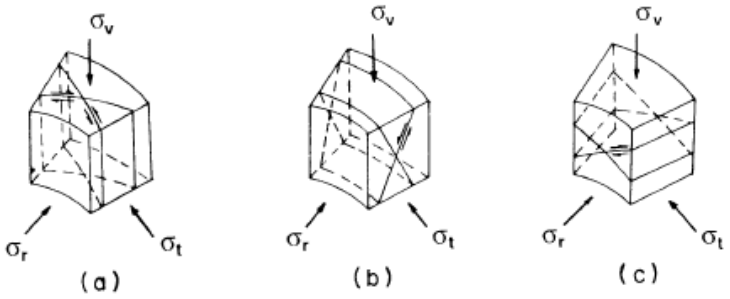
Wong ve Kaiser (1988) tarafından detaylandırıldığı gibi bu (Prater 1977) yönteminin başlıca eksiği, bu tasarım yönteminin yatay kemerlemenin etkisini hesaba katmamasıydı. Ayrıca akma yayılımının etkisi, plastik bölgenin boyutunun etkisi ve ilgili gerilmenin yeniden dağıtımı da bu yaklaşımda dikkate alınmaz (Yun, 2004).

3.4 Wong ve Kaiser Yöntemi

Wong ve Kaiser (1988), yatay ve dikey kemerlerin etkilerini göz önünde bulundurarak, yakınsama-sınırlama yöntemini (convergence-confinement method CCM) dairesel düşey şaft tasarımında uygulamıştır. Yakınsama-sınırlama yöntemi genellikle dairesel, yatay yeraltı açıklıklarını modellemek için kullanılır ve açıklığın yakınında bulunan zemindeki deplasman ve gerilmeler arasındaki ilişkiyi tahmin etmek üzere formüle edilir. Wong ve Kaiser (1988), düşey bir şaftın davranışını modellemek için plastiklik veya sınır dengesi tekniklerini iki boyutlu bir "plakada delik" modelinde yakınsama-sınırlama yöntemiyle birleştirmişlerdir. Bu yaklaşım, yerinde zemin gerilmeleri, zemin dayanımı, zeminin sertliği ve yapım metodu gibi detayların tasarım faktörlerine ve analize dahil edilmesini sağlar.

Wong ve Kaiser (1988), dairesel bir düşey şaftın analizinin üç boyutlu bir problem olduğunu ve şaftın davranışının zemin yüzeyine yakın yer çekimi kuvvetlerinden etkilendiğini ve şafta bu kuvvetlerin etkidiğini kabul etmişlerdir. Bu nedenle çalışmalarında radyal, dikey ve teğetsel gerilme bileşenlerinin üçünü de dikkate almışlardır. Dairesel bir düşey şaftın kazılması, bitişik zeminin hem yatay hem de dikey olarak deforme olmasına neden olan bir gerilme azalması ile simüle edilebilir.

Yatay kemer dikey kemerden ayrıldığında, sadece yatay düzlemdeki denge durumu göz önünde bulundurulur. Şaft kaplamasına bitişik bir zemin elemanı, kazı öncesinde yerinde gerilmelere maruz kalmaktadır. Kazı, destek basıncını aşamalı olarak azaltarak, gerilme bileşenleri arasındaki farklarda bir artışa yol açacak şekilde modellenmiştir. Wong ve Kaiser (1988), plastiklik başlangıcının ve akma başlangıç modunun, sükunetteki toprak basıncı katsayısına ve toprağın dayanım parametrelerine bağlı olduğunu bildirmişlerdir. Şekil 3.8' de düşey şaft kazısı nedeniyle oluşabilecek akma modlarını göstermektedir.



Şekil 3.8 : Wong ve Kaiser (1988) akma modları A, B ve C

Wong ve Kaiser (1988), doğrusal bir Mohr-Coulomb kırılma kriterine sahip olan, tamamen sürtünmeli, elasto-plastik malzemenin kırılma başlatma modunun aşağıdaki gibi belirlenebileceğini bulmuşlardır:

$$\frac{(N+1)}{2N} < K_0 < \frac{(N+1)}{2} \quad \text{(Mod A: } \sigma_t - \sigma_r\text{)} \tag{3.8}$$

$$K_0 < \frac{(N+1)}{2N} \quad \text{(Mod B: } \sigma_V - \sigma_r\text{)} \tag{3.9}$$

$$K_0 > \frac{(N+1)}{2} \quad \text{(Mod C: } \sigma_t - \sigma_v\text{)} \tag{3.10}$$

$$N = \frac{\sigma_1}{\sigma_3} = tan^2(\frac{\pi}{2} + \frac{\Phi}{2}) \tag{3.11}$$

Wong ve Kaiser (1988), tamamen kohezyonlu zeminlerdeki kazı nedeniyle oluşan yanal toprak etkisini de araştırmışlardır. Kohezyonlu malzemelerin kırılma başlatma modu, aşağıdaki denklemler kullanılarak bulunabilir.

$$\left(1 - \frac{q_u}{2p_0}\right) < K_0 < \left(\frac{q_u}{2p_0} + 1\right) \quad \text{(Mod A: } \sigma_t - \sigma_r\text{)} \tag{3.12}$$

$$K_0 < \left(1 - \frac{q_u}{2p_0}\right) \quad \text{(Mod B: } \sigma_v - \sigma_r\text{)} \tag{3.13}$$

$$K_0 > \left(\frac{q_u}{2p_0} + 1\right) \quad \text{(Mod C: } \sigma_t - \sigma_v\text{)} \tag{3.14}$$

Wong ve Kaiser (1988), akma başlatmanın C Modunun nadiren kullanıldığı sonucuna varmışlardır. Bu nedenle, sadece kırılma başlatma Mod A ve Mod B'yi incelemişlerdir. Kırılma başlatma Mod A ve Mod B modları arasındaki sınır, kritik bir sükunetteki toprak basıncı katsayısı, (K_{cr}) ile tanımlanır; yalnızca sürtünmeli zeminler için Denklem 3.15 ve tamamen kohezyonlu zeminler için Denklem 3.16' da verilmiştir.

$$K_{cr} = \left(\frac{N+1}{2N}\right) \quad \text{(Granüler zeminler)} \tag{3.15}$$

$$K_{cr} = \left(1 - \frac{q_u}{2p_0}\right) \quad \text{(Kohezyonlu zeminler)} \tag{3.16}$$

Wong ve Kaiser (1988), radyal gerilmenin azalmasına bağlı olarak yeterli miktarda deformasyona izin verildiğinde, farklı akma türlerinin ortaya çıkacağını göstermişlerdir. K_{cr} değerinden daha büyük sükunetteki toprak basıncı katsayısına sahip bir zemin için, Denklem 3.8 ve 3.12 ye göre, A Modunun akma başlangıcı, ilk etapta şaft duvarının etrafında gerçekleşecektir. Plastik bölgenin boyutu R_{tr} ile gösterilir. Bununla birlikte, radyal gerilmenin daha fazla azaltılması, hem A Modunun hem de B Modunun akma başlangıcının belirginleşmesine ve bu bölgenin R_{tr}'den

küçük olan boyutunun, R_{vr} ile gösterilmesine yol açar. Böylece, akmanın yayılması sonrasında, plastik bölge R_{vr} ve R_{tr} arasında bir bölgeden oluşur; burada Mod A tek başınadır ve şaftın yakınında, hem Mod A hem de Mod B'nin eş zamanlı olarak oluştuğu bir bölge vardır. Benzer şekilde, K_{cr}'den daha az sükunetteki toprak basıncı katsayısı olan bir toprak için, akma başlangıcının B Modu duvarda başlar. Akmanın daha da yayılmasından sonra plastik bölge, B Modu var olduğu sürece bir bölge, ve düşey şaftın yakınında, hem A Modunun hem de B Modunun akma başlangıçlarının olduğu bir bölge içerir.

Gerilmenin azalması ile tetiklenen ilgili duvar deplasmanı, destek basıncı ile plastik bölgenin boyutu arasındaki ilişki kurulduktan sonra belirlenebilir. Destek basıncı, plastik bölgenin boyutu ve duvarın deplasmanı arasındaki ilişki, zemin yakınsama eğrisi olarak bilinir. Sadece yatay kemerlemenin dikkate alındığı zemin yakınsama eğrisi için kapalı formda bir çözüm elde etmek için, düzlemsel gerinim koşulu için çözümlerin makul bir tahmin sağladığı varsayılmaktadır. Dolayısıyla, tasarımda belirli bir duvar yükseltmesi için zemin yakınsama eğrileri elde edildikten sonra, servis verebilme kriterlerine bağlı olarak belirli bir duvar deplasmanının zemin yakınsama eğrileri içine yerleştirilmesi ile plastik bölgenin yatay kemerleme nedeniyle oluşan basınç dağılımı ve boyutu elde edilebilir.

Dikey kemerlemenin etkisi, Wong ve Kaiser (1988) tarafından detaylandırılmıştır. Her bir akma başlatma modu için plastik akış, maksimum dayanımlara ulaşılan kayma yüzeyleri boyunca meydana gelir. Bu akma yüzeylerinin yönü ve şekli, Şekil 3.8' de gösterildiği gibi, her mod için farklıdır. Akma yüzeyleri boyunca kayma dirençleri tamamen harekete geçirildiğinde, toprak kütlesi bu yüzeyler boyunca kendi ağırlığı ile şafta doğru kayma eğilimindedir. Sonuç olarak, kararsızlığın önlemek için, yer çekiminin egemen olduğu alanda düşey şaftın duvarına bir destek basıncı uygulanmalıdır. Bu olgu, "yer çekimi etkisinde" bilinmektedir. Yeterli dikey harekete izin verilirse, dikey kemer gelişebilir.

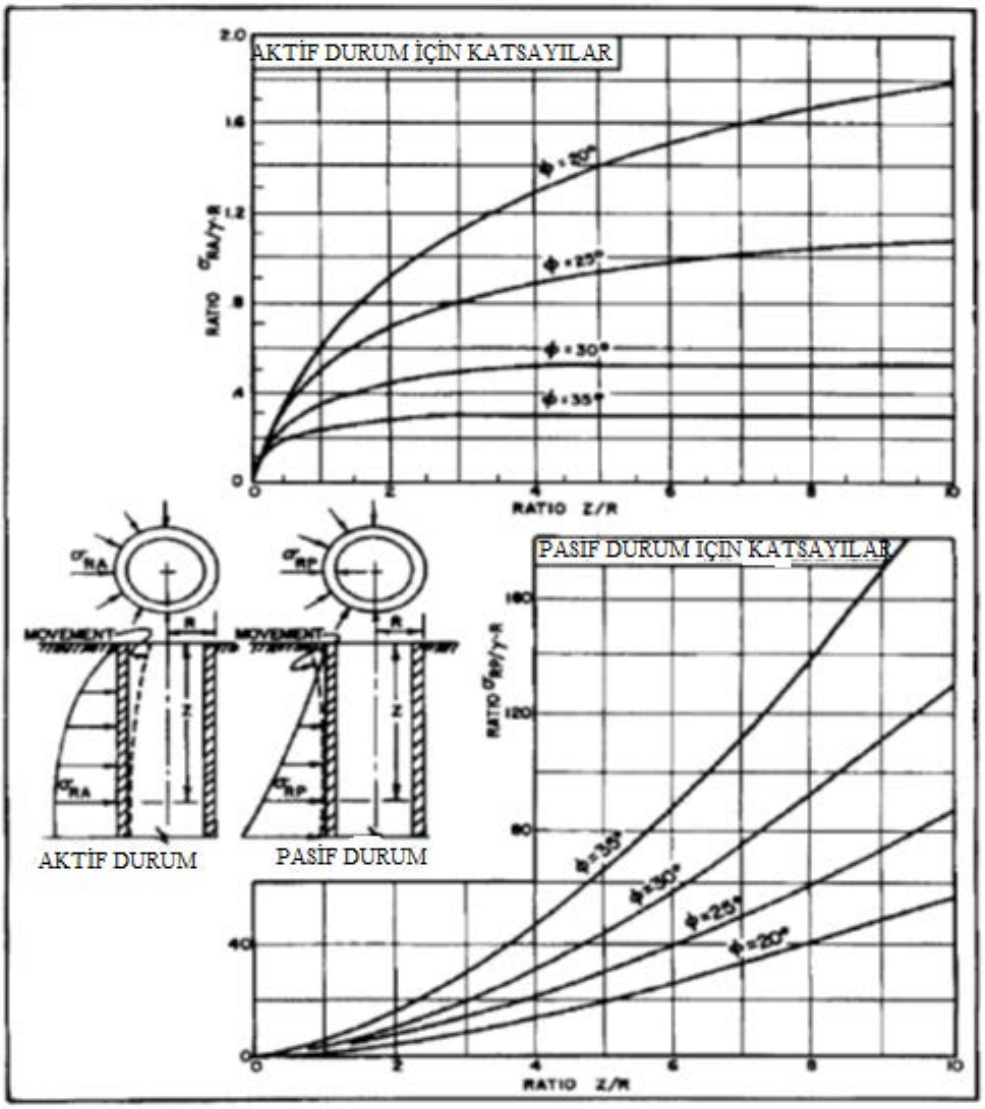
Düşey dairesel bir şaftın tasarımında, yatay ve dikey kemerleme nedeniyle oluşan iki basınç dağılımı belirlenir ve bu dağılımlar, belirtilen duvar deplasmanı için gerekli destek basıncının bir zarfını oluştururlar. Düşey şaftın altındaki basınç zarfı, yüzey etkilerinin neden olduğu düşük basınca karşı Panet ve Guenot (1982)' a göre ayarlanır. Bu tasarım basınç zarfı, basınç zarfının uygun bir yük faktörü ile çarpılmasıyla elde edilebilir.

Bu yöntemin bazı sınırlamaları, Wong ve Kaiser (1988) tarafından tartışılmıştır. Yatay kemerlemenin simülasyonunda iki boyutlu bir düzlemsel gerinim olarak "plaka içi delik" modeli kullanıldığından, yatay katmanlar arasındaki kayma gerilmeleri ihmal edilmektedir. Ayrıca bu yönteminde boşluk basıncının etkisi dikkate alınmamıştır. Boşluk basıncının dağılması sırasında hacimsel değişiklikler, önemli deformasyonlara ve yanal toprak basıncında değişikliklere neden olabilir. Bu zamana bağlı işlemler şaft tasarımını etkileyebilir, ancak bu işlemler bu yaklaşımda değerlendirilmez.

3.5 NAVFAC 7.01 Tasarım Yöntemi

NAVFAC (1986) tarafından önerilen daneli zeminlerde sınırsız derinliğe sahip düşey dairesel şaftlardaki aktif ve pasif toprak basınçları için katsayılar Şekil 3.9' da gösterilmektedir. NAVFAC (1986), çapın iki katından daha az bir derinliğe sahip, nispeten sığ olan bir şaftın üstündeki rijit takviyelerin, aktif basınçların gelişimini engelleyebileceğini vurgulamıştır. Böylece yatay basınçlar, sükunetteki toprak basınçları kadar büyük olabilir. Kazı sırasındaki gerilmenin azaltılması, açıklığın yakınında gerilmenin yeniden dağıtılmasına yol açar ve yatay ve dikey kemerleme ile sonuçlanır. NAVFAC (1986) tarafından dairesel düşey şaft duvarının destek basıncını, yatay kemer ve dikey kemeri bağımsız olarak dikkate alarak hesaplamak için bir tasarım yöntemi önerilmektedir. Yatay kemer dikey kemerden ayrıldığında, sadece yatay düzlemdeki denge durumu göz önünde bulundurulur. Şaft kaplamasına bitişik bir zemin elemanı, kazı öncesinde yerinde gerilmelere maruz kalmaktadır. Kazı, destek basıncını aşamalı olarak azaltarak, gerilme bileşenleri arasındaki farklarda bir artışa yol açacak şekilde modellenmiştir.

NAVFAC (1986) $\frac{2c_u}{\gamma}$ derinliğine kadar hiçbir desteğe gerek olmadığını ve şaft kaplaması üzerindeki toprak basıncının hesaplanabileceğini ileri sürmüştür. Yine NAVFAC (1986) sert kildeki şaft üzerindeki ilksel toprak basıncının çok küçük olduğunu bildirmiştir. Bununla birlikte, eğer kaplama yeterince rijit ise, şişme basıncından dolayı bir süre boyunca basınç, üst tabaka yükünün birkaç katına kadar artabilmektedir.



Şekil 3.9 : NAVFAC (1986) şaftlara gelen yanal toprak basıncı dağılımları.

3.6 Cheng ve Hu Yöntemi (2005)

Cheng ve Hu (2005), yaptıkları çalışmalarda Berezantzev (1958) yöntemini geliştirerek değişik zemin basınç katsayıları için kullanılabilir hale getirmişlerdir. Bu çalışmada aktif toprak basıncı hesabını genel şartlar altında aksi-simetrik problemlere uygun olarak formüle edilmiş ve klasik aktif toprak basıncına ait denklemlei üzerinde iteratif sonlu farklar çözümü ile çalışılmıştır. Cheng ve Hu (2005) bu çalışmasında genel yatay gerilme katsayısı kullanılmışlardır. Bu yöntemde kırılma yüzeyi şekli, aktif toprak basıncının derinlikle ve duvar pürüzlülüğü ile değişimi irdelenerek dikey kemerlenmenin aktif toprak basıncı üzerindeki etkisi incelenmiştir. Yapılan çalışma sonucu elde edilen denklemler aşağıda verilmiştir.

$$P_a = a\gamma \frac{\sqrt{K_a}}{\eta-1}\left(1 - \frac{a}{r_b^{\eta-1}}\right) + q\frac{aK_a}{r_b^{\eta-1}} - cot\phi\left[\frac{1-\lambda+\eta}{\eta} - \frac{a\varepsilon}{r_b^{\eta}}K_a\right]c \quad (3.17)$$

$$r_b = \ a + h\sqrt{K_a} \quad (3.18)$$

$$\eta = \lambda tan^2(45 + \phi:/2) \quad (3.19)$$

$$\varepsilon = (1 - \lambda)\,\eta^{-1}\,tan^2(45 + \phi:/2) + 1;\ 0 < \eta < 1 \text{ ve } \phi \neq 0 \quad (3.20)$$

Burada ifade edilen,

a: Şaft yarıçapı,

ϕ: Kayma mukavemeti açısı,

z: Şaft derinliği,

K_0: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı,

r_b: Göçme yüzeyi üzerindeki noktaların radyal koordinatı,

λ: Tanjantiyel gerilme katsayısıdır.

Cheng ve Hu Yöntemi (2005) λ=1 durumunda minimum yanal basınç sonucunun çıktığını görmüşlerdir. Dolayısıyla mühendislik uygulamaları için $\lambda=K_0=1-\sin\phi$ değerini tavsiye etmişlerdir.

Yukarıda bahsedilen çalışmalardan alınabilecek sonuçlara göre; aktif toprak koşullarda eksenel simetri özelliğine sahip düşey şaft duvarlarına ait yatay toprak basıncı hesabı için 2 adet katsayı vardır. Bunlardan birincisi, çevresel düzlemlere etkiyen radyal gerilmelerin oranı, $K = \sigma_r/\sigma_v$ ve ikincisi radyal düzlemlere etkiyen teğetsel gerilmelerin oranı $\lambda=\sigma_\theta/\sigma_v$ olarak tanımlanır.

Başka bir ifade ile dairesel şaft inşaatı boyunca başlangıç gerilmeleri, K değeri K_a değerine ulaşıncaya kadar azalırken iken λ değeri $K_a<K_0<\lambda$ değerine ulaşıncaya kadar yeniden dağılır. Bu yüzden λ katsayısı kazının yapıldığı zeminde yanal kemerlenme etkisinin bir ölçütü olarak alınabilir (Tobar 2010).

3.7 Liu ve Diğerlerinin Yöntemi (2009)

Liu ve diğerleri (2009), yukarıdaki çözümlemeye ilaveten zemin kohezyonu, sürşarj yükleri, geri dolgunun eğimi ve duvar sürtünmesi parametrelerini de dikkate alarak yaptıkları basitleştirilmiş çözümle temelde Cheng ve Hu Yöntemi (2005) yöntemiyle benzer olan yeni bir çözüm geliştirmişlerdir. Bu çalışmada şaft kazısı boyunca şaft

duvarının kazı çukuruna doğru radyel yönde deplase olacağını ve duvar arkasındaki zemin sıkışacağını belirtmiştir. Sonuç olarak, tanjantiyel gerilme katsayısının (λ) büyüyeceğini ve K_0 dan daha yüksek bir değer alacağını belirtmişlerdir. Bu durumun tersi olarak şaft duvarı radyel düzlemde zemine doğru deplase olduğunda ise değeri K_0 dan daha düşük bir değer alacaktır. Söz konusu durum, $\lambda<K_0$ kabulü ile tahmin edilen toprak basıncı değerlerinin ise gerçek toprak basıncı değerlerinden çok daha yüksek hesaplandığı açıklamaktadır. Göçme çizgisinin arkasında zemin deplasmanı sıfır iken, eğer zeminde herhangi bir boşluk oluşmuyorsa, şaft duvarının arka yüzünde zemin ile duvar birlikte deplase olurlar. Artan duvar hareketiyle birlikte duvar arkasındaki zemin aniden akarken, kayma çizgisinin arkasındaki zemin elastik dengededir. Duvar arkasındaki zeminin aniden göçmeye başladığı bu duruma da başlangıç aktif durumu denilir. Bu durumda duvar arkasındaki zeminde tanjentiyel gerilme katsayısı, λ=1dir ve göçme çizgisini geçerken K_0'a kadar azalır. Tobar (2010).

Liu ve diğerleri, şaft çevresindeki plastik bölgedeki değerinden elasto-plastik ara yüzeydeki K_0 değerine kadar doğrusal bir şekilde azalan bir λ katsayısı kullanarak Berezantzev' in teorisini geliştirmişlerdir. Bu çalışmada λ katsayısı için 3.22' deki eşitliği önermiştir

$$P_a = a\gamma \frac{\sqrt{K_a}}{\eta-1}\left(1-\frac{a}{r_b^{\eta-1}}\right) + q\frac{aK_a}{r_b^{\eta-1}} - cot\phi\left[\frac{1-\lambda+\eta}{\eta} - \frac{a\varepsilon}{r_b^{\eta}}K_a\right]c \quad (3.21)$$

$$\lambda = 1 - \frac{(r-a)}{(r_{fs}-a)}(1-K_0) \quad (3.22)$$

$$\eta = \lambda\, tan^2(45 + \phi/2) - 1 \quad (3.23)$$

$$r_b = a + h\sqrt{K_a} \quad (3.24)$$

Burada ifade edilen,

a: Şaft yarıçapı

ϕ: Kayma mukavemeti açısı

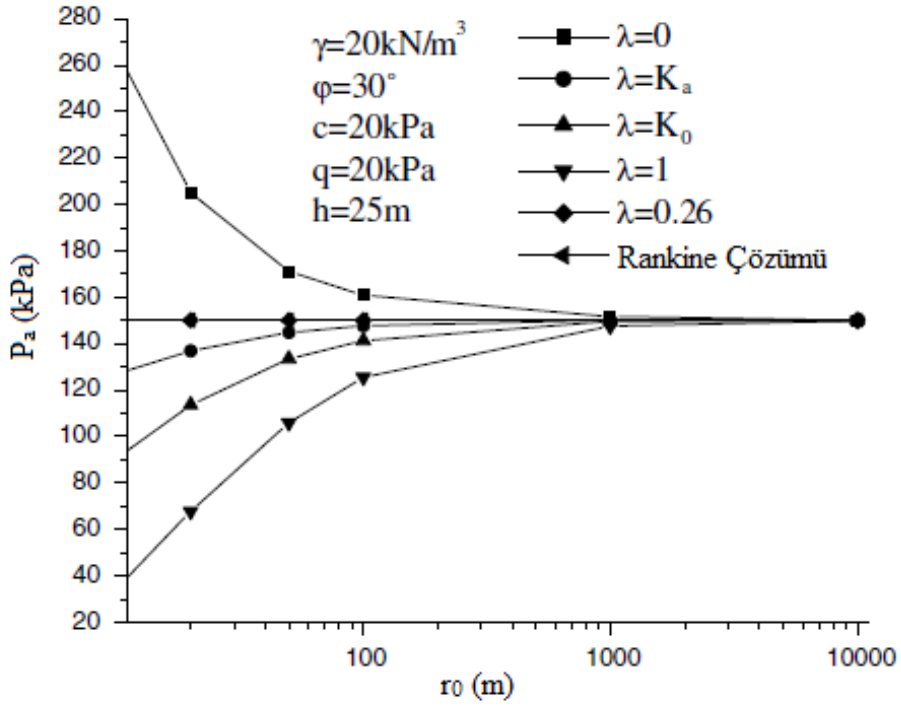
z: Şaft derinliği

K_0: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı

r_b: Göçme yüzeyi üzerindeki noktaların radyal koordinatı

λ: Tanjantiyel gerilme katsayısıdır.

Liu ve diğerleri (2009), Şekil 3.11' de görüldüğü gibi şaftlara etkiyen toprak basıncının şaft yarıçapına bağlı değişimin farklı λ katsayıları için elde ederek Rankine toprak basıncı ile karşılaştırmıştır. Liu ve diğerleri (2009), herhangi bir λ değeri için hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri şaft yarıçapı yeterince büyük alındığında Rankine yanal toprak basıncı değerlerine yaklaşmaktadır. Ayrıca bu çalışmada λ değeri küçük alındığında hesaplanan toprak basıncı değerinin Rankine aktif toprak basıncı değerinden daha büyük çıktığı görülmüştür. Bu sonuçlara ilave olarak, λ= 0,26 olarak alındığında dairesel şaft duvarı arkasındaki göçme yüzeyinin eksenel simetri koşullarından bağımsız hale geldiğini ve ve hesaplanan toprak basıncı değerinin Rankine aktif toprak basıncına eşit olduğunu göstermişlerdir. Şekil 3.10' da görüldüğü üzere teğetsel gerilme oranı (λ), Liu ve diğerleri' nin metodunda şaft duvarlarına etkiyen toprak basıncı değerlerinin hesaplanmasında önemli bir parametredir.



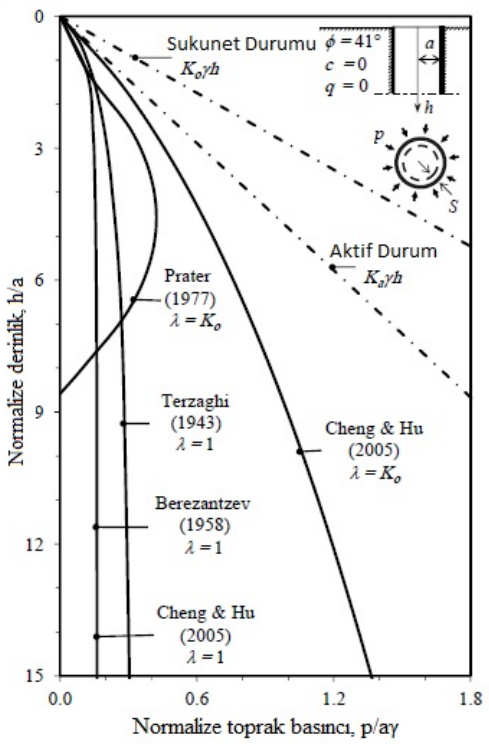
Şekil 3.10 : Farklı λ değerlerine göre şaft yanal toprak basınçlarının şaft yarıçapıyla değişimi.

3.8 Eksenel Simetri İçin Kullanılan Teorilerin ve Analitik Çözümlerin Karşılaştırılması

Yukarıda bahsedilen yöntemlerin bazısı kullanılarak (h yüksekliğine, a yarıçapına sahip düşey şaft ve ϕ kayma mukavemeti açısına sahip zeminde) hesaplanan yanal toprak basıncı dağılımı Şekil 3.11' de görülmektedir. Kullanılan metotların hepsinde dairesel şaft

duvarları için hesaplanan yanal toprak basıncı ile aktif ve sükûnetteki toprak basıncı değerlerinden daha düşük hesaplansa da değerlerin birbirinden belirgin derecede farklı olduğuda görülmektedir. (Terzaghi, 1943) ve (Berezantzev, 1958) yaptıkları teğetsel gerilme oranı ($\lambda=\sigma_\theta/\sigma_v$) kabulü minimum yanal toprak basıncı değerlerini hesaplamışlardır. Bu durum kayma çizgisi ve plastik denge yöntemleri ile tutarlıdır. (Terzaghi, 1943) ve (Berezantzev, 1958) çözümlerinde elde edilen yanal toprak basıncı dağılımları belirli bir derinlikten sonra sabit değer almaktadır.

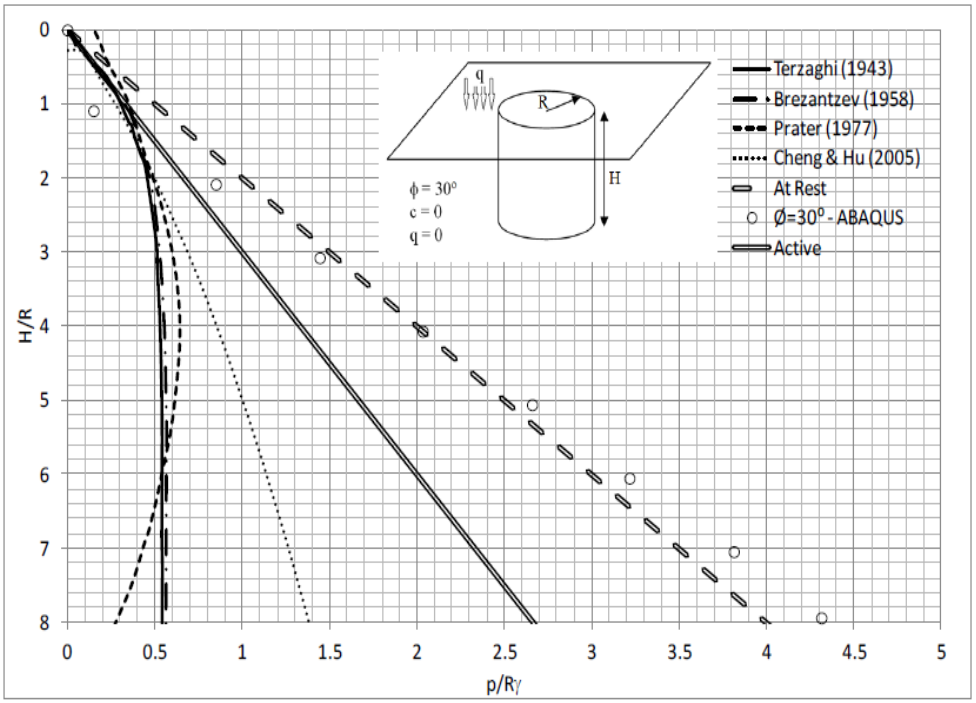
Daha öncede belirtildiği gibi Prater metodunda (aynı zemin koşulları ve şaft geometrisi için) şaft yarıçapının 4,5 katı derinliğe kadar yanal toprak basıncı dağılımı hızlı bir artış göstermiş bu derinlikten sonra azalmaya başlamış şaft yarıçapının 8,5 katı derinliğine ulaşıldığında da sıfırlanmıştır. Cheng ve Hu'nun çözümlerinde, sırasıyla $\lambda=1$ ve $\lambda=K_0$ değerleri için yanal toprak basıncının en düşük ve en yüksek değerlerinin hesaplanmasını sağlamışlardır. $\lambda=1$ değeri için ise Berezantzev'in metoduyla hesaplanan yanal toprak basıncı değeri elde etmişlerdir. Şekil 3.11' de şaft çapının 1 ve 2 katı arasında değişen kazı derinliğine sahip yüzeysel şaftlar için bu çalışmada bahsedilen teorik yöntemlerden hesaplanan yanal toprak basıncı dağılımı değerleri arasında büyük farklılıklar olmadığı görülmektedir (Tobar ve Meguid, 2010).



Şekil 3.11 : Şürşarj yükü bulunmayan kohezyonsuz zeminde düşey şaft yüzeylerine etkiyen yanal toprak basınçları Tobar ve Meguid, (2010).

3.9 Eksenel Simetri İçin Kullanılan Teorilerin ve Sayısal Çözümlerin Karşılaştırılması

Chen ve Chen (1997), Tayvan'ın güneybatı bölgesinde üç adet 70 m çapında ve 90 m derinliğinde silindirik tankın davranışını analiz etmek için RIDO programı ve bir elasto-plastik zemin oluşturucu modelden yararlanmışlardır. Yeraltı tanklarının 1,2 m kalınlığındaki diyafram duvarları eksenel simetrik olarak modellenmiş ve elastik temel üzerinde kiriş elemanları olarak kabul edilmiştir. Genel olarak sayısal metotlarla hesaplanan duvar deplasmanları ile ölçülen duvar deplasmanları birbirine yakın sonuçlar vermiştir. Chehadeh (2014) Şekil 3.12' de verilen çalışmada kayma mukavemeti açısı 30^o olan granül zemin için Terzaghi (1943), Berezantzev (1958), Prater (1977), Cheng ve Hu (2005), Rankine sukunetteki toprak basıncı ve Rankine aktif toprak basıncı değerlerini ABAQUS SEM programı analiz sonuçları ile karşılaştırmış ve sonlu elamanlar metodu ile hesaplanan değerler ile sukunetteki toprak basıncı değerlerinin çok yakın mertebede olduğu, diğer teorilerle hesaplanan değerlerin düşük mertebede kaldığını göstermiştir.



Şekil 3.12 : Eksenel simetri için kullanılan teorilerin ve sonu elemanlar çözümlerin karşılaştırılması (Chehadeh, 2014).

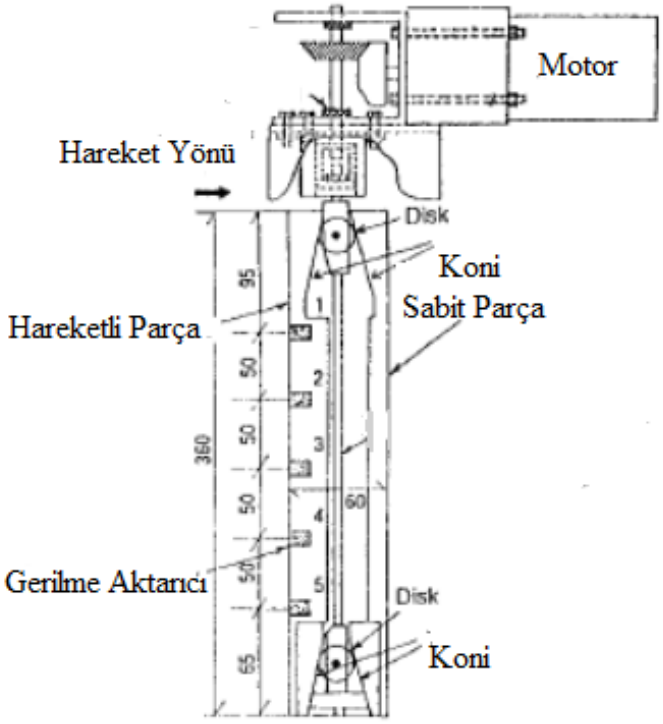
Chen ve Chen (1997), diyafram duvarlarının maruz kaldığı çevresel gerilmelerin, silindirik ince plaka teorisi kullanılarak ortalama duvar deplasmanlarından oldukça

başarılı bir şekilde tahmin edilebildiğini göstermişlerdir. Mikhail ve ark. (1999), düşey dairesel şaftlara etki eden toprak gerilmelerinin farklı hesap yöntemlerini karşılaştırmışlardır. Bu çalışmada Rankinenin aktif toprak basıncı teorisi, Terzaghi (1943), Berezantzev (1958) ve Prater (1977) tarafından önerilen teorik yöntemler ve sonlu elemanlar yazılımı ile hesaplamalar yapılmıştır. Sayısal analizler, iki boyutlu bir sonlu fark programı olan FLAC programı kullanılarak yapılmıştır. Bu çalışmasında Mikhail ve ark. (2000), Rankine'in aktif toprak basıncı teorisinin dairesel çevrelemeler etrafındaki toprak kemerinden sorumlu olmadığını ve dolayısıyla bu tür yapılar için uygun olmadığını göstermişlerdir. Dairesel Enkesitli Şaftalar İçin Yapılmış Olan

3.10 Santrifüj Deneyleri

Son zamanlarda konu üzerinde deneysel çalışmalar yapan araştırmacılar, dairesel düşey şaftların davranışını anlamak ve şaft kaplamaları üzerindeki toprak basınçlarının dağılımı hakkında bilgi edinmek için santrifüj model deneyleri gerçekleştirmiştir. Terzaghi (1943) ve Berezantzev (1958), sadece rijit ve mükemmel plastik özellikte olan zeminleri dikkate alan teorik yöntemler önermişlerdir ve bu nedenle statik zemin-yapı etkileşiminin etkisini dikkate almamışlardır. Wong ve Kaiser (1988) ise şaft kaplamalarına etki eden yanal toprak basınçları ve bunların deplasmanları arasında bir ilişki önermişlerdir, ancak çalışmalarında duvara ait rijitlik ve elastiside modülünün etkisini incelememiştir. Zemin-yapı etkileşiminin etkileri ve zeminin gerçek gerilme-şekil değiştirme davranışı, santrifüj deneyleri ile araştırılabilir. Bu konuda yapılan santrifüj testleri genellikle kuru kumda yapılmıştır. Fujii ve ark. (1994), kuru Toyoura kumunun bağıl yoğunluğunun ve duvar sürtünme açısının dairesel düşey şaftlar üzerine etkiyen toprak basıncı üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Model düşey şaft, Şekil 3.13'de gösterildiği gibi iki alüminyum yarı silindirden oluşuyordu. Yarı silindirlerden birinin, toprak basıncında değişiklik sağlamak amacıyla hareketsiz durumdan aktif duruma doğru yatay olarak hareket etmesine izin verilmiştir. Model şaftın üstünden alt kısmına doğru düzgün bir yatay hareket sağlanmıştır. Daha sonra model şaft, farklı duvar sürtünme açılarını modellemek için zımpara kağıdı ile pürüzlendirilmiştir. Fujii ve ark. (1994), deneysel çalışmaları sonucu elde ettikleri toprak basınçlarını, Berezantzev (1958) tarafından hesaplanan teorik toprak basıncı değeri ile karşılaştırmışlardır. Yine bu çalışma göre gevşek kumda düşey şaft duvarı

üzerinde oluşan toprak basınçları, yoğun kumda düşey şaft duvarı üzerinde oluşan toprak basınçlarından daha küçük olmaktadır.

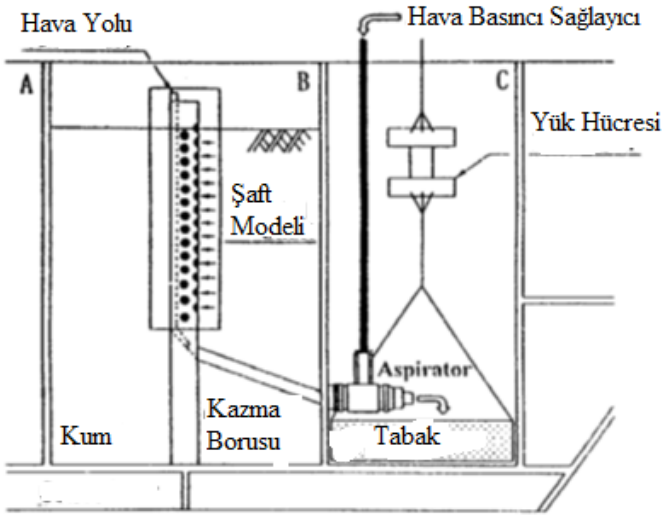


Şekil 3.13 : Şaft deney modeli (Fujii ve ark. 1994).

Bu çalışmanın sonuçlarının biride, sukunetteki toprak basıncı ve aktif toprak basıncı değerlerinin, düşey şaft duvarı üzerinde ölçülen toprak basınçlarından daha büyük mertebede olmasıdır. Santrifüj testlerinden elde edilen basınç değerleri ile Rankine aktif toprak basınçları arasındaki farklar, derinlik arttıkça artmaktadır. Fujii ve ark. (1994) bu farkı, şaft kaplamasının hareketi ile ortaya çıkan kemer etkilerinden dolayı gerilmenin daha derinlerde yeniden dağıtılmasıyla ilişkilendirmişlerdir. Lade ve ark. (1981), Ueno ve ark. (1996) da Fujii ve ark. (1996) da yaptıkları deneysel çalışmalarda benzer sonuçlar elde etmişlerdir (Yun 2004).

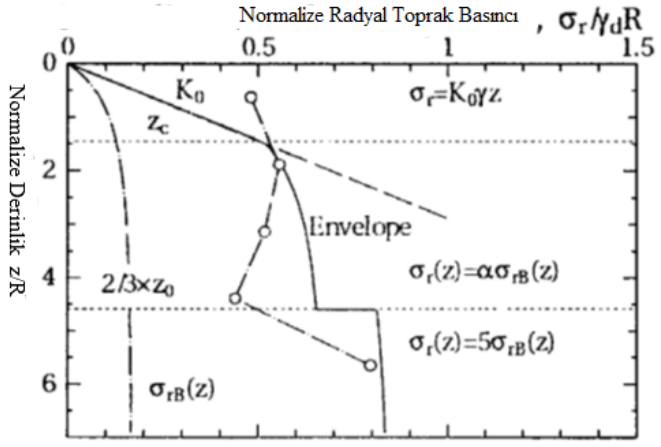
Ueno ve ark. (1996), Şekil 3.14' te gösterildiği gibi, kuru Toyoura kumundaki bazı dairesel düşey şaftları modellemiş ve şaft kaplamalarının rijitliğinin etkisini de göz önünde bulundurarak, şaftlara etki eden toprak basıncı için bir tahmin yöntemi oluşturmuşlardır. Bu çalışmalarında Roark ve Young (1975) tarafından önerilen elastik ince tüp teorisine göre şaftların sertliğini temsil etmek amacıyla bir Young modülü, $\frac{E_t}{R}$ tanımlamışlardır. Bu elastik ince tüp teorisi sadece, yarıçapının onda birinden daha küçük bir kalınlığa sahip bir tüp için geçerlidir.

Ueno ve ark. (1996) radyal toprak basıncını (σ_r), kuru kum birim ağırlığının ve şaft yarıçapının, $\gamma_d R$, çarpımı ile normalleştirmiş ve şaft yarıçapının, normalleştirilmiş radyal toprak basıncı, r, üzerinde gözlemlenebilir bir etkisi olmadığını bulmuşlardır. Böylece radyal toprak basıncı, $\frac{\sigma_r}{\gamma_r R}$ hem toprağın kuru birim ağırlığı hem de şaft yarıçapı ile orantılı olma eğilimindedir.



Şekil 3.14 : Şaft deney modeli (Ueno ve ark. 1996)

Ueno ve ark. (1996), normalleştirilmiş radyal toprak basıncının, $(\frac{\sigma_r}{\gamma_r R})$ Young modülünün $(\frac{E_t}{R})$ artışı ile arttığını gözlemlemişlerdir. Bu nedenle, şaft kaplamasın rijitliği, şaftlara etki eden toprak basıncının büyüklüğünü etkileyen önemli bir faktör olduğu sonucuna varmışlardır. Ueno ve ark. (1996) tarafından önerilen ampirik bir tahmin yöntemi kavramı, Şekil 3.15' da gösterilmiştir.



Şekil 3.15 : Ampirik toprak basıncı hesapların karşılaştırılması (Ueno ve ark. 1996)

Şaft deformasyonlarının sığ noktalarda daha az olduğu tespit edildiğinden, bir geçiş derinliğinden, z_{ch}, daha sığ bir noktada bulunan bölümdeki toprağın hareketsiz durumda olduğu varsayılır. Geçiş derinliği aşağıdaki formülden elde edilebilir:

$$\frac{Z_{ch}}{R} = 6.6x10^{-5}\frac{E_t/R}{\sigma_a} - 0.32 \tag{3.25}$$

Burada ifade edilen,

Z_{ch}: Geçiş derinliği,

R: Şaft yarıçapı,

t: Şaft kaplaması et kalınlığı,

E: Şaft kaplaması Young modülü,

σ_a: 98kPA'a eşit olan referans gerilmesidir.

Ueno ve ark. (1996), radyal toprak basıncının değişim oranının, Berezantzev'in aktif toprak basıncına oranını, geçiş derinliğinden gelen şaft derinliği boyunca sabit olduğunu varsaymışlardır. Ueno ve ark. (1996), Berezantzev'in radyal aktif toprak basıncının, Young katsayısına orantılı olduğu bulmuşlardır. Bu ilişki aşağıdaki verilmektedir:

$$a_r = 1.15x10^{-4}\frac{E_t/R}{\sigma_a} + 1 \tag{3.26}$$

Ueno ve ark. (1996) aynı zamanda, dikey kemerlemeye bağlı gerilme dağılımının, şaft derinliğinin sadece en derin üçte birlik kısmında ortaya çıktığını varsaymışlardır. Şaftın en derin üçte birlik kısmı için r değerinin 5 olmasını önermişlerdir. Böylece, bir şaftın derinliği boyunca oluşan radyal toprak basıncı şu şekilde ifade edilebilir:

$$\sigma_r(z) = \begin{cases} K_0\gamma_d z & (z \le z_{ch}) \\ a_r\sigma_{rB}(z) & (z_{ch} \le z \le 2/3z_0) \\ 5\sigma_{rB}(z) & (2/3z_0 \le z \le z_0) \end{cases} \tag{3.27}$$

Bu denklemde $\sigma_r(z)$, $\sigma_{rB}(z)$, K_o, γ_d, z_o, z_{cd} ve z sırasıyla radyal toprak basıncının derinlik ile değişimi, Berezantzev'in radyal toprak basıncının derinlik ile değişimi, sükunetteki toprak basıncı katsayısı, toprağın kuru birim ağırlığı, şaftın toplam derinliği, geçiş derinliği ve basıncın hesaplandığı noktadaki şaft derinliğini ifade etmektedir.

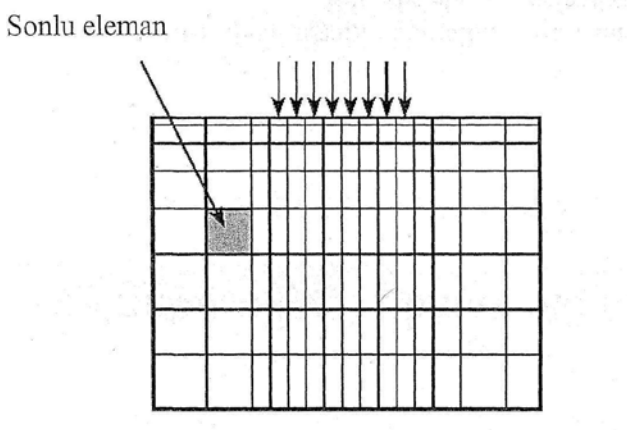
Fujii ve ark. (1996), hava ile kurutulmuş Toyoura kumunda iki yarı silindirden yapılmış bir model şaft inşa ederek ve bir yarı silindirin yatay olarak hareket etmesine izin vererek, aktif durumdaki derin dairesel bir şaftın kırılma mekanizmasını incelemişlerdir. Kırılma hattının şaftın altından yüzeye doğru uzandığını ve kırılma dokusunun şaft kaplaması boyunca iki boyutlu bir düzlemsel-gerinim modeline kıyasla daha yerel olarak oluştuğunu ileri sürmüşlerdir. Böylece, Fujii ve ark. (1996) üç boyutlu yapının ve yatay kemer etkilerinin belirgin olduğu sonucuna varmışlardır. Fujii ve ark. (1996), 5 m, 10 m ve 20 m'lik prototip derinliklerle şaftların kırılma yüzeylerinin şeklini karşılaştırarak, dairesel bir şaftın aktif kırılma mekanizmasının prototip derinliğine veya özellikle zemindeki gerilme seviyelerine bağlı olduğunu göstermiştir. Prototip derinliği 5 m olan bir şaftın kırılma yüzeyi, Rankine'in kayma yüzeyi dokusuna karşılık gelen üçgen şeklinde bir yarıktır. Prototip derinliği 10 m ve 20 m olan şaftların kırılma yüzeyi, şaft boyunca üst kısımda rijit bir blok olarak gelişir. Daha büyük derinliklerde kırılma yüzeyi yaklaşık olarak bir logaritmik spiraldir (Yun, 2004).

Imamura ve ark. (2000), aktif durumda 50 m prototip derinliğine sahip eksenel simetrik bir şaftın kırılma mekanizmasını araştırmış ve santrifüj deneylerine dayanan bir toprak basıncı tahmin yöntemi önermişlerdir. Imamura ve ark. (2000) tarafından elde edilen sonuçlar, prototip derinliği 10 m ila 50 m arasında değişen şaftlar için özgün bir kırılma mekanizmasının mevcut olduğu sonucuna varmışlardır. Kırılma bölgesi, şaft kaplamasından şaft çapının yaklaşık %30'una kadar olan bir mesafeye uzanır. Ölçülen yüzeysel oturmalarının, şaft hareketlerinin gerinim seviyelerinden bağımsız olarak şaft kaplamasından şaft çapının %30'luk bir mesafe dahilinde önemli ölçüde arttığı bulunmuştur. Imamura ve ark. (2000), 50 m derinliğe kadar olan şaftların kırılma bölgesinin, daha önce araştırmacılar tarafından bildirilen yüzey ve alt yüzey hareketleri göz önüne alındığında, gerilme seviyelerinden bağımsız olarak, şaft kaplamasından şaft çapının %35'luk bir mesafe dahilinde önemli ölçüde arttığını ileri sürmüşlerdir (Yun, 2004).

4. SONLU ELEMANLAR METODU

Sonlu elemanlar metodu, Zeinkiewicz (1977) tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemi olarak tariflenmiştir. Sonlu elemanlar metodunda diferansiyel denklemlerle ifade edilen sürekli fiziki sistemlerin davranışı sayısal yöntemlerle çözümlenmektedir. Sonlu elemanlar metotta, sürekli bir sistem, kendi içinde sonlu sayıda bileşen veya elemanlardan ve bu elemanları birleştiren düğüm noktalarından oluşan ayrık bir sistem olarak modellenmektedir. Şekil 4.1' de görüldüğü gibi sistem sonlu elemanlara bölünerek, denklemler bir eleman için oluşturulmakta sonrasında tüm sisteme integre edilerek genel sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuç olarak ise sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklemler lineer bir denklem takımına indirgenmektedir.

Sonlu elemanlar yönteminin mühendislik problemlerinde kullanımı özellikle 20. asrın ikinci yarısından itibaren bilgisayar teknolojisindeki gelişmelere bağlı olarak başlamıştır. Zeminlerin bünye modellerinin oluşturulmasında, bir çok teorik ve ampirik yöntemler kullanılmaktadır. Bu yöntemlerde zemin hetorejen yapısı, birden çok etkene bağlı olan davranış özellikleri sebebiyle, lineer elastik ve homojen ortam şeklinde kabul edilerek birtakım basitleştirici kabullerle çözümlemeler yapılmaktadır. Dolayısıyla bu yaklaşım zeminlerin heterojen yapısı, anizotropi, lineer olmayan, ortama ve zamana bağlı davranışı gibi karmaşık özellikleri sebebiyle gerçek durumu gösteren çözümlere ulaşılmasına imkan vermemektedir. Bilgisayar ve yazılım sektöründeki gelişmeler, tüm mühendislik branşlarında olduğu gibi, geoteknik mühendisliğinde alanında da problemleri sayısal yöntemlerle daha gerçekçi ve hızlı olarak çözümlenebilir hale getirmiştir.



Şekil 4.1 : Sonlu eleman gösterilişi (Plaxis2D Manual).

4.1 Sonlu Elemanlar Yönteminin Geoteknik Mühendisliği'nde Kullanımı

Sonlu elemanlar metodu, herhangi bir lineer-elastik ortama uygulanabilmektedir. Fakat bu yöntemin geoteknik mühendisliği problemlerinde uygulanması birçok sınırlandırmalar gerektirmekte ve ek iyileştirmeler yapılmaksızın mevcut haliyle sadece kısıtlı sayıda problemlerin çözümünde kullanılabilmektedir. Sonlu elemanlar metodunda malzeme davranışı, toplam gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki değişimlerle ilişkilendirilerek formüle edilirken, geoteknik problemlerinde toplam gerilme tensörü, efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçlarına ayrılmakta ve malzeme davranışı genellikle efektif gerilmeler cinsinden ifade edilmektedir. Geoteknik problemlerin hemen hemen hepsinde yapı ile zemin etkileşim içerisindedir. Buna bağlı olarak, bu tip problemlerin analizinde, yapı ile zemin arasında ara yüzey (interface) kullanılması gerekmektedir. Ayrıca, lineer-elastik teoriden farklı olarak, doğru bir çözüm elde etmek için daha geniş bir aralıkta sınır koşullarına ihtiyaç duyulmaktadır. Sonuç olarak, sonlu elemanlar yönteminin geoteknik mühendisliğinde gerçekçi bir biçimde uygulanabilmesi için bazı değişiklikler yapmak zorunlu olmaktadır (Potts ve Zdravković, 1999).

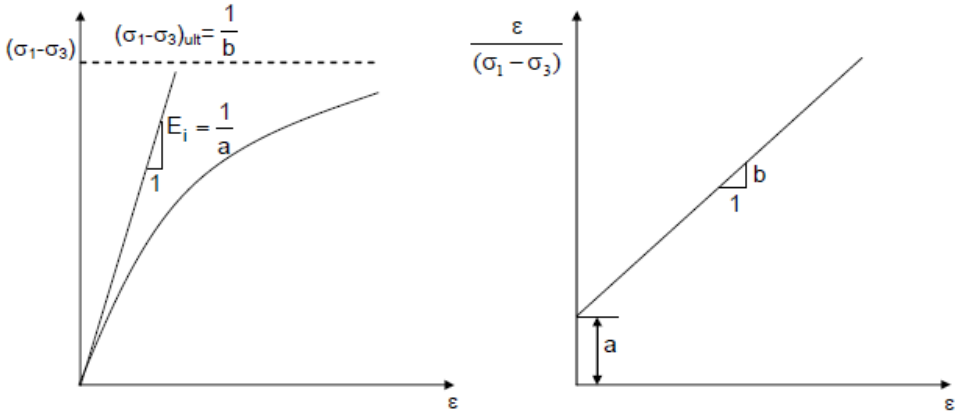
Geoteknik mühendisliği uygulamalarında, sonlu elemanlar analizinde, fiili imalat durumu modelleyebilmek amacıyla aşamalı yükleme, aşamalı kazı yapılabilmektedir.

Sonlu elemanlar yönteminin geoteknik problemlerindeki hesaplama adımları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- Geoteknik problemin belirlenmesi.
- Probleme uygun çözümleme yönteminin seçilmesi.
- Daja ve labaratuvar deneyleri sonuçlarına göre ideal zemin profilinin oluşturulması.
- Gerçeğe en benzer zemin davranışının çözümlemelere yansıtılması için en uygun zemin bünye davranış modelinin seçilmesi.
- Oluşturulacak olan modelin geometrisi ve sınır koşularının belirlenmesi.
- Sonlu elemanlar ağının oluşturulması.
- Kazı, iksa yapımı ve diğer inşaat aşamalarının programa tanıtılması.
- Çözümleme yapılması ve sonuçların incelenmesi.

4.1.1 Zemin Davranışının Modellenmesi

Geoteknik mühendisliği problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak gerçeğe uygun bir şekilde çözümlenebilmesi için zeminin elasto plastik lineer olmayan ve zamana bağlı davranışının dikkate alınması gerekmektedir. Bu sebeple, pekçok zemin modelleri geliştirilmiştir. Bu modeller arasında en çok kullanılanı hiperbolik zemin modelidir. Hiperbolik zemin modeli, ilk defa Kondner (1963) tarafından önerilmiş, olmakla birlikte, Duncan ve ark. (1979) tarafından kapsamlı bir şekilde geliştirilmiş olduğundan daha çok Duncan ve Chang modeli olarak bilinmektedir (Duncan ve Chang, 1970). Bu model, zeminlerin üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerinin yaklaşık hiperbol şeklinde olduğu varsayımına dayanır. Model, ilk halinde, drenajsız üç eksenli deney sonuçlarına göre formüle edilmiş ve iki parametre esas alınarak Poisson oranının 0.5 olduğu kabulü yapılmıştır. Daha sonra bu model başka düzenlemeler yapılarak hem drenajlı hem drenajsız problemlerde kullanılabilir hale getirilmiştir.



Şekil 4.2 : Hiperbolik model (Potts ve Zdravković, 1999).

Şekil 4.2' de verilen Hiperbolik Zemin Modeli, zeminlerin lineer olmayan, gerilme bağımlı ve elasto-plastik davranışını temsil edebilmektedir. Hiperbolik gerilme-deformasyon ilişkisinde, zemin deformasyonları kademeli gerilme artımlarıyla non-lineer olarak analiz edilmektedir. Yine Hiperbolik zemin modelinde her bir gerilme kademesinde, zeminlerin gerilme-deformasyon davranışının lineer olduğu ve bu ilişkinin Hooke yasalarına uyduğu varsayılmaktadır.

4.2 Plaxis 2D Sonlu Elemanlar Yazılımı

PLAXIS 2D bilgisayar programı bu çalışmada sayısal çözümlemelerin yapılması için kullanılmıştır. Program çözümlemelerde sonlu elemanlar metodunu kullanan geoteknik mühendisliği yazılımıdır. İlk olarak 1987 yılında Hollanda Delft Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile çözümlenmesi için tasarlanmıştır. PLAXIS 2D, kazı destek sistemleri, derin ve yüzeysel temeller ve tüneller gibi çeşitli geoteknik uygulamalar için deformasyon ve stabilite analizleri yapabilen bir yazılımdır.

Plaxis 2D kullanılarak analizler 3 temel adımda gerçekleştirilmektedir. İlk aşamada Plaxis 2D programında zemin tabakalaşması modellenir. Bu kapsamda zemin geometrisi ve tabaka özellikleri tanımlanır. Oluşturulan tasarımda herhangi bir yapı elemanı varsa geometrisi ve malzeme özellikleri belirtilir. Tasarıma etkiyen yüklerin büyüklüğü ve etkilediği noktalar belirtilir. Daha sonra sonlu elaman ağı tasarımın boyutları göz önüne alınarak oluşturulur. Boşluk suyu basıncı dağılımını ve kazı aşamaları tanımlanarak son aşama olan hesap aşamasına geçilir.

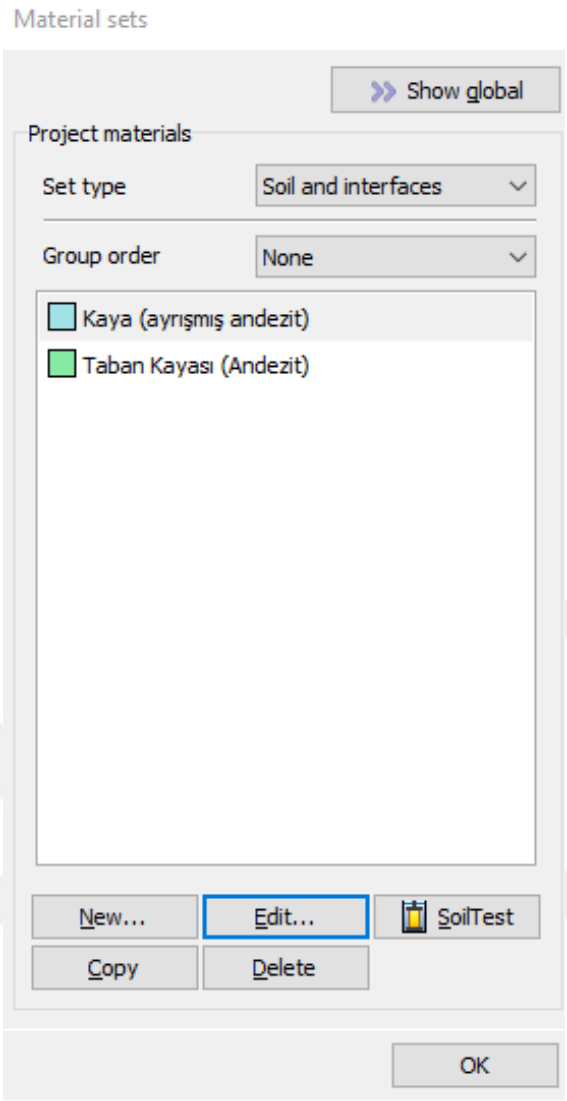
Bu çalışmada, PLAXIS2D programının 2019 versiyonu kullanılmıştır. Analizlerde, problemler 2 boyutlu olarak eksenel simetrik geometri koşullarda modellenmiştir. Programda, malzemenin gerilmede deformasyon davranışı lineer olmayan çözüm teknikleri ile modellenmektedir. PLAXIS, çok yönlü ve karmaşık bir yapı arz eden geoteknik uygulamaların analizi için önemli özelliklerle donatılmıştır. Aşağıda bu özelliklerin kısa bir özeti verilmiştir.

4.2.1 Zemin Modu

Zemin tabakalarına ait parametreler ve bu tabakaların kalınlıkları bu modda programa tanıtılır. Yine çözümlemenin yapılacağı bölgedeki yer altı suyunun derinliği ve zeminin başlangıç gerilme durumu zemin modunda yazılıma tanıtılmaktadır. Zemin modu gösterimi Şekil 4.3’ te verilmiştir.

4.2.2 Yapı Modu

Yapı modu çizgi ve noktalardan oluşmaktadır. Yapı modunda duvarlar (fore kazık, diyafram perde, püskürtme beton vb.), ankraj serbest ve kök bölgesi, , arayüz elemanı, önceden tanımlı yerdeğiştirmeler ve sabit ve hareketli yükler programa tanıtılır.



Şekil 4.3 : Zemin modu Plaxis2D 2019.

4.2.2.1 Kiriş elemanlar

PLAXIS 2D sonlu elemanlar yazılımında kiriş elemanlar ile palplanş, diyafram duvar ve kazıkların modellenmesi yapılır. Kiriş elemanlar kesme ve eğilmeler nedeni ile oluşacak yer değiştirmelere izin vermektedir. Eksenel kuvvet uygulandığında kiriş elemanın boyu değişebilir. Yine kiriş elemanlarda ön tanımlı maksimum eğilme momentlerine ve maksimum eksenel yüklere ulaşıldığında plastik deformasyonlar olabilir.

PLAXIS 2D sonlu elemanlar yazılımı elastik ve elastoplastik davranışa izin vermektedir. Yazılımda elastik davranış iki parametre ile tanımlanmaktadır.Bunlar denklem 4.1'de ifade edilen normal rijitlik (EA) ve denklem 4.2'de ifade edilen eğilme rijitliğidir (EI). Bu parametreler şu şekilde hesaplanabilir;

Normal Rijitlik EA=Exbxh (4.1)

Eğilme Rijitliği $$EI = Ex\frac{(bxh^{3})}{12}$$ (4.2)

Burada;

E : Elastisite modülü

I : Eylemsizlik momenti

h : Perde kalınlığı

b : Perde uzunluğu (b = 1m için).

Plaxis2D de kullanıcı tarafından tanımlanan eğilme rijitliği ve normal rijitik değerleri ile eşdeğer perde kalınlığı (d) denklem 4.3 aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$d = h = \sqrt{12x\frac{EI}{EA}} \quad (4.3)$$

Bu tez kapsamında derin eksenel-simetrik dairesel bir şaft yapısının kazı destek sistemi üzerinde çalışılacaktır. Kazı kuşak kirişli kazıklar ile desteklenecektir. Kazıkların modellenmesinde perde eleman kullanılacaktır. Kazıkların eğilme rijitliği ve normal rijitliği için aşağıdaki yöntem kullanılacaktır. Kazıkların metre başına kesit alanı ise denklem 4.4'te gösterildiği gibi hesaplanır.

$$A_{Duvar=}\frac{A_{Kazık}}{D} \quad (4.4)$$

Burada,

$A_{kazık}$: Kazıklar elemanları kesit alanı

D : Kazık merkezinden diğer kazığın merkezine olan mesafedir.

Kazıkların atalet momenti hesabı denklem 4.5 gösterildiği gibi hesaplanır;

$$I_{Duvar=}\frac{I_{Kazık}}{D} = \frac{\pi x r^{4}}{4xD} \quad (4.5)$$

4.2.2.2 Noktadan diğer noktaya çapalama elemanı (node to node anchor)

Bu eleman, model içerisindeki elemanların düğüm noktaları arasında bir bağlama yapar. Bu elemanlar ankraj, kolon, yatay destek elemanları ve çubuk elemanları modellemekte kullanılır. Öngerme uygulanabilir.

Plaxis2D yazılımında ankraj elemanların malzeme özellikleri için EA, ankrajlar arası yatay mesafe (Ls), basınç ve çekme için maksimum ankraj kuvveti (F_{max},basınç ve F_{max},çekme) ve çekme için rezidüel ankraj kuvveti ($F_{rezidüel}$,basınç ve $F_{rezidüel}$,çekme) parametreleri programa tanıtılabilmektedir.

4.2.2.3 Geogrid elemanlar

Plaxis2D yazılımında; Geoteknik uygulamalarda kullanılan donatı malzemeleri ve ankraj kök bölgeleri geogrid elemanlar ile modellenmektedir. Geogridler; sadece eksenel rijitliğe sahip, eğilme rijitliği ise çok düşük malzemeler olduğu için, çekme dayanımı yüksek olan bu malzemelerin basınç dayanımı ihmal edilmektedir. Dolayısıyla programa malzeme özelliği olarak sadece eksenel rijitlik (EA) değeri girilmektedir. PLAXIS'de geogridler, her düğüm noktasında iki serbestlik derecesine sahip (ux, uy) geogrid elemanlar kullanılarak tanımlanır.

4.2.2.4 Arayüz elemanlar

Arayüz elemanı, yapısal elemanlar ile zemin arasındaki ilişkiyi modellemek için kullanılır. Arayüz eleman yapının her iki tarafınada uygulanır. Zemin ve yapı arasındaki etkileşimin pürüzlülüğü arayüzey mukavemet azaltma faktörü (Rinter) ile modellenir. Arayüzey faktörü (Rinter) genellikle 1'den küçüktür. Farklı zemin tipleri ve farklı yapılara göre Rinter değeri Çizelge 4.1'de gösterildiği gibi farklı değerler alır.

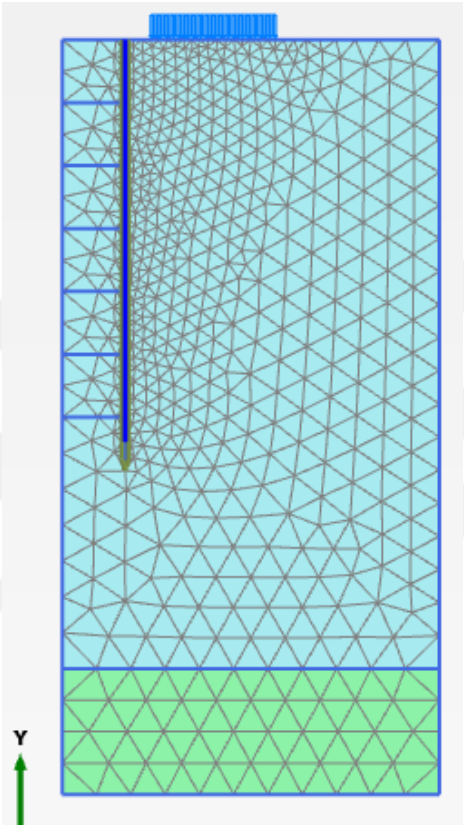
Çizelge 4.1 : Zemin ve yapı tipine göre R_{inter} değeri.

Zemin tipi/ Yapı tipi	R_{inter}
Kum/çelik etkileşimi	0.6-0.7
Kil/çelik etkileşimi	0.5
Kum/beton etkileşimi	1.0-0.8
Kil/beton etkileşimi	1.0-0.7

Arayüz elemanlarda kalınlık faktörü yoktur. Arayüz elemanları sayesinde zemin ve yapı elemanlarını birbirinden ayırmak için düğüm sayısı iki katına çıkartılır. Ayrıca arayüz elemanı zemin ve yapı elemanı arasındaki boşluk, kayma ve kapanmayı modellemeye yardımcı olur.

4.2.3 Ağ Modu

Plaxis2D yazılımında sonlu elemanlar ağı, zemin profili oluşturulup yapısal elemanlar programa tanıtıldıktan sonra program tarafından otomatik olarak oluşturulur. Programda sonlu elemanlar elemanlar ağı, düğüm noktaları ve gerilme noktaları olarak üç tip bileşenden oluşmaktadır. Bu çalışma kapsamında kullanılan ağ modu Şekil 4.4'de verilmiştir.



Şekil 4.4 : Örnek şaft yapısı tasarımı ağ modu Plaxis2D 2019.

4.2.3.1 Elemanlar

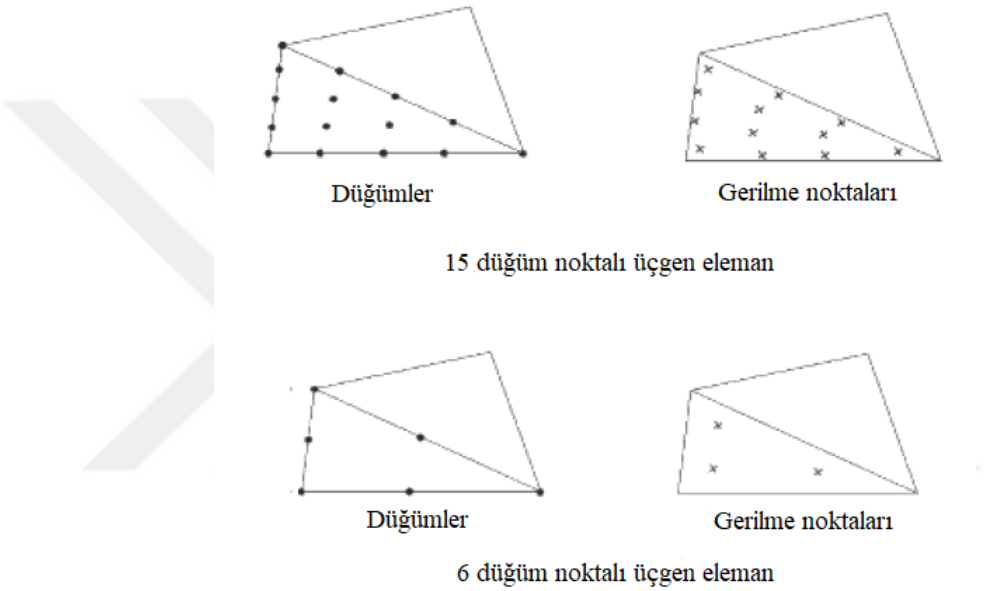
Sonlu elemanlar modeli kullanılarak çözümlemeyi gerçekleştirebilmek için geometri modeli sonlu elemanlar ağına ayrılmak zorundadır. Sonlu elemanlar çözümlemesinde 6 düğüm noktalı ve 15 düğüm noktalı üçgen elemanlar ağ modunu oluşturmak için kullanılır. Düğüm noktası arttıkça detaylı analiz yapmak mümkün olurken hesaplama süresi daha uzamaktadır.

4.2.3.2 Düğüm noktaları

PLAXIS 2D programında zemin tabakalarının üçgen ağ elemanlarla modellendiğinden yukarıdaki bölümde bahsedilmiştir. Zeminde 15 düğüm noktalı üçgenlerin

kullanılması durumunda 15 düğüm noktası tanımlanır, 6 düğüm noktalı üçgenlerin kullanılması durumunda ise 6 düğüm noktası tanımlanır. Sonlu elemanlar yönteminde yerdeğişitirmler düğüm noktalarında hesaplanır

Gerilme noktalarında gerilmeler hesaplanır. Zemin ortamında 15 düğüm noktalı üçgen eleman 12 gerilme noktasına sahipken 6 düğüm noktalı üçgen eleman 3 gerilme noktasına sahiptir. Deplasmanların aksine gerilmeler ve şekil değiştirmeler düğümlerden ziyade gerilme noktalarında hesaplanır. Şekil 4.5'te zemin ortamı için düğümler ve gerilme noktaları gösterilmiştir.



Şekil 4.5 : Zemin ortamı için düğümler ve gerilme noktaları (PLAXIS2D 2019 Manual).

4.2.4 Bünye Modelleri

Zeminin gerilme-şekil değiştirme davranışını modellemek için birçok bünye modeli geliştirilmiştir. Bu bünye modelleri sonlu elemanlar ve sonlu farklar yöntemini kullanan yazılımlarda zemin ve zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözülmesi için kullanılmaktadır. Bu bünye modelleri zemin mekaniği temellerine dayanak alınarak oluşturulmuşlardır. Bu modellerden bazıları deneysel çalışmalara dayanırken bazıları ise teorik çalışmalara dayanmaktadır.

Sonlu elemanlar yöntemi ile elemanlara ayrılan zemin ortamı ile karışık zemin-yapı etkileşimi çözümleme yapılabilir böylece yapının ve zeminin yerdeğiştirmeleri ile yükleme müddeti süresince yapıda meydana gelen gerilmeler elde edilebilir. Sınır değerleri ele alan kapalı yöntemlerle çözümlemeler yapılamaz (Lade, 2005).

Zemin genellikle lineer olmayan, anizotropik ve zamana tanım alanında davranış gösteren heterojen bir malzemedir. Bu nedenle zeminin nasıl davrandığını iyi çözümlemek gerekmektedir. Zeminin davranışı hacimsel genişlemeden, ön konsolidasyon basıncından, geri döndürülemeyen deformasyonlardan, rijitlikten, mukavemetten ve suyun durumundan etkilenmektedir.

Zeminin mekanik davranışı efektif gerilmelerin etkisi altında değerlendirilir. Efektif gerilmeleri hesaplayabilmek için boşluk suyu basıncı ve toplam gerilmeyi bilmemiz gerekmektedir. Eğer zemin suya doygun ve geçirimsiz özellikte ise, boşluk suyu basıncı hızlı yüklemelerden etkilenir ve aşırı boşluk suyu basıncı oluşur. Bu durum drenajsız davranış olarak açıklanır. Yükleme durumu aynı kalacak şekilde boşluk suyu basıncında değişim meydana gelirse örneğin boşluk suyu basıncının zamanla azalması sonucu konsolidasyonun oluşması durumunda efektif gerilmeler değişecek ve deformasyonlar oluşacaktır (Brinkgreve, 2005).

Zemin bünye modelleri zemindeki gerilme ve deformasyonların hesaplanmasına olanak sağlar. Zemini modellemek için kullanılan bünye modelleri birbirlerinden farklı özellikleri vardır. Herbir bünye modeli için kullanılacak zemin parametreleri yine farklılık göstermektedir. Plaxis2D 2019 yazılımında zemini modellemek için birçok zemin bünye modeli mevcuttur. “Lineer elastik” model, “mohr-coulomb” model, “hardening soil” model, “hardening soil model with small strain” model, “soft soil” model, “soft soil creep” model ve “modified cam clay” model bunlardan en yaygın olanlarıdır.

4.2.4.1 Mohr-Coulomb (MC) modeli

Mohr Coulomb (MC) bünye modelinde, zeminin elastik davranışını modellemek için E (Elastisite Modülü) ve ν (Poisson Oranı), zeminin plastik davranışını modellemek için c (kohezyon), φ (kayma mukavemeti açısı) ve ψ (genleşme açısı) kullanılır. Her çözümleme aşamasında sabit ortalama rijitlik kullanılır. Sabit rijitliğe bağlı olarak çözümler daha hızlı bir şekilde gerçekleşmektedir. Ayrıca yukarıda bahsedilen beş zemin parametresi zeminin başlangıç koşullarının belirlenmesi için önemli bir rol oynar.

Mohr-coulomb modelinde başlangıç yatay zemin gerilmeleri uygun K_0 seçimi ile oluşturulur. Mohr-Coulomb modelinin yetersizlikleri ise, hacimsel pekleşmenin, kayma pekleşmesinin, başlangıç yükleme ve boşaltma durumundaki farklı elastik

davranışın ve zamana bağlı akma (krip) etkisinin göz önüne alınamaması olarak gösterilebilir.

4.2.4.2 Pekleşen zemin bünye modeli (hardening soil model)

Pekleşen zemin modeli farklı tiplerdeki yumuşak ve sert zemin tiplerinin davranışını modellemek için kullanılır. Pekleşen zemin bünye modeli Mohr-Coulomb modeline göre daha gelişmiş bir zemin bünye modelidir. Bu modelde gerilmeye bağımlı rijitlik modülü dikkate alınmaktadır. Bir diğer ifade ile zemin rijitliği basınçla birlikte artmaktadır. Bu bünte modeli drenajlı üç eksenli basınç deneyinde gözlenen eksenel deviatörik gerilme ilişkisinin yaklaşık hiperbolik olması esasına dayanır. Bu ilişki ilk olarak Kondner (1963) tarafından formüle edilmiş daha sonra Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilerek hiperbolik zemin modeli olarak adlandırılmıştır.

"Hardening soil model" hiperbolik zemin modelinin yerini almış olmakla beraber aralarında ciddi farklar vardır. Bu farklardan birincisi modelde elastisite teorisinden çok plastisite teorisinin kullanılmasıdır. İkinci fark, pekleşen zemin modeli zemin dilatasyonunu da kapsamaktadır. Üçüncü fark ise bir akma başlığı (yield cap) içermesidir.

Modelin bazı temel karakteristik özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- Gerilme bağımlı rijitlik (giriş parametresi, m).
- Deviatörik yükleme nedeniyle oluşan plastik deformasyonlar (giriş parametresi E_{50}^{ref}).
- Sıkışma nedeniyle oluşan plastik deformasyonlar (giriş parametresi, E_{oed}^{ref}).
- Elastik boşaltma/yükleme (giriş parametresi, E_{ur}^{ref}, υ_{ur})

"Hardening soil model" malzeme parametreleri aşağıda listelenmiştir.

- c'^{ref} : Efektif kohezyon
- ϕ' : Efektif kayma mukavemeti açısı
- ψ : Dilatasyon açısı
- E_{50}^{ref} : Drenajlı üç eksenli deneyde gerilmelerin %50 seviyesindeki referans sekant rijitliği
- E_{oed}^{ref} : Başlangıç ödometre yüklemesi için referans tanjant rijitliği

- E_{ur}^{ref} : Yükleme/boşaltma rijitliği
- m : Rijitliği gerilme seviyesine bağlayan katsayı
- υ_{ur} : Yükleme boşaltma için poisson oranı (program sabiti 0.2)
- p_{ref} : Rijitlikler için referans gerilme (program sabiti 100 kPa)
- K_0^{nc}: Normal konsolide zemin için sükunetteki toprak basıncı katsayısı = 1-sinϕ'
- R_f : Göçme oranı (program sabiti 0.9)

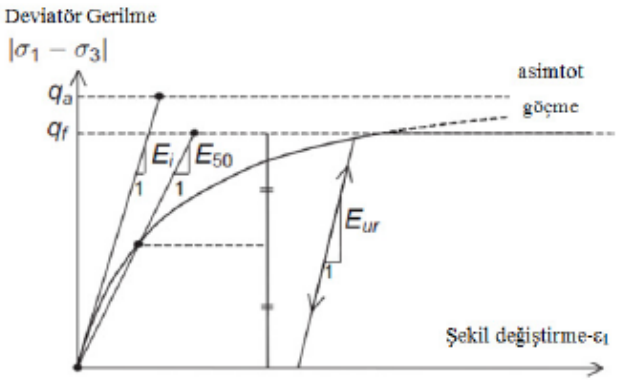
Bu modelde rijitlik gerilme seviyesine bağlıdır. E_{50}, E_{oed} ve E_{ur} değerlerinin hesaplanması aşağıda denklem 4.5, 4.6 ve 4.7'de verilmiştir.

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c\cot\Phi - \sigma'_3 \sin\Phi}{c\cos\Phi + p^{ref}\sin\Phi}\right)^m \tag{4.6}$$

$$E_{eod} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c\cot\Phi - \sigma'_1 \sin\Phi}{c\cos\Phi + p^{ref}\sin\Phi}\right)^m \tag{4.7}$$

$$E_{50} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c\cot\Phi - \sigma'_3 \sin\Phi}{c\cos\Phi + p^{ref}\sin\Phi}\right)^m \tag{4.8}$$

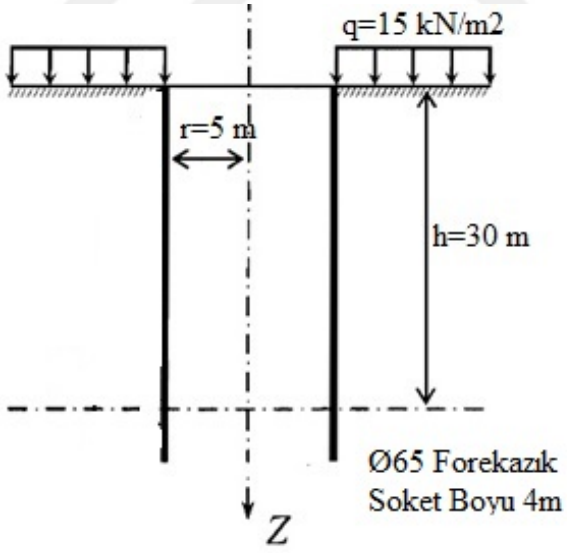
PLAXIS 2D Material models manual (2019) "m" değerinin yumuşak zeminler için 1 alınması gerektiğini diğer zemin türleri için ise 0.5-1.0 arasında belirtmiştir. Schanz ve diğ. (1999), PLAXIS 2D (2019) ve Khoiri ve Ou (2013) tarafından tavsiye edildiği gibi kumlar için "m" ve "v_{ur}" değerleri sırasıyla 0.5 ve 0.2 alınabileceğini belirtmişlerdir. (Hsiung ve Dao, 2014). PLAXIS 2D Material models manual (2019) E_{ur}^{ref} değerinin ise E_{50}^{ref} değerinin 3 katı olarak alınmasını önermektedir. Şekil 4.6' da standart drenajlı üç eksenli deneyde eksenel yüklemedeki hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi gösterilmektedir.



Şekil 4.6 : Standart drenajlı üç eksenli deneyde eksenel yüklemedeki hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.

5. ŞAFTLARA GELEN YANAL TOPRAK BASINCI DEĞERLERİNİN HESAPLANMASI

Bu çalışmada dairesel en kesitli şaft yapısının kazı destek sistemine etkiyen yanal toprak basıncının büyüklüğünü etkileyen zemin parametrelerini incelemek ve sonuçları yorumlamak amacıyla Şekil 5.1' de geometrisi verilen 30m derinliğinde ve 10m çapında dairesel bir metro şaftı için sabit bir model oluşturularak Plaxis2D 2019 programı kullanılarak sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır. Bu çalışma kapsamında aynı kazı geometrisine sahip modelde kohezyon, kayma mukavemeti açısı ve elastisite modülü belirli oranlarda artırılarak kazı destek sistemine etkileri araştırılmıştır. Bu bölümde elde edilen yanal toprak basıncı değerleri ile klasik toprak basıncı teorileri ve eksenel simetrik problemler için geliştirilen teorilerden elde edilen toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması yapılmıştır. Sonrasında bu yapılan çözümlemeler ve karşılaştırmalardan elde edilen sonuçlar değerlendirilerek şaft duvarına etkiyen yanal toprak basınçlarının hesaplanabilmesi için ampirik denklem çalışması yapılmıştır. Son aşamada ise şaftlar için kullanılan kazı destek sistemlerin kazık çapı, kazık soket boyu ve kuşak kirişi sayısı gibi özelliklerinde ve şaft yarıçapında değişiklikler yapılarak yanal toprak basıncı değerleri karşılaştırılmıştır.



Şekil 5.1 : Sayısal analizlerde kullanılan sabit şaft modeli.

5.1 Kohezyonlu Zeminlerde Elastisite Modülündeki Değişimin Yanal Toprak Basıncına ve Yerdeğiştirmelere Etkisi

Elastisite Modülü; bir malzemeye uygulanan düşük gerilmeler altında meydana gelen şekil değişiminin, gerilmeyi oluşturan yükün kaldırıldıktan sonra malzemenin eski

şekline gelme özelliğini ifade eden bir değerdir. Elastisite Modülü kısaca birim gerilme ile birim şekil değiştirme arasındaki orandır. Zemin mekaniğinde de genel olarak elastisite modülü arttıkça zeminin sağlamlığı da artar denilebilir. Buradaki sağlamlık zeminin sertliğinin artması ve daha fazla yük altında deformasyona uğramasının zorlaşması olarak kabul edilebilir. Ancak yenilmeye uğramış bir zemin için doğru bir elastisite modülü tayini yapılamaz. Bu bölümde kohezyonlu zeminlerde hem drenajlı durum hemde drenajsız durum için sayısal analizler yapılmış ve kohezyon ve elastisite modülünün kemerlenmeye, yanal toprak basıncına ve duvar arkası yüzeyde meydana gelen yerdeğiştirmelere etkisi incelenmiştir.

5.1.1 Drenajsız durum için yapılan sayısal analizler

Bu bölümde eksenel simetrik koşullarda kohezyonlu zeminlerde drenajsız durumda drenajsız elastisite modülünün ve drenajsız kayma mukavemetinin/kohezyonun dikey kemerlenme, yanal toprak basıncı ve yerdeğiştirmelere etkisini görmek için sabit şaft modeli için Plaxis2D yazılımında Çizelge 5.1' de verilen zemin koşullarında sayısal analizler yapılmıştır.

Çizelge 5.1 : Bölüm 5.1.1 için zemin parametreleri.

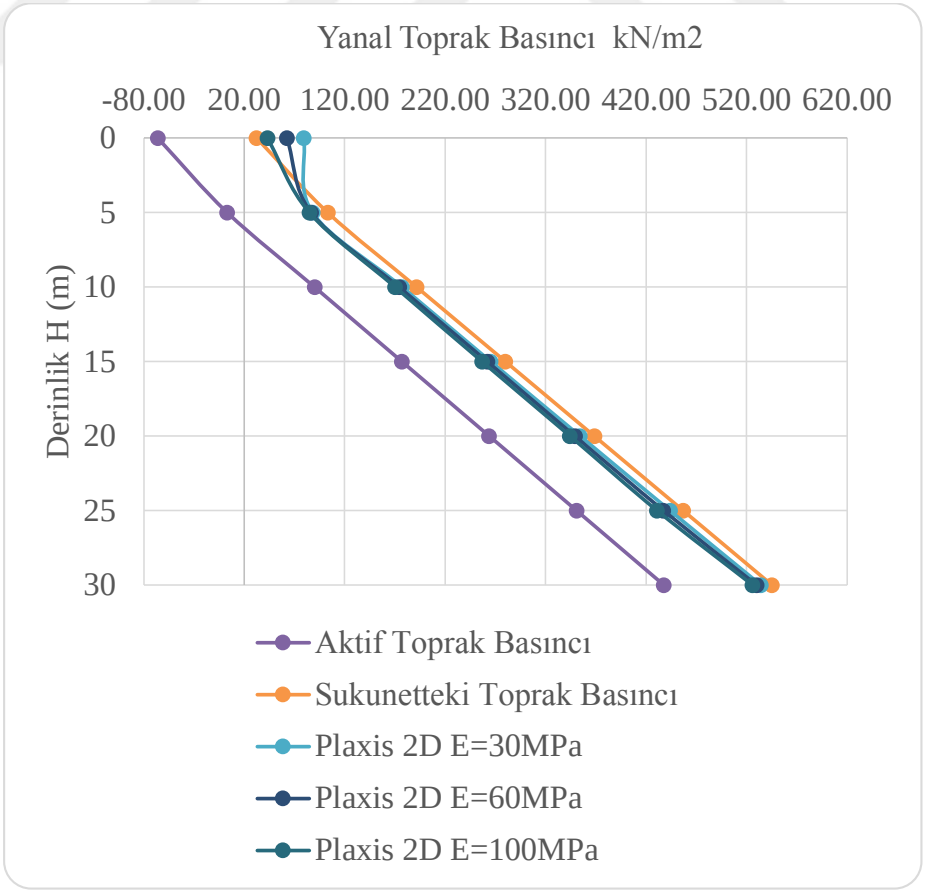
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajsız
Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	18
Doygun Birim Hacim Ağırlık(kN/m^3)	18
Drenajsız Elastisite Modülü, E_{50}^{ref} (MPa)	Değişken
Drenajsız Kayma Mukavemeti, c_u (kPa)	Değişken
Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ	0
Poisson Oranı, v	0,2

Yapılan analizlerde drenajsız kayma mukavameti olarak c_u = 50 kPa, c_u = 60 kPa, c_u= 70 kPa, c_u= 80 kPa, c_u = 90 kPa ve c_u = 100 kPa değerleri alınarak 6 ana model seçilmiştir. Her bir kohezyon değeri için elastisite modülü E_{50}^{ref}=30 MPa, E_{50}^{ref} =40 MPa, E_{50}^{ref} =50 MPa, E_{50}^{ref} =60 MPa, E_{50}^{ref} =70 MPa, E_{50}^{ref} =80 MPa, E_{50}^{ref} =90 MPa ve E_{50}^{ref} =100 MPa olmak üzere artarak oluşturulan 8 alt model oluşturularak bu bölümde toplamda 48 model de çalışma yapılmıştır. Bu 48 farklı alt modelde hem klasik toprak basıncı teorilerine göre hesaplamalar yapılmış hemde sonlu elemalar modeli ile sayısal analizler yapılmıştır. Yapılan sayısal çözümlemelerde elde edilen yanal toprak basıncı değerleri ile klasik toprak basıncı teorileri ile elde edilen değerlerin karşılaştırılmaları çizelge ve grafiklerde verilmiştir.

Bu sonuçlar incelendiğinde sayısal çözümlemeden elde edilen sonuçların birbirine çok yakın olduğu ve sukunetteki toprak basıncı değerinden mertebe olarak çok az bir seviyede düşük olduğu görülecektir. Aşağıda Çizelge 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6, 5,7 ve 5.8' de sabit c_u değişken E_u değerleri için yanal toprak basıncı değerleri verilmiştir. Yanal toprak basıncının yükseklik ile değişimi grafik olarak Şekil 5.2, 5.3, 5.4, 5.5, 5.6 ve 5.7' de verilmiştir. verilen yerdeğiştirmeler incelendiğinde neredeyse hiç deplasman oluşmadığı gözükecektir. Dolayısıyla bu durum çıkan yanal toprak basıncı değerlerinin sukunetteki toprak basıncı değerlerine yakın çıkmasını açıklar niteliktedir.

Çizelge 5.2 : c_u =50 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları

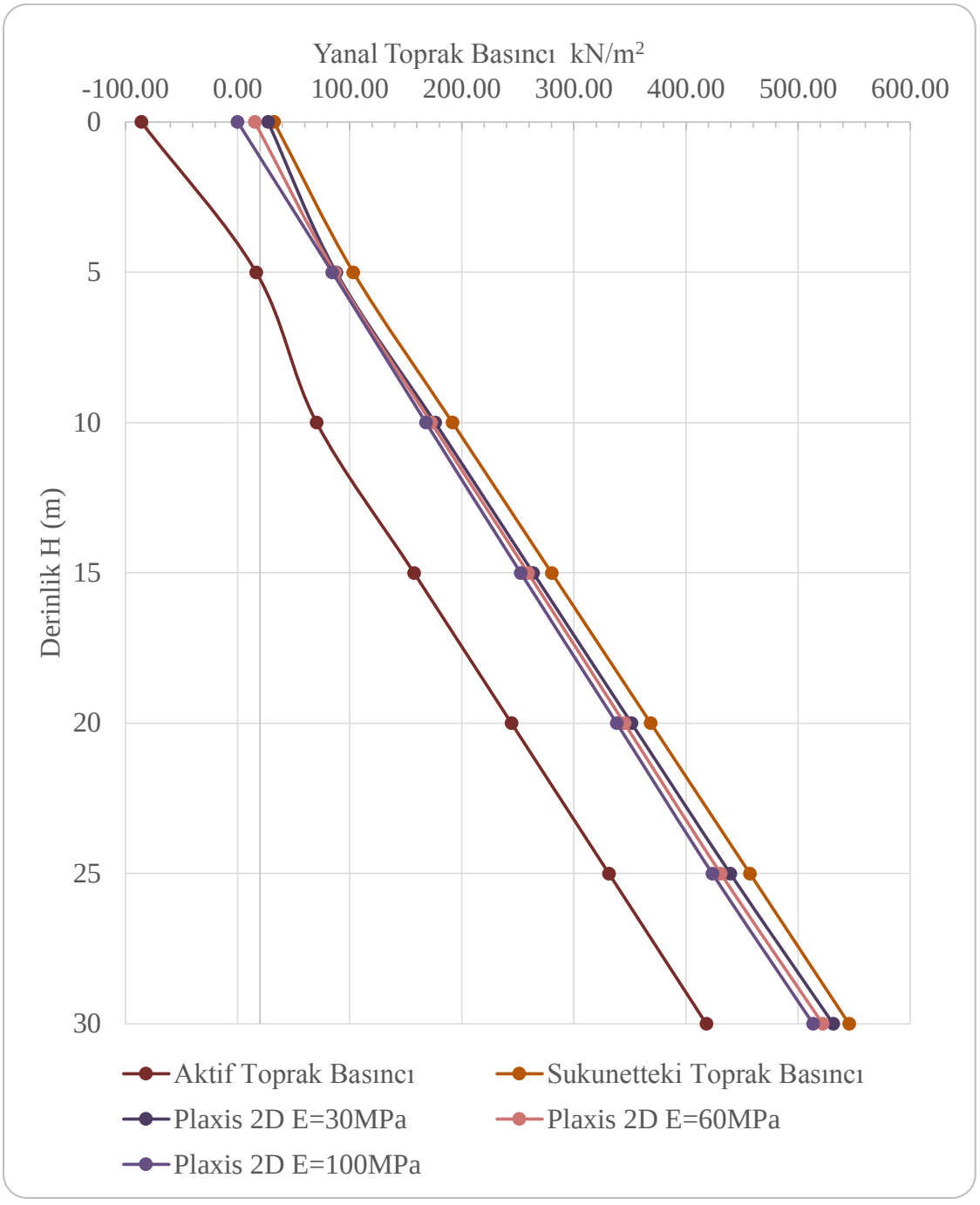
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (H=30m D=10m için)										
			Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları							
H	P_a	P_0	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5	3.13	103.17	87.96	87.31	86.92	86.58	86.24	85.88	85.38	84.93
10	90.04	191.60	177.20	176.15	175.10	174.09	173.21	172.20	171.28	170.24
15	176.95	280.03	265.33	264.27	263.20	261.86	260.57	259.20	258.06	256.82
20	263.87	368.46	354.28	352.48	350.74	349.10	347.73	346.46	345.29	344.35
25	350.78	456.88	443.75	441.34	439.16	437.26	435.40	433.72	432.26	430.93
30	437.69	545.31	534.22	532.82	531.39	530.03	528.78	527.68	526.55	526.07



Şekil 5.2 : c_u=50 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları

Çizelge 5.3 : c_u=60 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

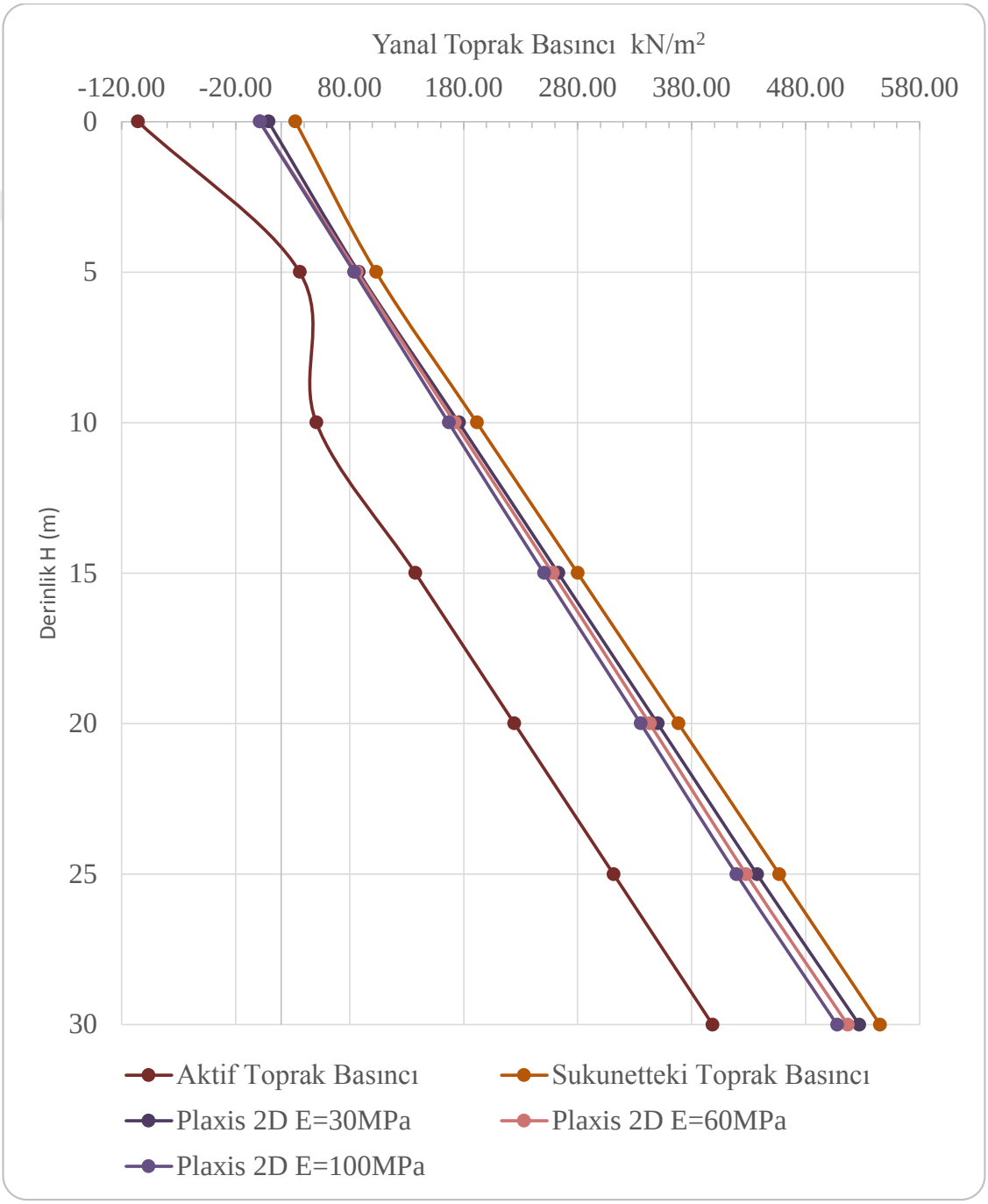
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (H=30m D=10m için)										
			Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları							
H	P_a	P_0	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5	-16.53	103.17	87.91	87.47	87.07	86.56	86.10	85.58	84.95	84.42
10	70.39	191.60	176.07	174.83	173.67	172.59	171.54	170.35	169.18	167.92
15	157.30	280.03	263.62	262.28	260.65	259.06	257.38	255.60	253.98	252.47
20	244.21	368.46	351.29	349.04	346.89	344.87	343.00	341.24	339.74	338.10
25	331.12	456.88	439.33	436.23	433.50	430.88	428.57	426.76	424.96	423.38
30	418.04	545.31	531.20	527.78	524.66	521.87	519.28	517.28	515.47	513.32



Şekil 5.3 : c_u=60 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.4 : c_u=70 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

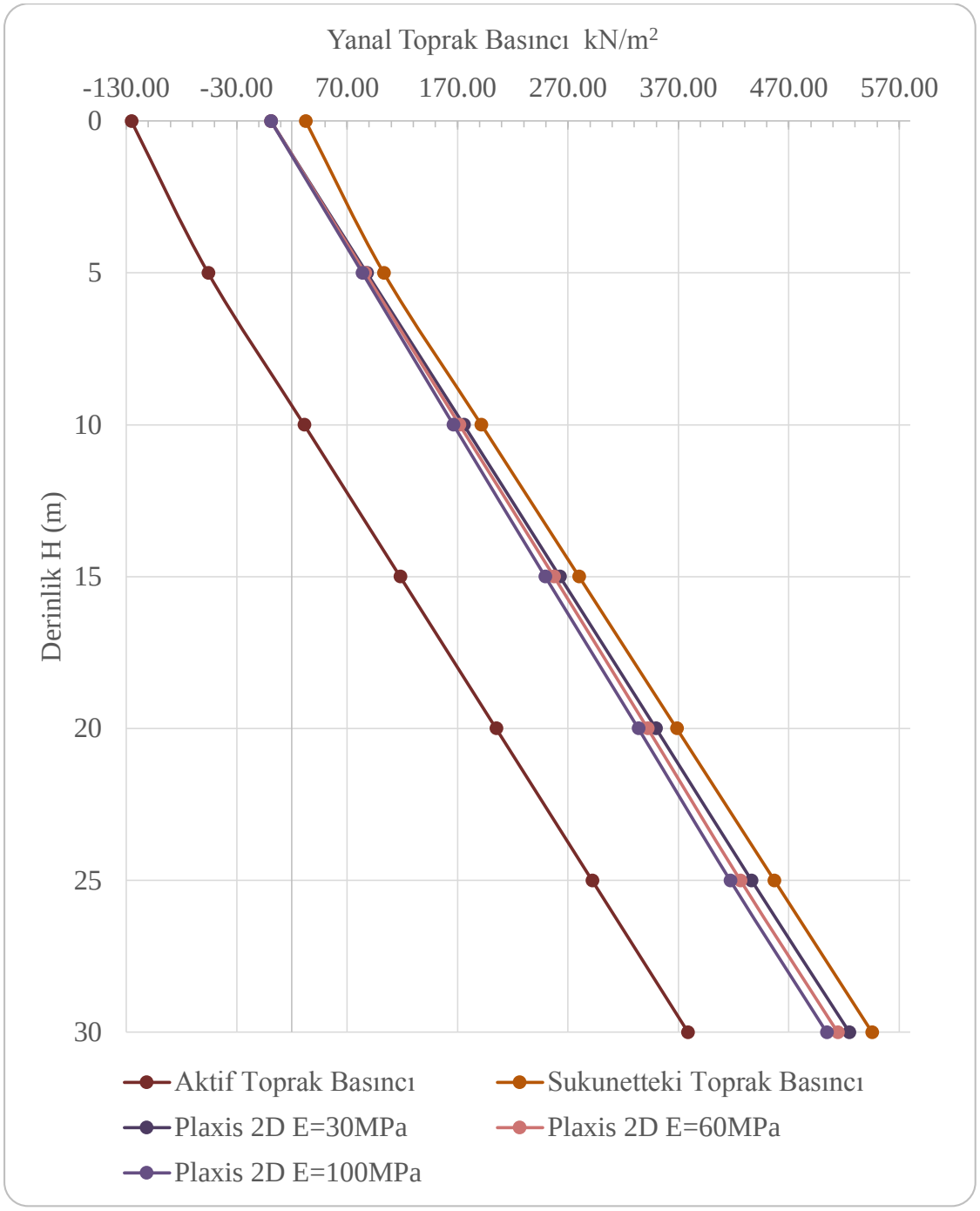
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (H=30m D=10m için)										
			Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları							
H	P_a	P_0	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5	36.18	103.17	87.87	87.37	86.94	86.40	85.88	85.30	84.65	84.05
10	50.73	191.60	175.77	174.48	173.25	172.15	170.83	169.58	168.23	166.85
15	137.65	280.03	262.99	261.54	259.89	258.07	256.02	254.11	252.27	250.46
20	224.56	368.46	350.22	347.71	345.41	343.23	341.11	339.11	337.16	335.37
25	311.47	456.88	437.26	433.87	430.81	427.84	425.41	423.22	421.15	419.26
30	398.38	545.31	527.04	523.19	519.82	516.87	514.17	511.77	509.51	507.57



Şekil 5.4 : c_u=70 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.5 : c_u=80 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

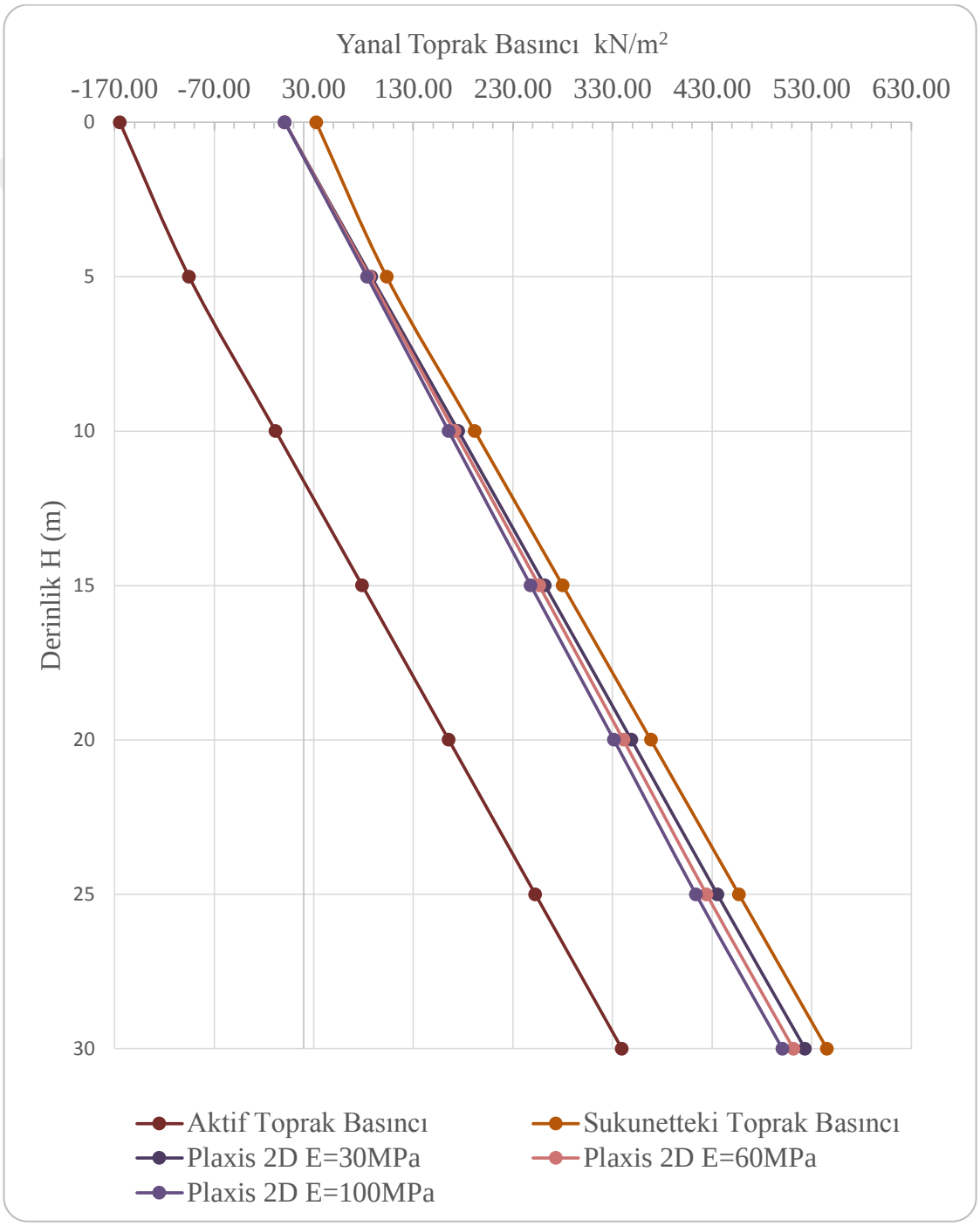
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (H=30m D=10m için)										
			Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları							
H	P_a	P_0	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5	-55.83	103.17	87.80	87.28	86.82	86.26	85.88	85.10	84.48	83.85
10	31.08	191.60	175.58	174.20	172.92	171.77	170.83	169.04	167.67	166.25
15	117.99	280.03	262.62	261.07	259.34	257.34	256.02	253.17	251.29	249.38
20	204.90	368.46	349.72	347.02	344.61	342.17	341.11	337.75	335.72	333.71
25	291.82	456.88	436.22	432.58	429.33	426.14	425.41	421.21	419.05	416.85
30	378.73	545.31	524.81	520.96	517.88	514.19	514.17	508.84	506.40	504.18



Şekil 5.5 : c_u=80 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.6 : c_u=90 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

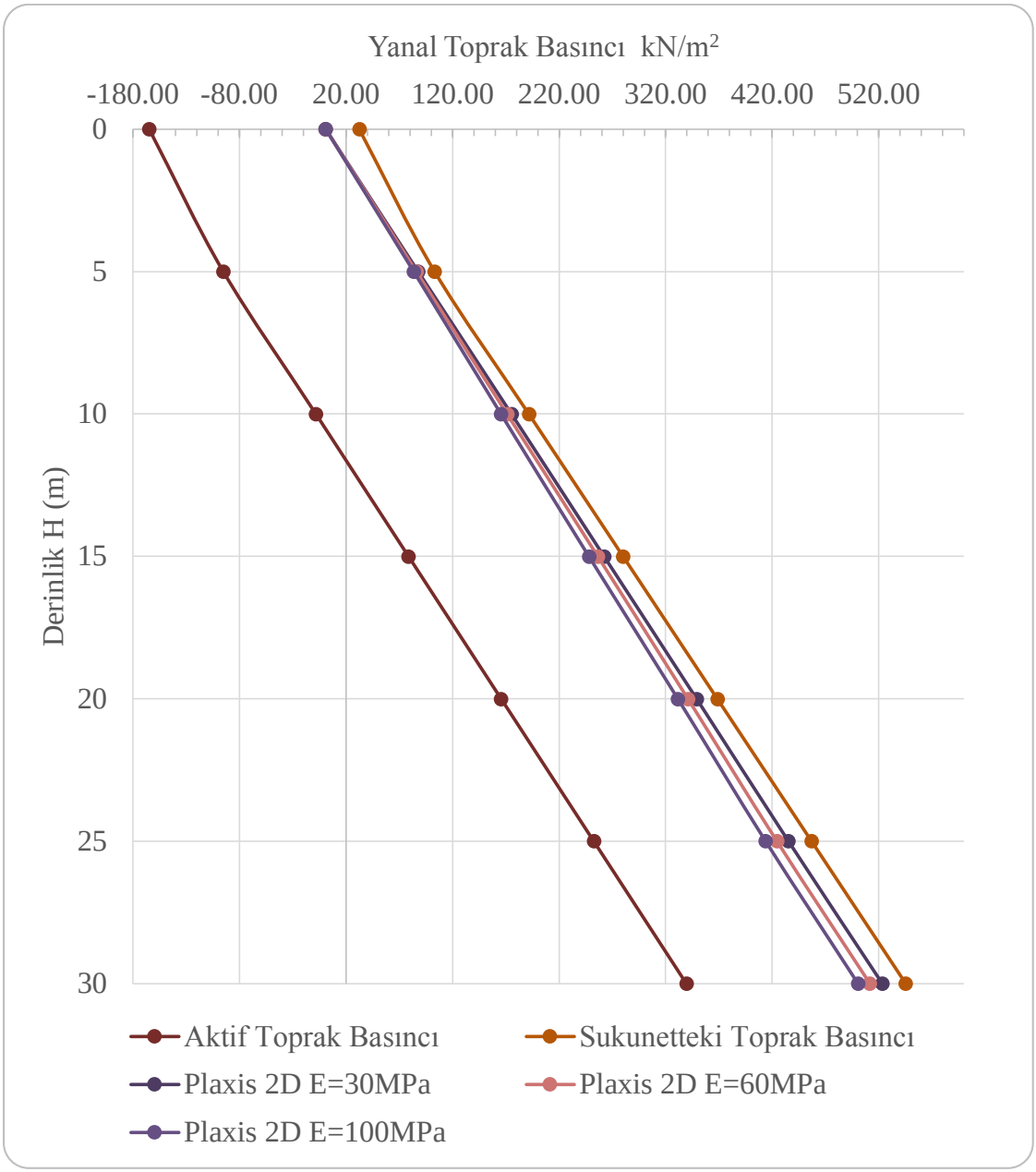
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (H=30m D=10m için)										
			Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları							
H	P_a	P_0	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5	-75.49	103.17	87.74	87.22	86.73	86.15	85.62	85.00	84.34	83.71
10	11.42	191.60	175.42	173.99	172.68	171.50	170.12	168.70	167.24	165.82
15	98.34	280.03	262.36	260.71	258.86	256.79	254.63	252.60	250.52	248.60
20	185.25	368.46	349.34	346.57	343.99	341.59	339.03	336.75	334.57	332.48
25	272.16	456.88	435.63	431.75	428.27	425.13	422.39	419.79	417.39	415.29
30	359.07	545.31	524.29	519.75	515.86	513.20	509.69	506.94	504.34	501.99



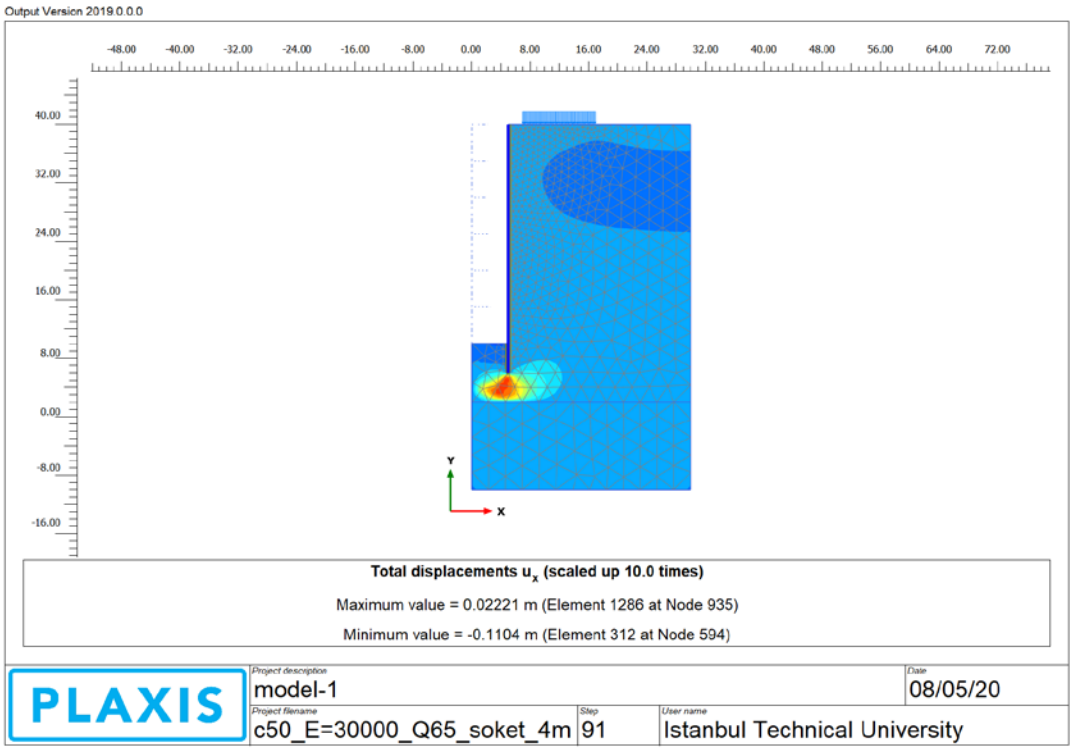
Şekil 5.6 : c_u=90 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.7 : c_u=100 kPa, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

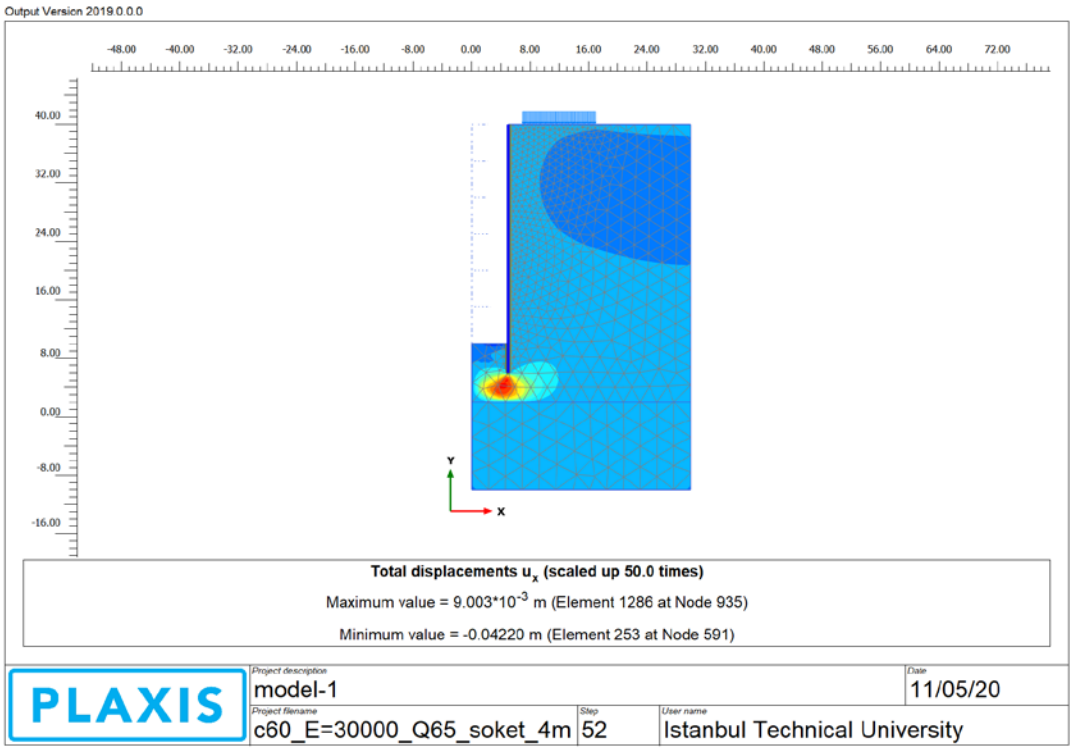
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (H=30m D=10m için)										
			Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları							
H	P_a	P_0	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5	-95.14	103.17	87.70	87.16	86.65	86.05	85.52	84.89	84.23	83.57
10	-8.23	191.60	175.31	173.83	172.45	171.19	169.84	168.40	166.92	165.45
15	78.68	280.03	262.17	260.46	258.50	256.31	254.11	252.09	249.92	247.94
20	165.60	368.46	349.04	346.18	343.47	340.87	338.37	335.99	333.84	331.45
25	252.51	456.88	435.22	431.21	427.53	424.43	421.52	418.75	416.20	413.78
30	339.42	545.31	523.32	518.99	515.12	511.67	508.57	505.67	503.79	500.55



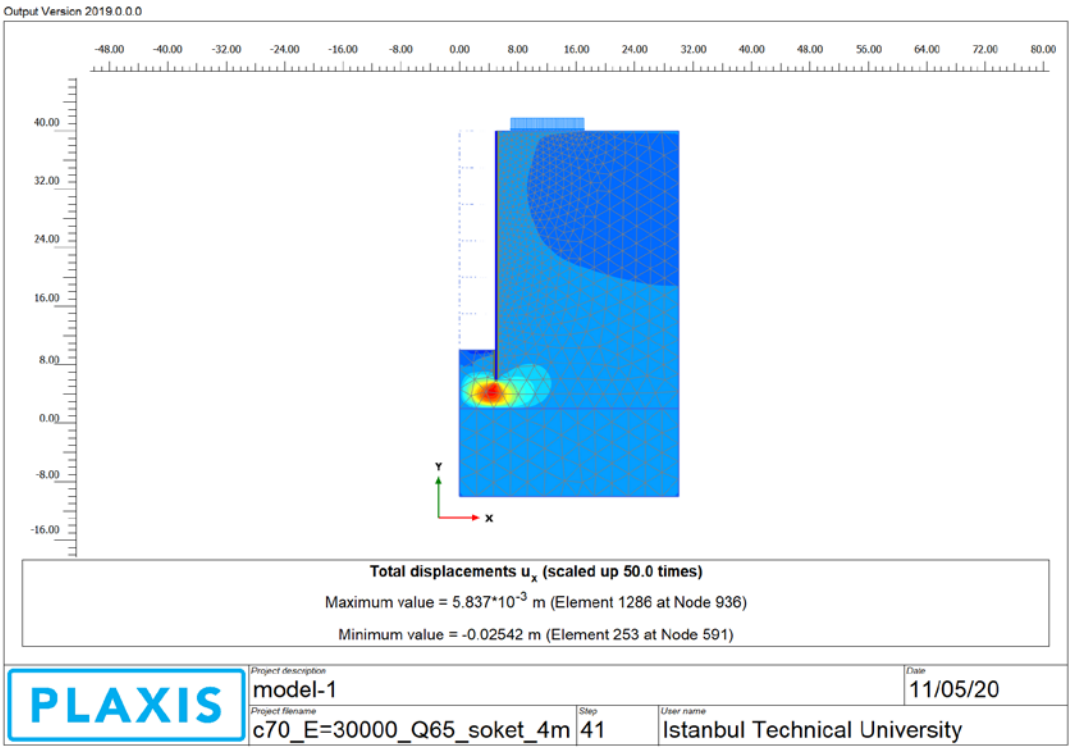
Şekil 5.7 : c_u=100 kPa sabit, E_u artan durumu için toprak basıncı dağılımları.



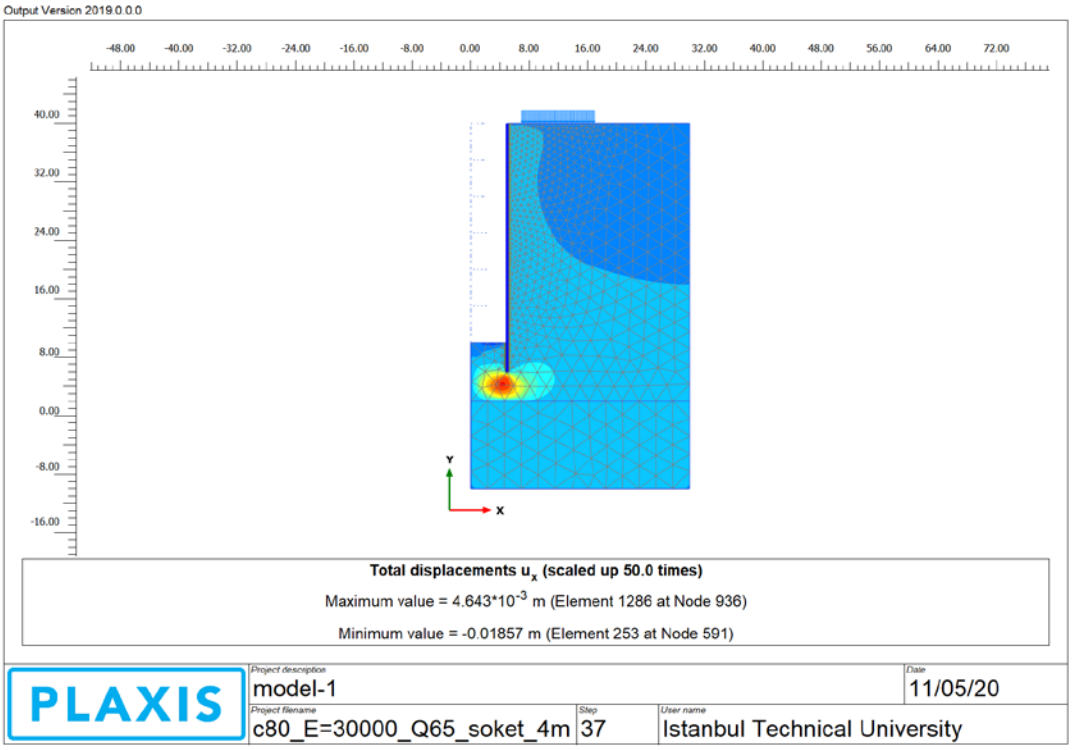
Şekil 5.8 : c_u=50 kPa, E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



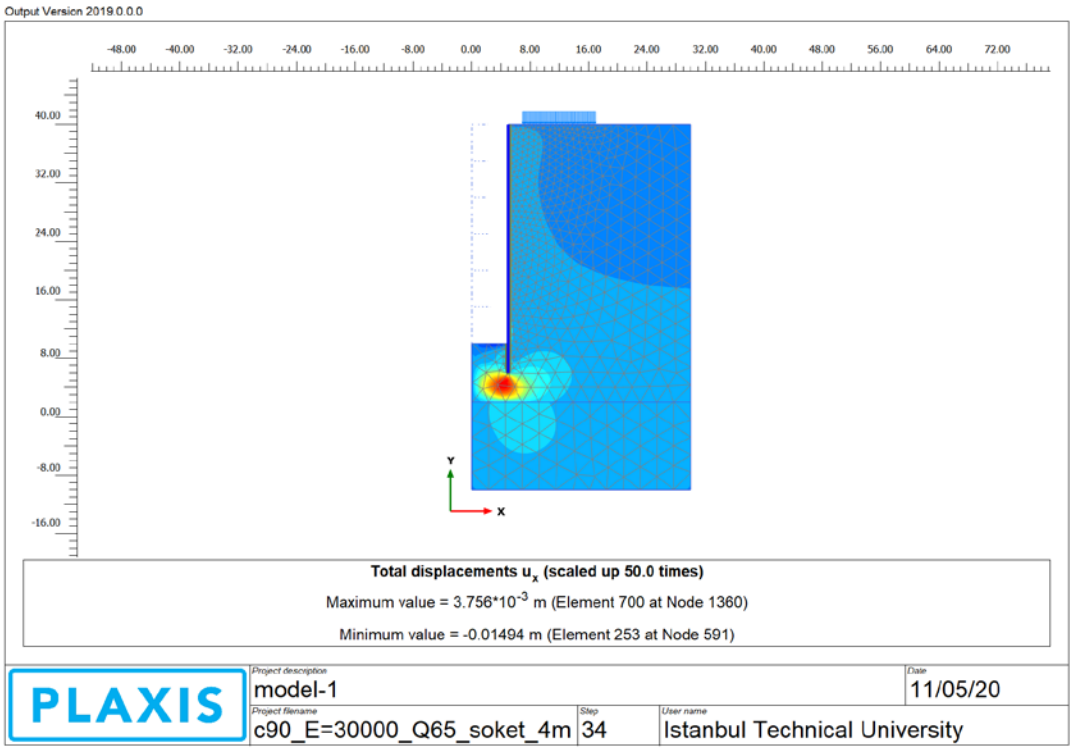
Şekil 5.9 : c_u=60 kPa, E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



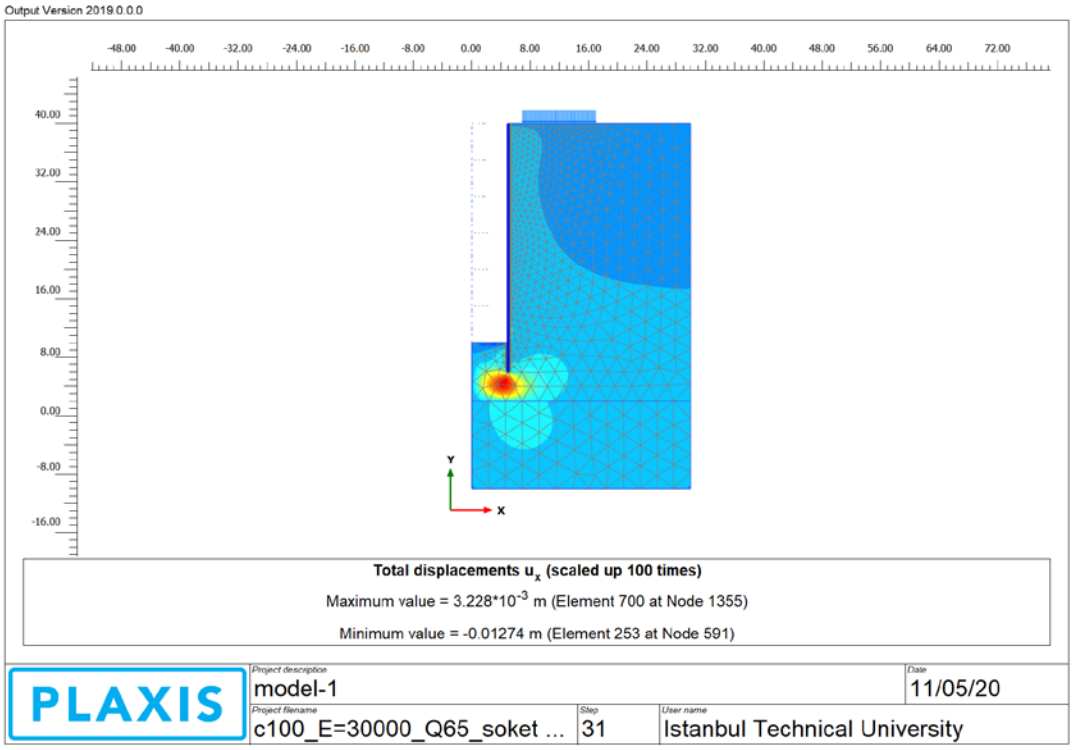
Şekil 5.10 : c_u=70 kPa, E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.11 : c_u=80 kPa E_u=30 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.12 : c_u=90 kPa, E_u=30MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.13 : c_u=100 kPa, E_u=30MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.

Yukarıda verilen Şekil 5.8, 5.9, 5.10, 5.11, 5.12 ve 5.13 incelendiğinde meydana gelen yerdeğiştirmelerin çok küçük olduğu görülmüştür. Bu değerler incelendiğinde eksenel simetrik olarak modellenen şaft yapısında meydana gelen yerdeğiştimeler üzerinde dikey kemerlenmenin etkisi açık olarak görülmektedir. Bununla beraber sayısal analizlerde elastisite modülü (E_{50}^{ref}) değeri arttıkça elde edilen toprak basıncı değerlerinde de azalmalar olduğu görülmektedir. Diğer yandan sabit elastisite modülü için kohezyon değerleri artırıldığında şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı değerlerinde düşüş olduğu görülmüştür.

Çizelge 5.8 : E_u=100 MPa, artan kohezyon değererli için toprak basıncı dağılımları.

Yanal Toprak Basıncı Dağılımı kN/m2					
E=100MPa γ =18kN/m³ (Plaxis2D)					
c_u=50kPa	c_u=60kPa	c_u=70kPa	c_u=80kPa	c_u=90kPa	c_u=100kPa
85.88	84.42	84.05	83.85	83.71	83.57
172.20	167.92	166.85	166.25	165.82	165.45
259.20	252.47	250.46	249.38	248.60	247.94
346.46	338.10	335.37	333.71	332.48	331.45
433.72	423.38	419.26	416.85	415.29	413.78
527.68	513.32	507.57	504.18	501.99	500.55

5.1.2 Drenajlı durum için yapılan sayısal analizler

Bu bölümde eksenel simetrik koşullarda kohezyonlu zeminlerde drenajlı durumda elastisite modülünün ve kohezyonun dikey kemerlenme, yanal toprak basıncı ve yerdeğiştirmelere etkisini görmek için sabit şaft modeli için Plaxis2D yazılımında Çizelge 5.9' da verilen zemin koşullarında sayısal analizler yapılmıştır.

Çizelge 5.9 : Bölüm 5.1.2 için zemin parametreleri.

Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajlı
Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	20
Doygun Birim Hacim Ağırlık(kN/m^3)	22
Elastisite Modülü,E' (MPa)	Değişken
Kohezyon, (kPa)	Değişken
Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ	28
Poisson Oranı, v	0.2

Yapılan analizlerde kohezyon olarak c = 5 kPa, c = 10 kPa ve c= 15 kPa değerleri alınarak 3 ana model seçilmiştir. Her bir kohezyon değeri için elastisite modülü

E’=25 MPa, E’=30 MPa ve E’=35 MPa olmak üzere artarak oluşturulan 3 alt model daha oluşturularak bu bölümde toplamda 9 model de çalışma yapılmıştır. Bu 9 farklı modelde hem klasik toprak basıncı teorilerine göre hesaplamalar yapılmış hemde sonlu elemalar modeli ile sayısal analizler yapılmıştır. Yapılan sayısal çözümlemelerde elde edilen yanal toprak basıncı değerleri ve klasik toprak basıncı teorilerinden elde edilen değerler Çizelge 5.10, 5.11 ve 5.12’ de verilmiştir.

Çizelge 5.10 : c=5 kPa, E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

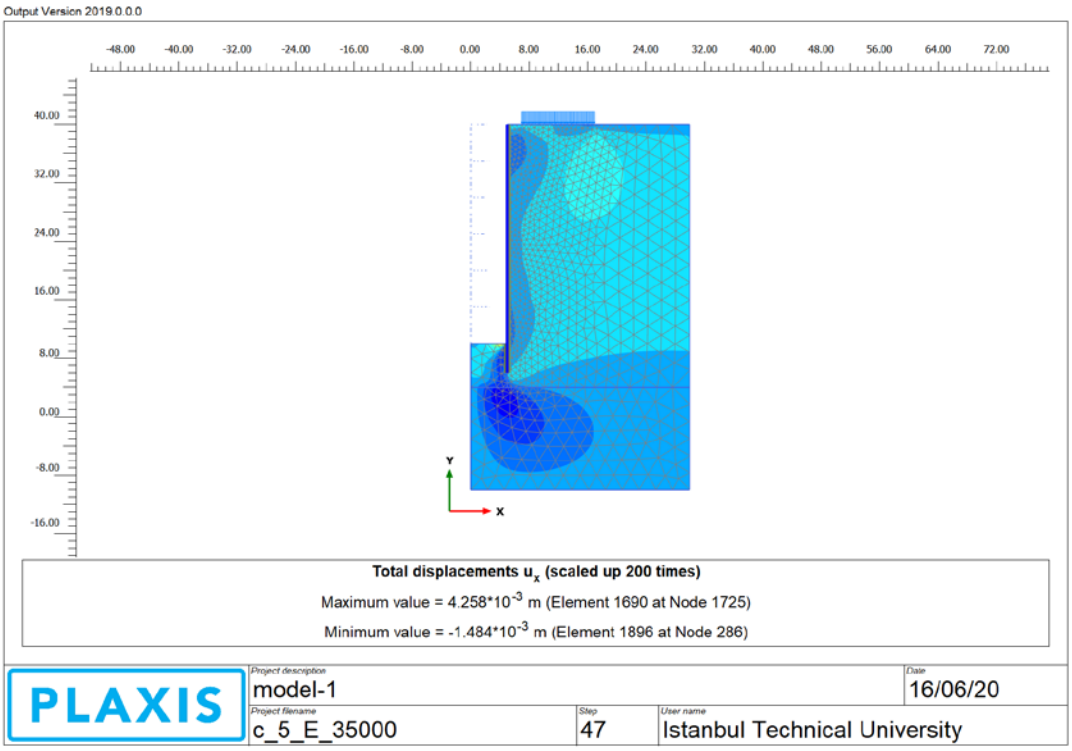
Yanal Toprak Basıncı KN/m2					
H	P_a	P_0	Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları		
			E=25 MPa	E=30 MPa	E=35 MPa
5	35.51	61.01	58.49	58.17	58.14
10	71.61	114.06	107.94	107.40	107.68
15	107.72	167.12	156.08	155.20	153.47
20	143.82	220.17	205.40	204.16	200.67
25	179.92	273.22	256.44	255.05	249.01
30	216.03	326.27	306.11	304.19	295.24

Çizelge 5.11 : c=10 kPa, E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

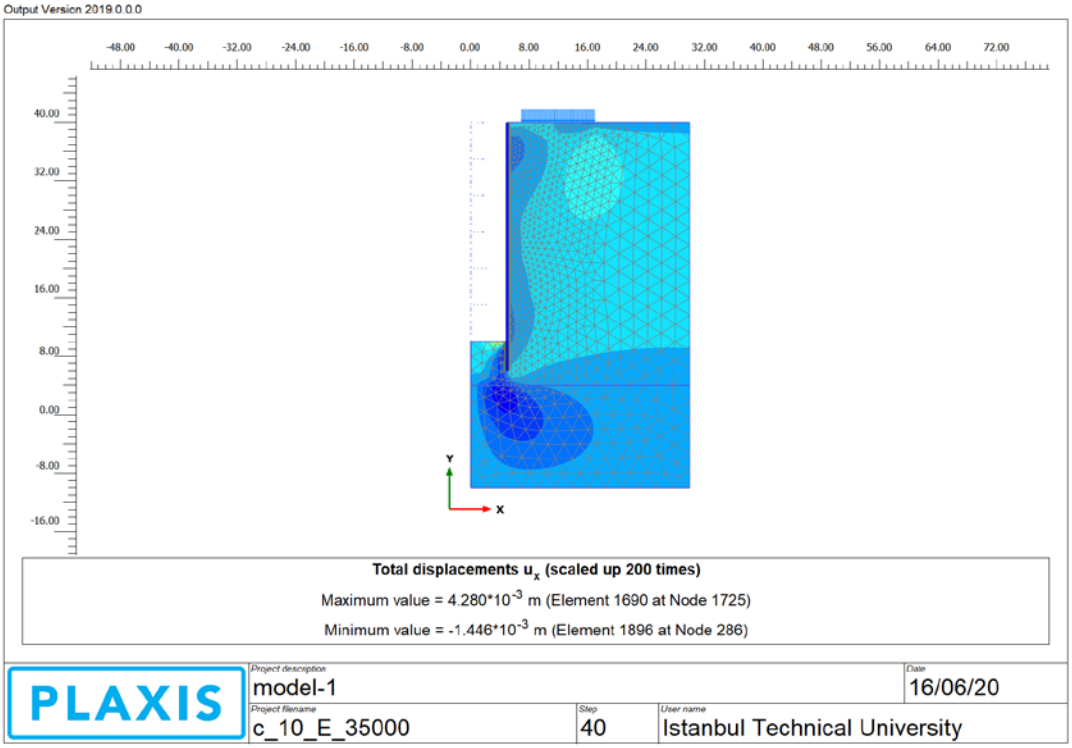
Yanal Toprak Basıncı KN/m2					
H	P_a	P_0	Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları		
			E=25MPa	E=30MPa	E=35MPa
5	29.50	61.01	58.02	57.68	57.98
10	65.60	114.06	107.41	106.85	107.18
15	101.71	167.12	155.67	154.79	153.17
20	137.81	220.17	204.88	203.55	199.87
25	173.92	273.22	255.51	253.94	248.04
30	210.02	326.27	306.91	305.28	296.88

Çizelge 5.12 : c=15 kPa, E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

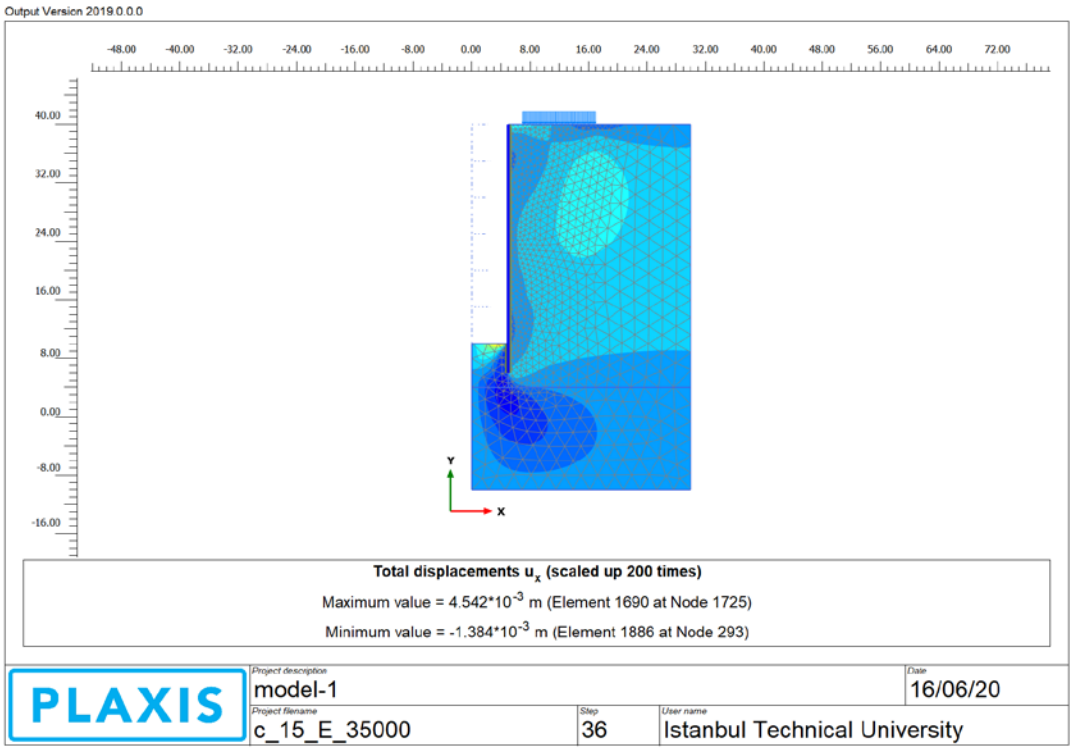
Yanal Toprak Basıncı KN/m2					
H	P_a	P_0	Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları		
			E=25MPa	E=30MPa	E=35MPa
5	23.49	61.01	57.57	56.99	58.00
10	59.60	114.06	106.97	105.88	107.29
15	95.70	167.12	155.41	153.66	153.95
20	131.80	220.17	204.64	202.23	201.14
25	167.91	273.22	254.90	251.83	249.40
30	204.01	326.27	307.64	304.71	300.38



Şekil 5.14 : c=5 kPa, E=35 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.15 : c=10 kPa, E=35 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.16 : c=15 kPa, E=35 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.

Yukarıdaki çizelgeler incelendiğinde sayısal çözümlemeden elde edilen sonuçların birbirine çok yakın olduğu ve sukunetteki toprak basıncı değerinden mertebe olarak çok az bir seviyede düşük olduğu görülecektir. Yine yukarıda verilen Şekil 5.14, 5.15 ve 5.16' da verilen sonlu elaman analizi sonuçlarından elde edilen yerdeğiştirmeler incelendiğinde dikey kemerlenme etkisi sebebiyle şaft duvarı arkasında oluşan yatay yerdeğiştirmelerin çok düşük mertebede olduğu görülmektedir. Dolayısıyla oluşan yerdeğiştirmeler aktif toprak basıncının oluşması için yeterli olmadığı için meydana gelen yanal toprak basıncı değerleri sukunetteki toprak basıncı değerlerine yakın olarak çıkmaktadır. Bununla beraber sayısal analizlerde elastisite modülü drenajlı elastisite modülü değeri arttıkça elde edilen toprak basıncı değerlerinde de azalmalar olduğu görülmektedir.

5.2 Granüler Zeminlerde Elastisite Modülündeki Değişimin Yanal Toprak Basıncına ve Yerdeğiştirmelere Etkisi

Bu bölümde eksenel simetrik koşullarda granüler zeminlerde elastisite modülünün yanal toprak basıncı ve yerdeğiştirmelere etkisini görmek için sabit şaft modeli için Plaxis2D yazılımında sayısal analizler yapılmıştır. Yapılan analizlerde kayma

mukavemeti açısı olarak $\phi = 25°$, $\phi = 30°$, $\phi = 35°$, $\phi = 40°$ değerleri için 4 ana model seçilmiştir. Her bir kayma mukavemeti açısı için elastisite modülü E=30MPa, E=40MPa, E=50MPa, E=60MPa, E=70MPa, E=80MPa, E=90MPa ve E=100MPa olmak üzere artarak oluşturulan 8 alt model oluşturularak bu bölümde toplamda 32 farklı alt modelde çalışma yapılmıştır. Bu 32 modelde hem klasik toprak basıncı teorilerine göre hesaplamalar yapılmış hemde sonlu elemalar modeli ile sayısal analizler yapılmıştır.

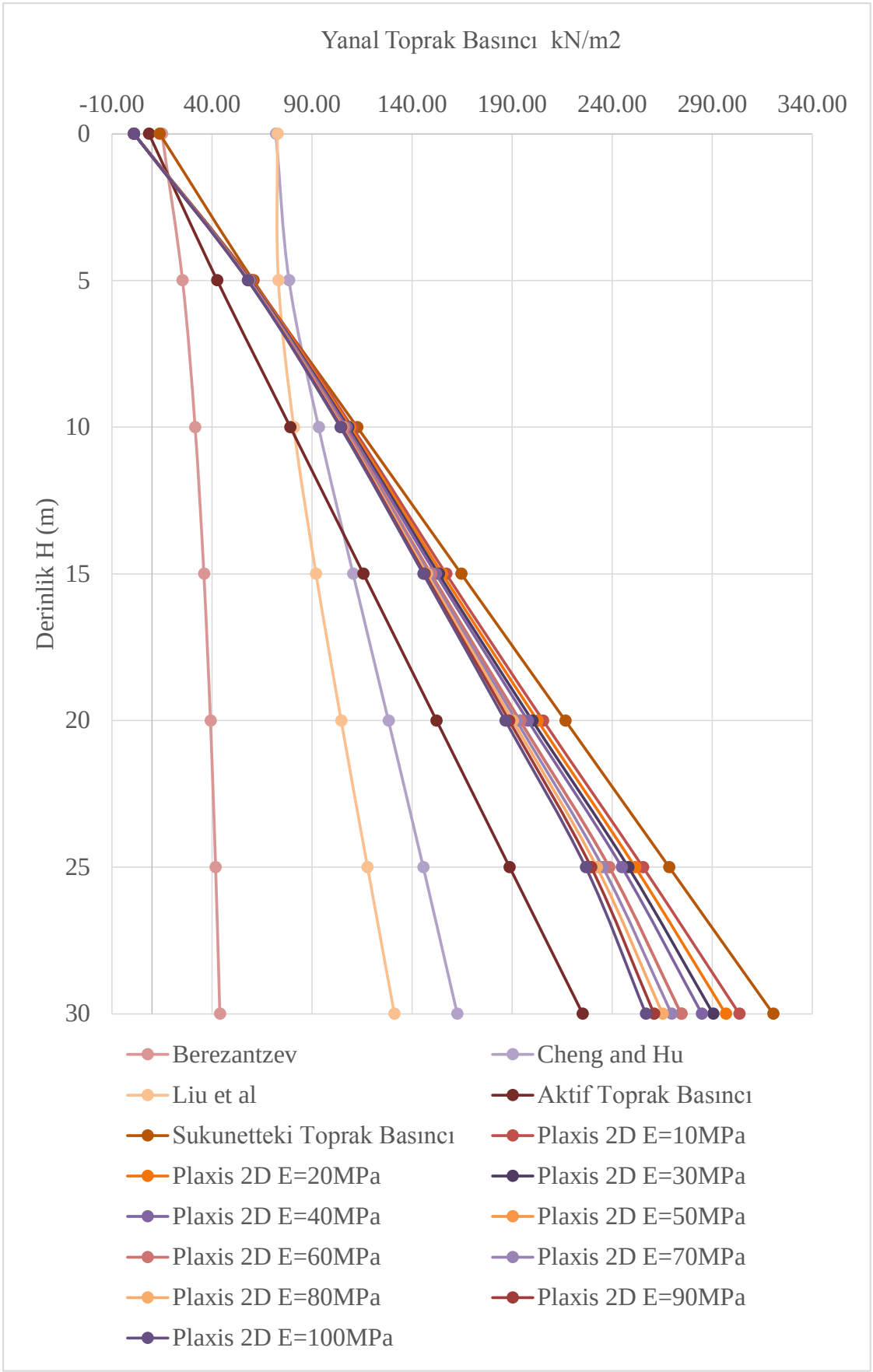
Çizelge 5.13 : Bölüm 5.2 için zemin parametreleri.

Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajlı
Kuru Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	18
Doygun Birim Hacim Ağırlık(kN/m^3)	18
Elastisite Modülü,E (MPa)	Değişken
Kohezyon, (kPa)	0
Kayma Mukavemeti Açısı, ϕ	Değişken
Poisson Oranı, v	0.2

Öncelikler çalışmanın bu kısmında granüler zeminler için geliştirilen ve sürşaj yükünün de hesaplamalara katılabildiği Berezantzev (1958), Cheng ve Huu (2005) ve Liu vd.(2009) teorilerine göre de yanal toprak basınçları hesaplanmıştır. Yapılan hesaplamalar sonucunda görülmüştür ki bu teoriler kullanılarak elde edilen yanal toprak basıncı değerleri klasik teoriye göre hesaplanan aktif yanal toprak basıncı değerlerinden daha düşük mertebede kalmaktadır. Bu sonuçlar 3. Bölümde verilen Chehadeh (2014) granül zemin için yaptığı çalışmayla da uyumludur. Bu durumun sebebi bu teorilerin temelinde eksenel simetrik durumda da aktif yanal toprak basıncını meydana getirecek kadar bir deplasmanın ön görülmesi ve dikey kemerlenmeye bağlı olarak yani hem dairesel şaftın yüksekliği hemde çapı ile orantılı olarak hesaplanan katsayıların toprak basıncı değerini azaltıcı etken olarak kullanılması olabilir. Diğer taraftan sonlu elemanlar analizi sonucunda elde edilen yanal toprak basıncı değerleri bir önceki bölümde olduğu gibi sukunetteki toprak basıncı değerlerine çok yakın mertebede çıkmıştır. Yapılan sayısal çözümlemelerden elde edilen yanal toprak basıncı değerleri ile klasik toprak basıncı teorileri ve eksenel simetrik durum için geliştirilen teorilerlerden elde edilen değerlerin karşılaştırılmaları Çizelge 5.14, 5.15, 5.16 ve 5.17 verilmiştir. Bu değerlerin grafiksel olarak karşılaştırılması da Şekil 5.17, 5.18, 5.9 ve 5.20' de verilmiştir.

Çizelge 5.14 : $\phi = 25^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler.

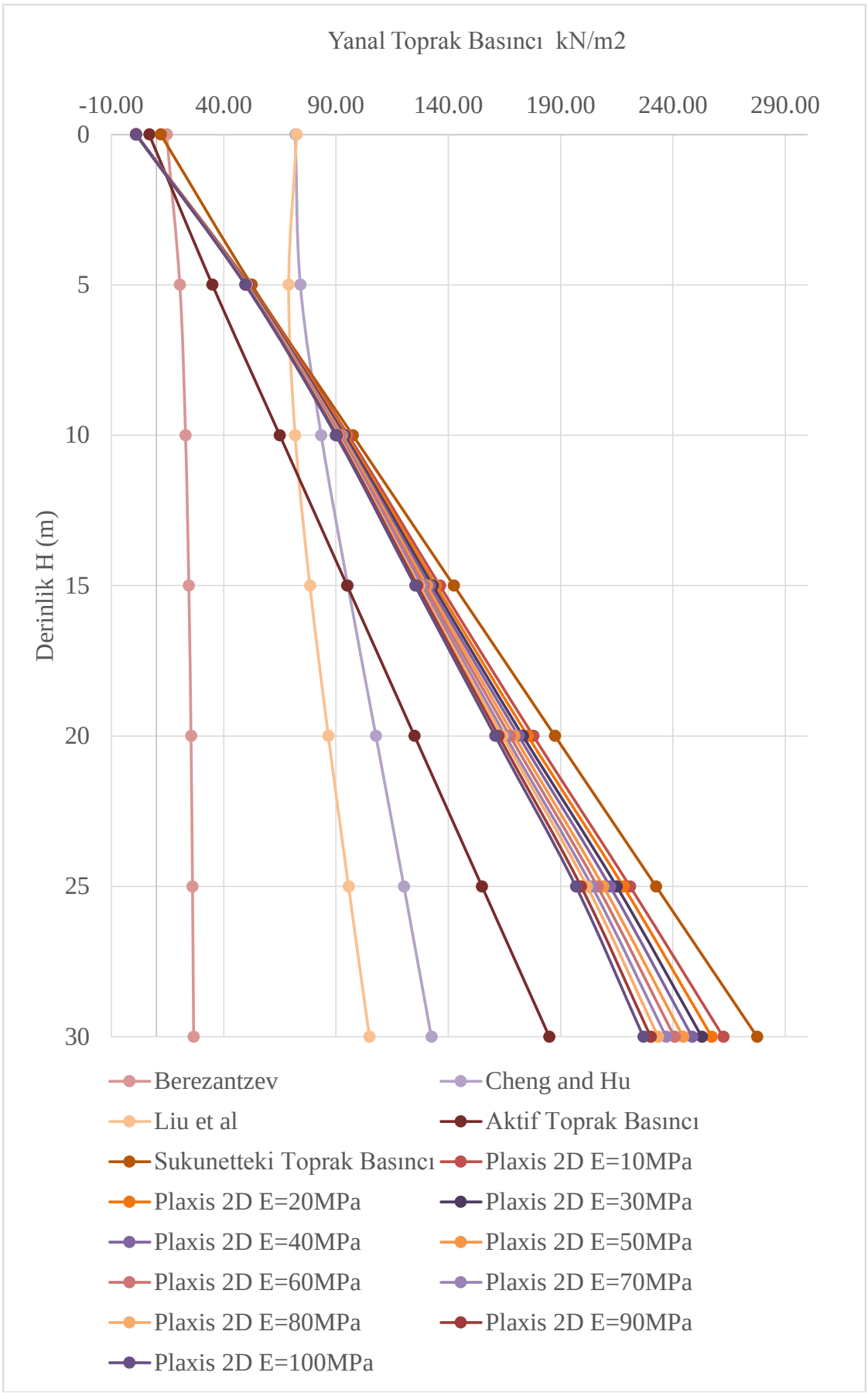
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (Şaft Geometrisi H=30m D=10m)															
H	Berezantzev	Cheng and Hu	Liu et al	P_a	P_0	Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları									
						E=10 MPa	E=20 MPa	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5m	25.26	78.51	73.17	42.62	60.63	59.77	59.45	59.12	58.87	58.61	58.40	58.22	58.08	57.96	57.56
10m	31.55	93.26	80.84	79.14	112.59	110.08	109.03	108.06	107.28	106.66	106.05	105.48	104.96	104.57	104.03
15m	35.93	110.50	91.97	115.67	164.55	156.97	155.05	153.25	151.82	150.57	149.42	148.33	147.34	146.30	145.10
20m	39.21	128.15	104.54	152.20	216.52	205.47	202.66	200.04	197.82	195.76	193.86	192.05	190.21	188.45	186.87
25m	41.79	145.57	117.73	188.72	268.48	255.38	251.48	248.05	244.81	241.62	238.54	235.27	232.32	229.46	226.28
30m	43.90	162.55	131.14	225.25	320.45	303.49	296.72	290.45	284.81	279.48	274.46	269.66	265.16	260.91	255.87



Şekil 5.17 : ϕ =25˚ E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.15 : $\phi = 30^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler.

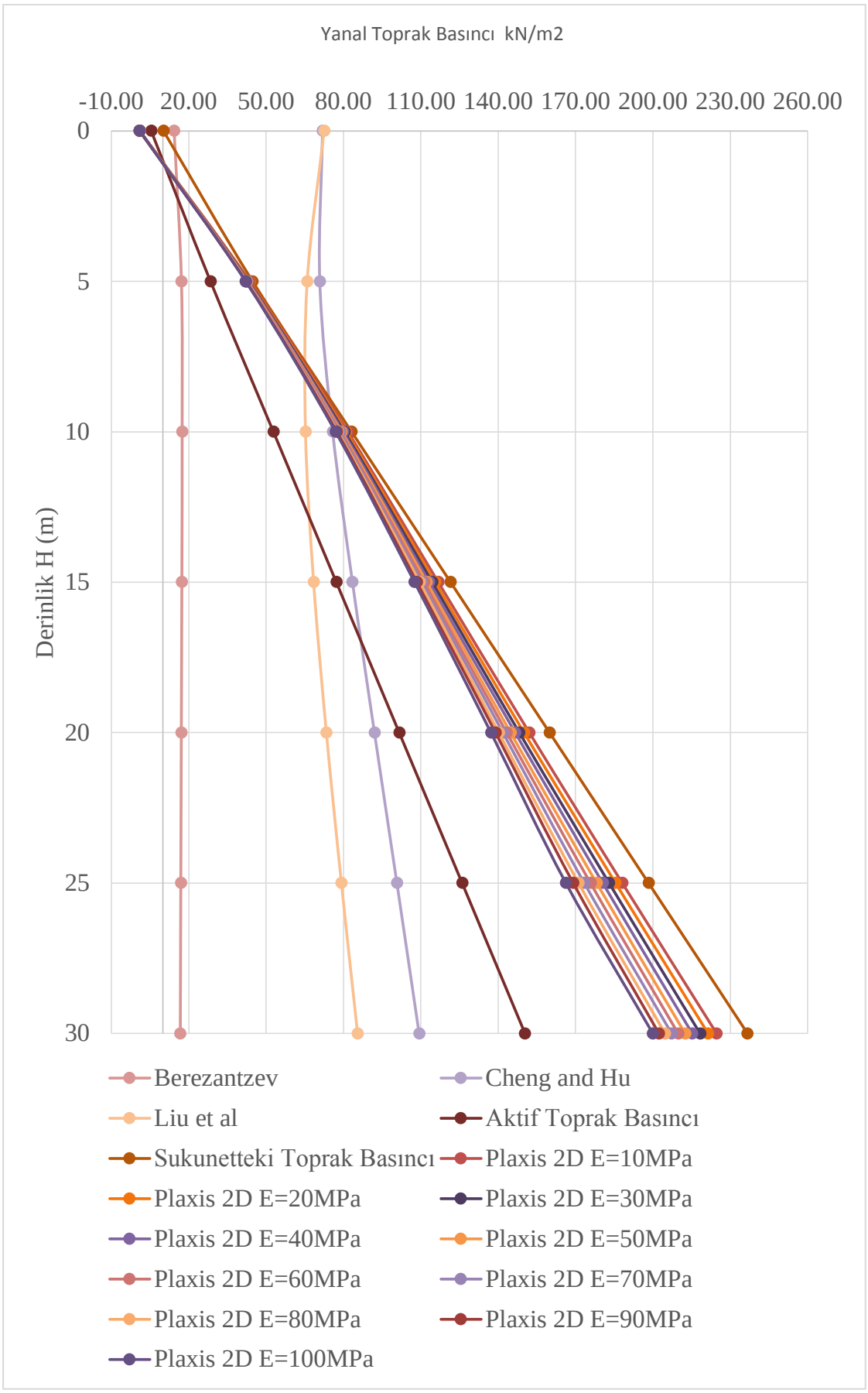
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (Şaft Geometrisi H=30m D=10m)															
						Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları									
H	Berezantzev	Cheng and Hu	Liu et al	P_a	P_0	E=10 MPa	E=20 MPa	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5m	20.49	74.14	68.95	35.00	52.50	51.36	51.04	50.79	50.54	50.34	50.14	49.98	49.83	49.73	49.64
10m	23.04	83.43	71.84	65.00	97.50	95.44	94.54	93.79	93.08	92.47	91.88	91.35	90.83	90.40	89.94
15m	24.51	95.30	78.41	95.00	142.50	136.22	134.57	133.09	131.71	130.45	129.24	128.09	127.07	126.16	125.21
20m	25.47	107.79	86.62	125.00	187.50	177.89	175.42	173.21	171.33	169.33	167.44	165.49	164.10	162.42	160.87
25m	26.14	120.26	95.59	155.00	232.50	220.89	217.93	214.96	211.98	209.00	206.42	203.96	201.80	199.09	196.79
30m	26.64	132.45	104.90	185.00	277.50	262.41	257.30	252.84	248.58	244.53	240.68	236.99	233.45	230.09	226.85



Şekil 5.18 : ϕ =30˚ E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.16 : $\phi = 35^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler.

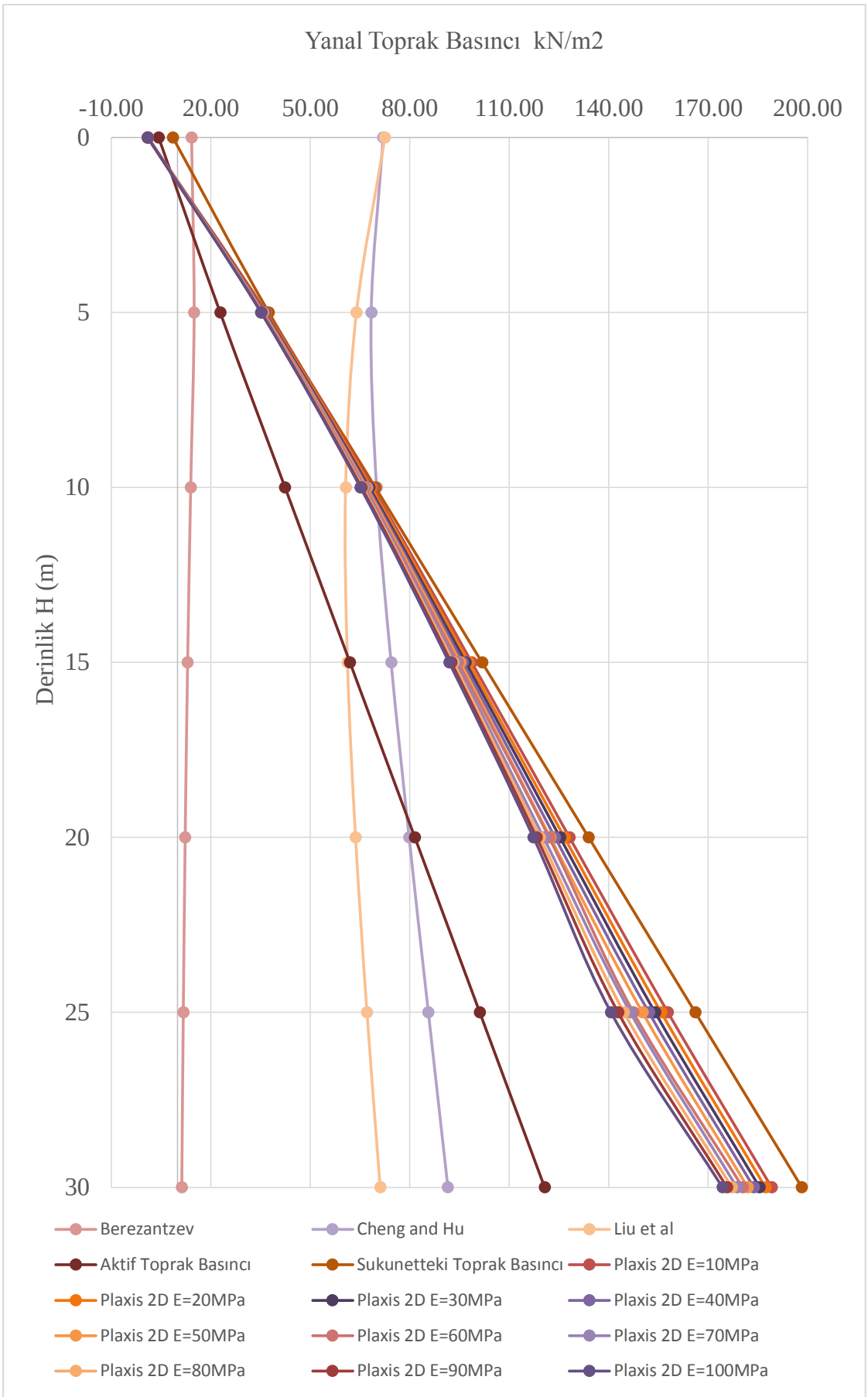
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (Şaft Geometrisi H=30m D=10m)														
H	Berezantzev	Cheng and Hu	Liu et al	P_a	P_0	Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları								
						E=10 MPa	E=20 MPa	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa
5m	17.19	70.82	65.94	28.45	44.77	43.69	43.41	43.17	42.93	42.74	42.59	42.42	42.31	42.19
10m	17.46	75.82	65.29	52.84	83.15	81.67	80.99	80.37	79.79	79.22	78.75	78.32	77.80	77.43
15m	17.34	83.50	68.44	77.23	121.53	116.75	115.53	114.38	113.22	112.26	111.22	110.33	109.55	108.44
20m	17.14	92.02	73.38	101.62	159.91	152.06	150.01	148.18	146.58	144.79	143.27	141.81	140.22	138.97
25m	16.94	100.72	79.21	126.01	198.29	188.09	185.49	182.99	180.51	178.13	175.77	173.37	171.15	169.08
30m	16.75	109.34	85.49	150.40	236.67	224.68	221.38	218.26	215.23	212.46	209.75	207.23	204.68	202.32



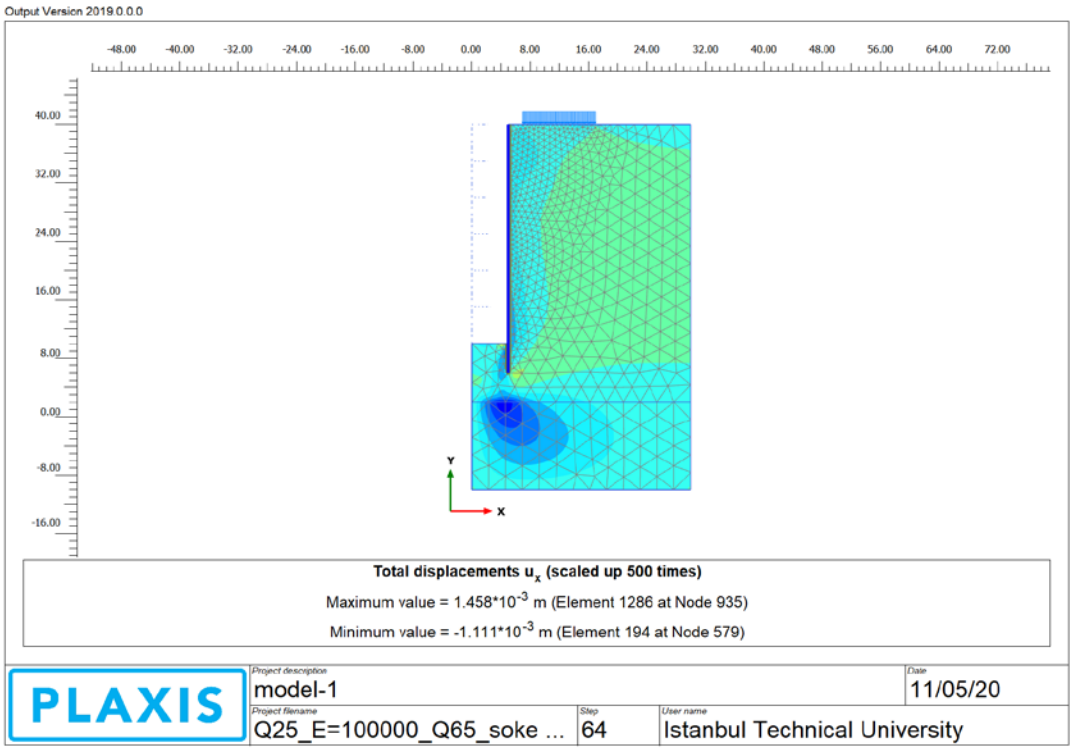
Şekil 5.19 : ϕ =35° E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.

Çizelge 5.17 : $\phi = 40^{\circ}$ için yanal toprak basıncı teorileri ile hesaplanan değerler.

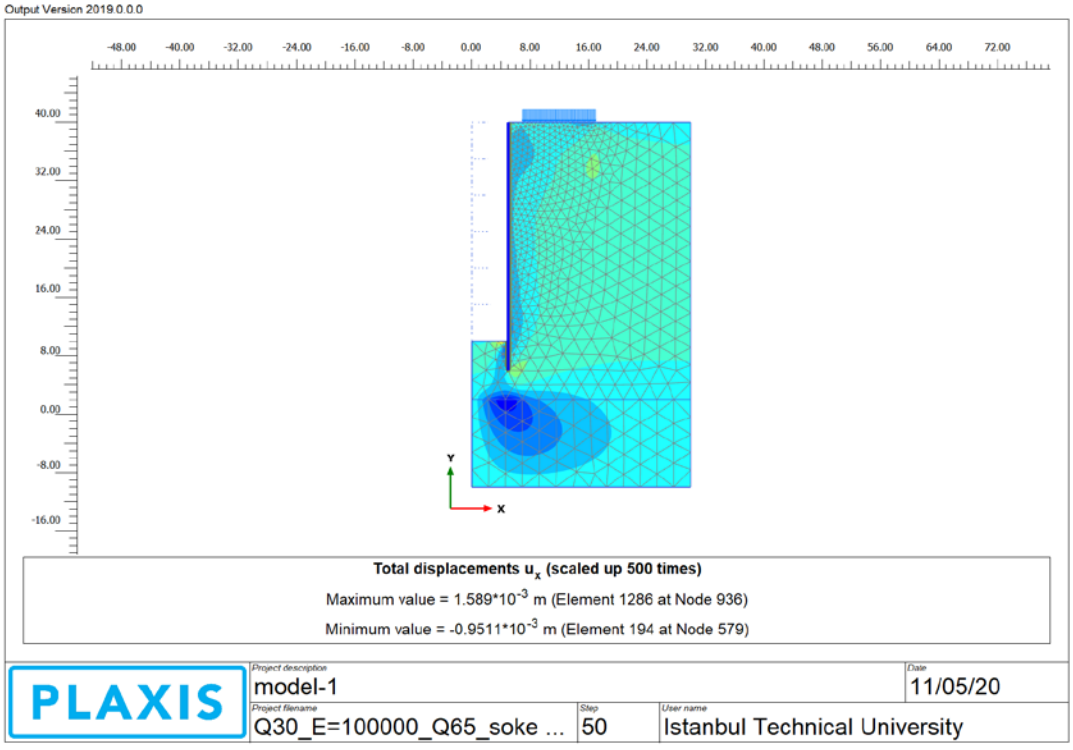
Yanal Toprak Basıncı KN/m2 (Şaft Geometrisi H=30m D=10m)															
H	Berezantzev	Cheng and Hu	Liu et al	P_a	P_0	Sonlu Elemanlar Analizi Sonuçları									
						E=10 MPa	E=20 MPa	E=30 MPa	E=40 MPa	E=50 MPa	E=60 MPa	E=70 MPa	E=80 MPa	E=90 MPa	E=100 MPa
5m	14.98	68.36	63.91	22.83	37.51	36.76	36.49	36.25	36.03	35.82	35.64	35.53	35.38	35.26	35.15
10m	13.93	69.98	60.65	42.40	69.66	68.84	68.34	67.80	67.33	66.91	66.48	66.14	65.79	65.47	65.14
15m	13.01	74.37	61.21	61.97	101.81	98.70	97.75	96.86	96.01	95.23	94.56	93.85	93.16	92.51	91.88
20m	12.28	79.81	63.66	81.54	133.95	128.18	126.65	125.33	123.82	122.37	122.01	120.35	119.26	118.26	117.31
25m	11.70	85.61	67.10	101.11	166.10	157.85	155.80	153.97	152.11	150.17	147.45	146.51	144.60	142.83	140.69
30m	11.24	91.50	71.07	120.68	198.25	189.13	187.27	185.52	183.76	181.94	180.42	178.68	177.14	175.69	174.31



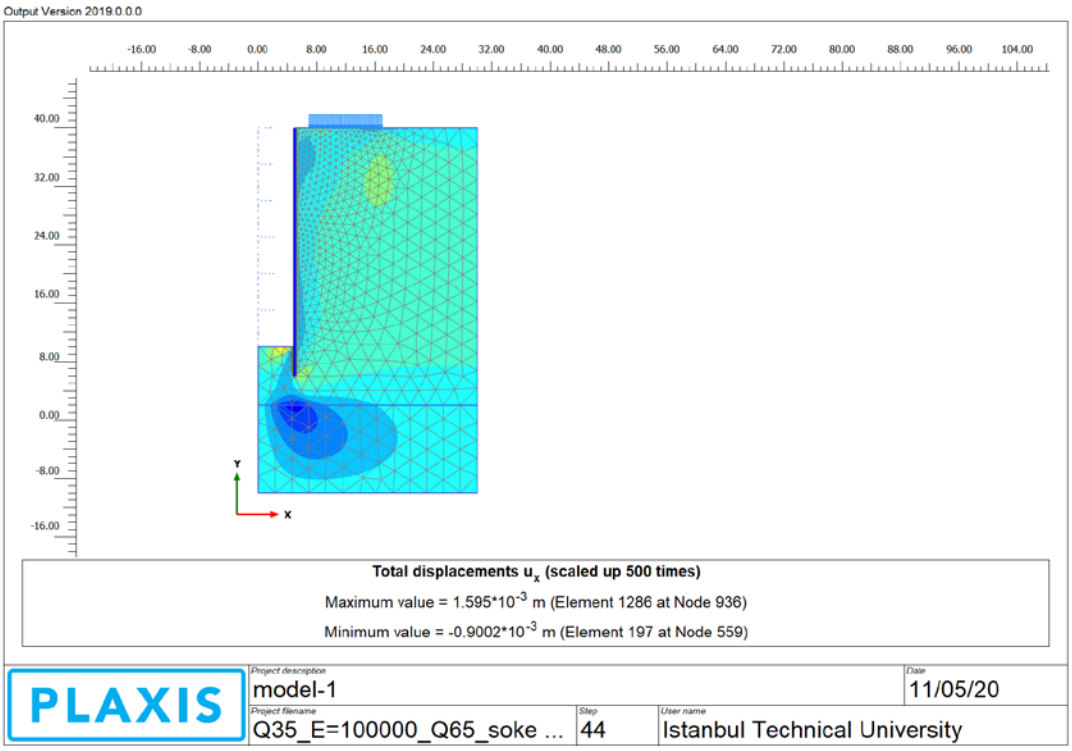
Şekil 5.20 : ϕ =40º E artan durumu için toprak basıncı dağılımları.



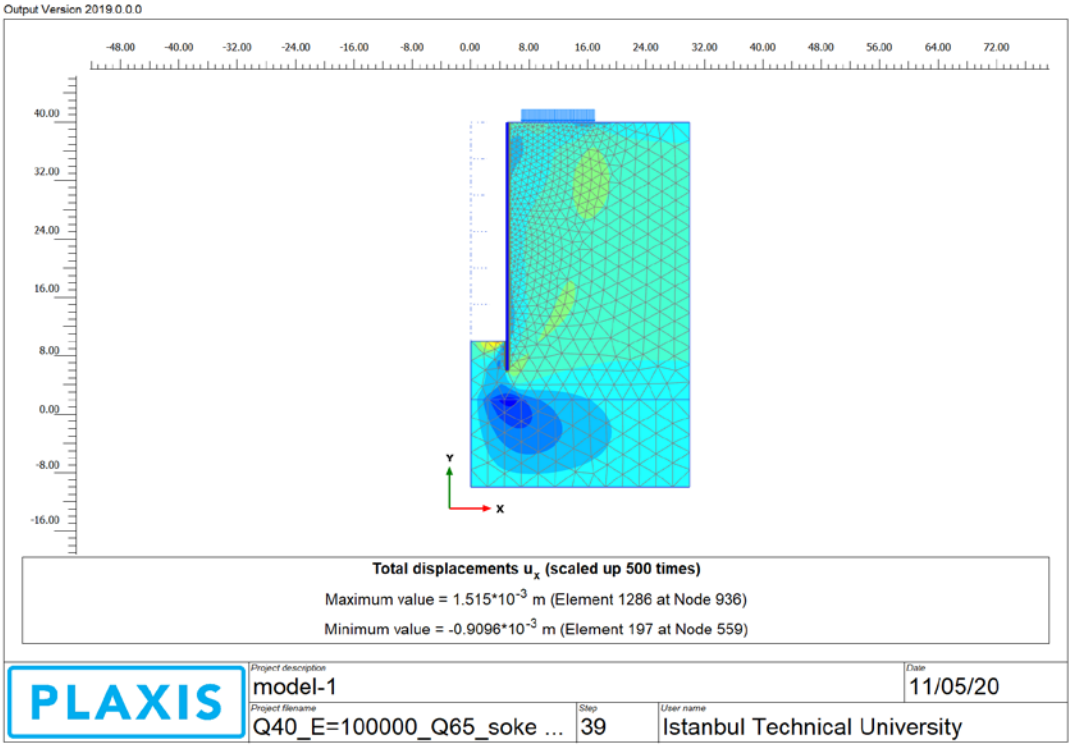
Şekil 5.21 : ϕ =25º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.22 : ϕ =30º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.23 : ϕ=35º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.24 : ϕ=40º E=100 MPa zemin parametreleri için oluşan deplasman değerleri.

Çizelge 5.18 : E=100 MPa, artan ϕ^{o} değerleri için toprak basıncı dağılımları.

Yanal Toprak Basıncı Dağılımı kN/m2				
E=100MPa γ =18kN/m³ (Plaxis2D)				
H	ϕ=25^{o}	ϕ=30^{o}	ϕ=35^{o}	ϕ=40^{o}
5	57.87	49.64	42.09	35.15
10	104.11	89.94	76.94	65.14
15	145.56	125.21	107.58	91.88
20	186.54	160.87	137.19	117.31
25	226.72	196.79	166.23	140.69
30	256.82	226.85	199.95	174.31

Yukarıdaki çizelgeler incelendiğinde sayısal çözümlemeden elde edilen sonuçların birbirine çok yakın olduğu ve sukunetteki toprak basıncı değerinden mertebe olarak çok az bir seviyede düşük olduğu görülecektir. Yine yukarıda Şekil 5.21, 5.22, 5.23 ve 5.24 verilen sonlu elaman analizi sonuçlarından elde edilen yerdeğiştirmeler incelendiğinde dikey kemerlenme etkisiyle şaft duvarı arkasında oluşan yatay yerdeğiştirmelerin çok düşük mertebede olduğu görülmektedir. Dolayısıyla oluşan yerdeğiştirmeler aktif toprak basıncının oluşması için yeterli olmadığı için meydana gelen yanal toprak basıncı değerleri sukunetteki toprak basıncı değerlerine yakın olarak çıkmaktadır. Bununla beraber sayısal analizlerde elastisite modülü drenajlı elastisite modülü değeri arttıkça elde edilen toprak basıncı değerlerinde de azalmalar olduğu görülmektedir. Diğer yandan sabit elastisite modülü için kayma mukavemeti açısı değerleri artırıldığında şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı değerlerinde düşüş olduğu görülmüştür.

5.3 Kohezyonlu Zeminlerde Bulunan Şaft Dairesel Şaft Duvarlarına Etkiyen Yanal Toprak Basınçlarının Tahmini İçin Ampirik Formül Geliştirilmesi

Bu bölümde hem Bölüm 5.1'de detayı verilen kohezyonlu zeminlerde elastisite modülünün artmasıyla oluşan yanal toprak basıncı ve deplasmalar incelenmiş, hem Bölüm 5.2'de detayı verilen granüler zeminlerde elastisite modülünün artmasıyla oluşan yanal toprak basıncı ve deplasmaları incelenerek şaft duvarında etkiyen yanal toprak basıncı değerinin klasik sukunetteki toprak basıncı teorisine göre ne mertebe azaldığı incelenerek yeni bir denklem çalışması yapılmıştır. Çizelge 5.19' da verilen kum zeminler, killi zeminler ve kaya zeminler için sukunetteki toprak basıncı formülü

üzerinden şaft yarıçapı ve şaft derinliği ile bağlantılı olarak bir kemerlenme katsayısı hesaplanmış ve ve bu kemerlenme katsayısı üzerinden sukunetteki toprak basıncı değeri mertebe olarak düşük bir değerle azaltılmıştır. Esasında bu yöntemde yukarıda hem kohezyonlu zeminler hemde granüler zeminler için verilen yerdeğiştirme değerleri ve aktif duruma geçmesi için gerçekleşmesi gereken yerdeğiştirmeler karşılaştırılaştırılmış, şaft duvarının az da olsa bir miktar yerdeğiştirme yaptığı varsayılarak sukunet durumu toprak basıncı şaft yarıçapının şaft derinliğine oranına bağlı olarak azaltılmıştır. Geliştirilen yeni ampirik formül ile elde edilen yanal toprak basıncı değerleri Plaxis2D programından elde edilen değerlere özelikle kohezyonlu zeminlerde çok yakın mertebede sonuçlar vermiştir.

$$P_s = K_0(\gamma z + q) - \frac{h}{r}[cK_0]^{\lambda} \tag{3.15}$$

$$\lambda = r/h \tag{3.16}$$

r: Şaft yarıçapı

ϕ: Kayma mukavemeti açısı

z: Şaft derinliği

K_0: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı

λ: Düşey kemerlenme katsayısı (şaft yarıçapının şaft derinliğine olan oranını, şaft yüksekliğinin şaft yarıçapından az olduğu durumda düşey kemerlenme sayısı 1 alınacaktır.)

Bu formül gevşek kumlar için kohezyonu olmadığından dolayı sukunet durumu toprak basıncı ile aynı değer verdiği için kullanılamamaktadır. Fakat aşağıda verilen Çizelge 5.20, 5.21, 5.22, 5.23, 5.24 ve 5.25' ten de anlaşılabileceği gibi kohezyonlu Plaxis2D sonuçlarına çok yakın değerler hesaplanmıştır.

Çizelge 5.19 : Ampirik formülün uygulandığı zemin parametreleri.

Zemin Parametreleri					
Zemin Cinsi	Kohezyon c' (kPa)	Kayma Mukavemeti Açısı ϕ (deg)	E' (MPa)	v	γ (kN/m³)
Kil (Siltli)	30	20	30000	0.3	18
Kum (Sıkı)	5	40	50000	0.25	20
Kaya	50	30	100000	0.2	23

Çizelge 5.20 : Sıkı kum da yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 10m.

Yanal Toprak Basıncı KN/m^2							
Şaft Geometrisi H=30m r=5m	Berezantzev	Cheng and Hu	Liu et al	P_a	P_0	Ampirik Çalışma	PLAXIS 2D
H=10m	8.78	63.64	56.74	42.09	76.80	74.13	70.47
H=15m	7.86	68.94	57.63	63.83	112.52	108.88	105.39
H=20m	7.13	75.27	60.45	85.58	148.24	143.62	140.21
H=25m	6.56	81.93	64.28	107.32	183.96	178.35	175.01
H=30m	6.11	88.63	68.68	129.06	219.69	213.08	212.11

Çizelge 5.21 : Sıkı kum da yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 15m.

Yanal Toprak Basıncı KN/m^2							
Şaft Geometrisi H=30m r=7.5m	Berezantzev	Cheng and Hu	Liu et al	P_a	P_0	Ampirik Çalışma	PLAXIS 2D
H=10m	12.50	96.88	90.09	42.09	76.80	74.74	68.74
H=15m	12.21	100.36	88.28	63.83	112.52	109.85	103.42
H=20m	11.81	105.56	88.95	85.58	148.24	144.93	137.59
H=25m	11.41	111.64	91.16	107.32	183.96	180.00	171.19
H=30m	11.04	118.15	94.36	129.06	219.69	215.06	209.73

Çizelge 5.22 : Kil zeminde (siltli) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 10m.

Yanal Toprak Basıncı KN/m^2					
Şaft Geometrisi H=30 r=5m	Liu et al	P_a	P_0	Ampirik Çalışma	PLAXIS 2D
H=10m	16.18	53.59	128.31	114.07	115.80
H=15m	24.10	97.72	187.52	172.87	174.16
H=20m	35.29	141.85	246.74	231.94	232.78
H=25m	48.31	185.97	305.96	291.09	291.45
H=30m	62.43	230.10	365.18	350.27	350.31

Çizelge 5.23 : Kil zeminde (siltli) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 15m.

Yanal Toprak Basıncı KN/m^2					
Şaft Geometrisi H=30 r=5m	Liu et al	P_a	P_0	Ampirik Çalışma	PLAXIS 2D
H=10m	55.78	53.59	128.31	115.82	115.42
H=15m	62.71	97.72	187.52	178.64	173.61
H=20m	73.19	141.85	246.74	238.58	231.94
H=25m	85.78	185.97	305.96	297.80	290.27
H=30m	99.72	230.10	365.18	356.75	348.43

Çizelge 5.24 : Zayıf kayada (ayrışmış andezit) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 10m.

Yanal Toprak Basıncı KN/m^2					
Şaft Geometrisi H=30 r=5m	Liu et al	P_a	P_0	Ampirik Çalışma	PLAXIS 2D
H=10m	-5.28	23.93	122.50	112.50	112.04
H=15m	-4.11	62.26	180.00	171.23	168.16
H=20m	0.34	100.60	237.50	228.56	223.99
H=25m	6.70	138.93	295.00	285.48	279.61
H=30m	14.25	177.26	352.50	342.24	339.86

Çizelge 5.25 : Zayıf kayada (ayrışmış andezit) yanal toprak basıncı değerlerinin karşılaştırılması şaft çapı 15m.

Yanal Toprak Basıncı KN/m^2					
Şaft Geometrisi H=30 r=5m	Liu et al	P_a	P_0	Ampirik Çalışma	PLAXIS 2D
H=10m	35.43	23.93	122.50	107.59	110.22
H=15m	35.78	62.26	180.00	170.00	165.99
H=20m	39.47	100.60	237.50	228.58	221.08
H=25m	45.30	138.93	295.00	286.24	275.22
H=30m	52.53	177.26	352.50	343.56	338.31

Yukarıdaki çizelgelerden de görüldüğü gibi bu tez kapsamında geliştirilen ampirik formülasyon özellikle kohezyonlu zeminlerde Plaxis2D sayısal analiz sonuçlarına çok yakın değerler vermektedir.

5.4 Şaft Yarıçapının Arttığı Durum İçin Sayısal ve Teorik Hesaplardan Elde Edilen Değerlerin Karşılaştırılması

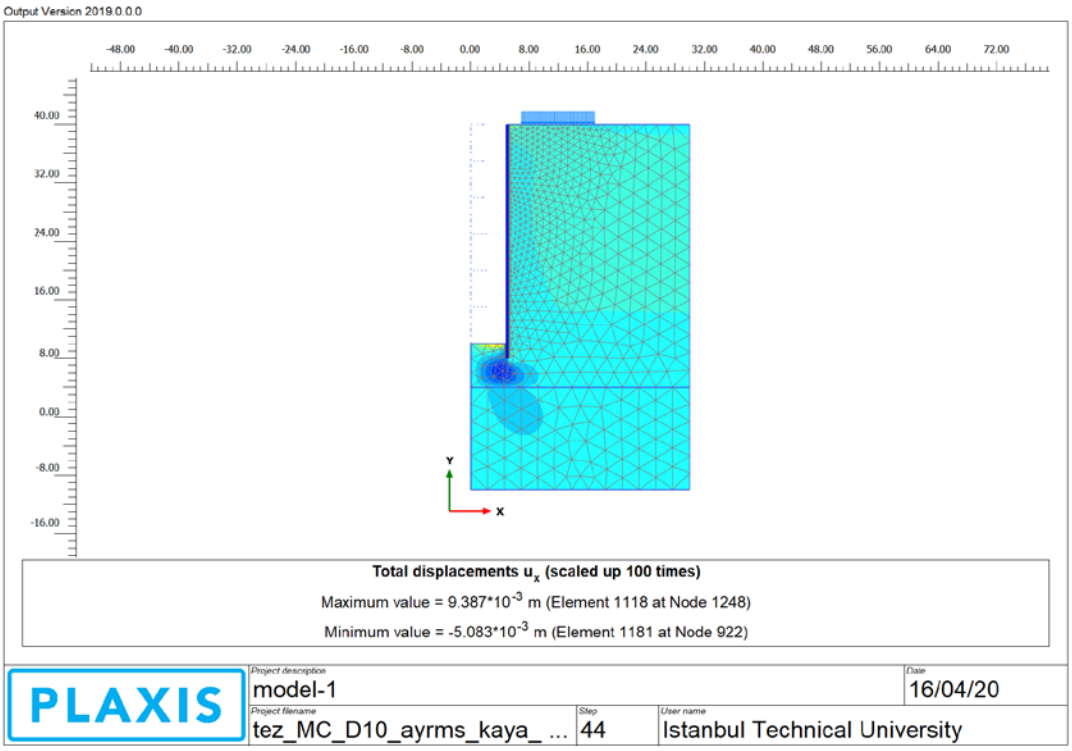
Bu bölümde 30m derinliğinde iksa sistemi olarak 2m soketli merkezden merkeze 80cm aralıklı 65cm çapında kazıklarla teşkil edilen 10m, 15m, 20m, 25m, 30m, çaplarında 5 ayrı şaft yapısının duvarlarına etkiyen yanal toprak basıncı değişimi incelenecektir.2 Boyutlu eksenel simetrik şaft modelleri Çizelge 5.26' da parametreleri verilen zayıf kayada (ayrışmış andezit) modellenmiştir.

Çizelge 5.26 : Ayrışmış andezit zemin parametreleri.

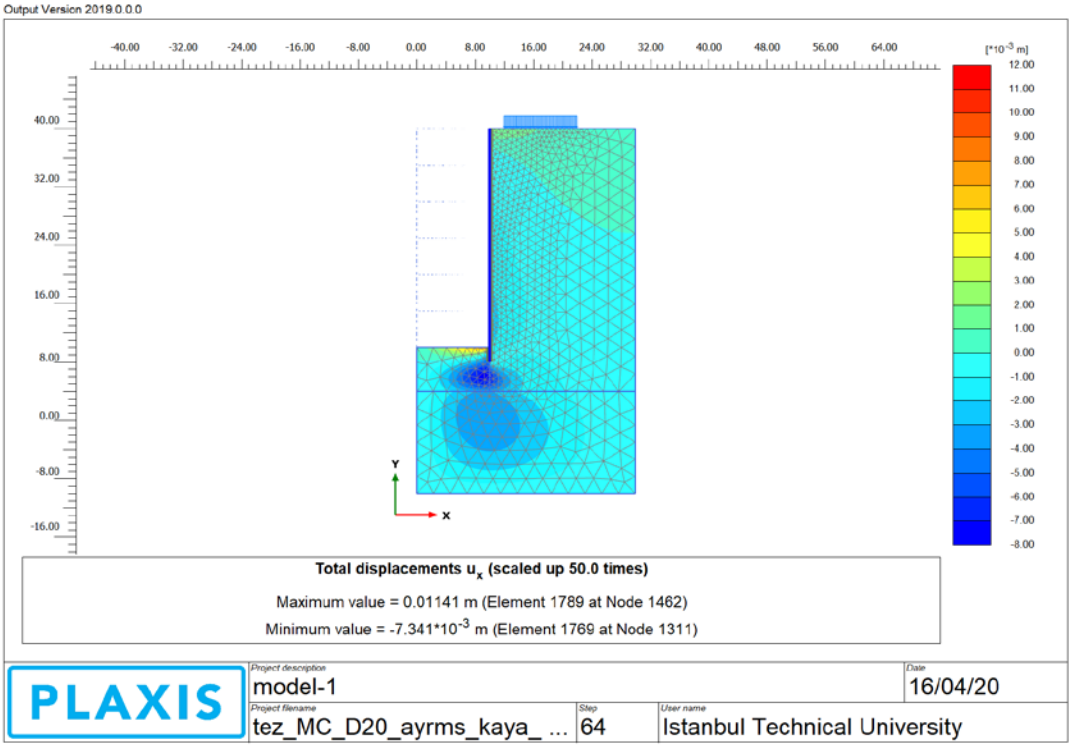
Zemin Parametreleri					
Zemin Cinsi	Kohezyon c' (kPa)	Kayma Mukavemeti Açısı ϕ (deg)	E' (MPa)	v	γ (kN/m³)
Kaya (Ayrışmış Andezit)	50	30	50000	0.2	23.00

Çizelge 5.27 : Şaft çapının artmasıyla yanal toprak basıncı değerlerinin değişimi.

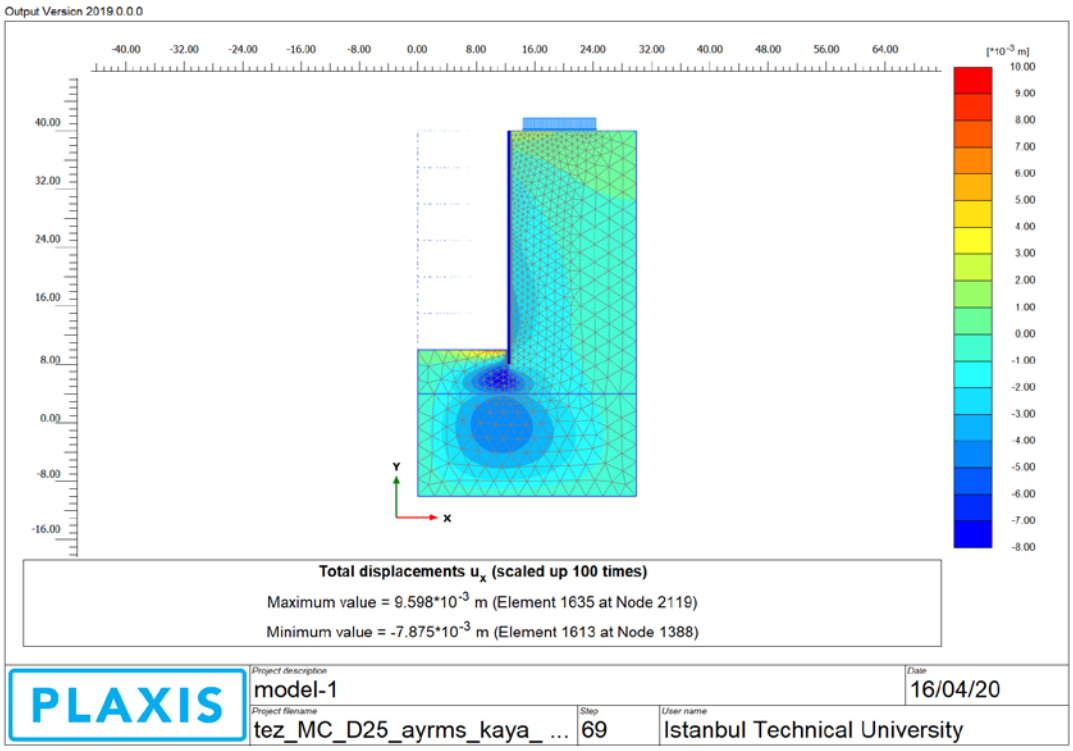
Şaft Derinliği	P_a	P_0	Plaxis2D (Zemin-Ayrımış Andezit)				
			D10	D15	D20	D25	D30
H=10m	17.26	112.50	103.30	101.00	99.13	97.07	94.52
H=15m	52.26	165.00	154.26	152.00	149.00	145.65	141.33
H=20m	87.26	217.50	205.22	202.00	198.16	193.42	187.27
H=25m	122.26	270.00	255.92	252.00	244.96	236.96	227.17
H=30m	157.26	322.50	311.48	310.00	306.70	302.85	296.29



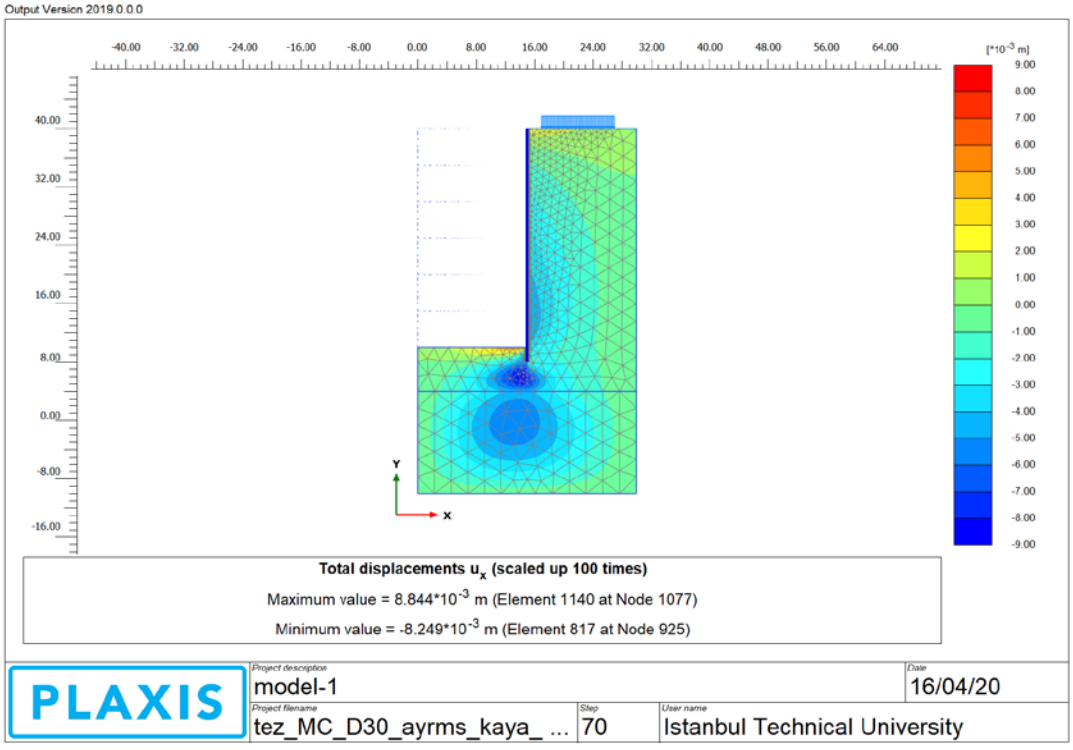
Şekil 5.25 : D=10m için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.26 : D=20m için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.27 : D=25m için oluşan deplasman eğerleri.



Şekil 5.28 : D=30m için oluşan deplasman değerleri.

Yukarıdaki 30m derinlikte 5 farklı çaptaki 10m, 15m, 20m, 25m, 30m'lik modellere ait yanal toprak basıncı değerlerine ait Çizelge 5.27 incelendiğinde şaft çapı

büyüdükçe şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı değerinin azaldığı görülmektedir. Fakat hesaplanan tüm değerler klasik toprak basıncı teorileri ile hesaplanan aktif toprak basıncı değerlerin çok üstünde sukunet durumu toprak basıncı değerlerine yakın değerlerdir. Bu durumun sebebi Şekil 5.26, 5.27, 5.28 ve 5.29' te verilen şaftlara ait deplasmanların mertebesi ile açıklanabilir.

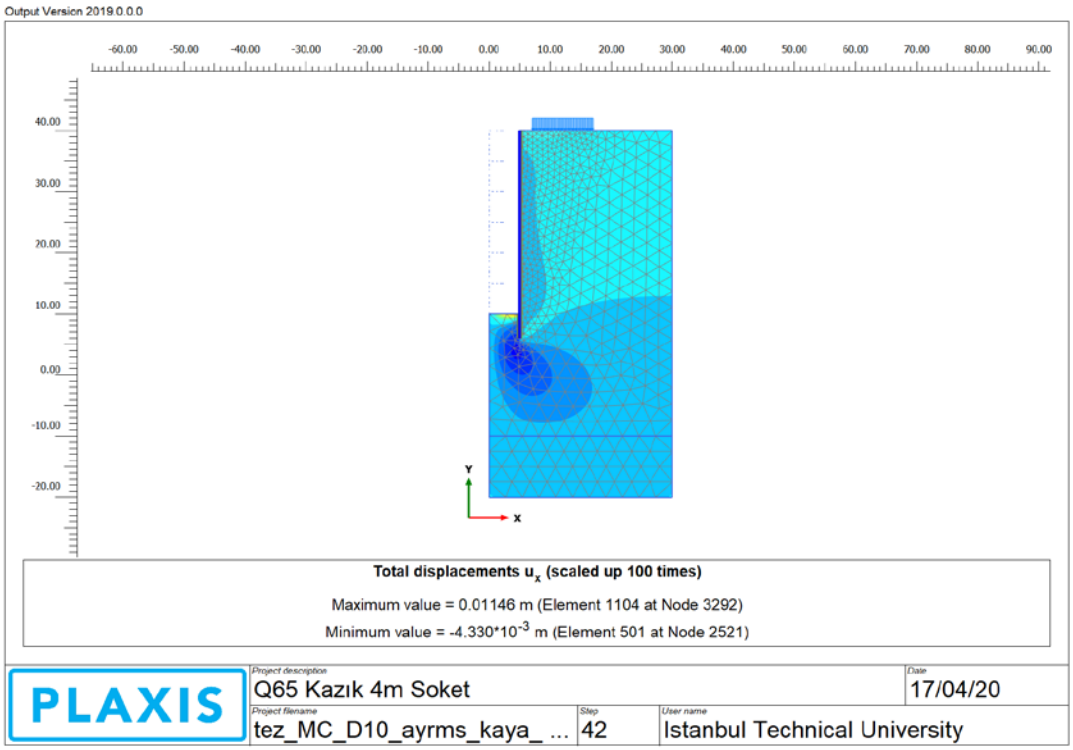
5.5 Kazık Soket Boyunun Artmasıyla Yanal Toprak Basıncının Değişimi

Bu bölümde 30m derinliğinde 10m çapında olan şaft yapısında fore kazık soket boyunun yanal toprak basıncına etkisi incelenmiştir. Geçici kazı destek sistemi merkezden merkeze 80cm aralıklı 65cm çapında kazıklarla teşkil edilmiştir. Bu çalışmada Çizelge 5.26' da özellikleri verilen zayıf kayada 2m, 4m, 6m, 8m ve 10m soket boyları için sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur. Sayısal çözümleme sonucu hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri Çizelge 5.28' te, meydana gelen deplasman değerleri aşağıda Şekil 5.29, 5.30, 5.30 ve 5.31' de verilmiştir.

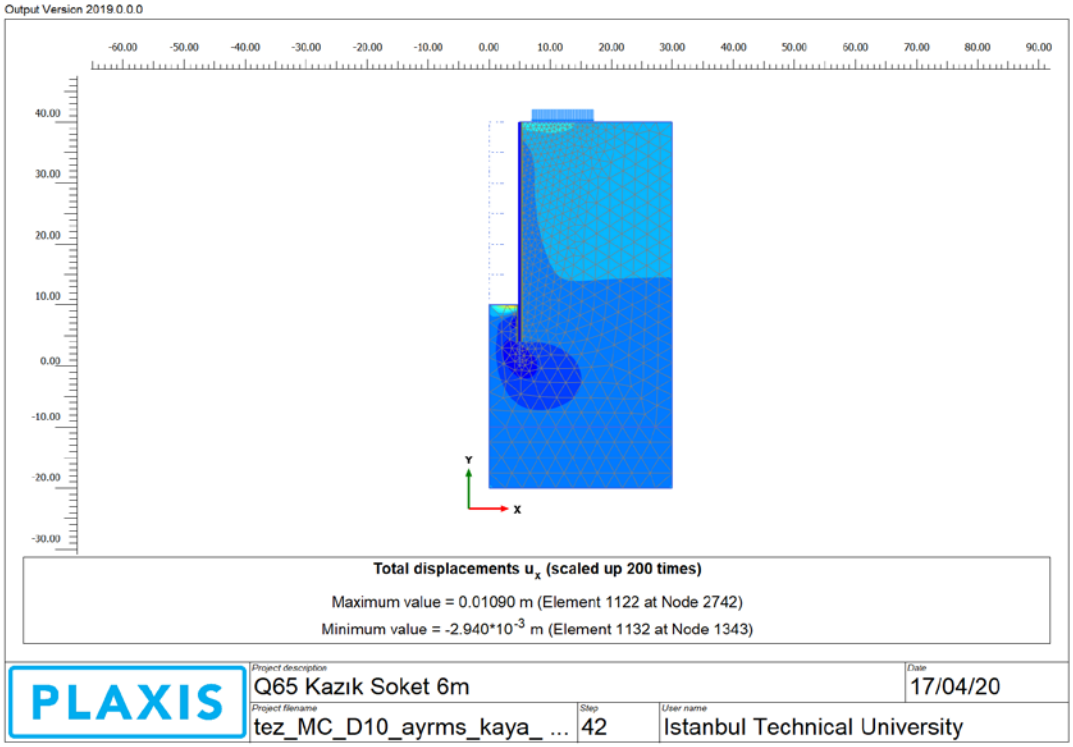
Çizelge 5.28 : Soket derinliğin artması ile yanal toprak basıncı değerlerinin değişimi.

Zemin Cinsi	Yükseklik	Plaxis2D (Q65Kazık Soket)			
		Soket 4m	Soket 6m	Soket 8m	Soket 10m
Ayrışmış Andezit	H=5m	46.53	45.62	45.83	46.37
Ayrışmış Andezit	H=10m	101.40	101.05	101.11	101.28
Ayrışmış Andezit	H=15m	152.75	152.49	152.52	152.64
Ayrışmış Andezit	H=20m	203.58	203.30	203.30	203.41
Ayrışmış Andezit	H=25m	254.26	253.86	253.76	253.83
Ayrışmış Andezit	H=30m	309.45	308.40	307.90	307.76

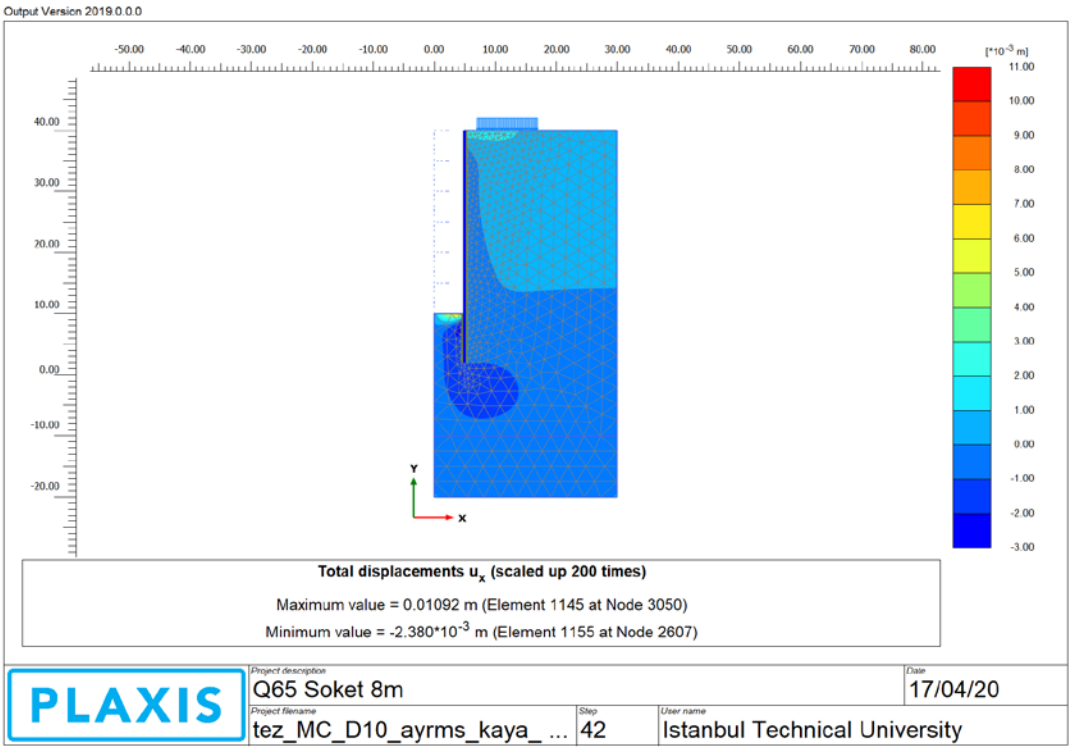
Çizelge 5.28' te verilen değerler incelendiğinde kazık soket boyunun yanal toprak basıncı üzerinde değiştirici bir etkisi olmadığı görülmüştür.



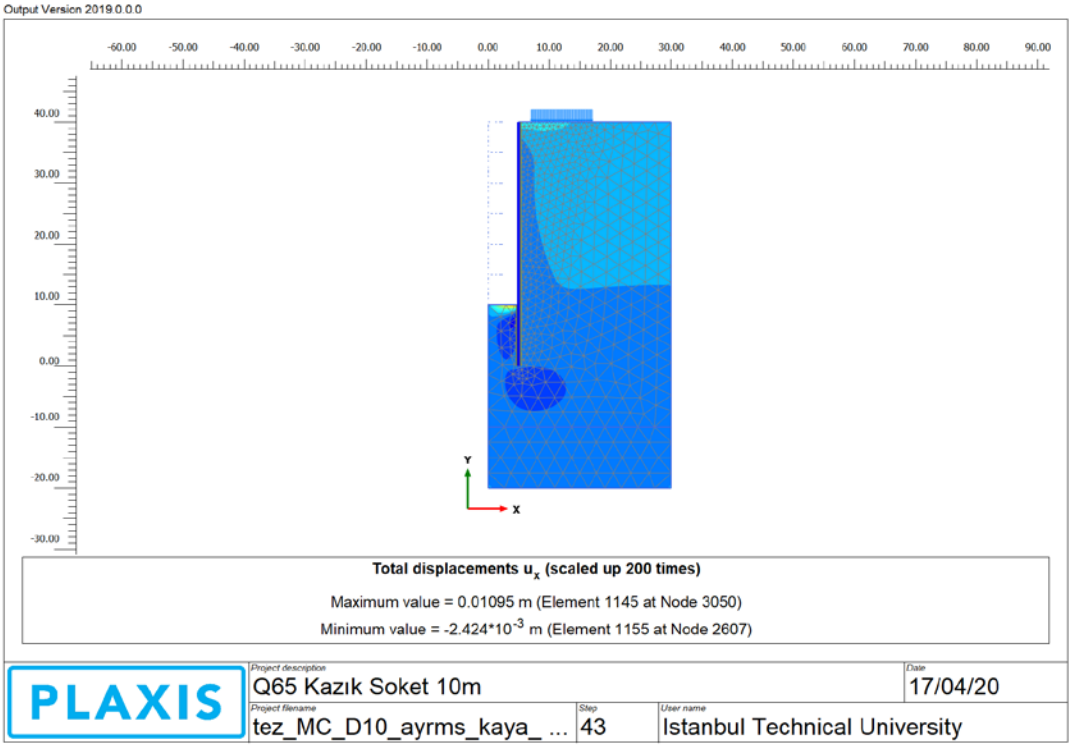
Şekil 5.29 : 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.30 : 6m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.31 : 8m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



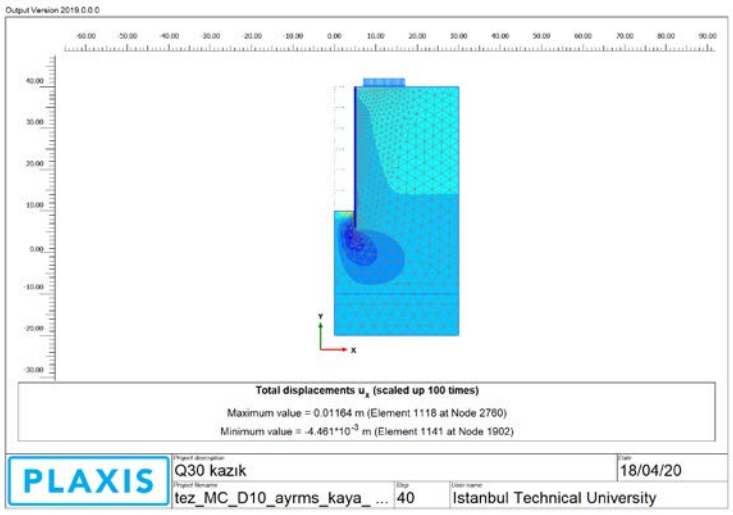
Şekil 5.32 : 10m soket boyu için oluşan deplasman değerleri

5.6 Forekazık Çapının Artmasıyla Yanal Toprak Basıncının Değişimi

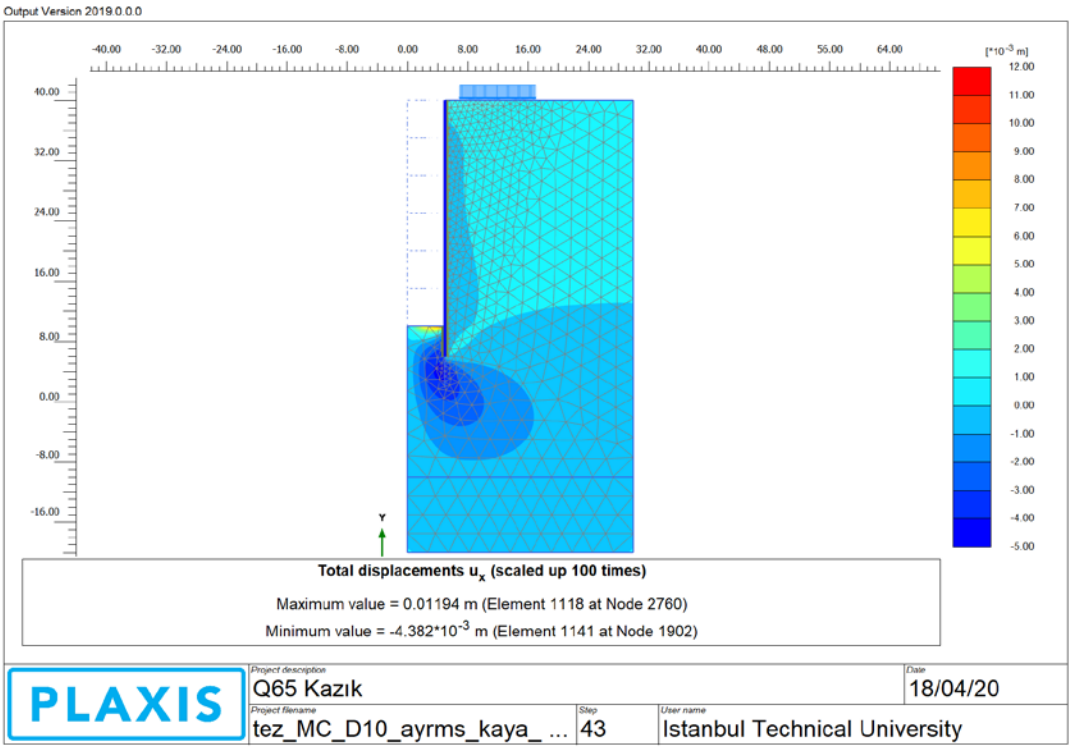
Bu bölümde 30m derinliğinde 10m çapında olan şaft yapısında fore kazık çapının değişmesinin yanal toprak basıncına etkisi incelenmiştir. Geçici kazı destek sistemi merkezden merkeze 80cm aralıklı 65cm çapında kazıklarla teşkil edilmiştir. Bu çalışmada Çizelge 5.26' da özellikleri verilen zayıf kayada 4m soketli kazık dış çeperinden diğer kazık dış çeperine 15cm aralıklı 30cm, 65cm, 80cm, 100cm ve 120cm çaplarındaki kazıklı iksa sistemleri için sonlu elemanlar modeli oluşturulmuştur. Sayısal çözümleme sonucu hesaplanan yanal toprak basıncı değerleri Çizelge 5.29'da oluşan deplasman değerleri Şekil 5.33, 5.34, 5.35, 5.36 ve 5.37' teki grafiklerde verilmiştir.

Çizelge 5.29 : Kazık çapının artması ile yanal toprak basıncı değerlerinin değişimi.

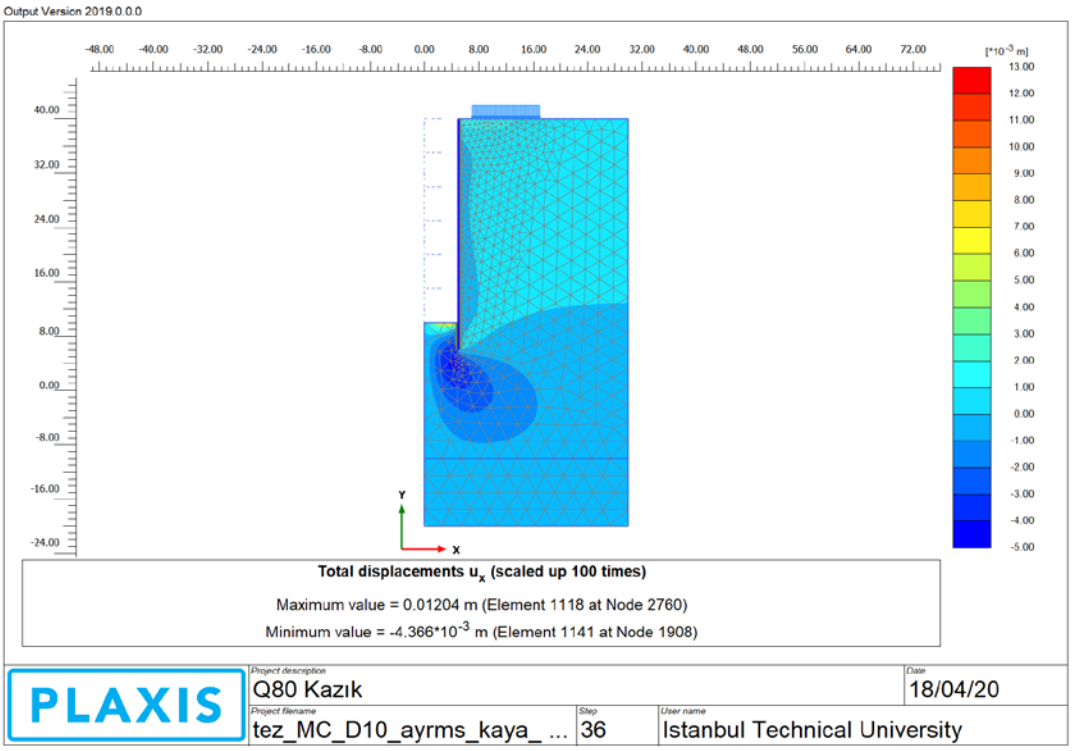
Şaft Geometrisi H=30m D=10	Plaxis2D Ø30 Soket 4m	Ø65 Soket 4m	Ø80 Soket 4m	Ø100 Soket 4m	Ø120 Soket 4m
H=5m	45.98	46.53	46.63	46.68	46.70
H=10m	99.01	101.40	102.22	102.54	154.90
H=15m	148.94	152.75	154.07	154.58	102.74
H=20m	198.37	203.58	205.40	206.10	206.55
H=25m	247.41	254.26	256.61	257.49	258.07
H=30m	304.46	- 309.45	311.35	312.03	312.46



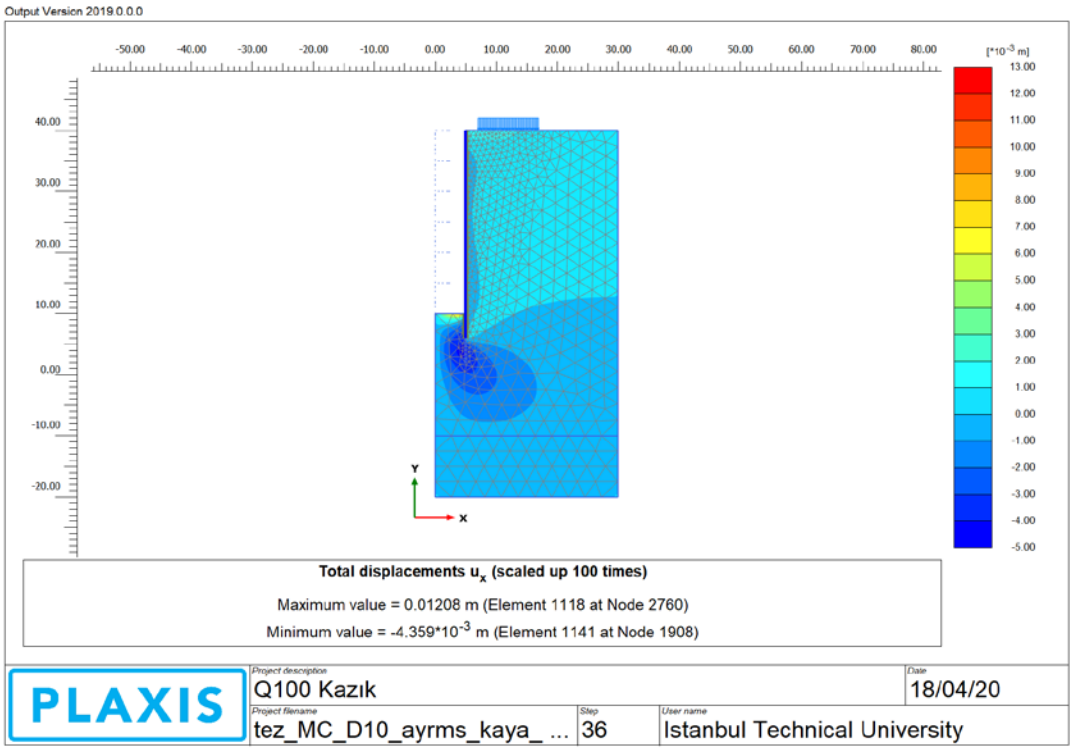
Şekil 5.33 : Ø30 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



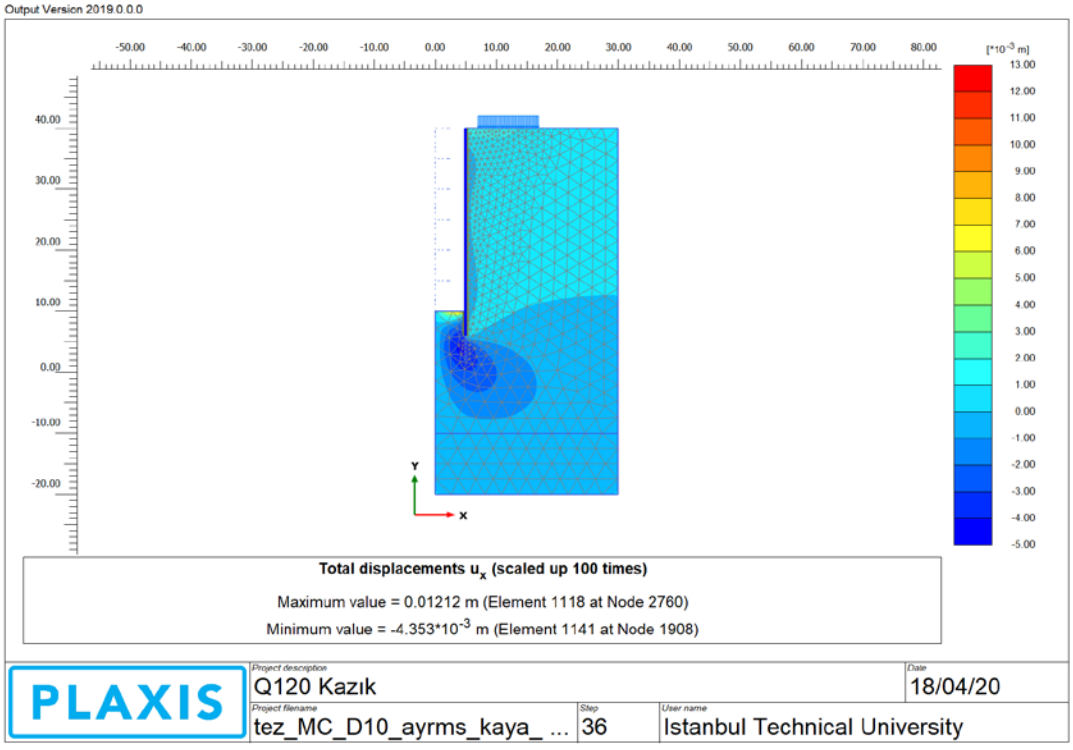
Şekil 5.34 : Ø65 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.35 : Ø80 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.36 : Ø100 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.37 : Ø120 kazık 4m soket boyu için oluşan deplasman değerleri.

Sayısal çözümleme sonucu hesaplanan yanal toprak basıncı çizelgesi ve deplasman değerleri incelendiğinde kazık çapının artmasıyla şaft duvarında oluşan yanal toprak

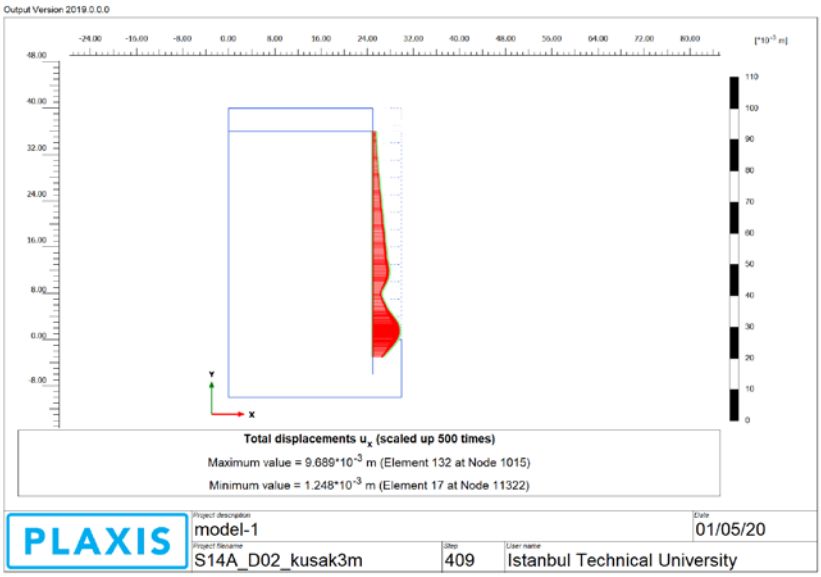
basıncı değerlerinin ve yatay deplasman değerlerinin çok küçük mertebelerde arttığı görülmüştür.

5.7 Şaft Kazısı İçin Kullanılacak Olan İksa Sisteminde Kuşak Kirişlerin Sayısının Artması Durumu İçin Sayısal Hesaplardan Çıkan Değerlerin Karşılaştırılması

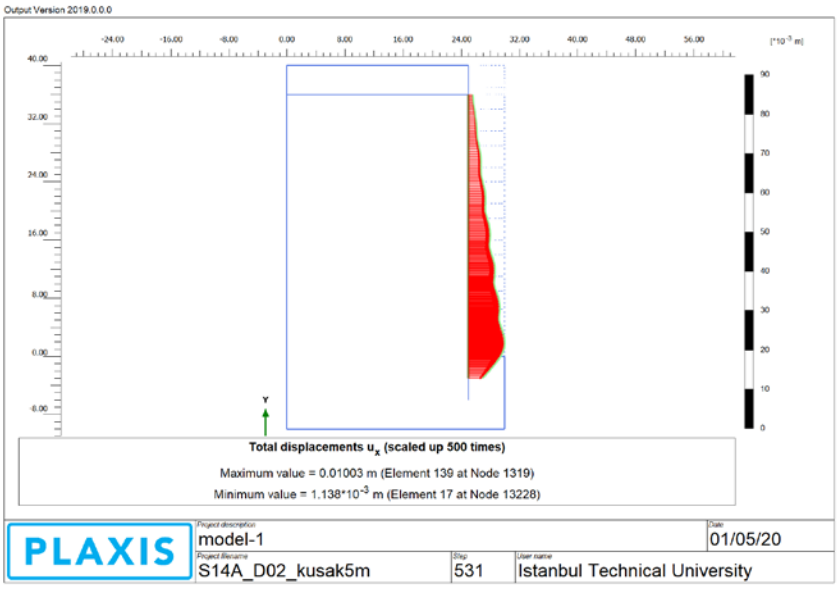
Bu bölümde 40m derinliğinde 10m çapında olan şaft yapısında fore kazık çapı sabit tutularak betonarme kuşak kirişi sayısının şaft duvarı arkasında meydana gelen yer değiştirmelere etkisi incelenmiştir. Bu çalışmada Çizelge 5.30' da özellikleri verilen zeminde düşeyde 4m soketli kazık dış çeperinden diğer kazık dış çeperine 15cm aralıklı 65cm çaplarındaki kazıklarla yatayda betonarme kuşak kirişlerden oluşan iksa sistemi Plaxis2D 2019 sonlu elemanlar programında modellenmiştir.

Çizelge 5.30 : Sultanbeyli formasyonu zemin parametreleri.

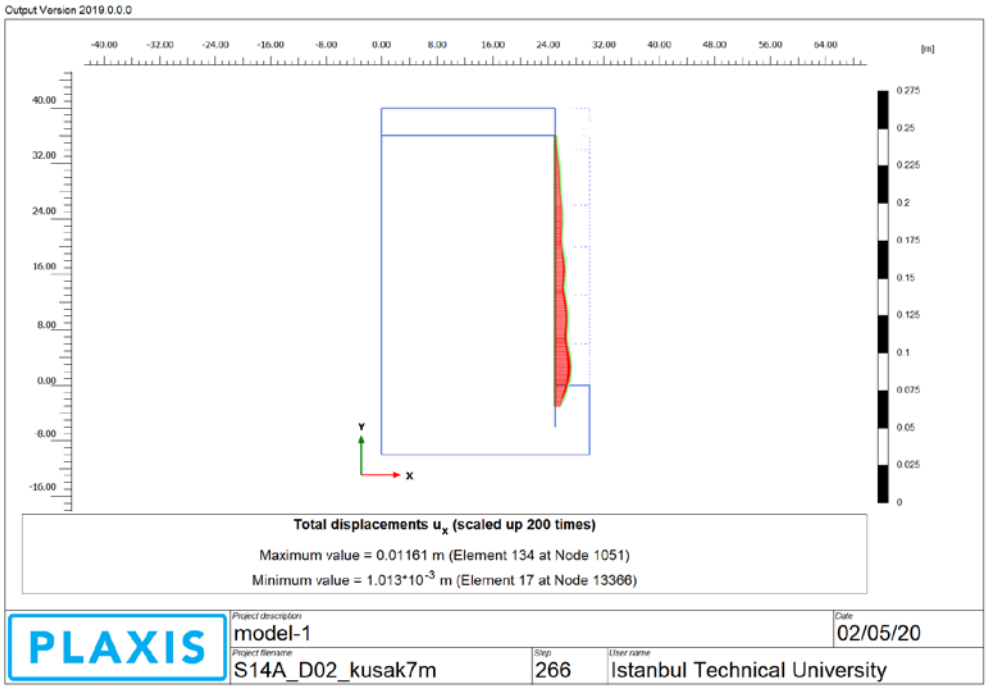
Zemin Parametreleri					
Zemin Cinsi	Kohezyon c_u / c' (kPa)	Kayma Mukavemeti Açısı ϕ (deg)	E_u / E' (MPa)	v	γ (kN/m³)
Kumlu kil (yer yer siltli)	10	30	75MPa	0.2	20.00



Şekil 5.38 : Ø65 kazık 4m soket boyu ve 3m aralıklı kuşak kirişleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.39 : Ø65 kazık 4m soket boyu ve 5m aralıklı kuşak kirişleri için oluşan deplasman değerleri.



Şekil 5.40 : Ø65 kazık 4m soket boyu ve 7m aralıklı kuşak kirişleri için oluşan deplasman değerleri.

Şekil 5.38, 5.39 ve 5.40'ta verilen sonlu eleman analizleri sonucu oluşan yerdeğiştirmeler incelendiğinde kuşak kirişi aralığı azaldıkça şaft duvarı arkasında oluşan yanal yerdeğiştirmelerin azaldığı görülmüştür.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada dairesel en kesitli şaftlarda kullanılan geçici kazı destek elemanlarına ve betonarme dış çevre perde elemanlarına etkiyen yanal toprak basınçları, şaft duvarı arkasında meydana gelen yerdeğiştirmelerin üzerindeki dikey kemerlenmenin etkisi incelenmiştir. Bu amaç doğrultusunda 30 m derinliğinde 10 m çapında sabit şaft modeli için aşağıda sayılan çalışmalar yapılmıştır.

Yukarıdaki yapılan çözümlemelerde eksenel simetri için sürşaj yüklemesi de yapılabildiği için Berezantzev (1958), Cheng ve Hu (2005) ve Liu vd.(2008) teorileri kullanılmıştır. Bu teoriler granüler zeminler için oluşturulduğu için kohezyonlu zeminler için yapılan çalışmalarda sadece klasik aktif toprak basıncı ve sukunet durumu toprak basıncı değerleri ile Plaxis 2D programı analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Kohezyonlu zeminler için eksenel simetriye dayanan toprak basıncı teorileri hesaplanan toprak basıncı değerleri Plaxis2D analiz sonuçlarına göre daha düşük mertebede kalmaktadır. Yukarıda yapılan analizlerin sonucu aşağıda listelenmiştir.

- Hem drenajlı durum için hem de drenajsız durum zeminin kohezyonu sabit tutularak elastisite modülünün artırıldığı durum için Plaxis 2D analizi gerçekleştirilen modellerde elde edilen yanal toprak basıncı değerleri, zemin elastisite değeri arttıkça azalmakla beraber sukunet durumu yanal toprak basıncı değerine çok yakın mertebede çıkmıştır.
- Zeminin kayma mukavemeti açısı sabit tutularak zeminin elastisite modülünün artırıldığı durum için Plaxis 2D analizi gerçekleştirilen modellerde elde edilen yanal toprak basıncı değerleri, zemin elastisite değeri arttıkça azalmakla beraber sukunet durumu yanal toprak basıncı değerine çok yakın mertebede çıkmıştır.
- Sabit bir elastisite modülü için zeminin kohezyon değeri arttıkça yanal toprak basıncı değerinin azaldığı, yine sabit elastisite modülü için kayma mukavemeti açısı arttıkça yanal toprak basıncı değerinin azaldığı yapılan analizlerde görülmüştür.

Bu çalışmalar şunu göstermiştir kohezyon, kayma mukavemeti açısı ve elastisite modülü değerlerinin artmasıyla şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı ve duvar

arkasında meydana gelen yer değiştirme değerlerinin azaldığı görülmüştür. Bu durum klasik toprak basıncı teorilerinin mantığına terstir. Eksenel simetrik durumda hiç bir zaman aktif toprak basıncı değerlerinin oluşmasını sağlayacak bir yerdeğiştirme değerine ulaşılamayacağı için eksenel simetriye mahsus olarak yerdeğiştirmenin azalmasıyla beraber yanal toprak basıncının da azalması durumu tespit edilmiştir. Fakat bu durum santrifüj testlerinde deneysel çalışmayla teyit edilmeye muhtaç bir durumdur. Bu çalışmalardaki deplasman ve toprak basıncı değerleri göze alınarak yapılan ampirik çalışmada dikey kemerleşme etkisi göz önüne alınarak sukunet durumu toprak basıncı değerlerinde azaltma yapılarak Plaxis2D sonuçlarına yakın değerler elde edilmiştir.

Bu aşamadan sonra ise şaftlar için kullanılan kazı destek sistemlerinin kazık çapı, kazık soket boyu, kuşak kirişi sayısı gibi özellikleri ve şaft yarıçapının yanal toprak basıncı üzerindeki etkileri incelenerek, dikey kemerlenmenin etkisiyle göçme durumu meydana gelmediği müddetçe yanal toprak basıncının bu değişimlerden etkilenmediği görülmüştür. Yine bu çalışmada görülmüştür ki her ne kadar dairesel şaft duvarlarına etkiyen yanal toprak basıncı mertebe olarak sukunetteki toprak basıncı mertebelerinde olsa da geometrisi sebebiyle oluşan düşey kemerlenme sebebiyle şaft etrafındaki zemin kendisini yüksek oranda zemin kohezyonuna bağlı olarak tutabilmektedir. Dolayısıyla şaft geçici kazı destek kaplamalarının tasarımlarında normal ve eğilme rijitliği (EA, EI) çok yüksek iksa elemanları yerine daha ekonomik ama kemerlenme etkisini sağlayacak tasarımlar seçilebileceği ortaya çıkmıştır.

Bu çalışma kapsamında incelenen makaleler ve örnek şaft kalıcı betonarme perde hesap raporlarında, şaft duvarına etkiyen yanal toprak basıncı değerlerinin genellikle aktif toprak basıncı kabulu ile alındığı görülmüştür, fakat yapılan analiz çıktılarından da görüleceği üzerine şaft etrafındaki zeminlerde hiç bir zaman aktif toprak basıncının oluşmasını sağlayacak kadar bir yanal ötelenme değeri söz konusu olmamıştır. Dolayısıyla dairesel şaftların kalıcı betonarme kaplamaları ve zemin altı dairesel siloların tasarım sırasında bu durum da göz önünde bulundurulması daha doğru bir yaklaşım olacaktır.

Şaftların sayısal modellerinin oluşturulmasında şaft yapısı ile birlikte imalatı başlanacak tünellerin durumu da oldukça önem arz etmektedir. Eğer şaftın yapılacağı zemin kohezyonu düşük ve düşey kemerlenme etkisini yeterince sağlayamayan bir zeminse ki bu durum 2 boyutlu analiz sırasında oluşan yanal deformasyonlarla

anlaşılabilir, şaft ve beraber kazılması düşünülen tünellerin 3 boyutlu analizle beraber tasarlanması daha gerçekçi bir çözüm olacaktır.

KAYNAKLAR

Ariizumi, K, Kumagai, T. and Kashiwagi, A. Behaviour of Large-Scale Cylindrical Earth Retaining Wall. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 19-21 July 1999, Tokyo, Japan, pg 481-486.

Braja, M.Das, 2013. "Principles of Geotechnical Engineering", PWS Publishing, USA.

Chen, F. C. and Chen Y. F. The Deep Excavation of 50m Depth Cylindrical Inground Storage Tank. 3rd Asian Young Geotechnical Engineers Conference, Geotechnical Engineering in Asia: 2000 and Beyond, 14-16 May 1997, Singapore, pg 141-150.

Cheng, Y.M. and Hu Y.Y, (2005). "Active Earth Pressure on Circular Shaft Lining obtained by Simplified Slip Line Solution with General Tangential Stress Coefficient", Chin J Geotech Eng, 27(1):110-5

Cheng, Y.M., Au, S.K., Hu, Y.Y ve Wei W.B., (2008). "Active Pressures for Circular Cut with Berezantzev‟s and Prater‟s Theories, Numerical Modeling and Field Measurements ", Soils and Foundations, 48(5):621-631.

Coduto, D.P., 2011. "Foundation design, principles and practices", Prentice Hall, New Jersey.

Fujii, T., Hagiwara, T. and Kusakabe, O. Active Failure Mechanism of a Deep Circular Shaft in Dry Sand. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 15-17 April 1996, London, UK, pg 137-142.

Fujii, T., Ueno, K., Hagiwara, T. and Taguchi, A. Experiment and Analysis of Earth Pressure on an Axisymmetric Shaft in Sand. International Conference Centrifuge 94, 31 August – 2 September 1994, Singapore, pg 791-796.

Guangsi Z. , Minghui R. , Xianhao Q., and Qinghua X. Hindawi Advances in Civil Engineering Volume 2018, Article ID 1949324, 6 pages https://doi.org/10.1155/2018/1949324

G. Spagnoli, P. Oreste, and L. L. Bianco, "New equations for estimating radial loads on deep shaft linings in weak rocks," International Journal of Geomechanics, vol. 16, no. 6, pp. 1–5, 2016.

G. Walton and M. S. Diederichs, "A mine shaft case study on the accurate prediction of yield and displacements in stressed ground using lab-derived material properties," Tunnelling and Underground Space Technology, vol. 49, pp. 98–113, 2015.

Imamura, S., Nomoto, T., Fujii, T., Hagiwara, T. and Kusakabe, O. Earth Pressures Acting on a Deep Shaft and the Movements of Adjacent Ground in Sand. International Symposium on Geotechnical Aspects of

Underground Construction in Soft Ground, 19-21 July 1999, Tokyo, Japan, pg 647-652.

Janssen, H. A., 1895. Versuche über getreidedruck in silozellen. Zeitschrift, Verein Deutscher Ingenieure 39, 1045–1049 (partial English translation in Proc. Inst. Civ. Engrs, 1986, 553.

Kim, K.Y., Lee,D.S., Cho, J.Y.&Jeong, S.S., 2013.The effect of arching pressure on a vertical circular shaft. Tunelling and Underground space Technology, Vol. 37, 10–21.

Kumbasar, V. Ve Kip. F., (1999). İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği, Çağlayan Kitapevi, İstanbul.

Lade, P.V., Jessberger, H. L., Makowski, E. and Jordan, P. Modeling of Deep Shafts in Centrifuge Tests. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol 1, 15-19 June 1981, Stockholm, pg 683-691.

Liang, R. & Zeng, S., 2002. Numerical study of soil arching mechanism in drilled shafts for slope stabilization. Soils and Foundations., 42(2), 83–92.

Liu, F.Q., ve Wang, J.H., (2008). "A Generalized Slip Line Solution to The Active Earth Pressure on

Liu, F.Q., Wang, J.H. ve Zhang L.L., (2009). "Axi-symmetric Active Earth Pressure Obtained by The Slip Line Method with A General Tangential Stress Coefficient ", Computers and Geotechnics, 36:352-358.

L. Liao, A. de la Fuente, S. Cavalaro, and A. Aguado, "Design procedure and experimental study on fibre reinforced concrete segmental rings for vertical shafts," Materials and Design, vol. 92, pp. 590–601, 2016.

Mikhail, R. A., Kucker, M.S., Fischer, G.R., Robinson, R. A. and Godlewski, P. M., Earth Pressures on Deep Shafts. North American Tunnelling 2000, 6-11 June 2000, Boston, Massachusetts, USA, pg 563-571.

Nakai, T., Xu, L. & Yamazaki, H., 1997. 3D and 2D model tests and numerical analyses of settlements and earth pressures due to tunnel excavation. *Soils and Foundations* 37 (3), 31–41.

Naval Facilities Engineering Command. Design Manual 7.01: Soil Mechanics. USA. 1986.

Özcan, B., 2007. "Yayılı Yük Etkisindeki İstinat Duvarlarına Etkiyen DinamikToprak Basınçlarının Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü, İstanbul.

Paik, K. H. & Salgado, R., 2003. Estimation of active earth pressure against rigid retaining walls considering arching effects. *Geotechnique*, Vol. 53, No. 7, pp. 643 653.

Powderham, A.J. Design and Construction of Deep Circular Cofferdam in Collapsed Ground. International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, 19-21 July 1999, Tokyo, Japan, pg 567-572.

S. E. H. M. Hons, S. O. C. M. Hons, A. Auld, S. Yorkshire, and U. Kingdom, "The design of shaft linings to resist time dependent deformation in evaporite rocks," in Proceedings of the International Conference on Shaft Design and Construction, Londres, UK, April 2012.

Tan Rwe Yun, 2008. "Numerical Study of a Large Diameter Shaft Old Alluvium", Master Thesis, National Universty Singapore, Singapore

Tobar, T. ve Meguid M.A., (2010). "Comparative Evalution of Methods to Determine Distribution on Cylindrical Shafts", Tunneling and Underground Space Technology, 25(2):188-197.

Tobar, T., Meguid m. A., (2011) Experimental study of the earth pressure distribution on cylindrical shafts. J. Geotech. Geoenviron. Eng. 137: 1121-1125.

Wang, Y. Z., 2000., Distribution of earth pressure on a retaining wall. Geotechnique, Vol. 50, No. 1, 85–88.

Wong, R. C. K. and Kaiser P. K., Design and Performance Evaluation of Vertical Shafts: Rational Shaft Design Method and Verification of Design Method. Canadian Geotechnical Journal, Volume 25, pg 320-337. 1988.

V. F. Skvortsov, A. O. Boznak, A. B. Kim, A. Y. Arlyapov, and A. I. Dmitriev, "Reduction of the residual stresses in cold expanded thick-walled cylinders by plastic compression," Defence Technology, vol. 12, no. 6, pp. 473–479, 2016.

ÖZGEÇMİŞ



Ad-Soyad **:Mehmet Çeri**

Doğum Tarihi ve Yeri **: 1985 Sinop/Boyabat**

E-posta **:** ceri.mehmet@hotmail.com

ÖĞRENİM DURUMU:

- **Lisans** **:** 2009, İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği
- **Yükseklisans** **:** 2012, İstanbul Teknik Üniversitesi, Yapı Mühendisliği, Programı

MESLEKİ DENEYİM:

- 2009-2011 özel bir üst yapı proje firmasında proje mühendisi olarak çalıştım.
- 2012 yılı itibari İstanbul Büyükşehir Belediyesinde çalışıyorum