



T.C.
İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ-CERRAHPAŞA
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ



YÜKSEK LİSANS TEZİ

GEOTEKNİK UYGULAMALARDA BOŞLUK GENİŞLETME
PROBLEMLERİNİN NÜMERİK MODELLENMESİ

Hidayet Kemal UYAR

DANIŞMAN
Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

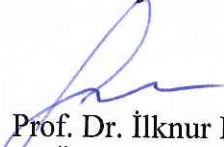
İSTANBUL-2019

Bu çalışma 12.06.2019 Tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İnşaat Mühendisliği Programı Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

TEZ JÜRİSİ



Doç. Dr. Sadık Öztoprak
İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Mühendislik Fakültesi



Prof. Dr. İlknur Bozbey
İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Mühendislik Fakültesi



Doç. Dr. Özer Çiniciođlu
Bođaziçi Üniversitesi
Mühendislik Fakültesi



20.04.2016 tarihli Resmi Gazete’de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince; Bu Lisansüstü teze, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa’nın abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Lisansüstü Eğitim Enstitüsü’nün belirlemiş olduğu ölçütlere uygun rapor alınmıştır.

ÖNSÖZ

Başta danışmanım ve en büyük destekçim olan Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK olmak üzere, eğitim hayatımda tanıştığım bütün hocalarıma teşekkür ederim.

Tez süresince gerek mesleki gerekse sosyal hayatımdaki yardımlarından dolayı değerli arkadaşlarım İnş. Müh. Osman Onur GÜRLER ve Araş. Gör. Fatma Tuğçe ÇINAR' a, ayrıca değerli hocam Dr. Sinan Sarğın' a teşekkür ederim.

Şahsıma olan sabır ve özverileri için, kıymetli aileme minnetlerimi sunarım.

Haziran 2019

Hidayet Kemal UYAR

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ	iv
İÇİNDEKİLER.....	v
ŞEKİL LİSTESİ	viii
TABLO LİSTESİ.....	xii
SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ.....	xiii
ÖZET	xv
SUMMARY	xvi
1. GİRİŞ	1
2. GENEL KISIMLAR.....	2
2.1. ZEMİN MODÜLLERİ.....	2
2.2. KAYMA MODÜLÜ	6
2.2.1. Go Hesapları ve Kullanılan Parametrelerin Tayini	10
2.2.2. Modül Azalımı ve G/Go Tayini	11
2.3. ZEMİN MODÜLLERİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLER.....	12
2.3.1. Modülü Etkileyen Durum Faktörleri	13
2.3.1.1. Su Muhtevası.....	13
2.3.1.2. Gerilme Geçmişi	13
2.3.1.3. Çimentolaşma	14
2.3.1.4. Yükleme Faktörleri	14
2.4. ZEMİN MODÜLÜNÜN AZALIMINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER	16
2.4.1. İri Taneli Zeminlerde Kayma Modülünü ve Azalımını Etkileyen Faktörler.....	16
2.4.2. İnce Taneli Zeminler İçin Yapılan Çalışmalar ve Önerilen Zemin Modelleri	20
2.5. DARBELİ KIRMATAŞ KOLON SİSTEMLERİ	30
2.5.1. GEOPIER® Sistem (Replacement Method)	31
2.5.2. IMPACT® Sistem (Displacement Method).....	35
2.5.3. Genel Özellikleri	38
2.5.3.1. Kolon Çapı.....	38
2.5.3.2. Kolon Boyu.....	39
2.5.3.3. Kayma Mukavemeti Açısı	39

2.5.3.4. Rijitlik Modülü.....	41
2.5.3.5. Tane Çapı.....	41
2.5.4. Taşıma Gücü ve Oturma Hesabı.....	42
2.5.4.1. Darbeli Kırmataş Kolonların Taşıma Gücü Hesabı.....	42
2.5.4.2. Darbeli Kırmataş Kolonların Oturma Hesabı.....	45
2.6. PRESSİYOMETRE DENEYİ	47
2.6.1. Başlıca Pressiyometre Tipleri.....	49
2.6.1.1. Menard Pressiyometresi (G-AM)	51
2.6.1.2. Texam.....	52
2.6.1.3. Tri-Mod.....	52
2.6.1.4. Pencil	53
2.6.1.5. Boremac.....	55
2.6.2. Pressiyometre Deney Sonuçları ve Yorumlanması	55
2.6.2.1. Pressiyometre Eğrisi.....	55
2.6.2.2. Pressiyometre Deneyinden Elde Edilen Parametreler ve Tasarımda Kullanılması.....	57
3. MALZEME VE YÖNTEM.....	67
3.1. FLAC3D (FAST LAGRANGIAN ANALYSIS OF CONTINUA IN 3 DIMENSIONS) SONLU FARKLAR YAZILIMI.....	68
3.1.1. Sonlu Farklar Ağının Oluşturulması	70
3.1.2. FLAC3D Analizlerinde Kullanılan Bünye Modelleri	72
3.1.2.1. Mohr-Coulomb Zemin Modeli	72
3.1.2.2. Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb Model.....	73
3.2. MODİFİYE STRAIN SOFTENING/HARDENING MOHR-COULOMB MODEL.....	75
3.2.1. ÖZTOPRAK & BOLTON Yaklaşımı.....	75
3.2.2. ÖZTOPRAK ve Diğ. Yaklaşımı.....	76
3.3. GEOPIER® İMALAT VE YÜKLEME DENEYİ SİMÜLASYONU	77
3.3.1. Üç Eksenli (CD) Deneyi Simülasyonu.....	82
3.4. DEPLASMAN KAZIĞI İMALAT VE YÜKLEME DENEY SİMÜLASYONU	86
3.4.1. Pressiyometre Deneyi Simülasyonu.....	87
4. BULGULAR.....	91
4.1. GEOPIER® ANALİZLERİ	91
4.1.1. Kolon Boşluğunun Açılması ve İmalat	91
4.1.1.1. Kısa Tekil Geopier®.....	92

4.1.1.2. Uzun Tekil Geopier®.....	94
4.1.1.3. Kısa Grup Geopier®.....	96
4.1.1.4. Uzun Grup Geopier®.....	97
4.1.2. Yükleme Deneyi.....	98
4.2. DEPLASMAN KAZIĞI ANALİZİ	100
5. TARTIŞMA VE SONUÇ	103
KAYNAKLAR.....	104
EKLER	106
ÖZGEÇMİŞ	108



ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa No
Şekil 2.1: Malzemeler için birim deformasyon modülleri	2
Şekil 2.2: Zeminin elastisite modülü (Duncan ve Wong, 1999).	3
Şekil 2.3: Zeminin kayma modülü (Duncan ve Wong, 1999).	3
Şekil 2.4: Zeminin hacimsel sıkışma modülü (Duncan ve Wong, 1999).	4
Şekil 2.5: Zeminin zorlamalı modülü (Duncan ve Wong, 1999).	4
Şekil 2.6: Modül bileşenleri (Briaud, 2000).	5
Şekil 2.7: Maksimum, sekant, tanjant ve yükleme-boşaltma kayma modüllerinin gösterimi.	6
Şekil 2.8: Kayma modülünün kayma birim deformasyonuna göre değişimi ve yerinde deneyler ile ilişkisi.	7
Şekil 2.9: Kayma modülünün kayma birim deformasyonu ile azalımı, test metotları ve mühendislik uygulamalarının kayma birim deformasyonu sınırları (Atkinson, 1991).	8
Şekil 2.10: Plastisiteleri farklı ince taneli zeminlerin modül azalım eğrileri (Vucetic ve Dobry).	9
Şekil 2.11: Düşük ve yüksek plastisiteli zeminlerde çevre basıncının modül azalımına etkisi.	9
Şekil 2.12: Tipik zemin rijitliği bölgeleri (Zhu ve Chang, 2002).	10
Şekil 2.13: Normalize edilmiş kayma modülü eğrisi (Darendeli, 2001).	11
Şekil 2.14: Zemin modülüne etkileyen yükleme durumu faktörleri	14
Şekil 2.15: Rosrine çalışmasında değerlendirilen (a) orta plastisiteli ve (b) plastisitesiz zeminlerin, kayma modülü azalım eğrilerine çevre basıncının etkisi (Stokoe ve diğ., 1999).	18
Şekil 2.16: Rosrine çalışmasında değerlendirilen siltli kumların kayma modülü azalım eğrilerine çevre basıncının etkisi (Darendeli ve diğ., 2001).	19
Şekil 2.17: (a) Plastisite indisinin G/G_{max} üzerinde etkisi (Imuzu ve diğ., 1986) (b) Farklı zemin türleri için G/G_{max} eğrileri (Kokusho, 1987).	19
Şekil 2.18: Plastisite indisinin G/G_{max} ve sönüm oranı üzerindeki etkisi (Dobry ve Vucetic, 1987).	20
Şekil 2.19: Hardin ve Drnevich tarafından önerilen hiperbolik zemin modeli (a) gerilme-deformasyon ilişkisi (b) zemin cinsinin gerilme-deformasyon ilişkisine etkisi (1972b).	20
Şekil 2.20: Plastisiteli zeminler için önerilen ampirik (a) normalize kayma modülü azalımı ve (b) sönüm oranı eğrileri (Sun ve diğ., 1988).	21
Şekil 2.21: Farklı plastisite değerleri için kayma modülü azalım eğrileri (Sun ve diğ., 1988).	21
Şekil 2.22: Farklı plastisite indisi değerleri için (a) kayma modülü azalım eğrileri (b) sönüm oranı eğrileri (Dobry ve Vucetic, 1991).	22
Şekil 2.23: Vucetic ve Dobry (1991) tarafından önerilen ampirik (a) normalize kayma modülü azalımı (b) sönüm oranı eğrileri.	23
Şekil 2.24: OCR değerinin G/G_{max} değeri üzerindeki etkisi (a) Kil, $PI=22$ (b) Kil, $PI=38$ (Vucetic ve diğ., 1997)	24

Şekil 2.25: Düşey konsolidasyon gerilmesinin G/G_{max} değeri üzerindeki etkisi (Vucetic ve diğ., 1997).....	24
Şekil 2.26: Çevrim frekansının sekant kayma modülü üzerindeki etkisi (Matesic ve Vucetic, 2003).	25
Şekil 2.27: Kum ($PI = 0$, $Si = \%0$) ve kil ($PI = 23.1$, $Si = \%100$) örnekleri ile yapılan dinamik basit kesme deneyi sonuçları (Hsu ve Vucetic, 2004).....	26
Şekil 2.28: Zemin örnekleri için kayma modülü azalım eğrileri (Hsu ve Vucetic, 2004).....	26
Şekil 2.29: Kayma modülü ile üniformalık katsayısı arasındaki ilişki (Wichtmann ve Triantafyllidis, 2009).	27
Şekil 2.30: Farklı plastisite indisi değerleri için (a) kayma modülü azalım eğrileri (b) sönüm oranı eğrileri (Ishibashi ve Zhang, 1993).....	28
Şekil 2.31: Çevre basıncının $PI = 0$ olan zeminler için elde edilen (a) Kayma modülü azalım eğrisi (b) Sönüm oranı eğrisi üzerindeki etkisi (Ishibashi ve Zhang, 1993).....	28
Şekil 2.32: DKK imalatının şematik gösterimi (www.sentezinsaat.com.tr).....	31
Şekil 2.33: Geopier sistemi uygulama örneği (www.sentezinsaat.com.tr).	32
Şekil 2.34: Geopier sistem ekipmanları (Geopier® Foundation Company, Inc, 2009).....	33
Şekil 2.35: Geopier sistemi imalat adımları.(Geopier® Foundation Company, Inc. 2009).....	34
Şekil 2.36: Impact sistemi uygulanma şekli.(www.sentezinsaat.com.tr).....	35
Şekil 2.37: Impact sistemi ekipmanları.....	36
Şekil 2.38: Impact sistemi imalat adımları (Geopier® Foundation Company, Inc,2009).....	37
Şekil 2.39: DKK imalat yöntemleri (Geopier® Foundation Company, Inc., 2010).....	39
Şekil 2.40: DKK'ya uygulanan arazi kesme deneyi sonuçları (Fox ve Cowell, 1988).	40
Şekil 2.41: DKK'ya uygulanan arazi kesme deneyi sonuçları (Fox ve Cowell, 1988).	40
Şekil 2.42: Temel altında alt bölge ve üst bölge sınırları (Fox ve diğ., 1998).....	45
Şekil 2.43: Pressiyometre deneyi.	49
Şekil 2.44: Pressiyometre ölçüm yöntemleri.	49
Şekil 2.45: Pressiyometre sondalarının yerleştirme yöntemleri.....	50
Şekil 2.46: G-AM Pressiyometresi (Menard).	51
Şekil 2.47: Texam Pressiyometresi.	52
Şekil 2.48: Tri-Mod Pressiyometresi.	53
Şekil 2.49: Pencil Pressiyometresi.	54
Şekil 2.50: Kazı için statik konili Pencil Sondası.....	54
Şekil 2.51: Kendinden delgili sonda.	55
Şekil 2.52: Pressiyometre deneyinin prosedürü (Menard).....	56
Şekil 2.53: Normal Pressiyometrik Eğri (Menard).	56
Şekil 2.54: Limit basıncı belirleme prensipleri.	58
Şekil 2.55: Limit basıncın Log-Log ve Rölatif Hacimler yöntemleriyle belirlenmesi.	59
Şekil 2.56: Devrik Hacimler yöntemiyle limit basıncın belirlenmesi.....	59
Şekil 2.57: Pressiyometre modülünün (Ep) hesaplanma prensibi.....	60
Şekil 2.58: Pressiyometre modülünün hesap örneği.	61
Şekil 2.59: Taşıma kapasitesi katsayısı ve kritik derinlik ilişkisi.	63
Şekil 2.60: Kazık taşıma kapasitesi.....	64
Şekil 2.61: Negatif yanal sürtünme.	64
Şekil 2.62: Oturma hesabı prensibi.	66
Şekil 3.1: FLAC3D v3 kullanıcı arayüzü.....	69
Şekil 3.2: FLAC3D v6 kullanıcı arayüzü.....	69

Şekil 3.3: Mohr-Coulomb göçme kriteri.....	72
Şekil 3.4: FLAC3D Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb modeli a)plastik deformasyon-kohezyon b)plastik deformasyon-kayma mukavemeti açısı eğrisi.	74
Şekil 3.5: FLAC3D Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb modeli örnek gerilme-deformasyon eğrisi.....	74
Şekil 3.6: Gerilme deformasyon eğrisi; (a) Gömülü Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb (b) Modifiye Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb.	76
Şekil 3.7: Zemin profili ve CPT sonuçları (Pham, 2005).	77
Şekil 3.8: Agregata ve alüvyonel kile ait üç eksenli (CD) deneyi sonuçları (Pham, 2005).....	78
Şekil 3.9: Grup DKK' ların plan ve kesit görünümü (Pham, 2005).	79
Şekil 3.10: Tekil DKK' ların kesit görünümü (Pham, 2005).....	79
Şekil 3.11: DKK imalatı (Pham, 2005).....	80
Şekil 3.12: FLAC3D programında oluşturulan üç boyutlu sonlu farklar ağı.....	81
Şekil 3.13: FLAC3D programında oluşturulan grup DKK modelin kesit görünüşü.	81
Şekil 3.14: FLAC3D programında oluşturulan üç eksenli CD modelinin görünüşü.	82
Şekil 3.15: FLAC3D programında malzeme parametrelerinin tanımlanması	83
Şekil 3.16: Agregata için CD deneyinden edinilen laboratuvar (Lab) ve sonlu farklar (FD) sonuçları.....	84
Şekil 3.17: Kil için CD deneyinden edinilen laboratuvar (Lab) ve sonlu farklar (FD) sonuçları	85
Şekil 3.18: Zemin profiliyle birlikte SPT/CPT sonuçları ve Pressiyometre (MPT) derinlikleri	86
Şekil 3.19: Oluşturulan FLAC3D modeli ve deplasman kazığı makinası.	87
Şekil 3.20: Oluşturulan simülasyonda pressiyometre görüntüsü	88
Şekil 3.21: Oluşturulan pressiyometre modeli	88
Şekil 3.22: A3 ve B2-C2 kazık alanlarında pressiyometre deneyinin geri analizi.....	89
Şekil 3.23: Yükleme esnasında pressiyometre çevresinde yanal deplasman dağılımı.....	90
Şekil 3.24: Yükleme esnasında pressiyometre çevresinde kayma modülü dağılımı.	90
Şekil 4.1: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki deformasyon dağılımı.....	92
Şekil 4.2: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki kayma modülü dağılımı.....	92
Şekil 4.3: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı	93
Şekil 4.4: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki kayma modülü dağılımı.....	93
Şekil 4.5: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki deformasyon dağılımı.....	94
Şekil 4.6: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki kayma modülü dağılımı.....	94
Şekil 4.7: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.	95
Şekil 4.8: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki kayma modülü dağılımı.....	95
Şekil 4.9: Kısa grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.	96
Şekil 4.10: Kısa grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki kayma modülü dağılımı.....	96

Şekil 4.11: Uzun grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.	97
Şekil 4.12: Uzun grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.	97
Şekil 4.13: Tekil kolonlarda yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması.	98
Şekil 4.14: Tekil kolonlarda yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması.	99
Şekil 4.15: Kazık imalatından önce kayma modülü dağılımı.	101
Şekil 4.16: Kazık imalatından sonra kayma modülü dağılımı.	101
Şekil 4.17: Kazık imalatından sonra yanal efektif gerilmeler.	102
Şekil 4.18: Deplasman kazıklarında yük-deplasman eğrileri, servis yükü ve kapasite.	102



TABLO LİSTESİ

	Sayfa No
Tablo 2.1: Modül korelasyonları (Duncan ve Wong, 1999).....	5
Tablo 2.2: Literatürde önerilen kayma modülü denklemleri	11
Tablo 2.3: G/Go, kayma modülü değişimini tanımlayan denklemler	11
Tablo 2.4: Normal ve orta konsolide killer için farklı etkenlerin G_{max} , G/G_{max} , ve λ üzerindeki etkileri, Dobry ve Vucetic (1987).....	29
Tablo 2.5: Genelleştirilmiş zemin türleri için geopier rijitlik modülü değerleri (Fox ve Cowell, 1998).	41
Tablo 2.6: Zemin kategorileri.	62
Tablo 2.7: Yapıya (temel) ait katsayılar.	66
Tablo 2.8: Temel şekline göre katsayılar.....	66
Tablo 3.1: Program içerisindeki birincil geometrik elemanlar ve değişkenleri.....	71
Tablo 3.2: FLAC3D Mohr-Coulomb zemin parametreleri.....	73
Tablo 3.3: Sıkıştırılmış agrega, alüvyonel kil ve sıkıştırılmış dolguya ait Plaxis Hardening Soil parametreleri (Pham, 2005).....	78
Tablo 3.4: Üç eksenli (CD) deneyi simülasyonlarından geri analiz ile elde edilen mukavemet parametreleri.	83
Tablo 3.5: Etkinlik kapsamındaki kazıklara ait imalat bilgileri.	86
Tablo 3.6: Pressiyometre simülasyonu ile elde edilen malzeme parametreleri.....	89
Tablo 4.1: Analiz genel bilgileri ve arayüzey durumu.	100

SİMGE VE KISALTIMA LİSTESİ

Simgeler	Açıklama
γ	: kayma deformasyonu
G	: kayma modülü
τ	: kayma gerilmesi
G_{max}	: maksimum kayma modülü
G_{sec}	: sekant kayma modülü
G_t	: tanjant kayma modülü
G_{ur}	: yükleme boşaltma kayma modülü
G_0	: başlangıç kayma modülü
A_L	: histeresis döngü ilmek alanı
A_T	: histeresis döngü üçgen alanı
ρ	: zemin yoğunluğu
V_s	: kayma dalgası hızı
σ_0'	: efektif normal gerilme
e	: boşluk oranı
H	: gerilme geçmişi
S	: doygunluk derecesi
A	: titreşim genliği
F	: titreşim frekansı
T	: zamana bağlı etkiler (ikincil konsolidasyon)
K	: sıcaklık
OCR	: aşırı konsolidasyon oranı
A_{ij}	: ij düzleminde boyutsuz rijitlik katsayısı
$f(e)$: boşluk oranı fonksiyonu
p_a	: referans basınç
$(K_2)_{max}$: zemin cinsine göre değişen malzeme sabiti
D_{50}	: ortalama dane boyutu
C_u	: üniformluk katsayısı
γ_r	: referans kayma deformasyonu
D_r	: daneli zeminlerin nisbi sıklığı
σ_{vc}	: efektif konsolidasyon gerilmesi
γ_h	: hiperbolik deformasyon
a	: eğiklik katsayısı
n	: çevrim sayısı
τ_y	: göçmede kayma gerilmesi
R	: ramberg-osgood eğrisinin korelasyon sayısı
P_a	: atmosferik basınç
PI	: plastisite indisi
k	: plastisite indisine bağlı değişen üssel indis
e	: boşluk oranı
γ_{tv}	: hacimsel eşik kayma deformasyon
γ_t	: doğrusal olmayan eşik deformasyonu

V_p	: zemin tabakalarına ait sıkışma dalgası hızı
ν	: poisson oranı
λ_R	: rayleigh dalga boyu
Q_u	: nihai kazık kapasitesi
Q_p	: kazık ucunun yük taşıma kapasitesi
Q_s	: sürtünme direnci
N_c, N_q, N_γ	: taşıma kapasitesi faktörleri
c	: kohezyon
A_p	: kazık ucu alanı
q_p	: birim uç direnci
L	: kazık gerçek gömü uzunluğu
L_b	: taşıyıcı tabaka içindeki kazık uzunluğu
D	: kazık çapı
S	: merkezden merkeze kazıklar arası mesafe
\emptyset	: zemin sürtünme açısı
c_u	: kazık ucunun altındaki zeminin drenajsız kohezyonu
Q_u	: nihai kazık kapasitesi
d_c, d_q	: Şekil faktörleri
K_0	: sükunetteki toprak basıncı katsayısı
I_{rr}	: zemin için azaltılmış rijitlik indeksi
I_r	: rijitlik indeksi
E_s	: young modülü
r_o	: kazık şaftının yarıçapı
D	: kazık çapı
η	: grup verimliliği
$Q_{g(u)}$: grup kazığı nihai yük taşıma kapasitesi
r_m	: maksimum etki yarıçapı
A_{kg}	: kazık grup alanı
A_{kk}	: kazıkların toplam enkesit alanı

ÖZET

YÜKSEK LİSANS TEZİ

GEOTEKNİK UYGULAMALARDA BOŞLUK GENİŞLETME PROBLEMLERİNİN NÜMERİK MODELLENMESİ

Hidayet Kemal UYAR

**İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

Danışman : Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Darbeli kırmataş kolonlar (DKK) ve deplasman kazıkları gibi boşluk genişletmeye dayalı imalatlar, zemin iyileştirme çalışmalarında gün geçtikçe daha da yaygınlaşmaktadır. Günümüze kadar bazı araştırmacılar, boşluk genişletmeye dayalı zemin imalatlarında, yaygın kullanılan bünye modellerinden faydalanmışlarsa da imalat aşamalarının çevre zemin üzerindeki etkilerini modelleyebilme konusunda hala eksiklikler vardır. Bu çalışmanın amacı, boşluk genişletme imalatlarında, hem yapısal elemandaki hem de çevre zemindeki rijitlik ve mukavemet değişimini hesaba katarak, oluşturulan zemin yapısının yük aktarım ve deformasyon davranışının incelenmesidir. Bu amaçla, FLAC3D sonlu farklar analiz programının ‘Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb (SSH-MC) modeli, alt programlar ile geliştirilerek, elasto-plastik deformasyon yumuşamalı ya da pekleşmeli bir bünye modeli elde edilmiştir.

Haziran 2019, 125 sayfa.

Anahtar kelimeler: Darbeli kırmataş kolon, rijitlik, pressiyometre, nümerik modelleme, deplasman kazığı

SUMMARY

NUMERICAL MODELLING OF CAVITY EXPANSION PROBLEMS IN GEOTECHNICAL PRACTICE

M.Sc. THESIS

Hidayet Kemal UYAR

**Istanbul University-Cerrahpasa
Institute of Graduate Studies
Department of Civil Engineering**

Supervisor : Assoc. Prof. Dr. Sadık ÖZTOPRAK

Construction of rammed aggregate piers (RAPs) and full displacement piles (FDPs) provides an economical method for effectively improving soft soils. Several researchers had some attempts to model the RAPs using appropriate built-in constitutive models in the well-known numerical codes. However, in all these works, the influence of the evolution of stiffness during RAP construction has not been taken into account. This paper focuses on the stiffness evolution of aggregate part and matrix soil for RAP. To carry out this objective, stiffness degradation behaviour was incorporated in the built-in ‘Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb’ model of FLAC3D finite difference code. An additional modification was carried out by updating the initial shear modulus through a subroutine code whenever it was needed. June 2019, 125 pages.

Keywords: Rammed aggregate pier, stiffness, pressuremeter, numerical modelling, full displacement pile

1. GİRİŞ

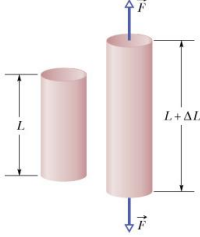
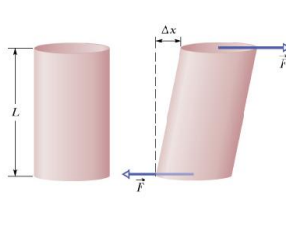
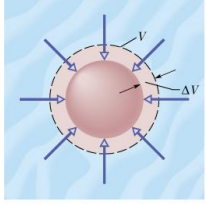
Mühendislik yapılarının çoğunda, zemin deformasyonları, limit duruma göre hesap yapılması ve kullanılan yüksek güvenlik katsayıları nedeni ile planlanandan daha küçük deformasyonlar ile sınırlı kalmaktadır. Böylece tasarımda izin verilebilecek sınırların çok gerisinde kalarak ekonomik çözümlerden uzaklaşmış olunabilmektedir. Küçük ve orta deformasyonların sınırlandırıldığı bölgenin belirlenebilmesi için zemin rijitliğinin bir başka deyişle kayma modülünün azalımının doğru tanımlanması önemlidir.

Bu tez kapsamında literatürdeki kayma modülü azalım eğrileri kullanılarak hiperbolik bir zemin modeli geliştirilecektir. Bu model ticari FLAC3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua) yazılımı kullanılarak üç eksenli (CD), pressiyometre, darbeli kırmataş kolon ve deplasman kazığı yükleme deneylerinin modellenmesinde kullanılacaktır. Tekil ve grup zemin kolonlarının yükleme deneylerinin sonuçları ile geliştirilen modelin kullanıldığı 3 boyutlu analiz sonuçları karşılaştırılacaktır. Arazi deneylerinin modellenmesi, zemin kolonlarının tasarımında önemli katkılar sağlayacaktır.

2. GENEL KISIMLAR

2.1. ZEMİN MODÜLLERİ

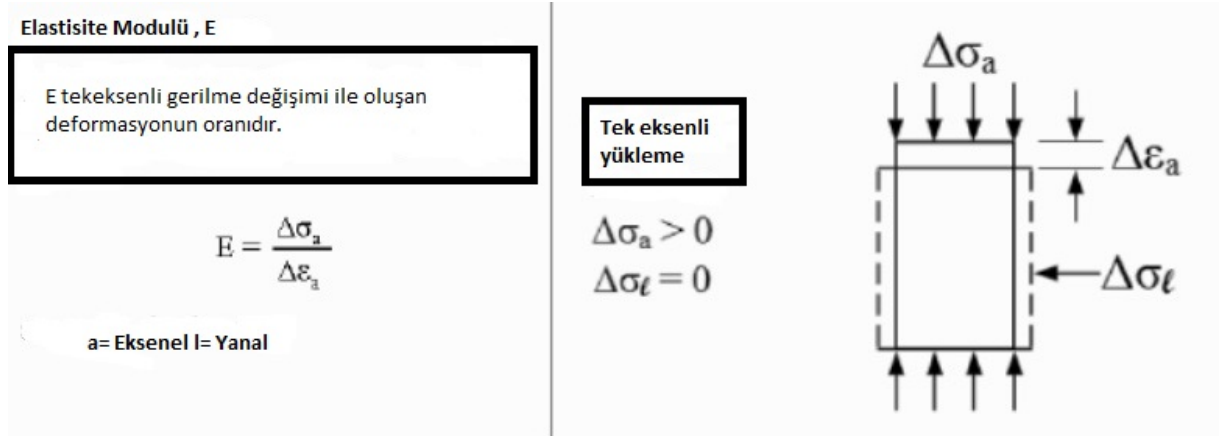
Gerilmeye maruz kalan malzemeler şekil değiştirirler. Bu şekil değiştirme birim deformasyon (strain) olarak isimlendirilir. Gerilme yönüne bağlı olarak bu gerilmeler normal ve kayma birim deformasyonlarına neden olurlar (Şekil 2.1). Buna bağlı olarak çeşitli elastik parametreler kullanılmaktadır.

Young's modulus	Shear modulus	Bulk modulus
Under tension and compression	Under shearing	Under hydraulic stress
		
Strain is $\Delta L / L$	Strain is $\Delta x / L$	Strain is $\Delta V / V$
$E = \frac{\text{Stress}}{\text{Strain}} = \frac{F}{A} \frac{L}{\Delta L}$	$G = \frac{\text{Stress}}{\text{Strain}} = \frac{F}{A} \frac{L}{\Delta x}$	$B = \frac{\text{Stress}}{\text{Strain}} = p \frac{V}{\Delta V}$

Şekil 2.1: Malzemeler için birim deformasyon modülleri

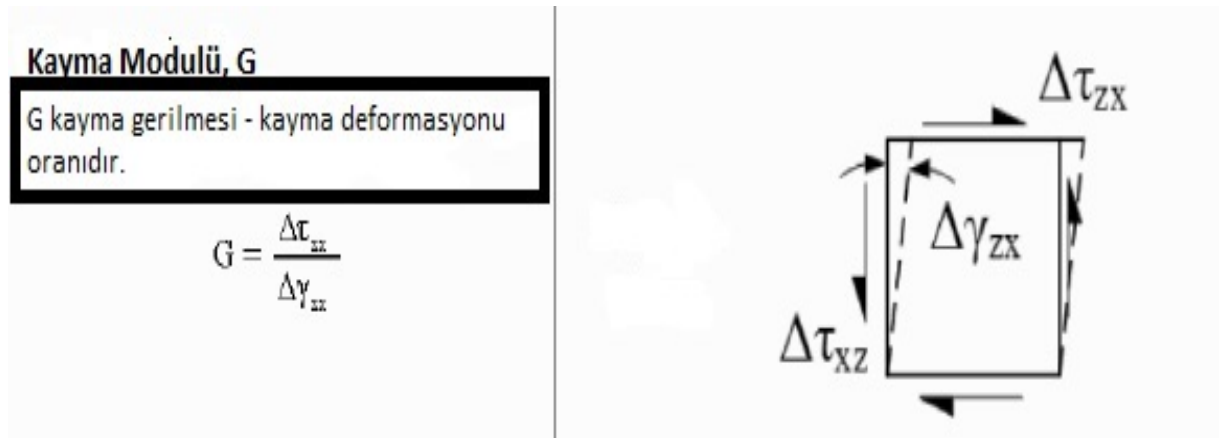
Elastisite, uygulanan gerilmeler ile oluşan deformasyonlar arasında doğrusal bir ilişki olduğu kabulüne dayanmaktadır. Gerçekte ise durum bu şekilde değildir. Zeminin elastisite modülünün elde edilebilmesi için üç eksenli deneyde bütün yönlerde uygulanan gerilmelerin ve tesir edilmiş deformasyonların ölçülmesi gerekmektedir. Aslında E and v nin elde edilebilmesi için iki eşitlik gerekmektedir. Zeminin elastisite modülünün gerilme-deformasyon eğrisinin eğimi olmadığı dikkate alınmalıdır. Çevresel gerilmenin sifıra eşit olduğu tipik silindirik betonarme deneyleri ile serbest basınçlı kil deneyleri bunun istisnasıdır. Poisson oranının da elde edilebilmesi için her yönde uygulanan gerilmeler ve tesir altında ki deformasyonlar ölçülmelidir. Poisson oranının iki taraftaki deformasyonların oranı olmadığı dikkate alınmalıdır. Bunun istisnası yine çevresel basıncın sifıra eşit olduğu durumlardır.

Bu alanda önemli bir konuda pek çok elastisite modülü tanımlanmış olmasındır. Sekant modülü, tanjant modülü, yükleme, tekrar yükleme veya devirli modül olmak üzere pek çok tanım literatürde mevcuttur. Zeminler doğrusal trend sergileyen gerilme-deformasyon eğrilerine sahip olmadıkları için örneğin üç eksenli deney sonuçlarından pek çok değişik modül tanımlanabilir. Gerilme-deformasyon eğrisinin eğiminin zeminin elastisite modülü olmadığı daha önce belirtilmişti. Buna karşın gerilme-deformasyon eğrisinin eğimi yine de modül ile ilişkilidir ve eğriyi bir modül ile bağdaştırmak için kullanılabilir.



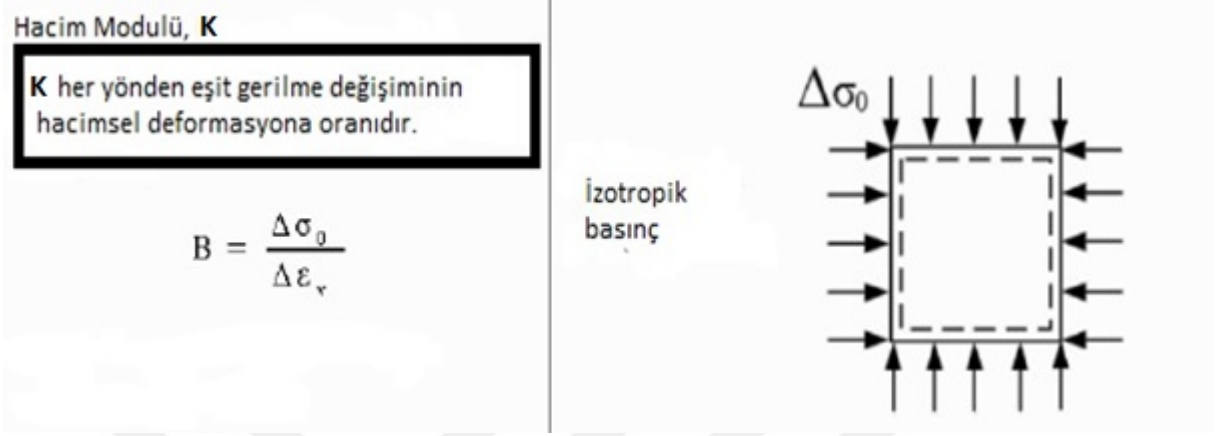
Şekil 2.2: Zeminin elastisite modülü (Duncan ve Wong, 1999).

Elastisite modülü (Young'ın elastisite modülü) tekeksenli yüklemeye dayanmaktadır. Gerilme değişimi sadece tek yönde gerçekleşmektedir. Örneğin üç eksenli deneyde deviyatör gerilmenin değişimi bu şekildedir. E pek çok durum için oldukça kullanışlı bir parametredir. Şekil 2.2'de tekeksenli gerilme altında gerilme-deformasyon bileşenleri görülmektedir.



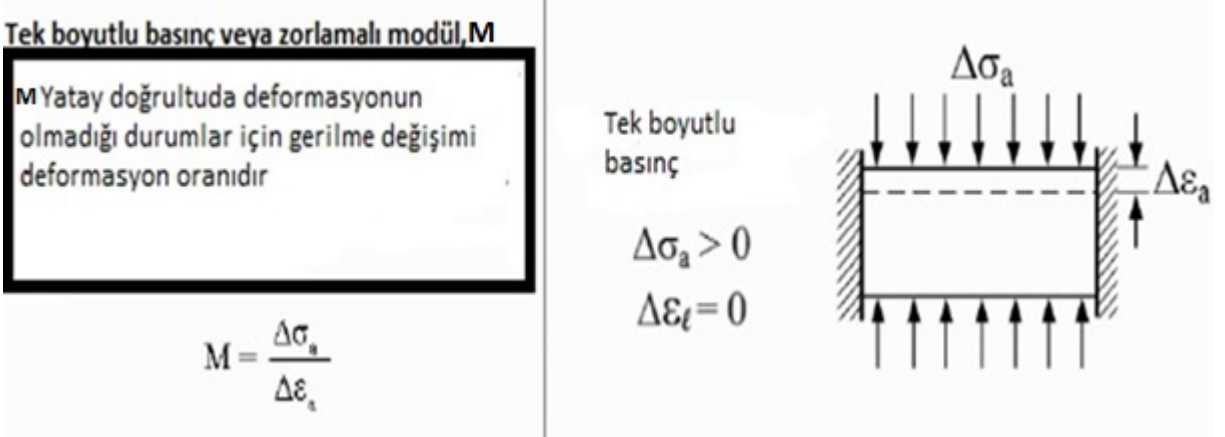
Şekil 2.3: Zeminin kayma modülü (Duncan ve Wong, 1999).

Bir diğer zemin modülü olan G kayma modülünün gerilme-deformasyon bileşenleri Şekil 2.3'de görülmektedir. G kayma modülü kayma gerilmesi ile kayma deformasyonunun oranı olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 2.4: Zeminin hacimsel sıkışma modülü (Duncan ve Wong, 1999).

Bir diğer zemin modülü olan B hacim modülünün gerilme-deformasyon bileşenleri Şekil 2.4'de görülmektedir. B hacim modülü her yönden eşit gerilme değişiminin hacimsel deformasyona oranı olarak tanımlanmaktadır.



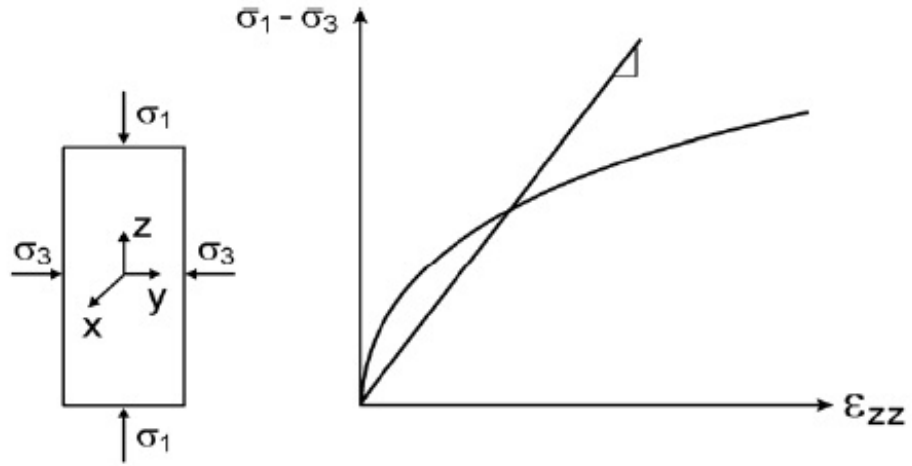
Şekil 2.5: Zeminin zorlamalı modülü (Duncan ve Wong, 1999).

Bir diğer zemin modülü olan M tek boyutlu basınç veya zorlamalı modülün gerilme-deformasyon bileşenleri Şekil 2.5' de görülmektedir. M tek boyutlu basınç veya zorlamalı modül yatay doğrultuda deformasyonun olmadığı durumlar için gerilme değişimi deformasyona oranı olarak tanımlanmaktadır.

Tablo 2.1: Modül korelasyonları (Duncan ve Wong, 1999).

E ve diğer zemin parametreleri arasındaki ilişkiler	$E = 2G(1+\nu)$	$E = 3B(1-2\nu)$	$E = M \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)}$
G ve diğer zemin parametreleri arasındaki ilişkiler	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$	$G = \frac{3B(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$G = M \frac{(1-2\nu)}{2(1-\nu)}$
K ve diğer zemin parametreleri arasındaki ilişkiler	$B = \frac{E}{3(1-2\nu)}$	$B = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	$B = \frac{M(1+\nu)}{3(1-\nu)}$
M ve diğer zemin parametreleri arasındaki ilişkiler	$M = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$M = \frac{2G(1+\nu)(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)}$	$M = 3B \frac{(1-\nu)}{(1+\nu)}$

Bu modüller arasında bir ilişki olup olmadığına yönelik literatürde bulunan en önemli çalışma Duncan ve Wong (1999) tarafından yapılan çalışmadır. Değişik tanımlamalara sahip zemin elastisite modülleri olan E (Young'ın elastisite modülü), G(Kayma modülü), K (Hacim modülü), M (tek boyutlu basınç veya zorlamalı modül) arasında bir ilişkinin varlığı incelenmiştir. Bu modüller ν 'ye bağlı olarak ifade edilerek birbirleri ile ilişkileri tanımlanmıştır.

**Şekil 2.6:** Modül bileşenleri (Briaud, 2000).

2.2. KAYMA MODÜLÜ

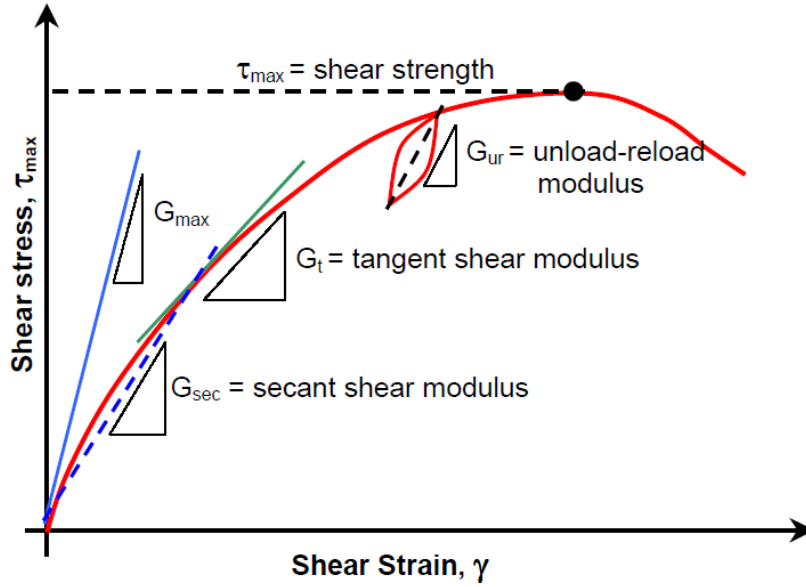
İnşaat mühendisliğinde tüm zeminlerin ana özelliği olan kayma modülü, koloitler, killer, siltler, kumlar, çakıllardan bloklara ve çatlaklı kayalara kadar ölçülebilir. Buna denk gelen eşdeğer elastisite modülü ise;

$$E_o = \frac{2Go}{1 + \nu} \quad (2.1)$$

Formülünden bulunabilir. Burada,

ν : Poisson oranıdır ve zeminlerde küçük zemin kayma birim deformasyonları için önerilen değer 0,2'dir.

Kayma modülleri maksimum (G_{max}), secant (G_{sec}), tanjant (G_t) ve yükleme-boşaltma (G_{ur}) olarak tanımlanmaktadır. Tanjant modülü kademeli artışlarla değerlendirildiği için nümerik modeller, secant modülü ise analitik çözümler için uygundur.



Şekil 2.7: Maksimum, sekant, tanjant ve yükleme-boşaltma kayma modüllerinin gösterimi.

Zeminlerin, gerilme, kayma birim deformasyonu, kayma dayanımı, zaman davranışı karmaşık ve büyük oranda non-lineerdir. Yükleme yönüne, anizotropiye, oran etkisine (rate effects), gerilme kademesine, kayma birim deformasyonu geçmişine, zaman etkisine ve diğer faktörlere bağlıdır. Bu nedenle her zeminin kayma modülünün belirlenmesi için tek tip ya da bir grup deney önerilmesi zordur çünkü kayma modülü gerilme kademesine ve kayma birim deformasyonuna bağlıdır. Bazı zemin türleri için özellikli testler (PMT, DMT, vb.) ile ve gerçek ölçekli yapıların gözlenmesiyle elde edilen verilerden ya da referans değerler ile laboratuvar deneylerinden kalibre edilmiş korelasyonlar geliştirilebilir. Bu deneyler ile

gerilme-kayma birim deformasyonu eğrisi boyunca bir bölgede bir kayma modülü değeri elde edilebilir (Şekil 2.7). Belirli boşluk oranında ve efektif gerilme durumundaki zeminin için kayma dalgası hızından elde edilen G_0 mükemmel bir başlangıç/referans değeridir.

Küçük kayma birim deformasyonu rijitliği (modülü), belirli bir çevre basıncı için referans bir değer verir. Küçük kayma birim deformasyonu modülü G_{max} hem statik hem de dinamik yükleme durumu için uygulanabilir esas rijitliktir ve bundan başka, küçük kayma birim deformasyonlarında boşluk suyu basıncı henüz oluşmadığı için G_{max} hem drenajlı hem de drenajsız durumlarda kullanılabilir. G_{max} değeri çeşitli laboratuvar ve yerinde yapılan deneylerden elde edilebilir ya da alternatif olarak ampirik korelasyonlar ile belirlenebilir.

Bununla birlikte G_{max} , zemin yapıları hesapları için üretilmiş, basit elastik ya da lineer elastik-plastik öge modelleri ile çalışan ticari sonlu elemanlar programlarında doğrudan kullanılmak için çok rijittir. Bu nedenle, gerçek zemin gerilme-deformasyon davranışını daha iyi ifade edebilecek çeşitli lineer olmayan elastik-plastik öge modelleri geliştirilmiştir.

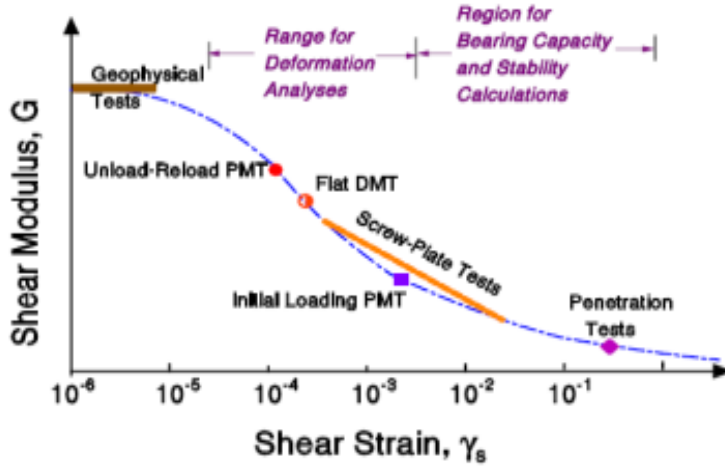
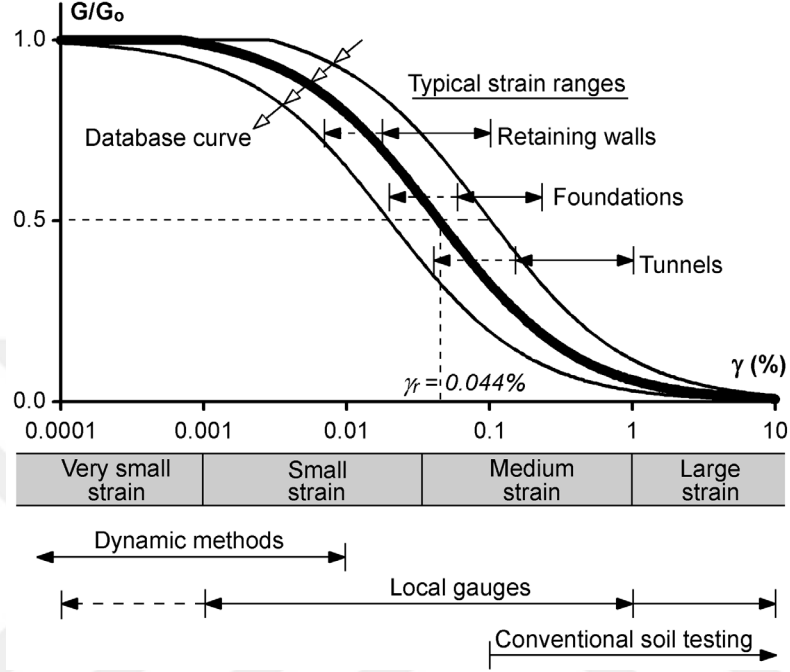


Figure 2. Variation of Shear Modulus with Strain Level and Relevance to In-Situ Tests.

Şekil 2.8: Kayma modülünün kayma birim deformasyonuna göre değişimi ve yerinde deneyler ile ilişkisi.

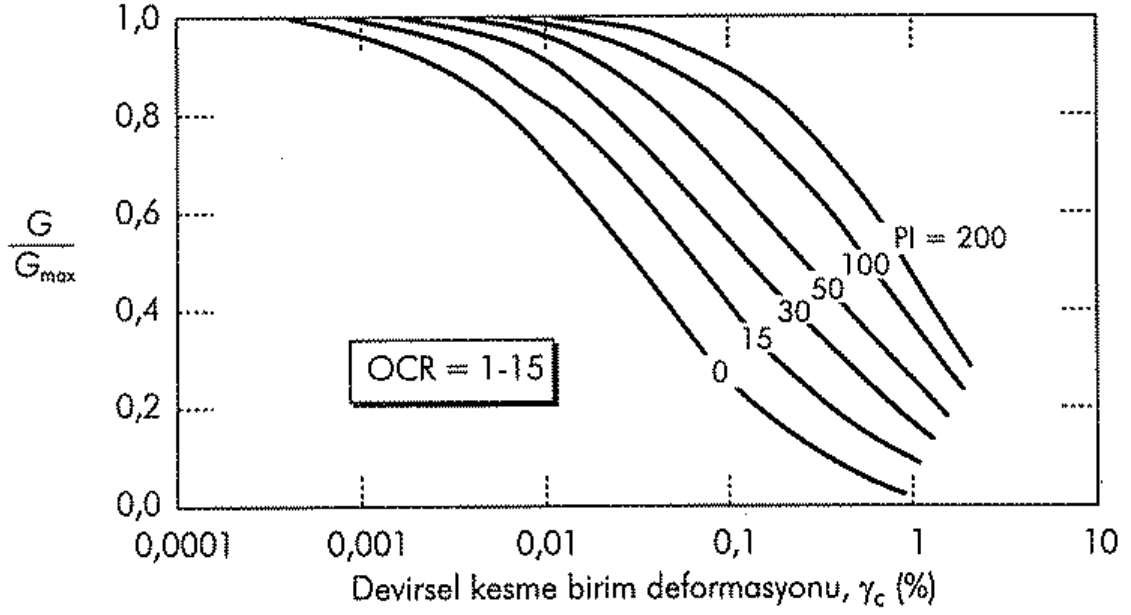
Şekil 2.9’ da görüldüğü gibi mühendislik yapılarının büyük bir kısmı küçük ve orta kayma birim deformasyonu göstermektedir. Bu sınırlar arasında kalan kayma modülü değerleri doğru ve doğruya yakın belirlendikçe yapılan hesaplar daha güvenli ve ekonomik tarafta kalabileceklerdir.



Şekil 2.9: Kayma modülünün kayma birim deformasyonu ile azalımı, test metotları ve mühendislik uygulamalarının kayma birim deformasyonu sınırları (Atkinson, 1991)

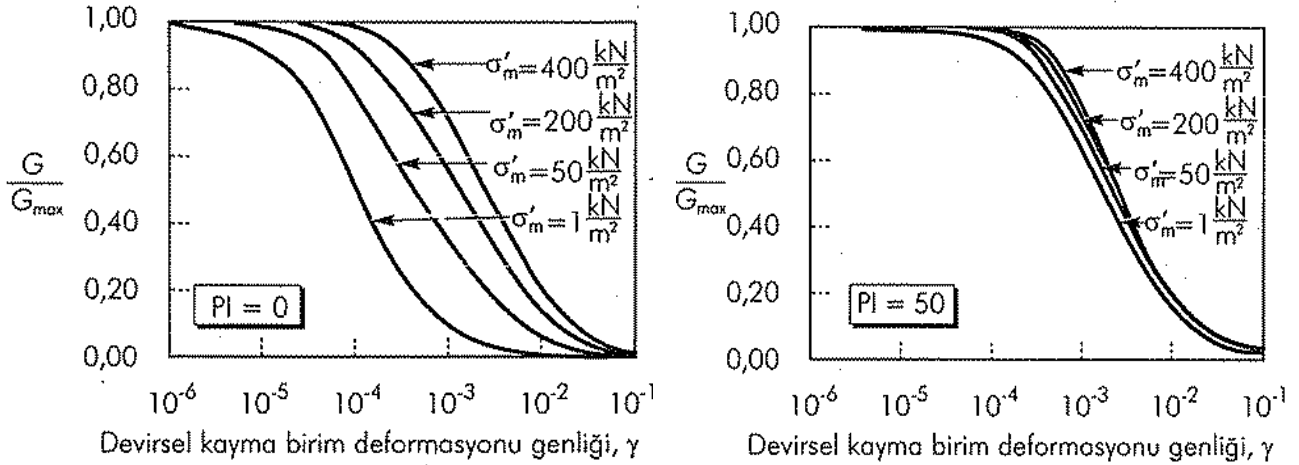
Geoteknik deprem mühendisliğinin ilk yıllarında iri ve ince taneli zeminlerin modül azalım davranışları birbirinden ayrı şekilde değerlendirilmiştir. Ancak son zamanlarda yapılan araştırmalar, plastik olmayan iri taneli zeminler ile plastik ince taneli zeminlerin modül azalım davranışları arasında dereceli bir geçiş olduğunu göstermektedir.

Zemin plastisitesinin modül azalım eğrisinin şeklini etkilediği ilk olarak Zan vd (1978) ile Kokusho vd (1982) rapor etmişlerdir. İleri derecedeki plastik zeminlerde kayma modülünün, düşük plastisiteli zeminlere kıyasla, kayma birim deformasyonuna göre daha yavaş azaldığı gözlenmiştir. Geniş bir aralıktaki malzemelerin deneysel sonuçlarının incelenmesinden sonra, Dobry ve Vucetic (1987) ile Sun vd. (1988) modül azalım eğrisinin şeklinin, boşluk oranından çok plasitite indisinden etkilendiği sonucuna varmışlardır. Bu eğriler, ileri derecede plastik zeminlerin doğrusal tekrarlı eşik kayma birim deformasyonu γ 'nin, düşük plastisiteli zeminlerinkinden büyük olduğunu göstermektedir.



Şekil 2.10: Plastisiteli farklı ince taneli zeminlerin modül azalım eğrileri (Vucetic ve Dobry).

Modül azalım davranışı özellikle düşük plastisiteli zeminlerde olmak üzere efektif çevre basıncından da etkilenir. Yüksek efektif çevre basınçlarındaki doğrusal tekrarlı eşik kayma birim deformasyonu γ küçük efektif çevre basınçlarındakinden büyüktür.



Şekil 2.11: Düşük ve yüksek plastisiteli zeminlerde çevre basıncının modül azalımına etkisi.

2.2.1. Go Hesapları ve Kullanılan Parametrelerin Tayini

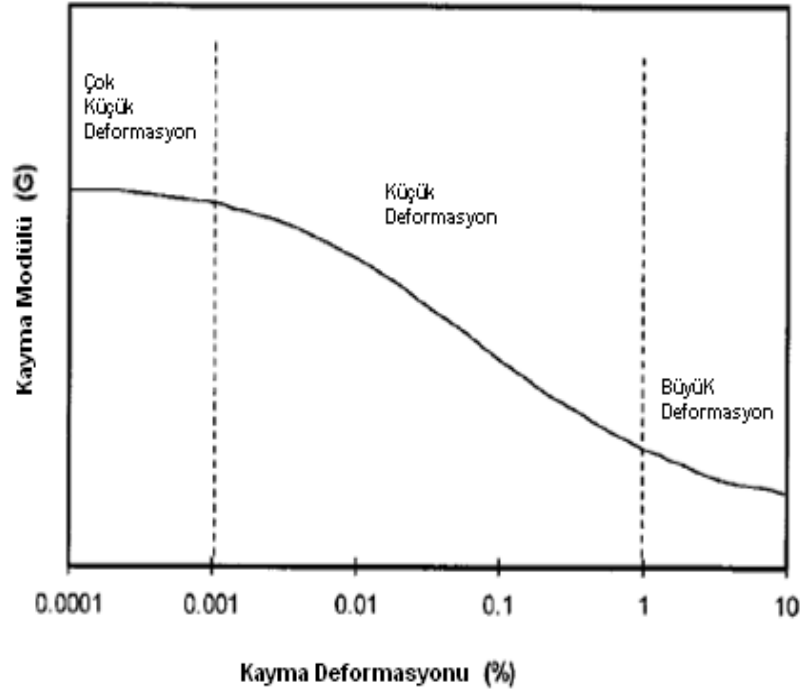
Zeminin kaymaya karşı gösterdiği direnç yani zeminin kayma rijitliği, kayma modülü (G) ile ifade edilir. Kayma modülü aynı zamanda, kayma gerilmesi (τ) ile kayma deformasyonu (γ) arasındaki ilişkinin eğimi olarak da tanımlanabilir.

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrisi, doğrusal olmayan bir yapıdadır ve kayma modülleri, deformasyon genliği ile değişmektedir (Şekil 2.12).

Dinamik kayma modülü en büyük değerlerini, çok küçük deformasyon genliklerinde almaktadır. Çok küçük deformasyon genliklerinde kayma modülü değerine, maksimum kayma modülü (G_{max}) yada başlangıç kayma modülü (G_0) denir.

G_0 formülleri bulunarak hangi zemin tipi için geçerli olduğu, hangi parametreleri içerdiği ve bunların neler olduğu belirlenmiştir.

Kullanılan G_0 formüllerinin kimlere ait olduğu da referans gösterilerek belirtilmiştir. Elde edilen formüller bir tablo haline getirilmiştir.



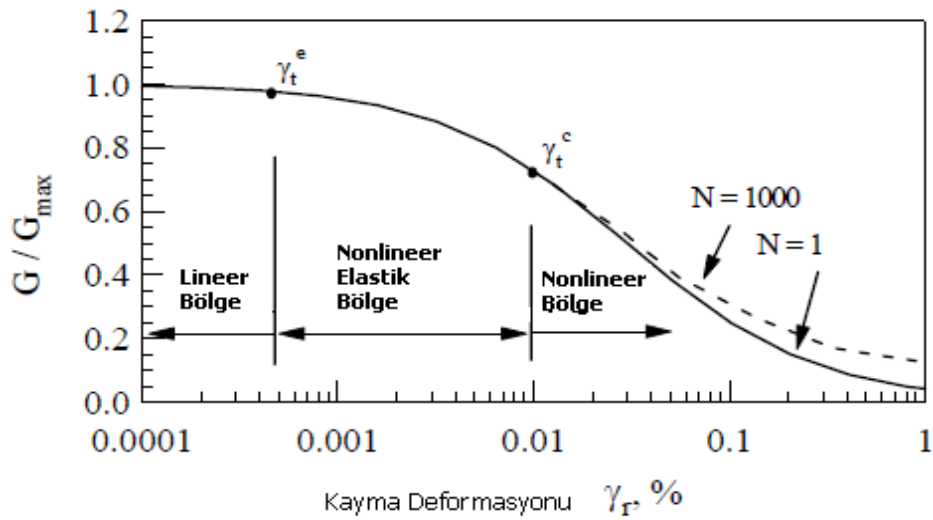
Şekil 2.12: Tipik zemin rijitliği bölgeleri (Zhu ve Chang, 2002).

Tablo 2.2: Literatürde önerilen kayma modülü denklemleri

Referans	Formüller	A	f(e)	n	g(PI,OCR)	Deney Tipi
Hardin ve Black (1968)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n$	3231	$[2.97 \cdot e]^2 / (1+e)$	0.5	-	R.C.
Marcusan ve Wahls(1972)		445	$(4.4 \cdot e)^2 / (1+e)$	-	0.5	R.C.
		4500	$[2.97 \cdot e]^2 / (1+e)$	0.5	-	
Kokusho ve diğ.(1982)		141	$(7.32 \cdot e)^2 / (1+e)$	0.6	-	C.T.
Vrettos ve Savidis (1999)		9600	$1 / (1+1.2e^2)$	0.5	-	R.C.
Shibuya ve Tanaka (1996)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n$	5000	$1/e^{1.5}$	0.5	-	Lab.ve saha deneyleri
Jamiolkowski ve diğ. (1995)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n (pa)^{(2-n)}$	370	$1 / (0.3+0.7e)^2$	0.54	-	Lab.ve saha deneyleri
D'Elia ve Lanzo (1996)		600	$1/e^{1.3}$	0.5	-	R.C.
		358	$1/e^{1.21}$	0.57	-	
		506	$1/e^{1.1}$	0.42	-	
Hardin ve Black (1969)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n (OCR)^{K-g(PI)}$	3231	$[2.97 \cdot e]^2 / (1+e)$	0.5	$OCR^k K=g(PI)$	R.C.
Kim ve Novak (1981)		1576	$[2.97 \cdot e]^2 / (1+e)$	0.5	-	R.C.
Hardin (1978)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n (pa)^{(2-n) (OCR)^{K-g(PI)}}$	625	$1 / (0.3+0.7e)^2$	0.5	$OCR^k K=g(PI)$	R.C.
Viggiani ve Atkinson (1995)	$G_0 = A Pr [1-n] g(s' \sigma) n g(OCR, PI)$	$100+2900x(1-PI/50)$	-	$0.6+0.25xOCR^k (PI/50) < 0.85$	$K=0.18+0.1x(PI/50) < 0.28$	B.E.
Athanasopoulos (1994)	$G_0 = A g(OCR)$	47750	-	-	$OCR^k K=0.42$	R.C.
Zen. Ve diğ.(1987)	$G_0 = (\sigma' \sigma)^n (pa)^{2-n}$	-	-	1	$285-(2 \times PI)$	R.C.
Romo(1995)	$G_0 = A (\sigma' \sigma)^n (pa)^{2-n}$	280	-	0.82	$(1/(PI-1r)) [PI-1r]$	R.C.
Kagawa (1992)	$G_0 = f(e) (\sigma' \sigma)^n (pa)^{2-n}$	-	$1 / (0.4+0.7e)$	1	$358-(3.8 \times PI)$	R.C.
Zhou ve diğ. / J Zhejiang 2005	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n$	-	-	0.505	-	R.C.
Shibuya (1997)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n (\sigma' \sigma)^{2-n} \sigma_v^{1.2n}$	-	$e^{-2.4}$	-	-	-
Houlsby-Wroth,(1991)	$G_0 = A (p' / pr)^{2.5} (OCR)^{n-1}$	-	-	-	-	-
Kallioglou (1999)	$G_0 = A e^{-1.505 \sigma'_v}$	1421	-	0.623	-	-
Lo Presti (1997)	$G_0 = A f(e) (\sigma' \sigma)^n (\sigma'_v)^{1.2n}$	-	-	-	-	-

2.2.2. Modül Azalımı ve G/Go Tayini

Zeminlerin gerilme-deformasyon eğrisi, doğrusal olmayan bir yapıdadır ve kayma modülleri, deformasyon genliği ile değişmektedir. Elde edilen kayma modülü değerleri, G_0 değeri ile normalize edilerek, dinamik kayma modülü ile ilgili eğriler elde edilir. (Şekil 2.13) Bu sayede kayma modülü için elde edilen azalım eğrileri, kimi zemin ve deney parametrelerinin (boşluk oranı, çevre gerilmesi, vb.) etkilerinden arındırılır. G/G_0 formülleri bulunarak hangi zemin tipi için geçerli olduğu, hangi parametreleri içerdiği ve bunların neler olduğu belirlenmiştir.



Şekil 2.13: Normalize edilmiş kayma modülü eğrisi (Darendeli, 2001).

Tablo 2.3: G/G_0 , kayma modülü değişimini tanımlayan denklemler

Referans	Formüller
Fahey&Carter (1993)	$G/G_{\max}=1-(\tau/\tau_{\max})^5$
Fahey&Carter (1993)	$G/G_{\max}=1-f(\tau/\tau_{\max})^5$
Ramberg Osgood Model	$G/G_{\max}=1/(1+C \times (\tau/G_{\max})^{R-1})$
Hardin and Drnevich (1972b)	$G/G_{\max}=1/(1+(\gamma/\gamma_r))$
Darendeli (2001)	$G/G_{\max}=1/(1+(\gamma/\gamma_r)^a)$
Oztoprak & Bolton (2012)	$G/G_{\max}=1/(1+((\gamma-\gamma_e)/\gamma_r)^a)$
Zhang et al. (2004)	$G/G_{\max}=1/(1+(\gamma/\gamma_{ref})^a)$

2.3. ZEMİN MODÜLLERİNİ ETKİLEYEN FAKTÖRLER

Zeminlerin gerilme deformasyon davranışını belirleyen faktörler üzerinde pek çok araştırma yapılmıştır. Poulos (1971) zeminlerin gerilme-deformasyon davranışını etkileyen faktörler üzerine kapsamlı deneyler yapmıştır. Gerilme-deformasyon davranışını etkilediğini düşündüğü faktörleri zemin tipi, başlangıç yapısı, başlangıç durumu ve yükleme metodu olarak dört ana gruba ayırmıştır. Poulos'a (1971) göre zeminlerin gerilme-deformasyon davranışı;

- Zemin Tipi
- Zemin Yapısı
- Başlangıç Durumu
- Yükleme Metodu

gibi faktörler tarafından belirlenir. Gerilme-deformasyon eğrilerinin bu faktörlerden değişik oranda etkileneceğini belirtmiştir. Ayrıca bazı durumlarda sıcaklık, deformasyon hızı, yükleme hızı, boşluk suyu basıncı gibi faktörlerin de gerilme-deformasyon davranışlarını etkileyen ikinci derece öneme sahip faktörler olabileceğini ifade etmiştir. Dolayısı ile elastisite modülü de doğrudan bu faktörler tarafından etkilenmektedir. Briaud (2000) zeminlerin elastisite modülüne etkisi olduğunu düşündüğü faktörleri bahsedilenleri dikkate alarak durum ve yükleme koşullarını dikkate alarak; su muhtevası, zemin geçmişi, çimentolanma, zemin ortalama gerilmesi, zemin deformasyon seviyesi, deformasyon hızı, devir sayısı ve drenaj koşullarını dikkate alarak incelemiştir.

2.3.1. Modülü Etkileyen Durum Faktörleri

2.3.1.1. Su Muhtevası

Bu faktör modüller üzerinde büyük bir etkiye sahiptir çünkü düşük su muhtevalarında taneler bir araya gelir (özellikle iyi zeminlerde) ve taneler ile su arasındaki yüzey gerilmesi fenomeni yüzünden efektif gerilmeyi artırır. Bundan dolayı düşük su muhtevalarında yüksek modüller elde edilir. Bundan dolayı killer kurudukları zaman büzülür ve rijitleşirler. Aynı zamanda çok düşük su muhtevalarında iri taneli zeminlerin kompaksiyonu yüksek su muhtevalarında olduğu kadar etkili değildir çünkü suyun kayganlaştırıcı etkisi azalmıştır. Bundan dolayı çok düşük su muhtevalarında düşük modül gözlemlenir. Su muhtevası arttıkça suyun kayganlaştırıcı etkisi kompaksiyonun etkisini artırır ve modül de artar. Buna karşın su muhtevası belirli bir optimal değeri geçerse, su daha fazla hacim kaplar ve taneleri birbirlerinde uzaklaştıracak şekilde itmeye başlar ve modülü azaltır.

2.3.1.2. Gerilme Geçmişi

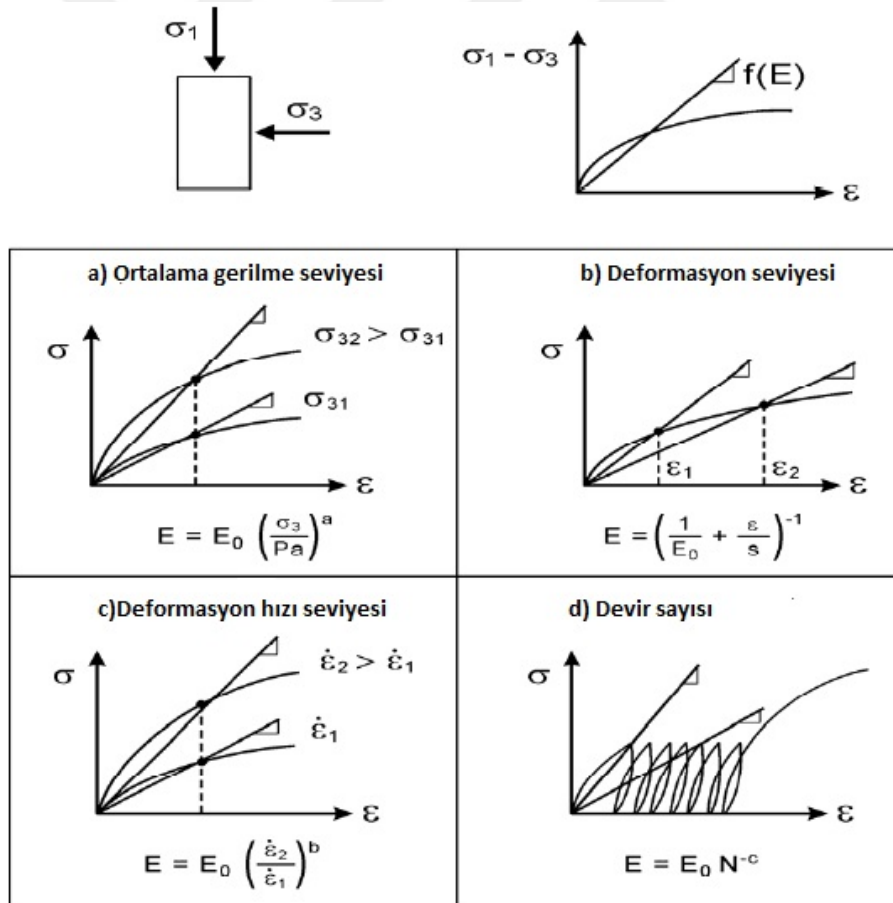
Bu faktör gerilme geçmişi ile ilgilidir. Şayet zemin daha önceden gerilmeye maruz kalmışsa aşırı konsolide olarak tanımlanır. Örneğin bu ön gerilme 10.000 sene önce bulunan ama daha sonra erimiş bir buz tabakasından kaynaklanabilir. Bu öngerilmeler dünyanın kurak bölgelerinde gözlemlenen kurak ve nemli mevsimsel döngülerden kaynaklanabilir. Eğer zemin daha önceden gerilmeye maruz kalmadıysa veya başka bir deyişle mevcut gerilmesi bugüne kadar gördüğü en büyük gerilmeye ve zemin denge durumunda ise bu durumda zemin normal konsolide olarak tanımlanır. Aşırı konsolide zeminler normal konsolide zeminlere göre genellikle daha daha büyük modüllere sahiptirler çünkü aşırı konsolide zeminlerin gerilme-deformasyon durumu yeniden yükleme durumundayken normal konsolide zeminlerin ki henüz ilk yükleme durumundadır. Bazı zeminler hala kendi ağırlıkları ile konsolidasyon sürecindedirler. Bunla konsolide olmayan zeminler olarak tanımlanırlar. Bunlar düşük modüllere sahiptirler.

2.3.1.3. Çimentolaşma

Çimentolaşma terimi taneler arasındaki yapışkanlık etkisini tanımlamak için kullanılır. Daha önceden de bahsedildiği gibi düşük su muhtevalarında iyi zeminler emiş gücü oluşturabilirler ve bu da taneler arası emiş gücünün oluşmasına sebep olabilir. Bu etki geçici bir etkidir ve su muhtevası artışı bunu durdurur. Başka bir yapışkanlık etkisi sebebi de tane temas yüzeyleri arasında meydana gelen kimyasal etkileşimlerden kaynaklanmaktadır. Örneğin taneler arası kalsiyum birikmesi buna sebep olabilir. Bu tarz bir çimentolanma modülde artışa sebep olacaktır.

2.3.1.4. Yükleme Faktörleri

Bu bölümde zemin davranışına etki ettiği düşünülen tüm durum faktörlerinin sabit olduğu kabul edilerek ve sekant modülü kullanılarak açıklamalar yapılmıştır.



Şekil 2.14: Zemin modülüne etkileyen yüklem durumu faktörleri

Zemin Ortalama Gerilme Seviyesi:

Yükleme süreci zeminlerde gerilmelere sebep olur. Bu gerilmeler kayma gerilmelerinden, normal gerilmelerden veya ikisinden de meydana gelebilir. Herhangi bir anda zemin kütlelerinin herhangi bir noktasında asal gerilmeler ve normal gerilmelerden meydana gelen bir grup bulunmaktadır. Bu gerilmelerin ortalaması zemin modülü üzerinde büyük bir etkiye sahiptir. Buna çevresellik (confinement) etkisi denilmektedir. Genel mantık yüksek çevreselliklerde yüksek modül gözlemleneceğini göstermektedir.

Zemin Deformasyon Seviyesi:

Yükleme süreci zeminlerde deformasyonlara neden olur. Çünkü zeminler non-lineer malzemelerdir ve sekant modülü etki alanındaki ortalama gerilmeye bağlıdır. Çoğu zaman deformasyon seviyesi arttıkça sekant modülü azalmaktadır çünkü gerilme-deformasyon eğrisi azalan trend sergilemektedir. Bazı durumlarda ise zeminlerin gerilme-deformasyon eğrileri artan trend sergilemektedirler. Üç eksenli deneyde gerilme-deformasyon eğrisi Şekil 2.14(b)'de gösterilen bir hiperbol ile tanımlanabilir. Bu hiperbolik model Duncan'ın çalışmalarına dayanmaktadır. Bu modelde E_0 başlangıç tanjant modülüdür ve sıfır deformasyon için sekant modülüne eşittir. Bahsedilen s parametresi gerilme deformasyon değerinin asimptotik değeridir. Bu konu genellikle zemin mukavemeti ile ilgilidir.

Deformasyon Hızı:

Pek çok benzer malzeme gibi zeminlerde viskoz malzemelerdir. Bunun anlamı zemin ne kadar hızlı yüklenirse o derece rijitlik artar ve bundan dolayı modül de artar. Bazı durumlarda bunun tersi de gözlemlenmektedir. Şekil 2.14 (c) iki değişik deformasyon hızı için elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerini göstermektedir. Deformasyon hızı birim zamanda biriken deformasyon miktarı olarak tanımlanır. Modül genellikle deformasyon hızına göre değişiklik göstermektedir. Şekil 2.14 (b)'de ki eğrinin eğimi b katsayısı ile ifade edilir. Killerde bu değer rijit killer için 0,02 ile yumuşak killer için 0,1 aralıklarında değerler alır. Kumlarda bu değer 0,01 ile 0,03 aralığındadır. Elde edilen modül E_0 referans deformasyon değerinde elde edilen modüldür.

Devir Sayısı:

Eğer yükleme işlemi yinelenirse, devir sayısı zemin modülünü etkileyecektir. Tekrar sekant modülünü dikkate alırsak, daha fazla devir sayısı daha küçük modüle yol açacaktır. Bu devir sayısı arttıkça hareket birikimin meydana gelmesi ile tutarlılık göstermektedir.

Drenaj Durumu:

Yükleme esnasında drenajlı yükleme ve drenajsız yükleme olarak iki ekstrem durum söz konusudur. Drenajsız durum laboratuarda deney esnasında drenaj valfinin kapanması ile veya arazide hızlı olarak yapılması durumunda meydana gelebilir. Drenajsız durum elde etmek zemin tipine bağlı olarak değişir. Örneğin plastik bir kil 10 dakikada henüz drenajsızken temiz kum drene olabilir. Poisson oranı drenaj koşullarına göre değişiklik gösterir.

2.4. ZEMİN MODÜLÜNÜN AZALIMINI ETKİLEYEN FAKTÖRLER

2.4.1. İri Taneli Zeminlerde Kayma Modülünü ve Azalımını Etkileyen Faktörler

Zeminin doğrusal olmayan özellikleri, önemleri çeşitli düzeylerde bir dizi parametre tarafından etkilenmektedir. Bu parametreler iki gruba ayrılabilir;

- Statik ve dinamik yükleme koşulu ile ilgili parametreler
- Malzeme türü ile ilgili parametreler

Doğrusal olmayan zemin davranışlarını etkileyen yükleme durumlarıyla ilgili önemli parametreler;

- a. Şekil değiştirme genliği
- b. Efektif sınırlama durumunun gücü
- c. Efektif sınırlandırılmış durum etkisi
- d. Tekrarlı yükleme sayısı
- e. Yükleme frekansı (veya Şekil değiştirme oranı)
- f. Aşırı konsolidasyon oranı (veya yükleme geçmişi)

Zeminler tipik olarak büyük ölçüde değişiklikler gösterebilen doğal malzemelerdir. Birzeminin davranış ve performansı başka bir zemininkinden önemli ölçüde değişiklik gösterme eğilimindedir.

Dobry ve Vucetic (1987) önceki çalışmalardan elde ettikleri verileri dikkate alarak G_{max} , G/G_{max} ve λ üzerinde etkili olan faktörleri belirlemiş ve bu faktörlerde meydana gelen değişimlerin yukarıda verilen faktörler üzerindeki etkilerini aşağıdaki gibi yorumlamıştır.

- Çevre basıncının artması ile birlikte G_{max} değeri de artar.
- Jeolojik yaş ile birlikte G_{max} artmaktadır. Bu artış yüksek plastisiteli zeminler için daha büyüktür (Anderson ve Stokoe, 1978; Kokusho ve diğ., 1982).
- Aşırı konsolidasyon oranı (OCR) ile birlikte G_{max} artmaktadır, ancak bu artış G/G_{max} - γ_c ve λ - γ_c eğrilerinin konumlarını etkilememektedir (Koutsoftas ve Fischer, 1980; Kokusho ve diğ., 1982).
- $OCR > 1$ için G_{max} plastisite indisi (PI) ile birlikte artmaktadır. $OCR = 1$ için ise G_{max} PI artışından etkilenmemektedir.
- Boşluk oranı (e) arttıkça G_{max} azalmaktadır.
- PI ve e arttıkça G/G_{max} - γ_c eğrisi yukarıya, λ - γ_c eğrisi ise aşağıya doğru hareket etmektedir (Kokusho ve diğ., 1982; Lodde ve Stokoe, 1982). Ancak e zeminin gerilme tarihçesinden etkilenen bir parametredir. OCR'nun G/G_{max} - γ_c ve λ - γ_c eğrilerinin konumlarını etkilemediği dikkate alındığında, e'nin de bu eğriler üzerinde bir etkisi olmadığı görülmektedir.

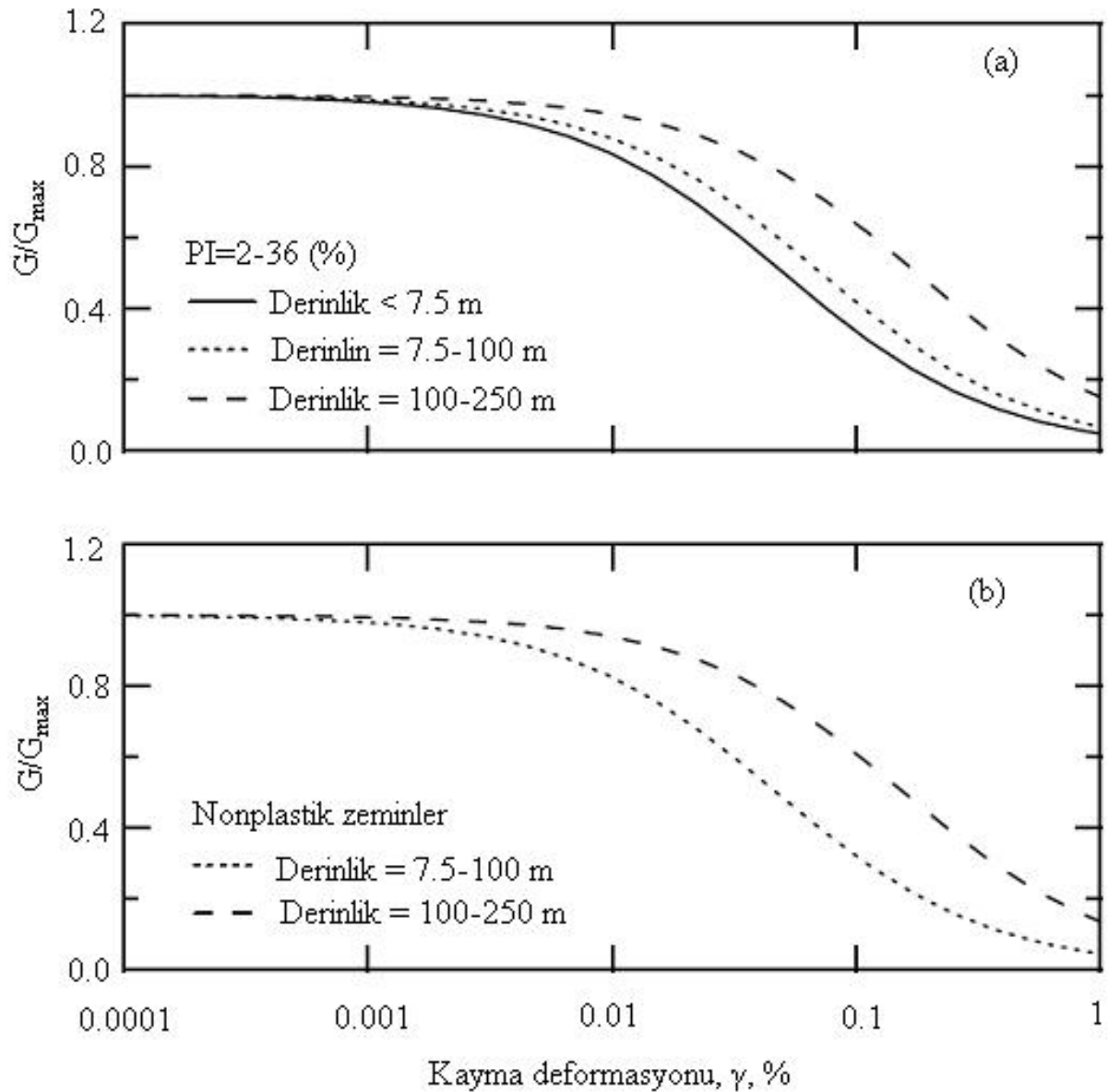
Büyük γ_c değerleri için N adet çevrimin ardından G_{max} azalmakta, ancak zaman içerisinde normale dönmektedir. Çevrim sayısının kayma modülü üzerindeki etkisi yüksek plastisiteli zeminler için daha küçüktür (Vucetic ve Dobry, 1988; Tan ve Vucetic, 1989).

Hardin ve Drenevich (1972b) tarafından yapılan çalışmada, kum zeminlerde kayma modülüne etki eden en önemli faktörlerin; çevre gerilmesi, birim deformasyon genliği ve boşluk oranı olduğunu belirtmiştir (Menq, 2003).

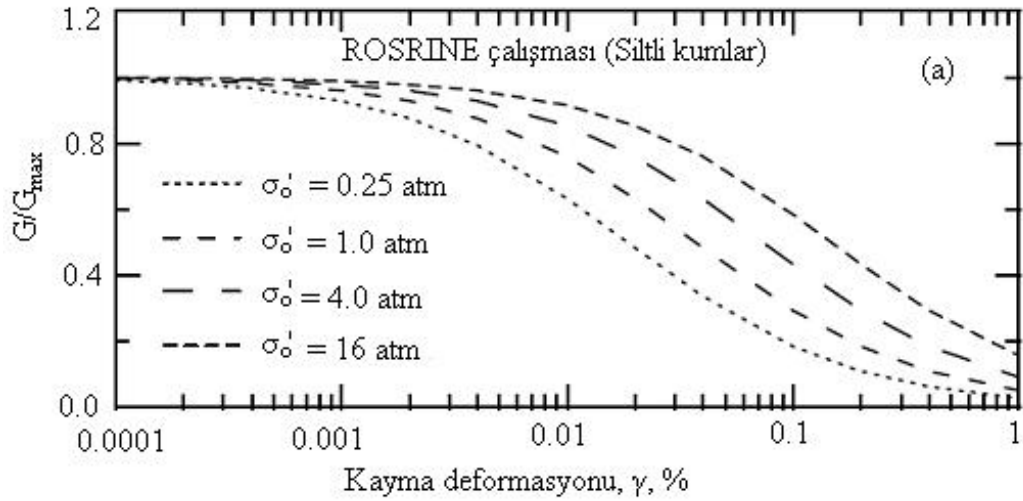
Hardin (1973) ilk defa çeşitli çakıllı zeminlerden oluşan, 19 adet numunenin dinamik özelliklerini incelemek için free-free resonant kolon cihazını kullanarak deneyler yapmıştır. Bu deneylerin sonucunda çakıllı zeminlerin dinamik özelliklerinin, boşluk oranı, ortalama efektif gerilme, tane boyutu ve tane biçiminin bir fonksiyonu olduğunu bulmuştur (Menq, 2003).

Küçük deformasyon durumunda, çakıllı zeminlerin kayma modülü doğrusaldır ve ortalama efektif gerilme, boşluk oranı, jeolojik yaş, tane şekli ve derecelenmenin bir fonksiyonudur (Menq, 2003).

Bu bölümde, boşluk oranının, ortalama efektif gerilmenin, zemin örselenmesinin, tanecik özelliklerinin ve jeolojik yaşın iri taneli zeminlerin maksimum kayma modülüne etkileri anlatılacaktır.

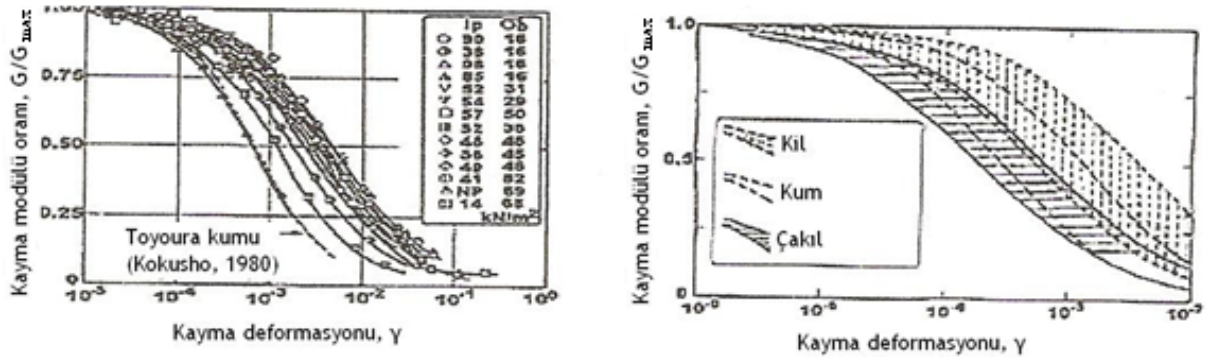


Şekil 2.15: Rosrine çalışmasında değerlendirilen (a) orta plastisiteli ve (b) plastisitesiz zeminlerin, kayma modülü azalım eğrilerine çevre basıncının etkisi (Stokoe ve diğ., 1999).



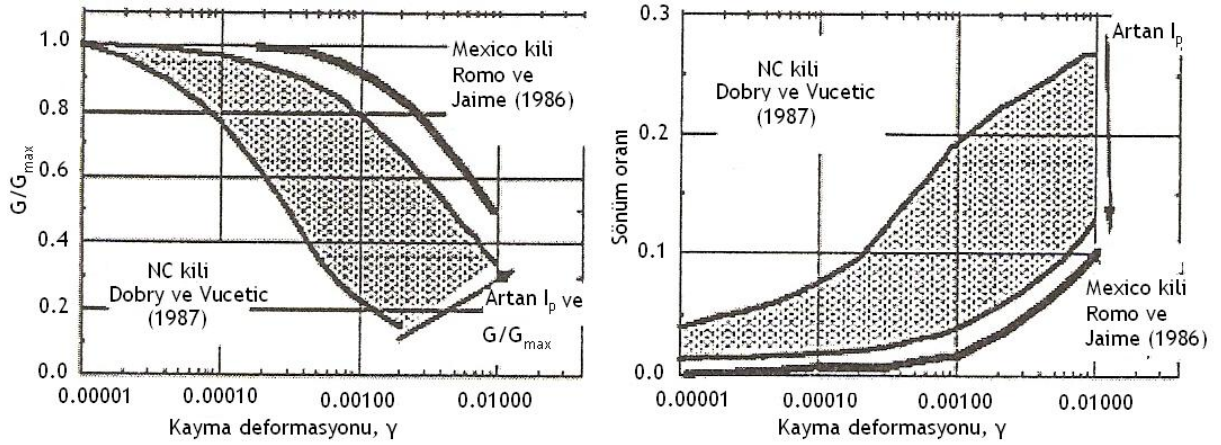
Şekil 2.16: Rosrine çalışmasında değerlendirilen siltli kumların kayma modülü azalım eğrilerine çevre basıncının etkisi (Darendeli ve diğ., 2001).

Imazu ve Fukutake (1986), farklı plastisite indisine sahip killi numuneler üzerinde deneysel bir çalışma yapmışlardır. Plastisite indisi arttıkça, G/G_{max} 'ın yüksek deformasyon genliklerinde bile daha büyük değerler aldığını belirtmişlerdir (Şekil 2.17a). Kokusho (1987), Imazu ve diğerlerinin elde ettikleri sonuçlarla kumlu ve çakıllı numuneler üzerinde yapmış olduğu deneyleri birleştirerek farklı zemin sınıfları için G/G_{max} eğrileri oluşturmuştur (Şekil 2.17b). Sonuç olarak daneler arasında görünür kohezyonun az olduğu kumlu ve çakıllı numuneler için deformasyon genliğinin etkisi daha belirgin görünmektedir.



Şekil 2.17: (a) Plastisite indisinin G/G_{max} üzerinde etkisi (Imazu ve diğ., 1986) (b) Farklı zemin türleri için G/G_{max} eğrileri (Kokusho, 1987).

Dobry ve Vucetic (1987), plastisite indisinin G/G_{max} ve sönüm oranına olan etkisi üzerine çalışmışlardır. G/G_{max} değerinin plastisite indisinin artmasıyla arttığını ve sönüm oranının azaldığını göstermişlerdir.

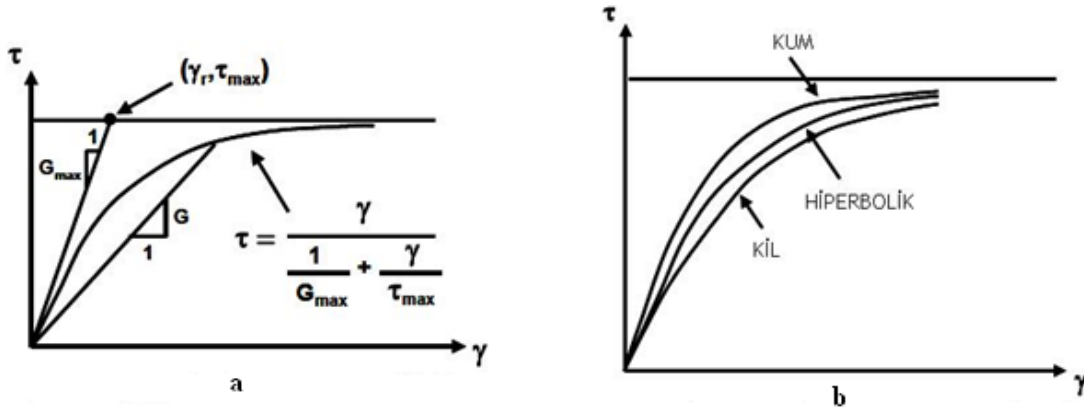


Şekil 2.18: Plastisite indisinin G/G_{max} ve sönüm oranı üzerindeki etkisi (Dobry ve Vucetic, 1987).

2.4.2. İnce Taneli Zeminler İçin Yapılan Çalışmalar ve Önerilen Zemin Modelleri

Hardin ve Drnevich (1972b) dinamik zemin modellemede kayma gerilmesi ve kayma deformasyonunu anlatmak üzere kullanılabilecek bir hiperbolik ilişki önermişlerdir.

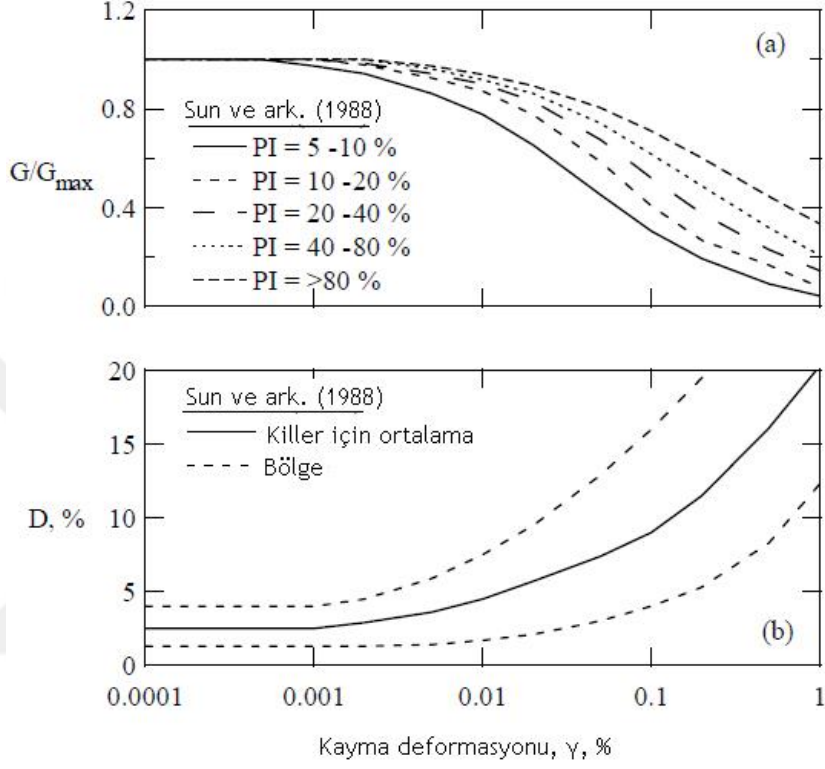
$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_r}} \quad (2.2)$$



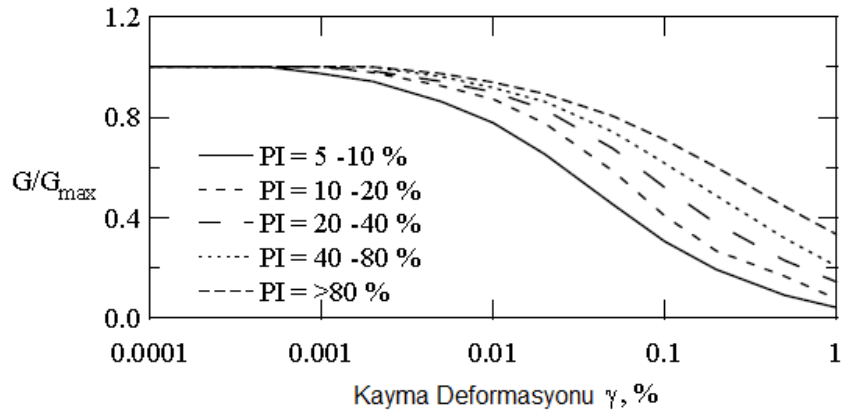
Şekil 2.19: Hardin ve Drnevich tarafından önerilen hiperbolik zemin modeli (a) gerilme-deformasyon ilişkisi (b) zemin cinsinin gerilme-deformasyon ilişkisine etkisi (1972b)

İnce taneli zeminlerle ilgili olarak, plastisite indisinin zeminin doğrusal olmayan davranışına etkisi incelenmiştir. Bu çalışmanın sonucunda geniş bir plastisite aralığı ($PI = 0 - PI > 80$) için temsilci kayma modülü azalım eğrileri oluşturmuştur (Sun ve diğ., 1988).

Plastisiteli zeminler için, Sun ve diğ. (1988) tarafından Şekil 2.20'deki eğri önerilmiştir.



Şekil 2.20: Plastisiteli zeminler için önerilen ampirik (a) normalize kayma modülü azalımı ve (b) sönüm oranı eğrileri (Sun ve diğ., 1988).

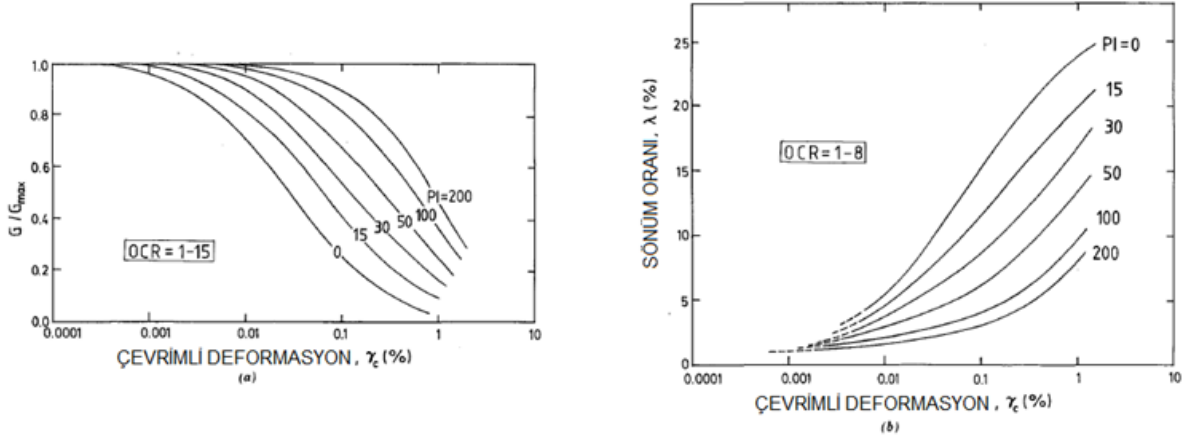


Şekil 2.21: Farklı plastisite değerleri için kayma modülü azalım eğrileri (Sun ve diğ., 1988)

Plastisite indisi, kayma modülünün karakterini belirlemede önemli bir rol oynamaktadır (Vucetic ve Dobry, 1991). Buna göre, plastisite indisi arttıkça:

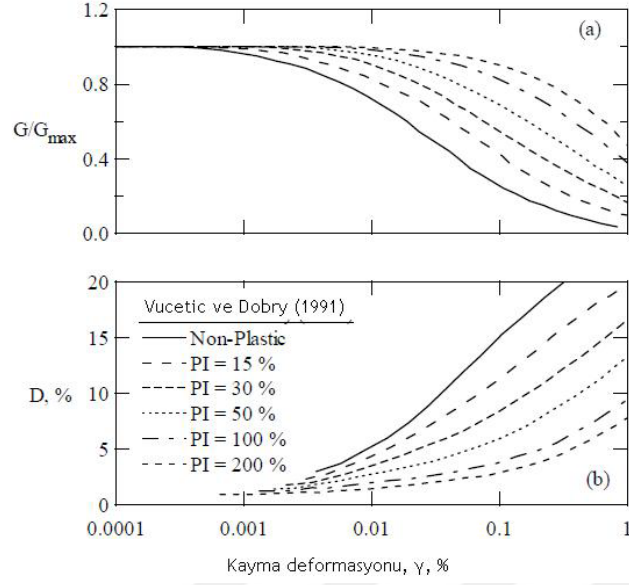
- G_{\max} OCR ve jeolojik yaş ile daha hızlı artmaktadır.
- $G_{\max} - \gamma_c$ eğrisi yükselmektedir.
- $\lambda - \gamma_c$ eğrisi alçalmaktadır.
- G, N sayıda çevrim sonrasında daha az sönümlenmektedir.

Vucetic ve Dobry (1991) daha önceden yapılmış 16 farklı çalışmanın sonuçlarından elde ettikleri verileri dikkate alarak farklı plastisite indisi değerleri ($PI = 0-200$) için temsilci kayma modülü azalım eğrileri ve sönüm oranı eğrileri oluşturmuştur.



Şekil 2.22: Farklı plastisite indisi değerleri için (a) kayma modülü azalım eğrileri (b) sönüm oranı eğrileri (Dobry ve Vucetic, 1991).

Şekil 2.22' de görülen eğriler dağınık veri noktaları için çizilmiştir. Bu nedenle bu eğriler kullanılırken ön çalışmaların yapılması gerekmektedir. Bunun yanı sıra bu eğrilerin hassas zeminler için (killer, çimentolanmış kumlar vb.) kullanılmaması önerilmektedir.



Şekil 2.23: Vucetic ve Dobry (1991) tarafından önerilen ampirik (a) normalize kayma modülü azalımı (b) sönüm oranı eğrileri.

Lanzo ve diğ. (1997) iki kum ve farklı plastisite indislerine sahip ($PI = 22, 38, 75$) üç farklı kil türü üzerinde çift numuneli direkt basit kesme aleti ile deformasyon kontrollü çalışmalar yapmışlardır. Yapılan deneyler ile zemin numunelerinin orta deformasyon düzeylerindeki ($0.001 < \gamma < 0.02$) davranışları belirlenmiş olup, çok küçük deformasyon düzeylerindeki ($\gamma < 0.001$) davranışları ise Hardin ve Black (1968) tarafından türetilen (2:42) eşitliği ile tahmin edilmiştir.

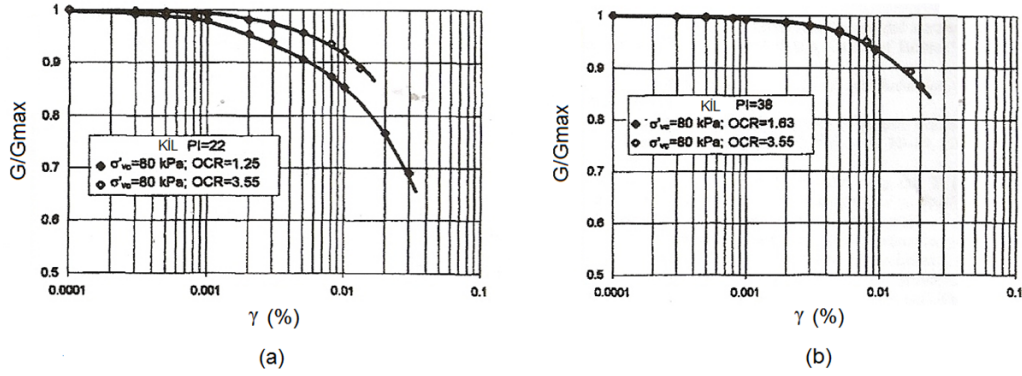
$$G_{max} = 3.23 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} OCR^k (\sigma'_o)^{0.5} \quad (2.3)$$

k , plastisite indisine bağlı değişen üstel indis (Seed ve Idriss, 1970) ve σ'_o , ortalama efektif gerilmedir.

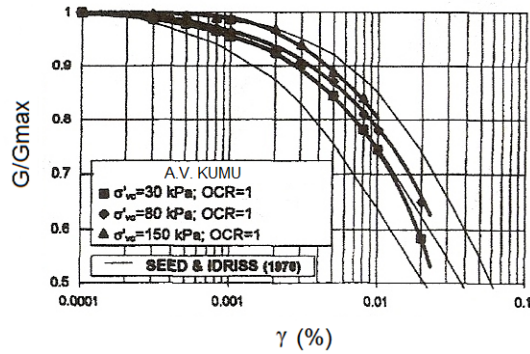
Deneyler sonucunda,

- Plastisite indisi düşük olan killerde ve kumlarda ($PI = 0$) G/G_{max} değerinin aşırı konsolidasyon oranından (OCR) etkilendiği (parametrenin yüksek değerleri için rijitlik kaybının daha az olduğu)
- Aynı düşey konsolidasyon gerilmesi altında bulunan ve daha büyük aşırı konsolidasyon oranı değerine sahip olan zeminler için G/G_{max} değerinin daha büyük olduğu

- Benzer şekilde aynı aşırı konsolidasyon değerine sahip olan ve büyük düşey konsolidasyon gerilmesi altındaki zeminler için G/G_{max} değerinin daha büyük olduğu gözlemlenmiştir.



Şekil 2.24: OCR değerinin G/G_{max} değeri üzerindeki etkisi (a) Kil, PI=22 (b) Kil, PI=38 (Vucetic ve diğ., 1997)

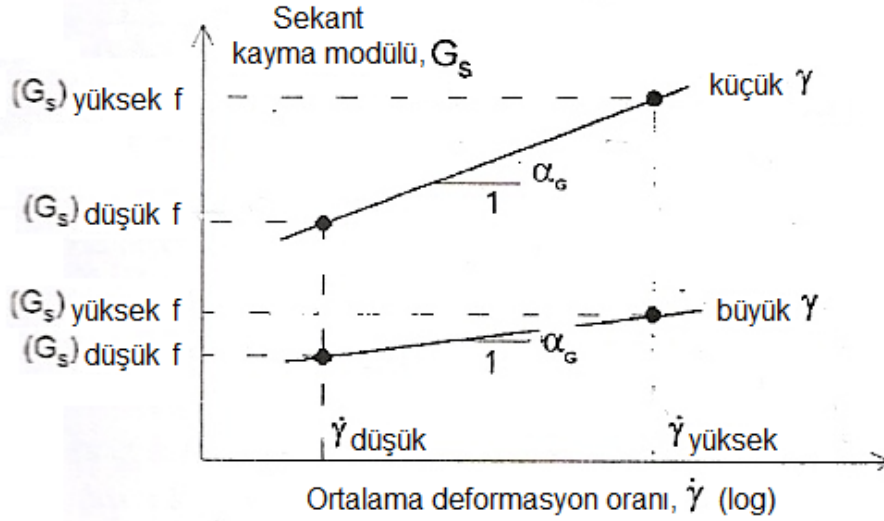


Şekil 2.25: Düşey konsolidasyon gerilmesinin G/G_{max} değeri üzerindeki etkisi (Vucetic ve diğ., 1997)

G/G_{max} düşey konsolidasyon gerilmesinden ve aşırı konsolidasyon oranı değerinden plastisite indisi değerinin yüksek olduğu durumlarda etkilenmez (veya çok az düzeyde etkilenir), bu durum plastisite indisinin baskın bir parametre olduğu gösterir.

Matesic ve Vucetic (2003) kil ve kum numuneleri üzerinde yaptıkları deneysel çalışmalarında deformasyon oranının, küçük deformasyon düzeylerindeki sekant kayma modülü üzerindeki etkilerini incelemiştir. Yapılan deneyler sonucunda sekant kayma modülünün deformasyon oranı ile doğru orantılı olarak arttığı ve bu artışın killerde kumlara oranla daha büyük olduğu

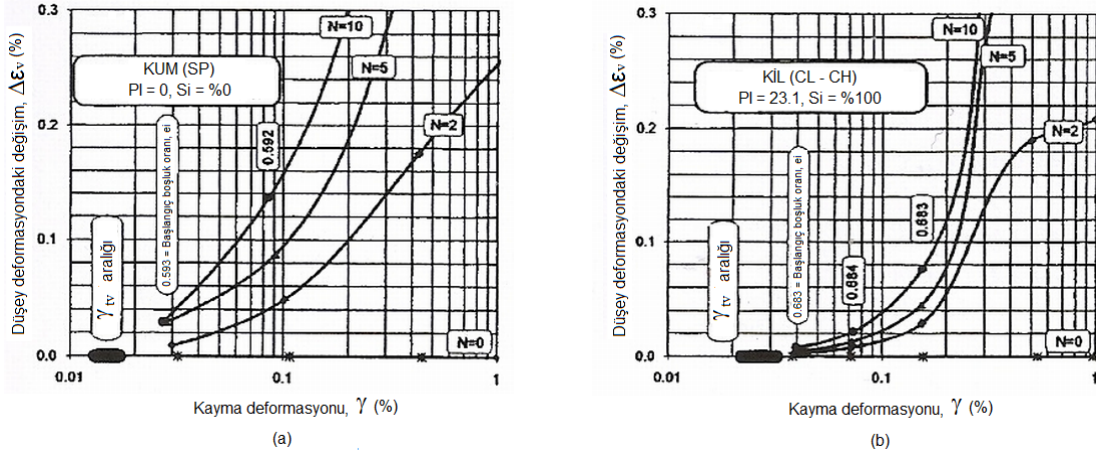
görülmüştür. Bu artış, kayma deformasyonunun daha kısa bir süre içerisinde meydana gelmesi ve bu nedenle kripin daha düşük düzeyde gerçekleşmesinden dolayı meydana gelmektedir. Deformasyon oranı değerinde meydana gelen artışın $G_s/G_{\max} - \gamma_c$ eğrisinin şeklini etkilemediği (veya göz ardı edilebilir düzeyde etkilediği) görülmüştür.



Şekil 2.26: Çevrim frekansının sekant kayma modülü üzerindeki etkisi (Matesic ve Vucetic, 2003).

Şekil 2.26' da verilen grafiklerin yarı-logaritmik olduğu dikkate alınırsa deformasyon oranı değerinin artması ile bu parametrenin sekant kayma modülü üzerindeki etkisinin azaldığı görülmektedir.

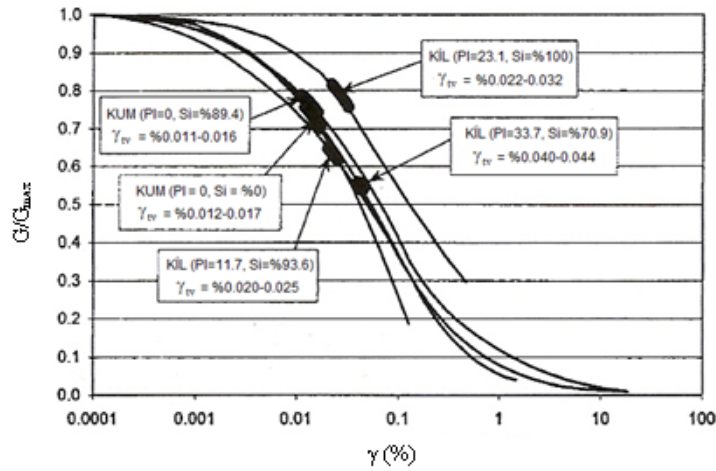
Hsu ve Vucetic (2004) kuru ve kısmen doymuş kum ve doymuş kil numuneleri üzerinde yaptıkları deneylerle bu zeminlere ait hacimsel eşik kayma deformasyonu (γ_{tv}) düzeylerini incelemişlerdir. Bu eşik değeri, doğrusal olmayan davranışın başladığı eşik değerden (γ_t) farklı bir değerdir. Bu değer altındaki kayma deformasyonu düzeylerinde ($\gamma_c < \gamma_{tv}$) zeminin mikro yapısının bozulmadığı ve hacim değişikliklerinin meydana gelmediği kabul edilmektedir. $\gamma_c > \gamma_{tv}$ için ise mikro yapı kalıcı olarak bozulmakta ve zeminde hacim değişiklikleri meydana gelmektedir. Şekil 2.27' de kuru kum (PI = 0, Si = %0) ve doymuş kil (PI = 23.1, Si = %100) örnekleri ile yapılan dinamik basit kesme deneyi sonuçları verilmektedir.



Şekil 2.27: Kum (PI = 0, Si = %0) ve kil (PI = 23.1, Si = %100) örnekleri ile yapılan dinamik basit kesme deneyi sonuçları (Hsu ve Vucetic, 2004).

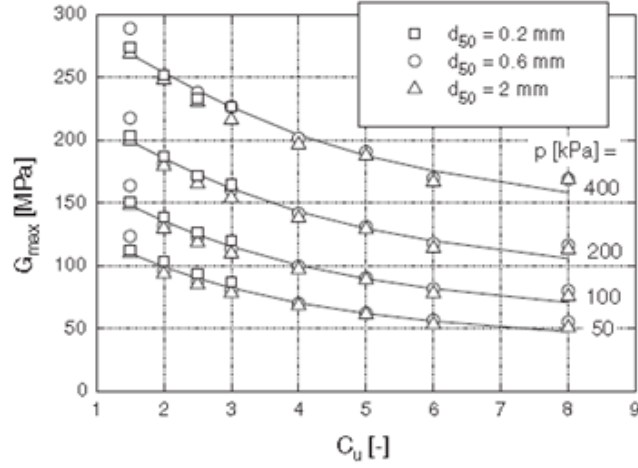
Killerin γ_{tv} değeri daha büyük değerler almaktadır (Şekil 2.27). Bununla beraber, eşik değer in plastisite indisi ile doğru orantılı arttığı da gözlemlenmiştir.

Eşik değerinin aşılmasının ardından meydana gelen hacim değişimi dinamik yükün çevrim sayısı ile doğru orantılı olarak artmaktadır. Bununla beraber, eşik değer in aşılmasının ardından meydana gelen hacim değişimleri ile artan kayma deformasyonları arasındaki ilişkinin doygunluk derecesi %90'dan düşük olan zeminler için doğrusala yakın, %90'dan yüksek olan zeminler için ise çift doğrusal olduğu görülmektedir. Buradan da doygunluk derecesi yüksek olan zeminler için çevrimli oturmanın boşluk suyu drenaj oranına bağlı olduğu ortaya çıkmaktadır (Hsu ve Vucetic, 2004).



Şekil 2.28: Zemin örnekleri için kayma modülü azalım eğrileri (Hsu ve Vucetic, 2004).

Yamada ve diğ. (2008) kum ve kil karışımları ile yaptıkları deneyler sonucunda elde ettiği G_{max} değerlerini plastisite indisleri ile ilişkilendirmiş ve 40 no.lu elekten geçen malzemeyi esas alan geleneksel yöntemle belirlenen plastisite indisinin kum ve kil karışımlarını karakterize etmediğini gözlemlemiştir. Kum ve kil karışımları için 10 no.lu elekten geçen malzeme kullanılarak belirlenen bir eşdeğer plastisite indisinin kullanılmasını önermiştir. Wichtmann ve Triantafyllidis (2009) kuvars kumu ile yaptıkları burulmalı kesme deneyleri sonucunda G_{max} değerinin ortalama dane çapından (D_{50}) etkilenmediğini, bununla beraber uniformluk katsayısının artışı ile önemli ölçüde azalma gösterdiğini gözlemlemiştir. Bununla beraber, Şekil 2.29'da görüldüğü üzere ortalama efektif gerilme arttıkça, G_{max} değeri de artmaktadır.



Şekil 2.29: Kayma modülü ile uniformluk katsayısı arasındaki ilişki (Wichtmann ve Triantafyllidis, 2009).

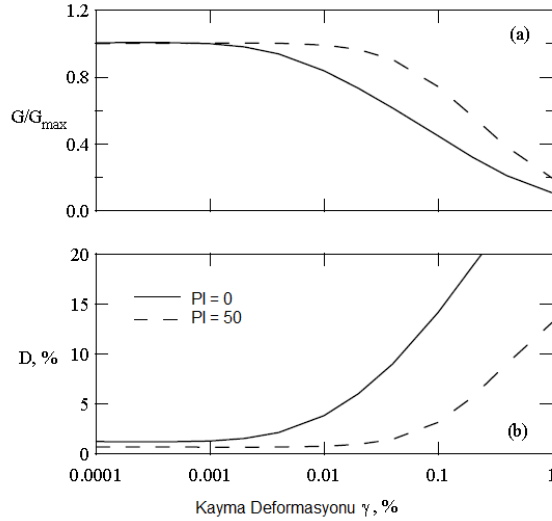
Ishibashi ve Zhang (1993) tarafından geliştirilen model ile kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi zeminin plastisite indisine ve efektif ortalama çevre basıncına bağlı olarak belirlenmektedir. Ishibashi ve Zhang modeline (1993) göre herhangi bir kayma deformasyonu değeri için normalize edilmiş kayma modülü G/G_{max} , (2.4) denklemi ile elde edilmektedir.

$$\frac{G}{G_{max}} = K(\gamma, PI)\sigma_o^{m(\gamma, PI)-m_o} \quad (2.4)$$

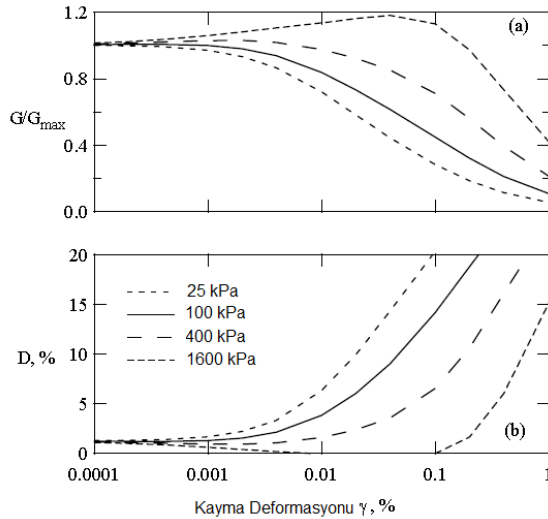
Ishibashi ve Zhang modeli (1993) ile herhangi bir kayma deformasyonu değeri için sönüm oranı (2.5) eşitliği ile elde edilmektedir.

$$D = \frac{0.333 \left(1 + e^{-0.145PI^{13}}\right)}{2} \left\{ 0.586 \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^2 - 1.547 \left(\frac{G}{G_{max}}\right) + 1 \right\} \quad (2.5)$$

(2.4) ve (2.5) denklemleri ile farklı deformasyon düzeyleri için elde edilen sekant kayma modülü ve sönüm oranı değerleri ile kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi elde edilmektedir. Ishibashi ve Zhang (1993) tarafından farklı plastisite indisi değerleri ($PI = 0$ ile $PI = 50$) için önerilen kayma modülü azalım eğrileri ve sönüm oranı eğrileri Şekil 2.30' da verilmektedir.



Şekil 2.30: Farklı plastisite indisi değerleri için (a) kayma modülü azalım eğrileri (b) sönüm oranı eğrileri (Ishibashi ve Zhang, 1993).



Şekil 2.31: Çevre basıncının $PI = 0$ olan zeminler için elde edilen (a) Kayma modülü azalım eğrisi (b) Sönüm oranı eğrisi üzerindeki etkisi (Ishibashi ve Zhang, 1993)

Çevre basıncının (25 kPa-1600 kPa) plastik olmayan ($PI = 0$) zeminler için Ishibashi ve Zhang modeli (1993) ile elde edilen kayma modülü azalım eğrisi ve sönüm oranı eğrisi

üzerindeki etkisi Şekil 2.31' de gösterilmektedir.Şekil 2.31' de görüldüğü üzere çevre basıncı arttıkça kayma modülü azalım eğrisi yukarıya, sönüm oranı eğrisi ise aşağıya doğru hareket etmektedir. Bununla beraber, Ishibahsi ve Zhang modelinin (1993) çok yüksek çevre basınçları için gerçekçi olmayan sonuçlar verdiği görülmektedir. Nitekim, 1600 kPa büyüklüğündeki çevre basıncında küçük ve orta deformasyon düzeyleri için $G/G_{max}>1$ ve $D<0$ olduğu görülmektedir.

Tablo 2.4: Normal ve orta konsolide killer için farklı etkenlerin G_{max} , G/G_{max} , ve λ üzerindeki etkileri, Dobry ve Vucetic (1987).

Arttırıcı Etken (1)	G_{max} (2)	G/G_{max} (3)	λ (4)
Çevre Basıncı, σ_1^0 (ya da σ_1^0)	σ_1^0 ile artar	σ_1^0 ile artar ya da sabit kalır	σ_1^0 ile azalır ya da sabit kalır
Boşluk Oranı, e	e ile azalır	e ile artar	e ile azalır
Jeolojik Yaş, t_g	t_g ile artar	t_g ile artabilir	t_g ile azalır
Çimentolaşma, c	c ile artar	c ile artabilir	c ile azalabilir
Aşırı Konsolidasyon, OCR	OCR ile artar	Etkilenmez	Etkilenmez
Plastisite İndisi, PI	PI ile artar eğer; OCR>1 OCR=1 ise sabit kalır	PI ile artar	PI ile azalır
Tekrarlı Kayma Birim Deformasyonu, γ_c	-	γ_c ile azalır	γ_c ile artar
Kayma Birim Deformasyonu Hızı, $\dot{\gamma}$ (Tekrarlı Yüklemenin Frekansı)	$\dot{\gamma}$ ile artar	$G \dot{\gamma}$ ile artar, eğer G ve G_{max} aynı $\dot{\gamma}$ ile ölçülürse G/G_{max} büyük olasılıkla sabit kalır	Sabit kalır ya da $\dot{\gamma}$ ile artabilir
Yükleme Tekrarlarının Sayısı, N	N tekrardan sonra büyük γ_c ile azalır, zamanla toplanır	N tekrardan sonra büyük γ_c ile azalır	Ortalama γ_c ve N ile belirgin değildir

2.5. DARBELİ KIRMATAŞ KOLON SİSTEMLERİ

Son yıllarda ‘Darbeli Kırmataş Kolon’ (Rammed Aggregate Pier) tekniği tekil ve radye temeller altında, dolguların temel zeminlerinde ve zemin duvarlarda artarak kullanılan ve ucuz ve etkili bir zemin iyileştirmesi sunan bir tekniktir. İlk olarak 1987 yılında uygulanmış ve daha sonra Fox ve Lawton(1993) tarafından bu sistemin patenti alınmıştır. Günümüzde Geopiers firmasının patent hakkına sahip olmasından dolayı ‘geopier’ olarak da adlandırılan bu teknik zeminde 76 cm çapında açılan sondaj deliğine kademe kademe kırmataş konulup, özel bir şekli olan 1-2 ton ağırlığındaki çekicinin her kademeye dakikada 300-500 kez darbe vurulması şeklinde uygulanmaktadır.

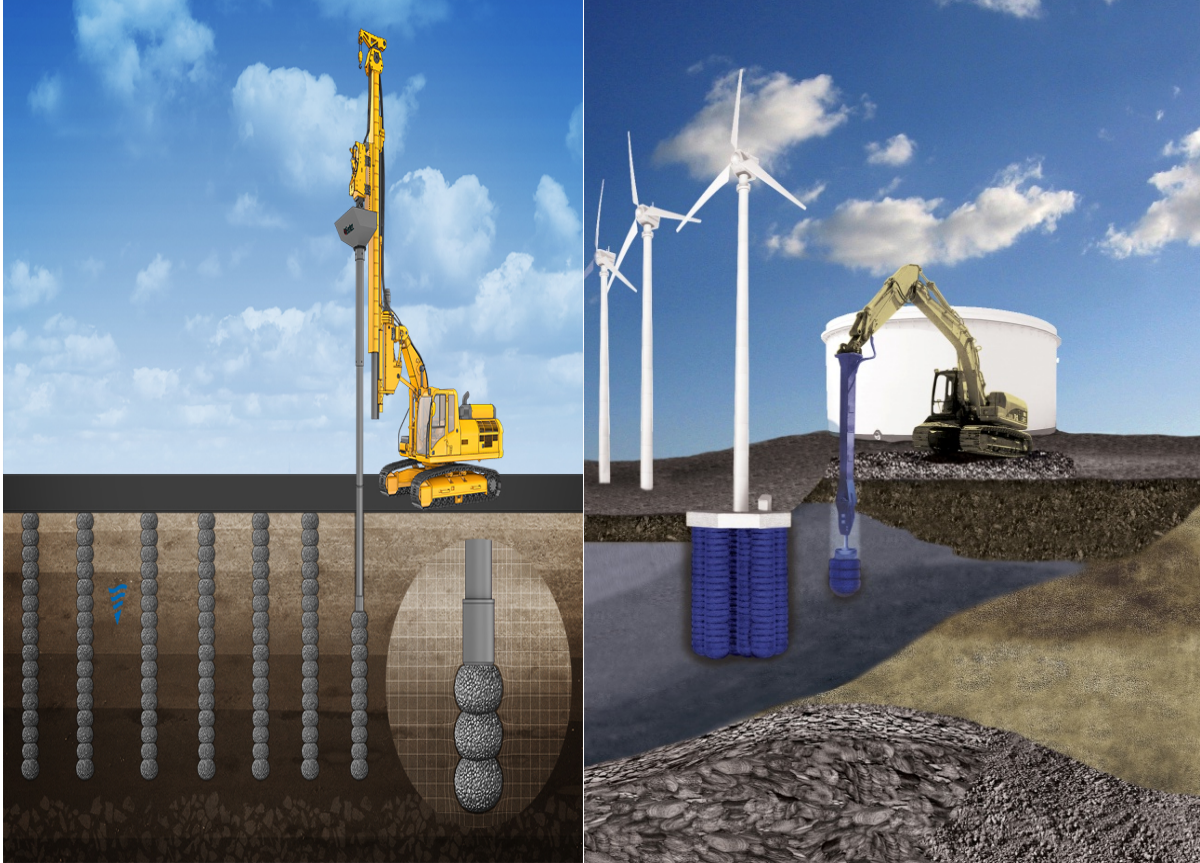
Çakma çakıl kolonlar ilk başta taş kolonları andırırsa da oldukça farklı bir yöntemdir. Son 10 yıldır özellikle Amerika’da yaygın olarak kullanılan çakma çakıl kolonlar özellikle yapı temel altlarında oturumları sınırlandırmak ve taşıma gücünü artırmak için tercih edilmektedir. Son zamanlarda taş kolonlara olan avantajlarından ötürü yol projelerinde zemin iyileştirme yöntemi olarak dolgu ve menfez temel zemininde ve köprü yaklaşım dolgularında çok kullanılmaktadırlar. Çakma çakıl kolonlar kolon tabanında ve yanal olarak deliği genişletmekte ve böylece zemine öngerilme uygulamaktadırlar. Kolonun etrafındaki plastik bölgede toprak basıncı katsayısı önemli derecede artmakta zemin yanal konsolidasyona uğramaktadır. En büyük avantajlarından birisi kolonların taşıyıcı tabakaya kadar ulaşmasına gerek olmamasıdır.

Her ne kadar Fox ve Cowell (1998), Wissman(2000), White (2001) tarafından çakıl kolonların çalışma mekanizmasını ortaya koyan çalışmalar yapılsa da ilk önemli numerik çalışma Girsang (2001) tarafından gerçekleştirilmiştir. Sıvılaşma sırasındaki kolonların katkısını irdeleyen çalışma Flac2D yazılımında Mohr-Coulomb yapısal modelinin kullanılmasıyla gerçekleştirilmiştir. Çakıl kolonların davranışı ve yük aktarma mekanizmaları açısından en kapsamlı çalışma Pham (2005) tarafından ortaya konmuştur. Pham (2005) arazide gerçek ölçekte inşa edilen ve göçmeye kadar yüklenen değişik boylardaki tekil ve grup çakma çakıl kolonları test etmişler ve daha sonra bu kolonları nümerik olarak modellemiştir.

Darbeli kırmataş kolon elemanları uygulama yöntemi olarak çeşitli gruplara ayrılmaktadır. Ele alacağımız yöntemlerden Geopier® Sistemi siltli killi ve organik zeminlerde kullanılırken

Impact® Sistemi, her tür zeminde, yeraltı suyu koşullarında ve sıvılaşma için derin iyileştirme gerektiren durumlarda kullanılabilir.

Bu tez kapsamında DKK elemanlarının ilk geliştirildiği klasik yöntem olan Geopier® sistemi için uygulama detayları anlatıldıktan sonra 2005 yılından itibaren kullanılan Impact® yöntemi de detaylı bir şekilde anlatılacaktır.



Şekil 2.32: DKK imalatının şematik gösterimi (www.sentezinsaat.com.tr)

2.5.1. GEOPIER® Sistem (Replacement Method)

Geopier firması 1989 yılında, oturmaya hassas yapıların desteklenmesi amacıyla verimli ve ekonomik bir orta derinlikte temel çözümü olan orijinal Geopier sistemini geliştirmiştir. Orijinal geopier sisteminin gelişmiş olan GP3 sistemi, kolon hacmi kadar zayıf zeminin çıkartılıp yerine kırmataş doldurulması ile imal edilen, zayıf ya da iyi zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılan bir darbeli kırmataş kolon sistemidir. Burgu ile ön delgi yapılması ve düşey darbeleme enerjisiyle kırmataşın sıkıştırılması işlemine dayanan bu yöntem, toplam ve farklı oturmaların kontrol edilmesinde ve proje ihtiyaçları doğrultusunda zemin taşıma kapasitesinin arttırılmasında oldukça etkilidir. İyileştirilebilecek zeminler;

Yumuşak ve katı kil ve siltler

- Gevşek ve sıkı kumlar
- Organik silt ve turbalar
- Kontrolsüz dolgular

Zayıf zeminin kazılıp yerine sağlam dolgu yapılmasına, çakma kazık ve fore kazık gibi derin temel sistemlerine alternatif olarak bu sistem verimli olarak kullanılmaktadır.



Şekil 2.33: Geopier sistemi uygulama örneği (www.sentezinsaat.com.tr).

Geopier® sistemi ekipmanı; (a) muhafaza borusu, (b) burğu, (c) yükleyici ve (d) pahlı tokmak olmak üzere 4 birimden oluşmaktadır.

Burğu ile ön delgi yapılması ve düşey darbeleme enerjisi ile sıkıştırma işlemine dayanan imalat yöntemidir. DKK elemanlarının üstün gücünü ve sıkılığını ortaya çıkarmaktadır. Toplam ve farklı oturumların kontrol edilmesinde ve proje ihtiyaçları doğrultusunda taşıma kapasitelerinin artırılmasında DKK elemanları dizayn edilebilmektedir. İmalat adımları şu şekildedir;



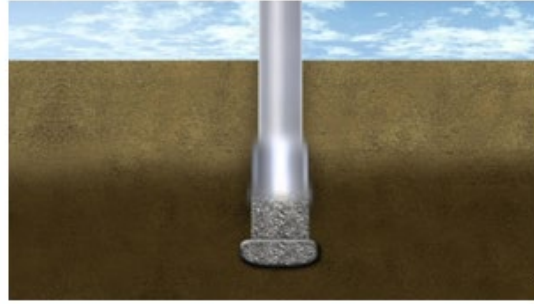
(a)



(b)



(c)

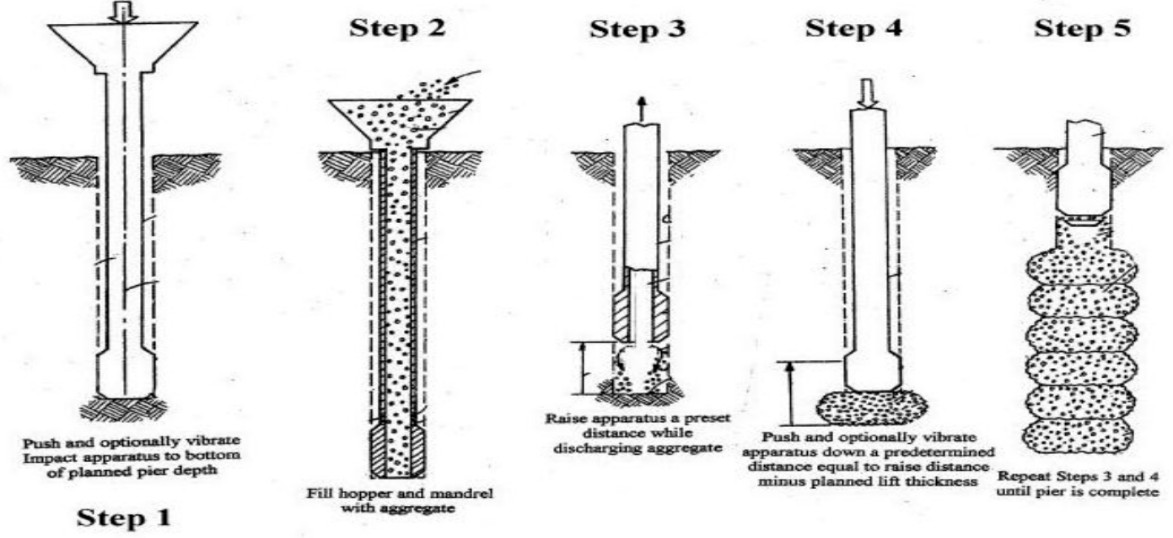


(d)

Şekil 2.34: Geopier sistem ekipmanları (Geopier® Foundation Company, Inc, 2009).

1. İmalat, zemin içinde burğu (76 cm çap ölçülü) ile bir kuyu açılması ile başlar.Kuyu derinliği tasarım ihtiyaçlarına göre 1,5 ile 10 metre arasında değişebilir.Ön delgi ile mevcut zeminin çıkarılması gözle tanımlanmasına ve dolayısıyla doğru zemin güçlendirilip güçlendirilmediğinin tespitine olanak verir.
Not:Yeraltı suyu ile karşılaşıldığı durumda kuyu açılması işleminden önce muhafaza borusu çakılır.
2. Açılmış kuyunun içine tabakalar halinde kırmataş (46 cm kalınlığında) doldurulur.Patentli pahlanmış tokmağın oluşturduğu düşey darbeleme işlemi üstün bir şekilde her bir tabakanın güçlü ve rijit olmasına yol açar.Darbeleme, kırmataşı düşey olarak sıkıştırırken kuyunun duvarına doğru yanal olarak iter.Bunun sonucunda çevresindeki zeminle etkileşime giren geopier elemanı güvenli bir oturma kontrolü sağlar.
3. DKK elemanları yüzeysel temellerin desteklenmesinde, döşemeler ve tanklar altında, şev stabilitesinin sağlanmasında ve dolgular altında inşa edilebilirler.Temellerin altında oluşan gerilmeler rijit DKK elemanları tarafından karşılanır ve oturmalar kontrol altına alınır.

Aynı işlemler sıkıştırılmış tabakaların zemin yüzeyinde sonlanmasına kadar tekrar edilir.



Şekil 2.35: Geopier sistemi imalat adımları.(Geopier® Foundation Company, Inc. 2009)

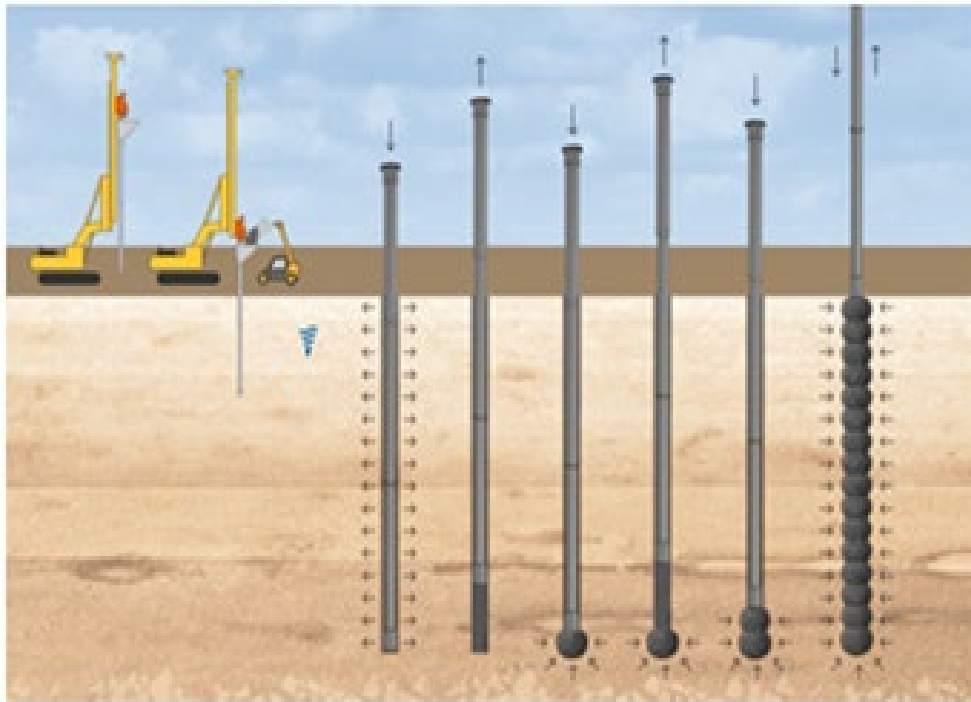
Avantajları:

1. Pahlı tokmağın oluşturduğu darbeleme, kırmataşı düşey olarak sıkıştırırken kuyunun duvarına doğru yanıl olarak iter. Yanıl gerilmelerin zeminin sıkışma özelliğindeki etkisi Handy, 2001 tarafından incelenmiş ve geliştirilmiştir. Bunun sonucunda, çevresindeki zemin ile etkileşime giren DKK elemanı güvenilir bir oturma kontrolü sağlar.
2. Darbeleme işleminde yüksek sıklığa ve mukavemete ulaşan DKK elemanları 480 kPa kadar taşıma kapasitesi ve oturma kontrolü sağlar.
3. Bu sistem ile desteklenen binlerce yapıda DKK elemanlarının yüksek performansı ve dayanıklılığı kanıtlanmıştır
4. Geleneksel derin temeller sistemi ile karşılaştırıldığında %20 ile %50 ekonomi sunar.
5. Hızlı imalat sayesinde proje sürelerini kısaltır.

2.5.2. IMPACT® Sistem (Displacement Method)

Impact® sistemi, patentli düşey darbeleme enerjisiyle, darbeleri kırmataş kolon elemanı oluşturan bir sistemdir. Zeminin yer değiştiren tipteki patentli mandreli sayesinde imalat sırasında ayrıca muhafaza borusuna ihtiyaç duyulmadan zayıf ve iyi zeminlerin, gevşek kumların, yumuşak silt ve killerin, kontrolsüz dolguların ve yer altı su seviyesi altındaki zeminlerin iyileştirilmesinde Impact® sistemi kullanılır. Zayıf zeminlerin kazılmasının söz konusu olduğu projelerde son derece ekonomik bir çözüm sunmaktadır. Darbeleme kafası kırmataşı düşey yönde ve çevredeki zemini de yatay yönde sıkıştırır. Bu çift yönlü sıkıştırma ile zeminin sağlamlığı artar ve oturmalar kontrol altına alınır.

Yumuşak ya da organik zeminlerde kolon rijitliğinin artırılması amacıyla çimento groutu kullanılabilir. İmalat sırasında içi boş olan mandrele önce istenilen derinliğe kadar çimento groutu ve ardından kırmataş doldurulur. Oluşturulan bu çimento groutu kırmataş karışımı kullanılarak darbeleme işlemine geçilir. DKK elemanlarının imalatında çimento groutlu kırmataş karışımının darbelenmesi ile granüler malzemenin sıkışması ve kolon çevresindeki zeminde yanal gerilmelerin artması sağlanır.



Şekil 2.36: Impact sistemi uygulanma şekli.(www.sentezinsaat.com.tr)



Şekil 2.37: Impact sistemi ekipmanları.

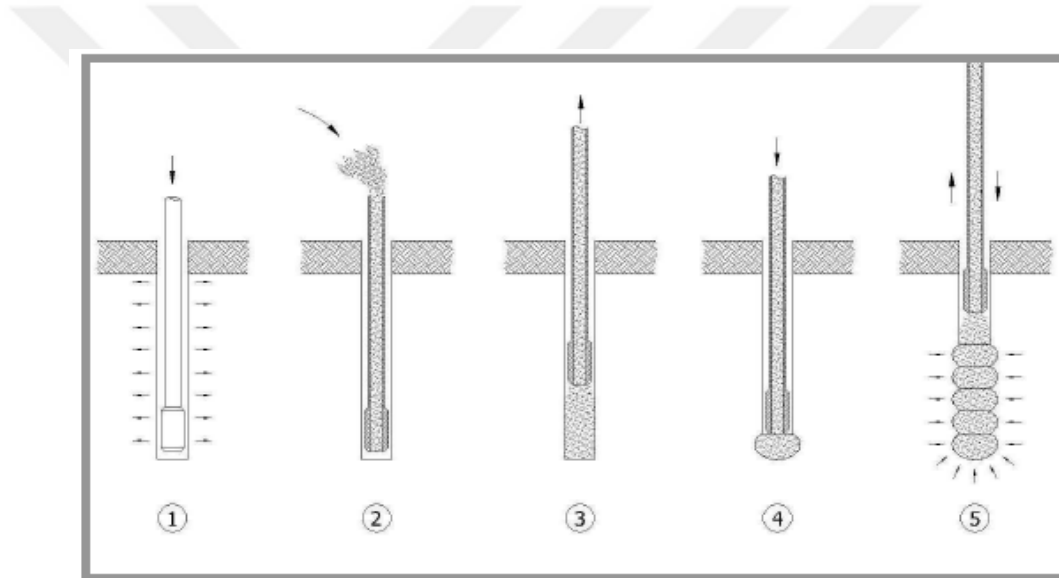
Impact® Sistemi ekipmanı; (a) Impact® makinesi, (b) Yükleyici, (c) Hazne, (d) Mandrel olmak üzere 4 birimden oluşmaktadır.

Zeminin yerini alarak düşey darbeleme enerjisiyle sıkıştırma işlemine dayanan imalat yöntemi, DKK elemanlarını güçlü ve rijit kılar. Toplam ve farklı oturumların kontrol edilmesi, proje ihtiyaçları doğrultusunda taşıma kapasitesinin ya da sıvılaşma direncinin artırılmasının ve sıvılaşma sonrası oluşacak dinamik oturumları sınırlandırmak amacıyla DKK elemanlarının tasarımı yapılabilmektedir.

1. Zemin içine özel olarak dizayn edilmiş patentli mandrel ve darbeleme kafası, dinamik düşey darbeleme enerjisiyle birlikte statik bir güçle çakılır. Çakma derinliği 18 metreye kadar olmakla birlikte, tasarım ihtiyaçlarına göre normal olarak 3 ile 12 metre arasında değişmektedir. Darbeleme kafasının ucuna takılan geçici bir kapak, çakma esnasında mandrel içine zeminin girmesini engellemektedir. Bu sistemde zemin yanlara doğru itilir, bir sıkışma ve güçlendirme oluşturulur ve yapılan imalattan dışarıya herhangi bir zemin kısmı çıkarılmadığı için çevre kirliliği oluşturmaz.
2. Mandrelin dizayn derinliğine çakılmasından sonra kırmataş mandrel borusuna doldurulur. İçi boş olan mandrel borusu, içine doldurulacak kırmataşın akmasına imkan tanımaktadır. Mandrelin 1 metre kaldırılması ve tekrar 66 cm indirilmesi ile 33 cm kalınlığında sıkışmış kırmataş tabakası elde edilir. Sahaya özel imalat prosedürü için imalat yöntemine sahada karar verilebilir. Sıkıştırılma işlemi hem statik güç ile hem de

vibratör sayesinde dinamik düşey darbe ile oluşturulur. Bu işlemle kırmataş düşey olarak sıkıştırılır ve aynı zamanda patentli pahlanmış darbeleme kafası kırmataşı kuyu cidarına doğru iter. Bunun sonucunda çevresindeki zeminde etkileşime giren DKK elemanı güvenilir bir oturma sağlar.

İmalatların tamamlanmasıyla darbeli kırmataş kolon elemanları yüzeysel temellerin ve saha betonlarının desteklenmesinde, sıvılaşma potansiyelini azaltmada ve dolguların, duvarların, tankların stabilite çözümlerinde kullanılabilirler. Temellerin altında oluşan gerilmeler, rijit DKK elemanları tarafından karşılanır ve oturmalar kontrol altına alınır.



Şekil 2.38: Impact sistemi imalat adımları (Geopier® Foundation Company, Inc,2009).

Avantajları:

- 1) Kırmataşın düşey darbelenmesiyle yüksek mukavemet ve rijitlik sağlanır. Impact® sistemi muhafaza borusu gereksinimini ortadan kaldıran bir sistemdir. Kazılıp yerine sağlam malzeme gerektiren ya da yer altı su seviyesinin yüksek olduğu projelerde sıklıkla tercih edilir.
- 2) Impact® sistemi, 17 metre derinliğe kadar imalat imkanı sunar.



- 3) Darbeleme işlemiyle yüksek sıklığa ve mukavemete ulaşan DKK elemanları üstün kapasite ve mükemmel oturma kontrolü sağlar. Ayrıca rijitliği artırma amacıyla çimentolu karışımlar kullanılabilir.
- 4) Impact® sistemi her tür zeminde yer altı suyu koşullarında ve sıvılaşma için derin iyileştirme gerektiren durumlarda kullanılabilir.
- 5) Impact® sistemi ile desteklenen binlerce yapıda DKK elemanlarının yüksek performansı ve dayanıklılığı kanıtlanmıştır.
- 6) Geleneksel derin temel sistemleri ile karşılaştırıldığında %20 ile %50 ekonomi sunar.
- 7) Hızlı imalatı sayesinde proje sürelerini kısaltır.
- 8) Pahlı tokmağın oluşturduğu darbeleme kırmataşı düşey olarak sıkıştırırken kuyunun duvarına doğru yanal olarak iter. Yanal gerilmeleri zeminin sıkışma özelliğindeki etkisi Handy, 2001 tarafından incelenmiş ve geliştirilmiştir. Bunun sonucunda, çevresindeki zemin ile etkileşime giren DKK elemanı güvenilir bir oturma kontrolü sağlar.
- 9) 480 kPa mertebelerine kadar taşıma kapasitesine sahip bu rijit elemanlara gerektiği durumlarda çimentolu katkı eklenmesi ile kolonların rijitliğini ve taşıma gücünü arttırmak mümkün olmaktadır.

2.5.3. Genel Özellikleri

2.5.3.1. Kolon Çapı

Darbeli kırmataş kolon elemanlarının çapı imalat yöntemlerine göre farklılıklar göstermekte olup, Geopier sistemi ile imal edilen kolonlar için bitmiş çapın 76 cm. Impact sistemi ile imal edilen kolonlar için bitmiş çapın 50 cm. olduğu bilinmektedir.

Aşağıdaki çizelgede sistem elemanlarının diğer özellikleri belirtilmiştir;

Şekil	Sistem	Auger Çapı (cm)	Darbe Tokmağı Çapı (cm)	İmalat Çapı (m)	Mak. Darbe Tokmağı Uzunluğu (m)	Min. Karelaj (m)	Tipik Uygulama Alanları	Özel Durum
	Geopier	76	66	76+	7.6	1.07	Hafif ile Ağır Temeller & Döşemeler, Tank, Dolgu, İstinat Duvarları, Rüzgar Santralleri	-
	Impact	-	36	50+	13.7+	1.22	Hafif ile Ağır Temeller & Döşemeler, Tank, Dolgu, İstinat Duvarları, Rüzgar Santralleri	Zemin Artığı Yok

Şekil 2.39: DKK imalat yöntemleri (Geopier® Foundation Company, Inc., 2010).

2.5.3.2. Kolon Boyu

Proje kriterlerine göre çeşitli imalat yöntemleri için değişik boylarda darbeli kırmataş kolon imalatı yapılabilir. Geopier sistemi ile imalat boyunun maksimum 8 metre, Impact sistemi için ise imalat boyunun maksimum 18 metre olduğu bilinmektedir. DKK elemanlarının boyları genellikle kısadır. Uzunlukları genişliklerinin 2 ila 8 katı arasında olacak şekilde imal edilebilirler. Sıvılaşma potansiyeli söz konusu olan sahalarda Impact sistemi tercih edilerek gerekli iyileştirmeler sağlanabilir.

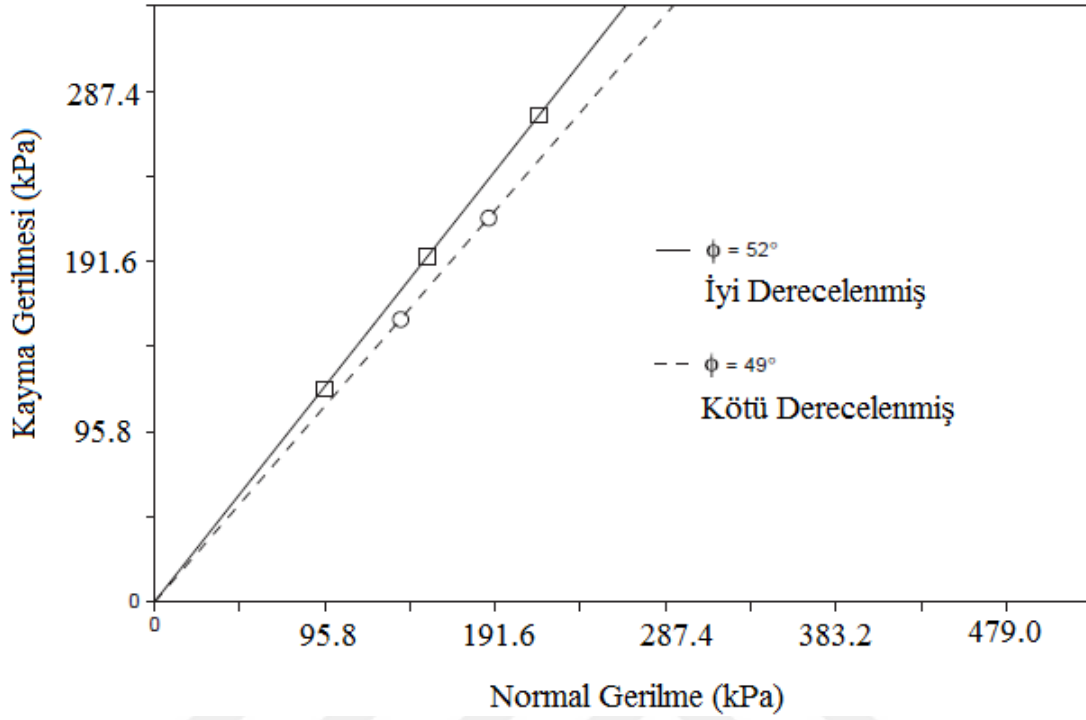
2.5.3.3. Kayma Mukavemeti Açısı

Darbeli kırmataş kolon (DKK) elemanlarının mühendislik özelliklerini belirleyebilmek için; arazide tam ölçekli kesme deneyi ve laboratuarda ise temsili numuneler üzerinde küçük ölçekli üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır.

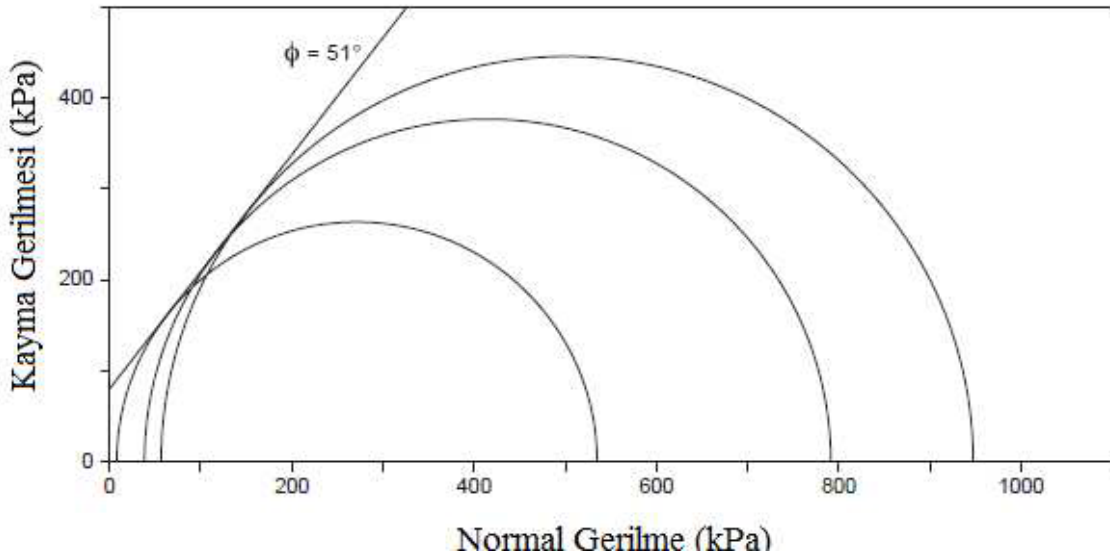
Bitmiş çapı 76 cm olan Geopier DKK elemanı üzerinde uygulanan tam ölçekli kesme deneyi sonuçları; ince dane oranı % 0 olan malzeme ile imal edilmiş kolonların bulunduğu bölgede içsel sürtünme açısının 49° , ince dane oranı %5-10 olan malzeme ile imal edilmiş kolonların bulunduğu bölgede ise içsel sürtünme açısının 52° civarında olduğunu göstermektedir (Şekil 2.42).

Iowa Üniversitesi'nde gerçekleştirilen küçük ölçekli üç eksenli basınç deneyi sonuçları ise, ince dane oranı %5-10 olan malzeme ile imal edilmiş kolon için içsel sürtünme açısının 51° olduğunu göstermektedir (Şekil 2:7). Arazi ve laboratuvar test sonuçlarına göre yüksek içsel sürtünme açısının elde edilmesinin sebebi ise, Geopier elemanı için kullanılan kırmataşın

yüksek enerji ile darbelenmesi sonucu yanal olarak genişlemesi ve yüksek yoğunluğa sahip olması şeklinde açıklanabilir.



Şekil 2.40: DKK'ya uygulanan arazi kesme deneyi sonuçları (Fox ve Cowell, 1988).



Şekil 2.41: DKK'ya uygulanan arazi kesme deneyi sonuçları (Fox ve Cowell, 1988).

2.5.3.4. Rijitlik Modülü

Darbeli kırmataş kolon elemanlarının rijitlik modülü tam ölçekli yükleme testleri sonuçlarına göre belirlenir. Geopier elemanı üzerine uygulanan %100 tasarım gerilmesi altında elde edilen rijitlik modülünün birimi MN/m³ olarak tanımlanır. Bu yükleme testi, kazık yükleme testindeki gibi taşıma kapasitesi kontrolü sağlayan bir test değildir, aksine geopier elemanının rijitliğinin belirlenmesinde kullanılan oturma kontrolü testidir (Fox ve diğerleri 2002). 20 yılı aşkın süredir gerçekleştirilen 400 den fazla yükleme testi sonuçları; çeşitli zemin türleri için tipik DKK rijitlik modülü değerlerinin elde edilmesini sağlamıştır. Bu yükleme testlerinin sonuçları DKK rijitlik modülünün iyileştirilmemiş zeminin rijitlik modülünden 10 ile 40 kat fazladır şeklinde elde edildiğini göstermiştir. Yükleme testi ölçümlerine göre gerilme konsantrasyon oranının kontrolü 1998 yılında bir araştırma projesi kapsamında Salt Lake City, Utah bölgesinde yapılmıştır. (Lawton, 2000).

Tablo 2.5: Genelleştirilmiş zemin türleri için geopier rijitlik modülü değerleri (Fox ve Cowell, 1998).

Zemin Sınıfı	Serbest Basınç Mukavemeti (kPa)	Geopier Rijitlik Modülü, k _g (MN/m ³)	Zemin Sınıfı	SPT N (darbe)	Geopier Rijitlik Modülü, k _g (MN/m ³)
	10 – 110	34 – 48		1 – 6	45 – 71
Kil	111 – 220	48 – 68	Kum	7 – 12	71 – 77
	221 - 380	68 - 75		13 - 25	77 - 88

Tabloda gösterilen değerler son zamanlarda Geopier Foundation Company tarafından modifiye edilmiştir. Ayrıca diğer DKK imalat yöntemleri için de değişik zemin koşullarını kapsayan ön tasarım rijitlik modülü değerleri geliştirilmiştir.

2.5.3.5. Tane Çapı

Impact darbeli kırmataş kolon inşaatı için kullanılacak kırmataşın maksimum dane çapı 38 mm, minimum dane çapı 13 mm olmalıdır ve bu malzeme yükleme akma deneylerinde de başarıyla kullanılmış olmalıdır. Yumuşak veya gevşek zeminlerde inşaatı kolaylaştırmak için yükleme ve akma deneyinden geçmesi şartı ile dane büyüklüğü 5 cm veya daha yukarısı kırmataş kullanılabilir. Alternatif tip kırmataşlar Impact DKK inşaatında kullanılabilir. Bunlar; çimento içeren kırmataş veya beton karışımı olabilir.

2.5.4. Taşıma Gücü ve Oturma Hesabı

2.5.4.1. Darbeli Kırmataş Kolonların Taşıma Gücü Hesabı

Darbeli Kırmataş Kolon ağırlığını ihmal ederek , Darbeli Kırmataş Kolon başına yüklenen toplam yükü(Q_{top}) buna karşılık gelen çevre sürtünmesi (Q_s) ve Darbeli Kırmataş Kolonun sonundaki son taşıma gücü(Q_{uc}) toplanarak hesaplanmaktadır.

$$Q_{top} = Q_s + Q_{uc} \quad (2.6)$$

Darbeli Kırmataş Kolon ucundaki taşıma kapasitesi klasik Terzagı – Buisman denklemleriyle hesaplanmaktadır.

$$q_{tip,g} = q_{max} = cN_c + 0.5d_{saft} + \gamma N_\gamma + \sigma_u^3 N_q \quad (2.7)$$

N_c, N_γ, N_q Boyutsuz taşıma kapasitesi faktörü

γ : birim ağırlık

σ_u^3 : Darbeli Kırmataş Kolonun ucundaki aşırı gerilme

Darbeli Kırmataş Kolonun zarar görmesi gibi bir duruma karşı ihtiyatlı olmak için güvenlik katsayısı 1,5 alınmaktadır.

Bu hesaplamalar Darbeli Kırmataş Kolon uygulamasının yarattığı toprağın dayanım gücünün artmasını içermemektedir ve sadece 3 inçlik bir radyal genişleme kabul etmektedir. Bu varsayımlar özellikle kısa Darbeli Kırmataş Kolon elemanının yumuşak toprağa uygulandığı zaman geçerli olmaktadır. Bu uygulama sadece fazla boşluk suyu basıncının dağılması oranının yükleme oranından daha yavaş olduğu zaman uygulanabilmektedir. Bu nedenlerden dolayı

yumuşak kile uygulanması tasarımı yapılan tek bir Darbeli Kırmataş Kolon elemanın mutlaka Darbeli Kırmataş Kolon yük testinin sonuçlarına bakılarak yapılması tavsiye edilmektedir.

Drenajlı Durum

$$F_s = \sigma_u^3 (\tan \phi_s) k_p \quad (2.8)$$

Darbeli Kırmataş Kolondaki ortalama sürtünme (F_s) ,Efektif yatay basınç (σ_u^3), güvenlik faktörü 1:5 tir.

Bu hesaplamalar Darbeli Kırmataş Kolon uygulamasının yarattığı toprağın dayanım gücünün artmasını içermemektedir ve sadece 3 inçlik bir radyal genişleme kabul etmektedir. Bu varsayımlar özellikle kısa Darbeli Kırmataş Kolon elemanının yumuşak toprağa uygulandığı zaman geçerli olmaktadır. Bu uygulama sadece fazla boşluk suyu basıncının dağılması oranının yükleme oranından daha yavaş olduğu zaman uygulanabilmektedir. Bu nedenlerden dolayı yumuşak kile uygulanması tasarımı yapılan tek bir Darbeli Kırmataş Kolon elemanın mutlaka Darbeli Kırmataş Kolon yük testinin sonuçlarına bakılarak yapılması tavsiye edilmektedir.

Darbeli Kırmataş Kolon destekli topraktan kompozit kesme mukavemeti , kesmeye dayanan Darbeli Kırmataş Kolon bileşenleri ve toprak materyallerin ağırlığını hesaplayarak bulunmaktadır (Friwt, 1995).

Kompozit kesme mukavemeti şöyle bulunur;

$$\tau_{comp} = \sigma' \nu \tan \phi'_{comp} + c'_{comp} \quad (2.9)$$

Kompozit kohezyon ise;

$$c_{comp} = c'_g Ra + c'_m(1-Ra) \quad (2.10)$$

Darbeli Kırmataş Kolon agregasının kohezyonu (c'_g), toprağın kohezyonu (c_m) geopierin alanının destekli toprak alanına oranı (Ra)'dır.

Darbeli Kırmataş Kolon agregasının kohezyonu 0 olduğundan ;

$$c'_{comp} = c'_m(1 - Ra) \quad (2.11)$$

Kompozit sürtünme açısı (φ'_{comp})

$$\varphi'_{comp} = \arctan[Ra \tan \varphi'_g + (1 + Ra) \tan \varphi'_m] \quad (2.12)$$

φ'_g = Darbeli Kırmataş Kolon agregasının sürtünme açısı

φ'_m =Toprağın sürtünme açısı

Pasif yer basıncı toprağın içinde, tabanın ön tarafında oluşmaktadır. Bu sırada tabanda yanal olarak bitişik toprağı itmektedir.. Yanal yüklere karşı koyan pasif kuvvet (F_p) şu özelliklere bağlıdır.(Terzaghi ve Peck 1967)

E_n (B), toprağın birim ağırlığı (γ), gömülü tabanın derinliği (D_f),Rankine pasif yer basıncı katsayısı (K_p) ve toprağın kohezyonu (c_m)

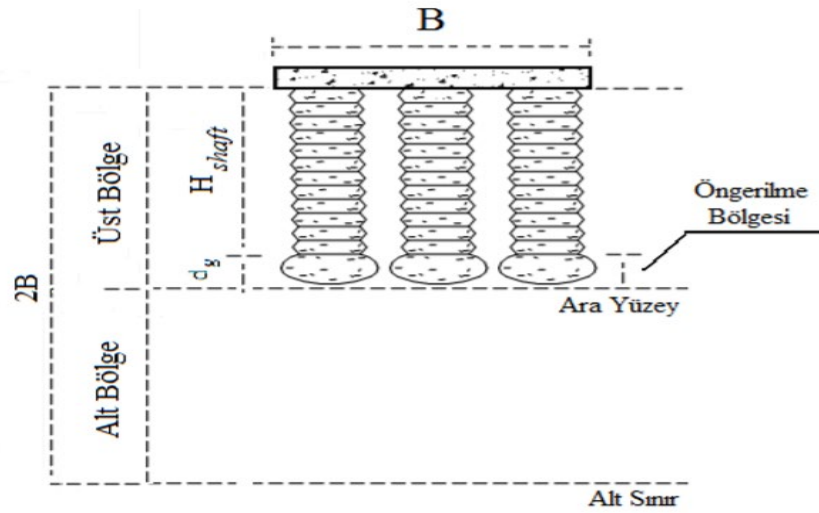
$$F_p = (BK_p\gamma D_f^2)/(2 + 2c\sqrt{K_p}B_f) \quad (2.13)$$

Rankine pasif yer basıncı bitişik toprağın sürtünme açısına bağlıdır. (ϕ_m)

Yanal deformasyonlara tedbir almak açısından $F_s=2.0$ alınmaktadır. Dinamik yükler gelirse (izin verilen yük dayanımı) 1/3 yada daha fazla oranında arttırılabilir.

2.5.4.2. Darbeli Kırmataş Kolonların Oturma Hesabı

Darbeli kırmataş kolon destekli toprağa darbeli kırmataş kolon elemanlarının uygulanması sertliği sağlar, sıkışmayı sağlar, setlerde ve ulaşım yapılarında oturmayı azaltmaktadır. Darbeli Kırmataş Kolon destekli bölgenin altı klasik geoteknik analiz yaklaşımlarını değerlendirmektedir. Toplam oturma (s_{top}) üst bölge (s_{uz}) ve alt bölge (s_{iz})'in toplamıdır. Lawton (1994), Lawton ve Fox (1994), Fox ve Cowel (1998) ve Wissman(2002)



Şekil 2.42: Temel altında alt bölge ve üst bölge sınırları (Fox ve diğ., 1998).

$$S_{top} = S_{uz} + S_{iz} \quad (2.14)$$

Üst bölgenin oturması, ilk önce darbeli kırmataş kolon üst gerilmesi(q_g) hesaplanmaktadır.

$$q_g = q \frac{n_s}{n_s R_a - R_a + 1} \quad (2.15)$$

q = ortalama uygulanan dayanma basıncı

Ra: Darbeli Kırmataş Kolon en kesit alanı

ns: gerilme konsantrasyonu(Darbeli Kırmataş Kolon ile toprak arasında)

ns değeri rijit tabanlar için 4-4.5 arasındadır. Çünkü setler ve çoğu MDT duvarlar rijit değildir ve bu değerler rijite göre düşük çıkabilmektedir. Bu yüzden dikkatli seçilmelidir.

Darbeli Kırmataş Kolon destekli bölgenin oturması ise; Darbeli Kırmataş Kolonun üst gerilmesinin(q_g) Darbeli Kırmataş Kolon sertlik modülüne(k_g) oranıdır.

$$S_{UZ} = \frac{q_g}{k_g} \quad (2.16)$$

Üst bölge oturmasının metodlanması bize çakılmış Darbeli Kırmataş Kolonun sapsmasını belirlemede yardımcı olmaktadır ama kolonlar arasındaki toprak için herhangi bir bilgi vermemektedir.

Darbeli Kırmataş Kolon destekli bölgenin altındaki oturmanın hesaplanması elastik oturma ve konsolidasyon analizlerini içeren klasik geoteknik oturma yaklaşımı ile değerlendirilir.

$$S_{iz} = \Delta_q + 1/E \quad (2.17)$$

$$S_{iz} = c_c \left[\frac{1}{1+e} \right] + \log \left[\frac{p_o + \Delta}{p_o} \right] \quad (2.18)$$

H=bölgenin kalınlığı

E=toprağın elastite modülü

Cc=sıkıştma katsayısı

e_o=boşluk oranı

P_o=sıkışabilen katmanın ortasına etki eden yük

Δ_q =duvar ve set tarafından uygulanan ort.dayanma basıncı

Ortalama dayanım basıncı uygulanan kuvvet ve gerilme etki değerinden meydana gelir. Alt bölge gerilme etki değeri MDT duvarları ve setlerin yanal ölçülerinden dolayı 1.0 olarak alınır.

Elastik modül oturma yaklaşımları granüler toprakta ve aşırı konsolide olmuş kohezyonlu topraktaki oturmaları hesaplamak içindir. Bu değerler SPT-N değerleri, dranejsız kayma mukavemeti, CPT ve dayanımlar vs. ile bulunanlardır. Konsolidasyon oturma yaklaşımları, normal konsolide oturmalar ve aşırı konsolidenin biraz yukarısındaki kohezyonlu topraktaki oturmaları hesaplamak için kullanılır.

2.6. PRESSİYOMETRE DENEYİ

Pressiyometre deneyi; günümüzde yerbilimleri ile ilgili mühendislik çalışmalarında uygulanmakta olan yerinde (in-situ) yapılan ve kuyu içi yanal yükleme prensibine dayanan deneylerden birisidir. Daha önceden açılmış sondaj kuyusunda yapılan pressiyometre deneyi geniş uygulama alanıyla birçok jeoteknik problemin çözümünde kullanılır. Deneyde temel fikir zeminin basınç-deformasyon ilişkilerini ölçmek için zeminde açılan silindirik bir boşluğun genişletilmesidir. Pressiyometre deneyi ile zeminin mukavemet parametrelerini tespit etmek, zeminin taşıma gücü ve zemin emniyet gerilmesini belirlemek ve zemine tatbik edilecek yük biliniyorsa, bu yük altında temel zemininde meydana gelebilecek oturmaları belirlemek mümkündür. Dünyada pressiyometrenin kullanımı 1950'lerle başlar ve günümüze kadar dayanmaktadır. Fakat Türkiye'de son zamanlarda kullanımı artsada, fazla bilinen bir deney değildir.

Pressiyometre deneyiler, doğal ortamda gerçekleştirilen yükleme denemeleri ile açılan silindirik oyuguğun yan duvarlarında oluşan genişlemeyi, deformasyonu ölçen deneylerdir.

Deformasyonların ölçülme biçimi açısından başlıca iki tip Pressiyometre vardır. Bir tanesi, sondanın genişlemesini sağlayan enjekte edilen sıkıştırılmış gazın hacmi ölçülerek oluşan deformasyonların belirlenmesi; diğeri, işlemler gerçekleştirildikten sonra doğrudan sondanın çapındaki değişirlik ölçülerek deformasyonun belirlenmesidir.

Zeminle temas anında, zorlamalar deliğın yanal cephelerine genleşebilir zarlar yardımıyla uygulanır. Doğal ortamda yapılan diğeri deneylere nazaran, teorik ve deneysel açıdan analiz edilebilen Basınç-Deformasyon ilişkisi elde edilir.

Bu çalışmada pressiyometre deneyi ayrıntılı olarak incelendi. Pressiyometre çeşitleri ve deneyin sonunda elde edilen parametreler geniş bir şekilde açıklandı. Pressiyometre ile temel

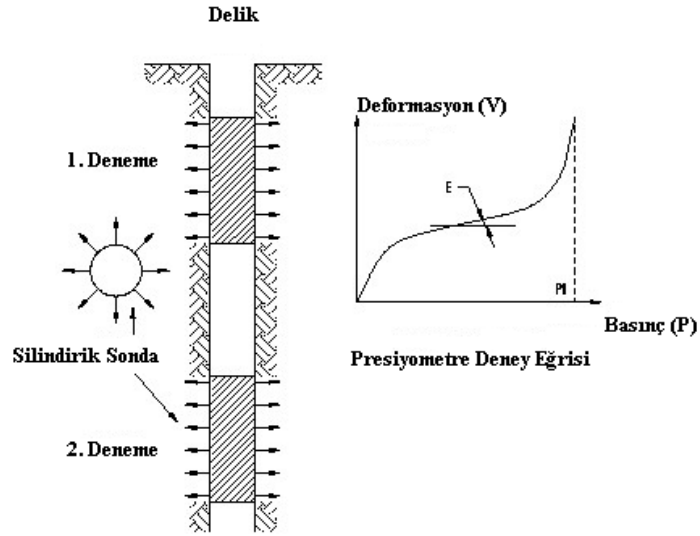
tasarımında Briaud (2007) Yöntemi kullanıldı. Normalize yük oturma eğrisini kullanan bu yeni yaklaşım, çeşitli kusurları gidermek ve kumdaki temellerdeki tam yük oturma eğrisini elde etmek için önerilmektedir. Bu normalleme, temel genişliği tarafından ayrılan oturmaya karşı temel derinliğinin etkisi zarfında zemin mukavemetinin ölçümü tarafından ayrılan ortalama zemin basıncını içermektedir. Görülürki bir temel için normalize yük oturma eğrisi temel boyutlarından ve derinliğinden bağımsızdır. Bir zemin testinden noktası noktasına normalize eğrinin elde edilmesi önerilmektedir. Çünkü, yükleme boyunca tam boyutlu temellerin altında gözlenen zemin deformasyonu, bir presyometre probu etrafında gözlenen zemin deformasyonuna benzer bir etki gösterir, önden delmeli presyometre eğrisi temelin eğrisini göstermek için kullanılır. Bu metod, önden delmeli presyometre eğrisinin noktası noktasına temel yük oturma eğrisine dönüşümünü içermektedir. Yük testleri ve nümerik simülasyonlar, eğimli dikdörtgen temeller için eksantrik (merkez dışı) ve eğik yüklere bağlı bir metod önermek için kullanılmaktadır. Metod temel için tam oturma eğrisini vermektedir ve taşıma kapasitesi ile teşhis edilen problemleri gidermektedir. Diğer tasarım yöntemleri de çalışmada incelendi. Bunlar Plaxis, Terzaghi, Meyerhorf ve oturma kriteri olarak seçildi. Çalışmanın sonunda seçilen çeşitli temel tipleri ve derinliklerine göre tüm tasarım yöntemleri aynı grafikler üzerinde karşılaştırıldı.

Pressiyometre deneyleri doğal ortamda gerçekleştirilen yükleme denemeleri ile açılan silindirik oyuğun yan duvarlarında oluşan genişlemeyi, deformasyonu ölçen deneylerdir.

Zeminle temas anında, zorlamalar deliğin yanal cephelerine genişlenebilir zarlar yardımıyla uygulanır. Doğal ortamda yapılan diğer deneylere nazaran, teorik ve deneysel açıdan analiz edilebilen Basınç-Deformasyon ilişkisi elde ederiz.

Varsayımlar aşağıda belirtildiği gibidir:

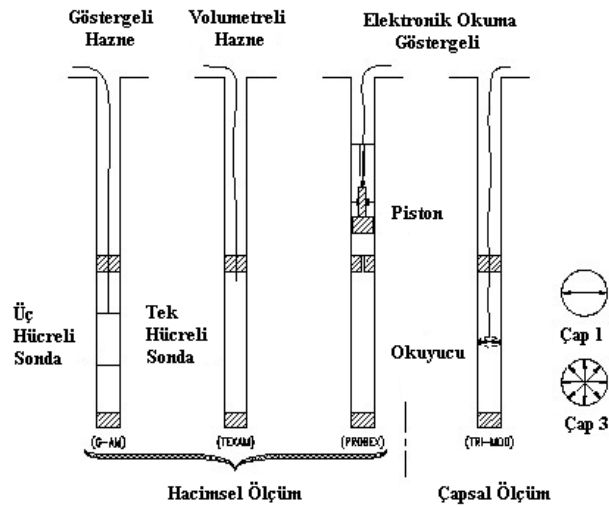
- Aygıt sondanın belirli bir uzunluğuna radyal üniform bir basınç uygular.
- Ortam psaydo-elastik ve plastik olmak üzere iki fazı kapsar.
- Deformasyon ölçümü hacimsel değişimlere göre yapıldığı durumlarda, deney alanının ortasının izotrop olduğu düşünülür.



Şekil 2.43: Pressiyometre deneyi.

2.6.1. Başlıca Pressiyometre Tipleri

Deformasyonların ölçülme biçimi açısından başlıca iki tip Pressiyometre vardır. Bir tanesi sondanın genişlemesini sağlayan enjekte edilen sıkıştırılmış gazın hacmi ölçülerek oluşan deformasyonların belirlenmesi; diğeri işlemler gerçekleştirildikten sonra doğrudan sondanın çapındaki değişirlik ölçülerek deformasyonun belirlenmesidir.



Şekil 2.44: Pressiyometre ölçüm yöntemleri.

Bununla birlikte deneyin uygulanış şekline göre de başlıca üç tiptedirler.

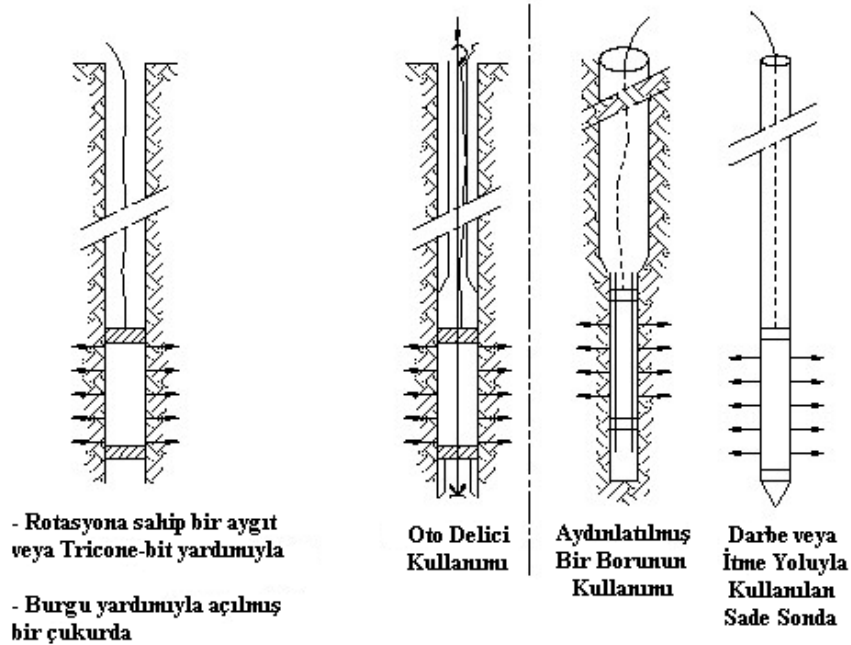
Delgili İmalat

Bu metotta, delik açılması (sondaj yoluyla) zeminin cinsine göre adapte edilmelidir; çünkü iç duvarların farklılaşma (değişme,yıkılma) riski vardır. Bu sebeple risk minimuma indirgenmelidir.

Derin olmayan çukurların homojen yumuşak zeminlerde açılması için burğu kullanılması yeterliyken, diğer durumlarda bu kullanım yerine tricone-bit gibi ağzında karbon kaplamalı, çelik uçlu veya elmas uçlu dişlere sahip araçların seçimi daha etkin ve kesin bir sonuç elde etmeyi sağlar.

Kendinden Delgili İmalat

Sondanın yerleştirilmesi bu metotta büyük bir tecrübe gerektirir. Dönme hızınının, dışarıya çıkan malzemenin debisi ve ilerleme hızınının koordinasyonu çok önemli ve zordur. Nedeni sondanın tıkanma ve batma riski vardır.



Şekil 2.45: Pressiyometre sondalarının yerleştirme yöntemleri.

Bu yöntem ince taneli zeminlerde uygulanmasıyla sınırlıdır, bu da az kullanılmasına sebeptir.

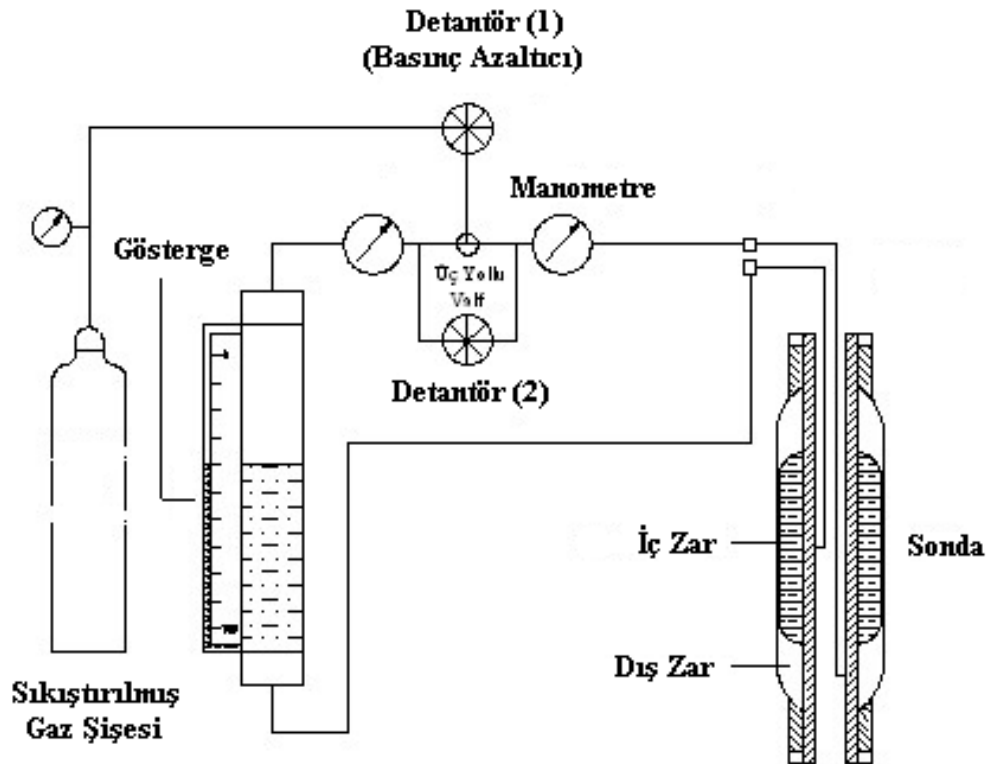
Darbe ve İtme Yoluyla İmalat

Bu yöntemler zeminde örselenmeye sebep olsada, klasik yöntemlerin işe yaramadığı zeminlerde uygulanır (çakıllı kum zeminler gibi).

2.6.1.1. Menard Pressiyometresi (G-AM)

Üç hücreli sondanın ortadaki hücresinin merkezinde radyal üniform bir basınç alanı oluşturulması;

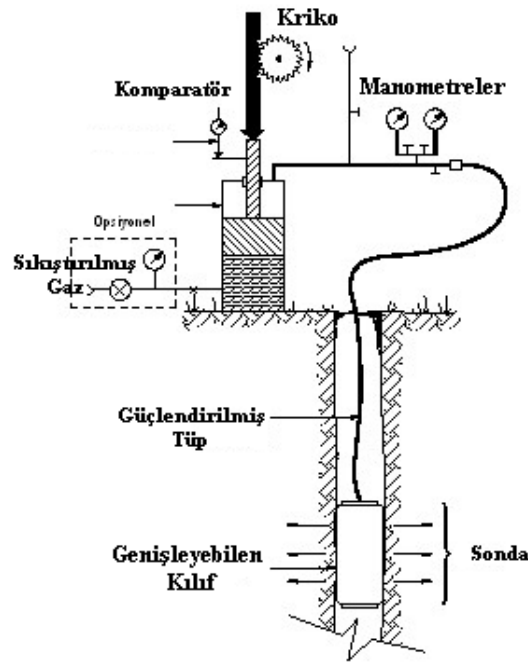
- Kontrollü bir şekilde basınç denemesi gerçekleştirilir.
- Radyal deformasyonlar enjekte edilen hacimden hesaplanır fakat parazit genişmelerinde ölçülmesi gerekir.
- Sıkıştırılmış gaz kullanımı gereksinimi vardır.



Şekil 2.46: G-AM Pressiyometresi (Menard).

2.6.1.2. *Texam*

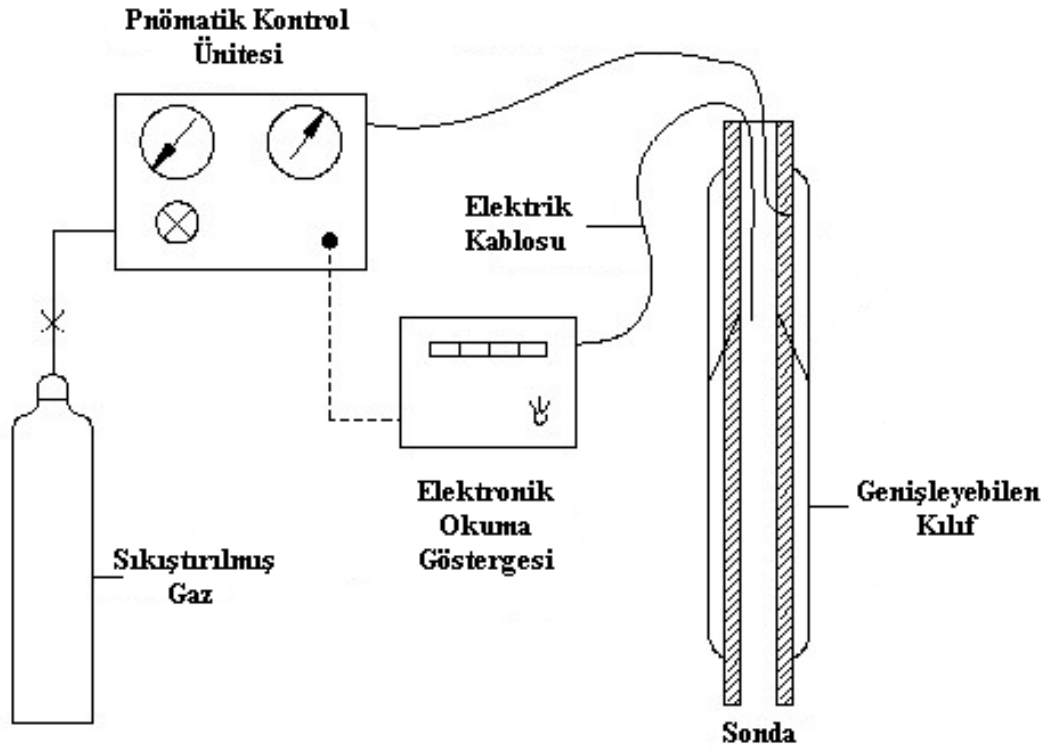
- Tek hücreli sondadan oluşan bu aygıt, deformasyon değişirliğini elle bir krikonun yardımıyla ejekte edilen sıvının hacminin ölçülmesiyle bulunur.
- Kontrollü bir şekilde deformasyon denemesidir.
- Sıkıştırılmış gaz kullanımını gereksinimi yoktur. (Opsiyoneldir)
- Sondayı patlatma riskinin düşük olmasından kullanımını kolay bir aygıttır.



Şekil 2.47: Texam Pressiyometresi.

2.6.1.3. *Tri-Mod*

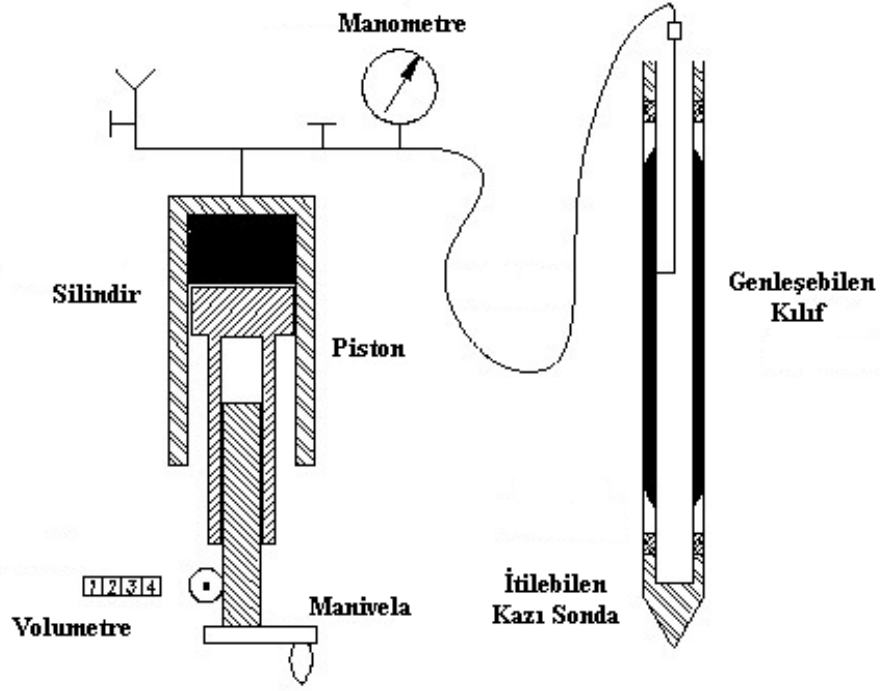
- Pnömatik olarak genişleyebilen tek hücreli sondadan oluşur.
- Elektronik göstergeler yardımıyla deformasyonlar 3 farklı çapta ölçülür.
- Zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerini belirler.
- Sıkıştırılmış gaz kullanımını gereksinimi vardır.
- Az kullanılan bir aygıttır.



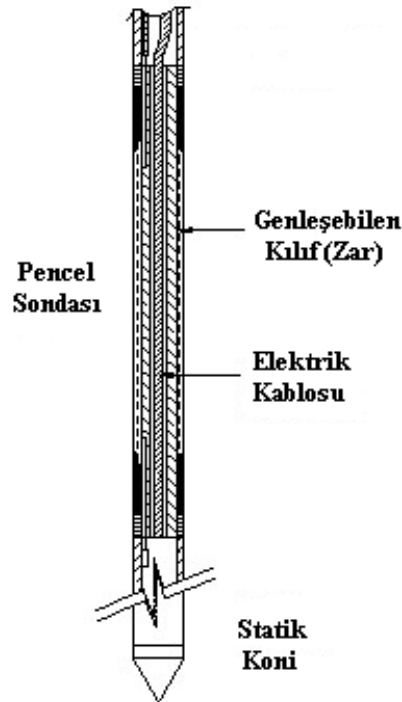
Şekil 2.48: Tri-Mod Pressiometresi.

2.6.1.4. Pencil

- Texam Pressiometresinde olduğu gibi tek hücreli sondanın hidrolik olarak genişlemesi söz konusudur.
- Zeminin sıkışma kontrolü için kullanılır.
- Menard'ın Pressiometresinin bir türemsidir.
- Sondanın ucuna statik bir koni yerleştirilebilir. Bu koni sayesinde kazı işlemini otomatik gerçekleştirebilir.



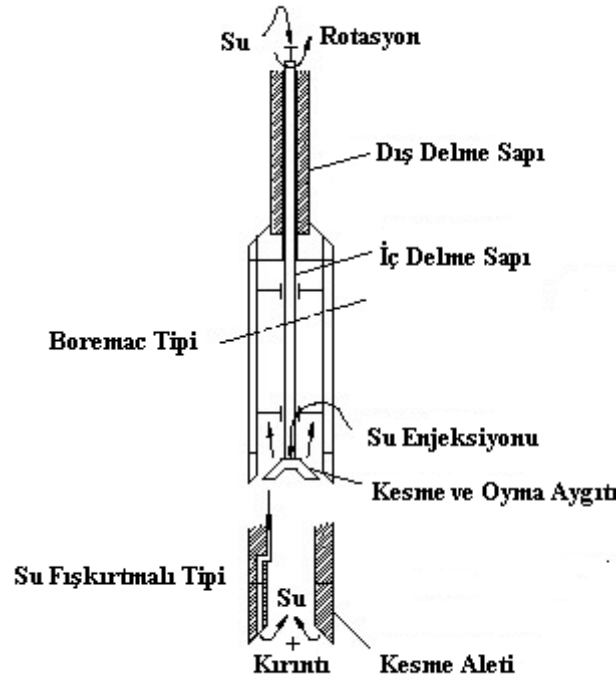
Şekil 2.49: Pencil Pressiyometresi.



Şekil 2.50: Kazı için statik konili Pencil Sondası.

2.6.1.5. Boremac

- İtilebilen kazı sondasından adapte edilmiş G-AM tipinde auto-delme sondasına sahiptir.
- Sıradan delme işlemine kıyasla zemini daha az örseler. Bu da deney sonuçlarında daha doğru bir yaklaşım verir.

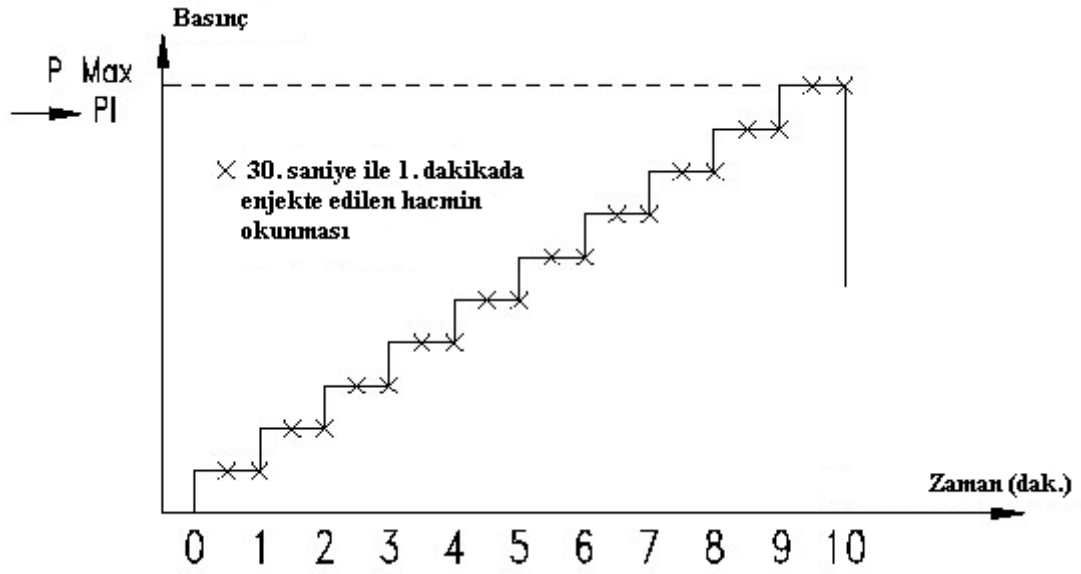


Şekil 2.51: Kendinden delgili sonda.

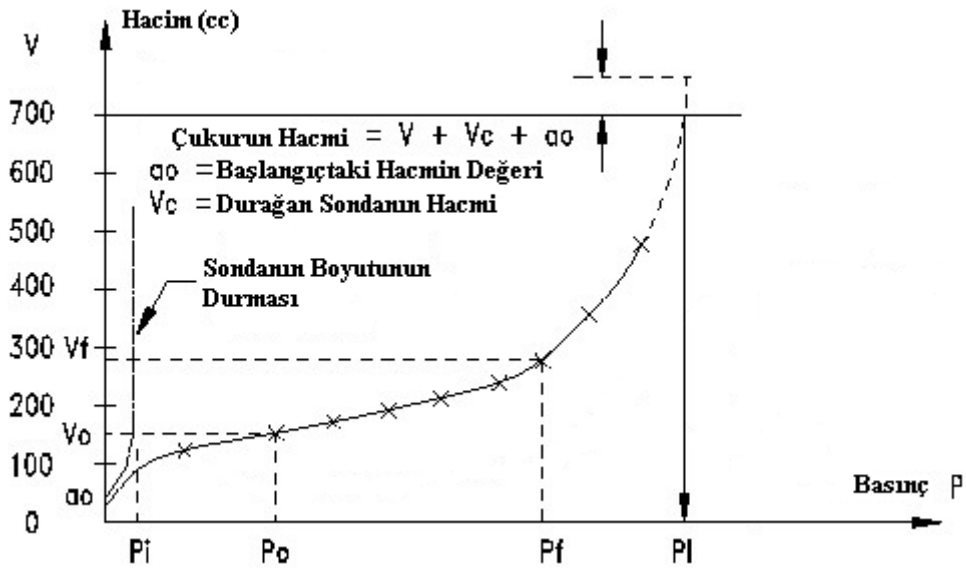
2.6.2. Pressiyometre Deney Sonuçları ve Yorumlanması

2.6.2.1. Pressiyometre Eğrisi

Şekil 2.52 tipik bir pressiyometre eğrisini temsil etmektedir. Bu eğri G-AM ve TEXAM gibi hacimsel ölçüm yapabilen aygıtların uygulanan basınçlar etkisinde enjekte edilen sıkıştırılmış gazın hacmini verir. Menard'ın denemesi standartlaşmış 10 basınç düzeyini kapsar, bu da ulaşılması gereken ilk basınç limit değerinin tahmin edilmesini gerektirir. Deformasyon okumaları her basınç düzeyi için 15 saniye, 30 saniye ve 1 dakika sonrası olur.



Şekil 2.52: Pressiyometre deneyinin prosedürü (Menard).



Şekil 2.53: Normal Pressiyometrik Eğri (Menard).

Basınç-Hacim eğrisi 3 farklı faz gösterir.

- Yeniden sıkışma fazı
- Psido-elastik faz
- Plastik faz (zeminin kırılmaya başladığı fazdır)

30 saniye ile 1 dakika arasında uygulanan mevcut basıncın etkisiyle oluşan deformasyonların noktaları birleştirilip devamlı zorlamalar dolayısıyla oluşan deformasyon eğrisi çizilir ve 3 fazda gösterilmiş olur.

2.6.2.2. Pressiyometre Deneyinden Elde Edilen Parametreler ve Tasarımda Kullanılması

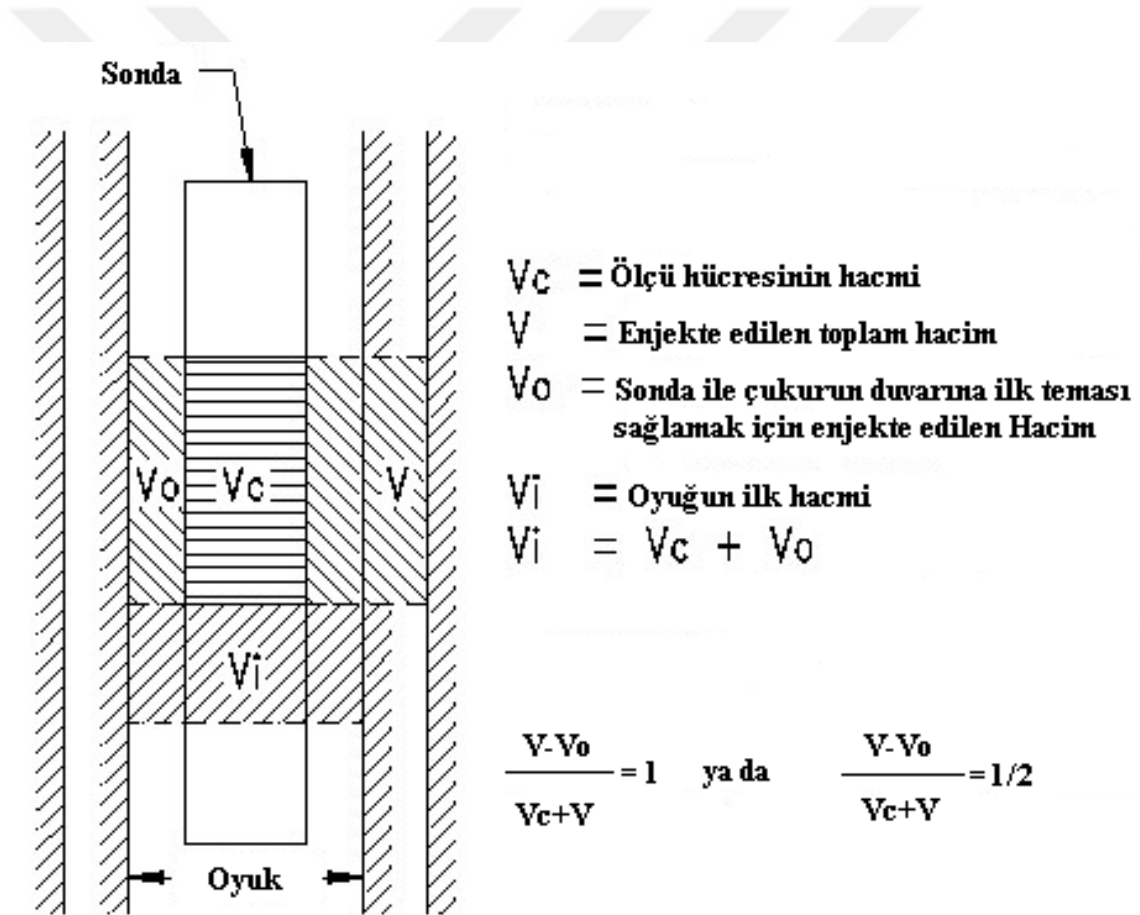
Limit basınç çevreleyen zeminin kırılmasına karşılık gelir. Pressiyometrik eğrinin asimptotu limit basınç değerini verir. Asimptotun değerini belirleyebilmek her zaman kolay olmadığından, limit basınç için başka bir tanımlama getirilmiştir yani başlangıçtaki silindir çukurun hacminin iki katına genişlemesine karşılık gelen basınç değeridir.

Her zamanki deneyler için kullanılan standart sondaların başlangıçtaki hacmi 535 cm³'tür, temas noktasına enjekte edilen hacmin değeri V_0 yaklaşık olarak 100 cm³ alınır. Limit basınç enjekte edilen hacimle birlikte 700 cm³ 'e ulaşır yani V_c+2V_0 formülüyle ortaya konulur.

Bir önceki yöntem olan pressiyometrik eğrinin asimptotun belirlenmesi dışında limit basınç değerini bulmak için farklı 3 tane ekstrapolasyon yöntemi vardır. Bu yöntemlerin kullanılabilmesi için psaydo-elastik fazın geçilmiş olması ama limit basıncına ulaşılmamış olması gerekir (gerçekte limit basınca ulaşmadan deney durdurulur çünkü sondanın çatlama riski vardır).

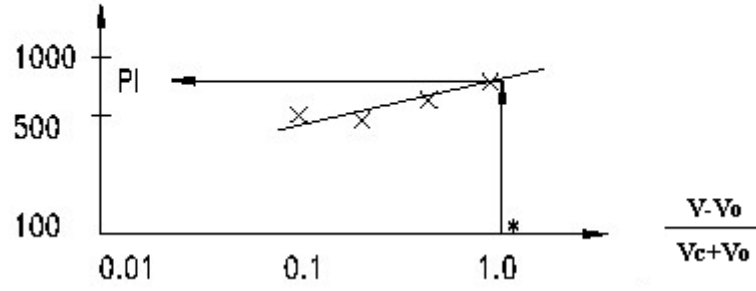
V_c 'yi sondanın başlangıçtaki hacmi olarak adlandıırırsak, V_0 oyuğun yan duvarlarına sondanın temas etmesini sağlayacak enjekte edilen hacimdir. Oyuğun limit basınç değerini belirlemeye başlamadan önceki hacmi V_i 'dir ($V_i=V_c+V_0$) ve V 'de enjekte edilen toplam hacimdir diyebiliriz. Üç yöntem şu şekilde tanımlanır:

- Log-Log yöntemi ile basınç eğrisi logaritmik koordinatlara göre çizilir ($V-V_0/V_c+V_0$ 'a bağlı olarak). Bu eğri plastik fazda bir doğrudur ve limit basınç değeri $V-V_0/V_c+V_0$ 1'e ulaştığında elde edilir.
- Rölatif hacimler yönteminde basınç eğrisi $V-V_0/V_c+V$ 'ye bağlı olarak çizilir. Bu eğri plastik fazda bir doğrudur ve limit basınç $V-V_0/V_c+V$ 1/2'ye ulaştığında elde edilir.
- Devrik hacimler yönteminde basınç eğrisi $1/V$ 'ye bağlı olarak çizilir. Bir önceki yöntemde olduğu gibi eğri plastik fazda bir doğrudur ve limit basınç standart sondalarda $V=700$ cm³'e denktir. Şekil 2.56' da bu metodun örneği gösterilmektedir.

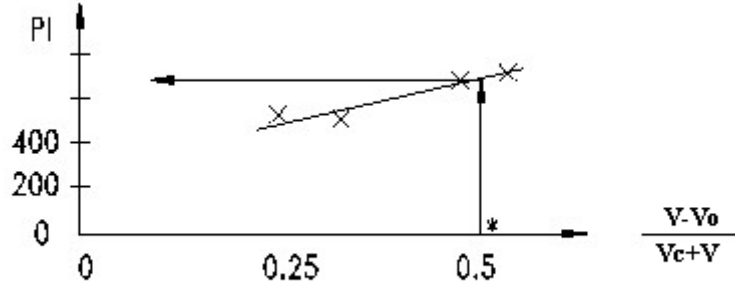


Şekil 2.54: Limit basıncı belirleme prensipleri.

1. Yöntem Log-Log

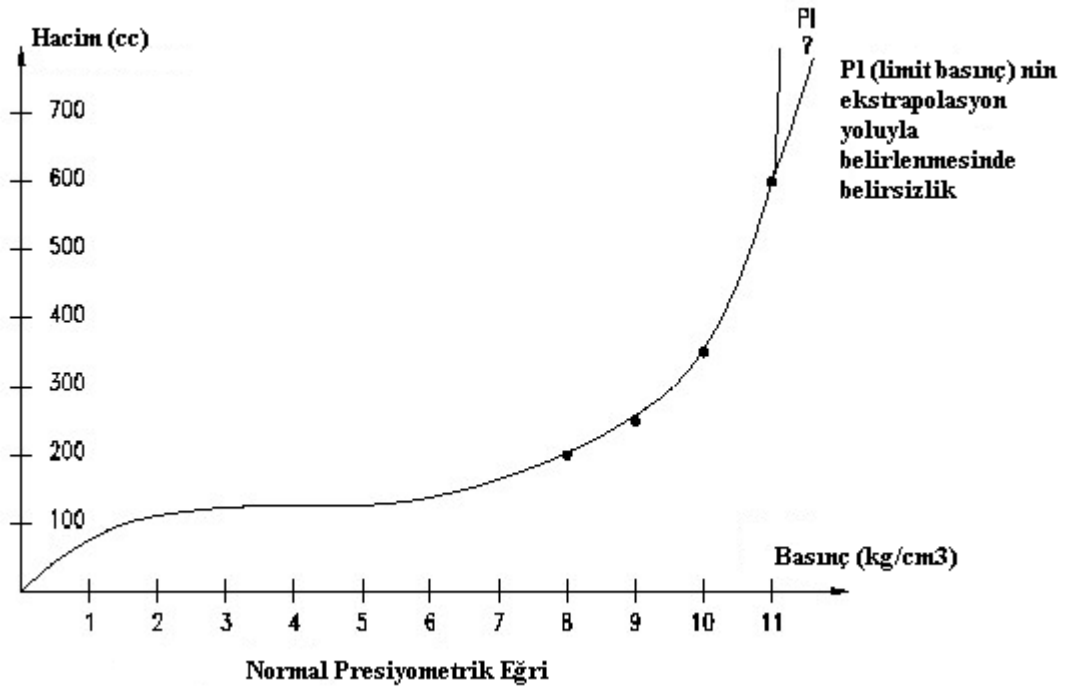


2. Yöntem Rölatif Hacimler



* Oyuğun hacminin iki katına genişlemesi

Şekil 2.55: Limit basıncın Log-Log ve Rölatif Hacimler yöntemleriyle belirlenmesi.



Şekil 2.56: Devrik Hacimler yöntemiyle limit basıncın belirlenmesi.

Pressiyometre Modülü:

Pressiyometre modülü E açılan çukurun elastik bir ortamda radyal büyümesini veren Lamé'nin denklemini esas alır. Kayma modülünü veren denklem;

$$G = V \cdot \Delta P / \Delta V \quad (2.19)$$

Burda V oyğun hacmi ve P oyukta uygulanan basınçtır.

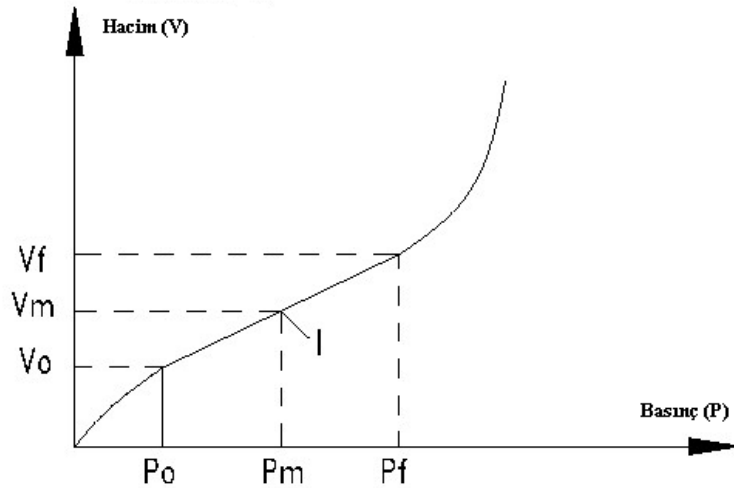
Elastik bir ortamda kayma modülü ve young modülü (elastisite) arasındaki ilişki:

Pressiyometre modülünün E_m olduğu durumda $\nu=0,33$ alırız. V_c sondanın deney öncesi hacmi ise;

$$E_m = \frac{2.66 \cdot \Delta P}{\Delta V(V_c + V_m)} \quad (2.20)$$

Yukarıdaki denklemin uygulanması Şekil 2.60' da gösterilmektedir.

Sondaj deliğinin yan duvarlarına Pressiyometre deneyi sırasında uygulanan basınçla elde edilen elastisite modülü, ödometre deneyiyle bulunan elastisite modülü birbirinden farklıdır, karıştırılmamalı. Çünkü iki deney uygulandığında oluşan zemin zorlamaları farklıdır. Devamında E_m yerine yalnızca E kullanılacaktır.



Şekil 2.57: Pressiyometre modülünün (E_p) hesaplanma prensibi.

Taşıma Gücü:

Pressiyometre deneyi esasen zeminin doğal ortamda kırılmasına kadar yükleme denemeleridir.

Teori ve birçok tecrübe göstermiştir ki taşıma kapasitesi kırılma anında limit basınçla orantılıdır. Bu oran temelin rölatif derinliği ve şekli, birde zemin türüne göre değişiklik gösterir.

Ql Kırılma anındaki taşıma kapasitesi

Qo Temel inşaatı sonrasında oluşan zemin düşey basıncı

Pl Limit basınç

Po Deney başlamadan hemen önceki zemin yatay basıncı

K Taşıma kapasitesi katsayısı

Buradan:

$$Ql - Qo = K.(Pl - Po) \quad (2.21)$$

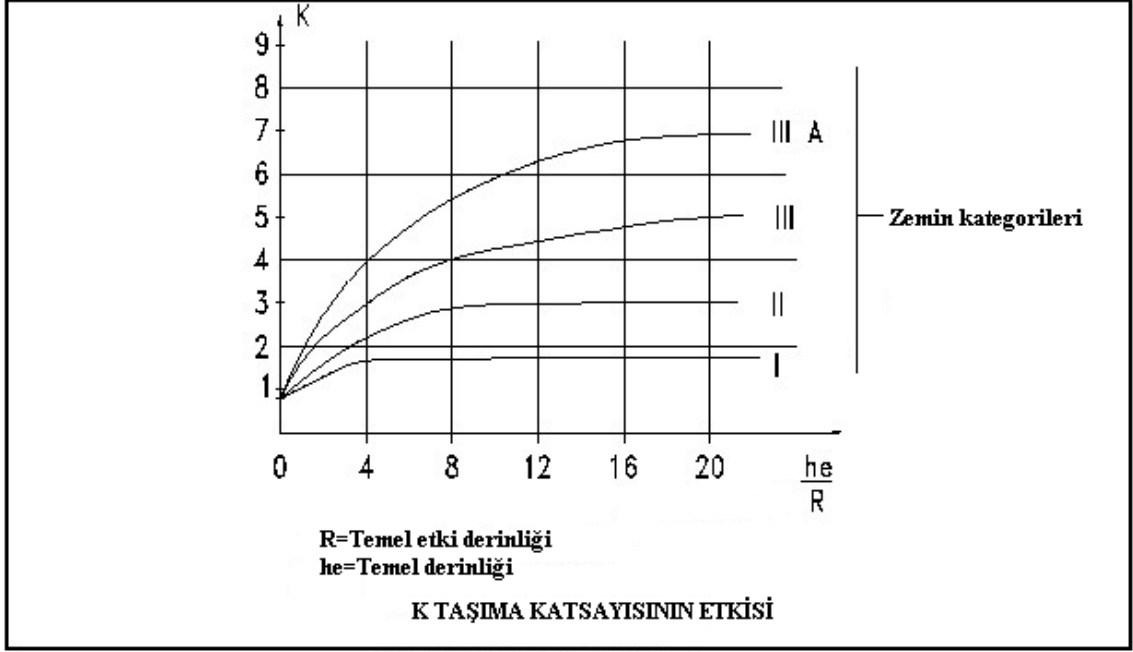
Louis Menard'ın Teknikleri K etkenini tanımlamak için zemini 4 ayrı kategoriye ayırmıştır (Tablo 2.6) ve farklı tipte temellerde çok sayıda denemeler yapmıştır.

Tablo 2.6: Zemin kategorileri.

Limit Basınç - Pl (kPa)	Zemin Çeşidi	Kategori
0-1200 0-700	Kil Silt	I
1800-4000 1200-3000 400-800 1000-3000	Sıkı Kil Sıkı Silt Sıkışabilir Kum Yumuşak Kaya	II
1000-2000 4000-10000	Çakıllı ve Kumlu Kaya	III
3000-6000	Çakıllı ve Kumlu Çok Sıkı	IIIA

K katsayısının değerlerini gösteren sonuçlar Şekil 2.61'de özetlenmiştir.

K'nın minimum değeri 0,8'e eşittir, bu da zemin yüzeyine bir temel yerleştirildiğinde ulaşılır.



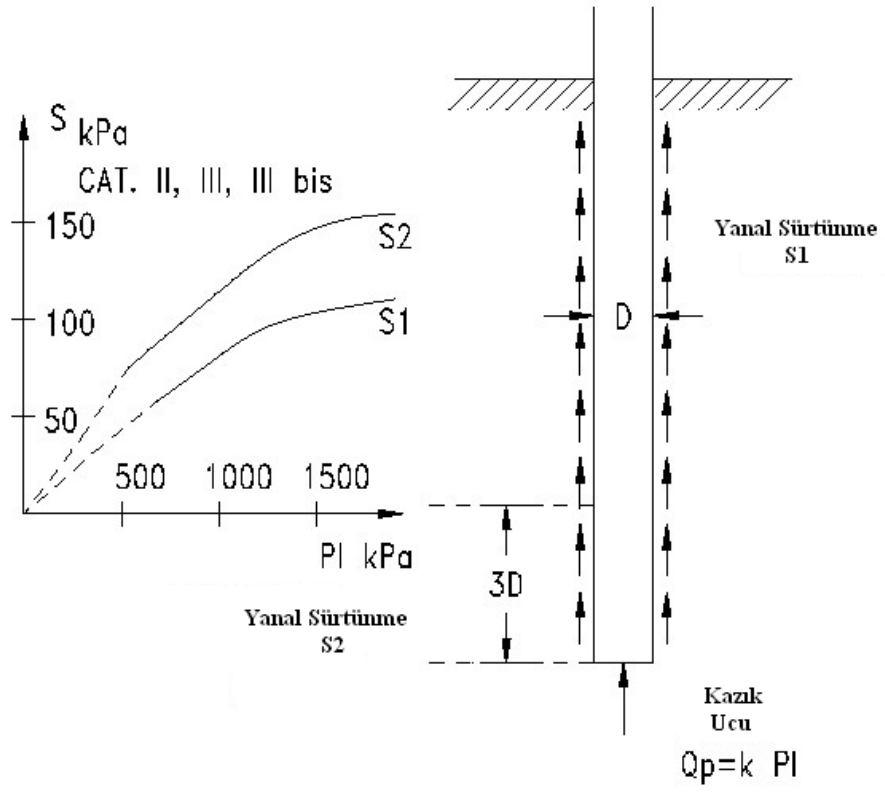
Şekil 2.59: Taşıma kapasitesi katsayısı ve kritik derinlik ilişkisi.

Bu sonuçlar bize gösteriyor ki belirli bir rölatif derinlikte h/R , burda R temel kalınlığının yarısı ve h temel derinliğidir, K katsayısı eğride sabitleniyor. Bu derinliğe kritik derinlik denir. Kritik derinlik değeri tekil sömelli (kare, dikdörtgen) temeller kil zeminler de 4'e, birleşik sömelli temeller kumlu ve çakıllı sıkı zeminler de 22'ye ulaşır.

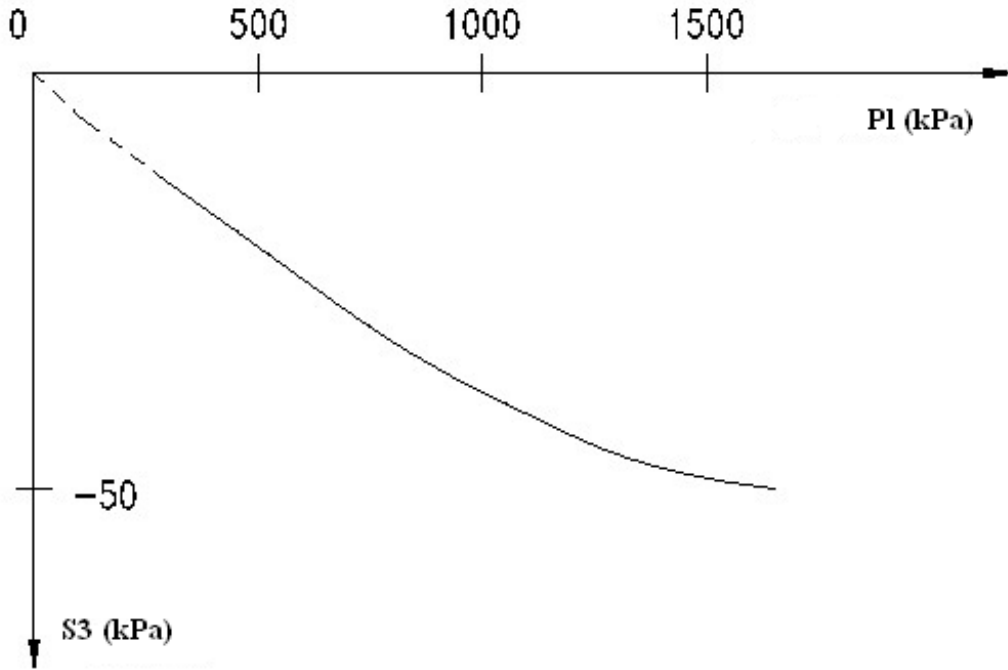
Derin Temelerde Taşıma Gücü:

İki bileşenden meydana gelir:

- 1: Kazığın uç direnci Menard'ın abaklarından çıkartılmış K taşıma kapasitesi katsayısı ile önceden hesaplanır.
- 2: Yanal sürtünme S, iki değeri kapsar. S1 kazığın çapının 3 katı mesafe (kazık ucundan itibaren) alttan kalan yüksekliğe eşit uzunlukta ve S2 kazığın geriye kalan uzunluğunda (kazık çapının 3 katı) uygulanır.



Şekil 2.60: Kazık taşıma kapasitesi.



Şekil 2.61: Negatif yanal sürtünme.

$$Q = Q_p + Q_f(S1, S2) \quad (2.22)$$

Kendi ağırlığında göçen sıkışabilen zeminlerde yanal sürtünme negatif bir etki gösterir. S3 olarak adlandırılır ve $E < 15$ ise 10 kPa'a eşit alınır. Zemin aşırı şarj edildiğinde S3'ün değeri limit basınç değerine bağlı olarak arttırılabilir.

Oturma:

Menard'ın yöntemine göre bir temelin W oturması iki bölüme ayrılabilir. (Şekil 2.63)

Birinci W1 olarak adlandırılır ortamı meydana getiren taneciklerin gerilme tansörünün etkisiyle hacimsel bir sıkışmaya karşılık gelir.

İkincis W2 zeminin gerilme tansörünün deviatorik bileşenlerinin sebep olduğu kırılma etkisiyle oluşan deformasyonlardan kaynaklanır.

Bir temelin toplam oturmasını veren formül To kuralına göre şöyledir:

$$W = .p. Ro. (\lambda_2:)\alpha + .p. \lambda_3. R \quad (2.23)$$

E = Pressiyometre modülü

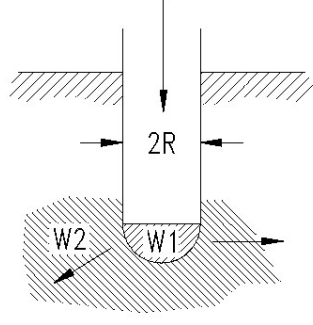
Ro= Referans alınan bir uzunluk = 30 cm.

p = Zemine temas anında aktarılan basınç (bar ya da 0,01 kPa olarak)

λ_1 ve $\lambda_2 = L/2R$ fonksiyonuna bağlı birer katsayı

R = Temelin etki derinliği

α = Zemine ait katsayı



Şekil 2.62: Oturma hesabı prensibi.

α değerleri aşırı konsolide kil zeminlerde 1 ve kumlu çakıllı zeminlerde 0,25 arasında değişkenlik gösterir (Tablo 2.7).

λ_2 değerleri kare ve dairesel temellerde 1 ile 2,65 arasında $L/2R$ fonksiyonuna bağlı olarak değişkenlik gösterir (Tablo 2.8).

λ_3 değerleri bir önceki koşullar için 1 ile 1,5 arasında değişkenlik gösterir.

Tablo 2.7: Yapıya (temel) ait katsayılar.

Malzeme Çeşidi	KİL		KUM		KURLU VE ÇAKILLI	
	E/P1	a	E/P1	a	E/P1	a
Aşırı Konsolide	>16	1	>12	1/2	>10	1/3
Normal Konsolide	9-16	2/3	7-12	1/3	6-10	1/4
Örselemiş ya da Susuz	7-9	1/2		1/3		1/4

Tablo 2.8: Temel şekline göre katsayılar.

L/2R	DAİRESEL (1)	KARE (1)	2	3	5	20
?2	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
?3	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Birçok sayıdaki temelin bir önceki amprik formül yardımıyla hesaplanan oturmaları bize gösterdi ki elde edilen sonuçların yapı inşasından sonra gözlenen sonuçlara çok yakın çıktığıdır; fakat büyük radye temellerin sıkışabilen kil zeminlerdeki duurma farklıdır, geçerli değildir. Bunun sebebi W_2 ifadesinin o tür zeminlerde daha büyük etki gösteriyor olmasıdır. Bu ifade ödometre deneyi ile birlikte daha iyi bir değer biçilir ve etkisi ortaya konur.

3. MALZEME VE YÖNTEM

Pressiyometre deneyinden elde edilen basınç-hacim (veya deformasyon) değişimi zeminlerin kaymaya karşı rijitliği ve kayma mukavemeti parametreleri ile alakalıdır. Bu nedenle, pressiyometre eğrisinin analizi, bilinmeyenleri çözmek birçok araştırmacının ilgi duyduğu bir konu olmuştur. Hughes vd. (1977) kumlu zeminlerde yapılmış pressiyometre deneyini yorumlamak için gerilme-genişleme teorisini kullanan yeni bir yaklaşım geliştirmişlerdir. Carter vd. (1986) ise Hughes vd. ilgilendiği zeminlere benzer tamamen sürtünmeyle veya hem sürtünme hem de kohezyonla kayma mukavemetini oluşturan malzemelerde pressiyometre deneyi esnasında oluşan boşluk genişlemesini modelleyen yeni bir kapalı form analitik çözüm önermişlerdir. Bu çözüm, küçük deformasyon seviyelerinde başarılı olmuş ve boşaltma/yeniden yükleme döngülerinden zemin parametrelerini elde etmek için tanımlanan doğrusal olmayan davranışın güç yasasına entegre edilmiştir. Manassero (1989) pressiyometre deneyi ile kumlarda kayma mukavemeti, ϕ ve genişleme açısı, ψ 'nin bulunması ile ilgili yöntem önermiştir.

Fahey ve Carter (1993) pressiyometre deneyindeki genişleme ve daralma safhalarını simüle etmek için yoğun çaba sarf etmişler, ancak sadece boşaltma-yeniden yükleme ilmiklerini modellemede başarılı olmuşlardır. Her ne kadar, yazarlar asıl hedeflerinin geoteknik yapıların analizinde kullanmak üzere modifiye hiperbolik modeli kalibre etmek olduğunu belirtmiş olsalar da, bu amaca ulaşamamışlardır.

Kayma mukavemetini kohezyonun belirlediği zeminler için, Whittle (1990) pressiyometre deney eğrisinin elde edilmesinde kullanılan çok yönlü bir yöntem önermiştir. Diğer bir taraftan, Bolton ve Whittle (1990) doğrusal olmayan elastik ve mükemmel plastik davranış gösteren zeminlerde, pressiyometre kuyusunun drenajsız durumda genişleme mekanizması için kapalı form bir çözüm önermişlerdir. Yazarlar, rijitliğin deformasyonla azalmasının kuvvet yasası ile tanımlanabileceğini belirtmişlerdir.

Öztoprak ve Bolton (2011, 2013) kayma modülünün kayma deformasyonuna bağlı azalımının plastik akma düzeyinden önce zeminde doğrusal olmayan elastik davranışa neden olduğunu ve geoteknik yapıların performansa dayalı tasarımları yapılırken deformasyon analizlerinde

bu durumun kesinlikle göz önünde bulundurulması ve hesaplamalara katılması gerektiğini belirtmişlerdir. Bu doğrultuda, Öztoprak ve Bolton (2011) zeminlerde maksimum mukavemete kadar olan geleneksel doğrusal elastik davranışın yerine kullanılması gereken yeni bir modifiye hiperbolik model önermişlerdir. Önerilen bu modeli FLAC3D yazılımında deformasyona bağlı yumuşama/pekleşme eğilimi gösteren Mohr Coulomb (SSH-MC) zemin modeline adapte etmişlerdir. Modelin performansını test etmek için Thanet kumunda yapılan bir kendinden delmeli pressiyometre deneyi verisi ile kontrolü yapılmıştır. Çalışma sonucu göstermiştir ki; kumda yapılan bir pressiyometre deneyi kayma modülü azalımı ve zemin parametreleri doğru kullanıldığında başarılı bir şekilde modellenmektedir.

Bu çalışmada, FLAC3D yazılımında tekil ve grup darbeli kırılma kolonları ve forajsız imal edilen deplasman kazıkların davranışını anlamak için, Öztoprak ve Bolton (2011) yaklaşımının modifiye edilmiş bir versiyonu kullanılarak üç eksenli basınç (CD) deneyi ve pressiyometre deneyleri simüle edilip model ve parametre kalibrasyonu sağlanmış, ardından DKK ve Kazıklar üzerinde yükleme deneyi simülasyonları gerçekleştirilmiştir.

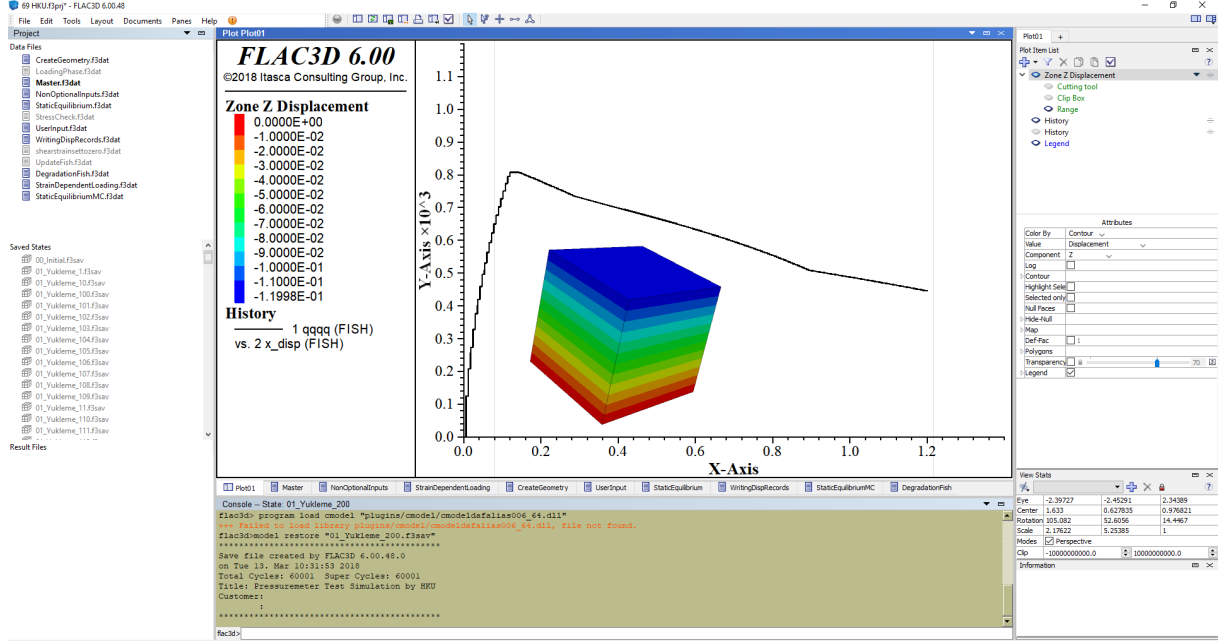
3.1. FLAC3D (FAST LAGRANGIAN ANALYSIS OF CONTINUA IN 3 DIMENSIONS) SONLU FARKLAR YAZILIMI

Analizler üç boyutlu modellemeler kullanılarak Flac3D yazılımında gerçekleştirilmiştir. Flac3D, kısa adı 'FISH' olan Flacish isimli bir programlama dili kullanarak modelleme ve analiz yapar. *.txt, *.dat uzantılı dosyalara yazılan kodlar, isteğe bağlı olarak sırayla doğrudan programa çağrılabilir ya da bir *.f3prj uzantılı proje dosyası içerisinde derlenebilirler.



Şekil 3.1: FLAC3D v3 kullanıcı arayüzü.

Programın arayüzü model ve analiz oluşturma aşamasında genel tabirle kullanıcı dostu olmasa da özellikle Flac3D v6 analiz sonuçlarını gösterme konusunda oldukça detaylı ve kullanışlı araçlara sahiptir. Ayrıca açık kaynaklı (open source) olmasının sağladığı esneklikler kullanıcıya çok geniş fırsatlar sunmaktadır.



Şekil 3.2: FLAC3D v6 kullanıcı arayüzü.

Nümerik modellemede kullanılan sonlu elemanlar yöntemi de sonlu farklar yöntemi de, oluşturulan sonlu elemanlar (ya da farklar) ağı içerisindeki her düğüm noktasına ait bilgileri içeren matrislerin bir takım diferansiyel çözümlenmesiyle sonuca ulaşmaktadır. İki yöntemde de elastik bir malzemenin eleman matrisleri hemen hemen aynı olsa da Flac3D şu noktalarda farklılık göstermektedir.

- Plastisitenin eksiksiz modellenebilmesi için “karma ayrıklaştırma” düzenlemesi kullanılmaktadır.
- Dinamik denklemlerin tamamı her zaman aktiftir, devre dışı bırakılmaz.
- Çoğu sonlu elemanlar yazılımının algoritması farklı bünye modellerini çözümlenmeye dahil edebilmek için modifikasyona ihtiyaç duyarken, Flac3D algoritması farklı zemin modellerinin oluşturulup kullanılması için geniş bir imkan sunmaktadır.

Bu avantajların yanı sıra Flac3D programının dezavantajları şu şekildedir.

- Doğrusal analizde, eşdeğer sonlu eleman programlarına göre daha yavaş çalışmaktadır.
- Analiz süresi, sistem modelinin uzun doğal periyodunun kısa doğal periyoduna olan göreceli farkına göre belirlenmektedir.

Flac3D programında dinamik analiz, termal analiz, creep-malzeme davranışı modellemesi ve kullanıcı tarafından tanımlanan (user-defined) modelle analiz yapma seçenekleri vardır. Kullanıcılar, modellerini C++ ya da Python programlama dillerini kullanarak derleyebilirler.

Problemin çözümüne ulaşırken, her sonlu elemanlar ya da sonlu farklar programında kullanılan aşağıdaki şu yol izlenir.

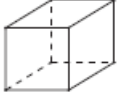
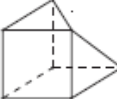



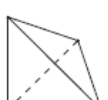



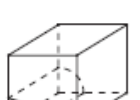
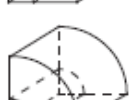

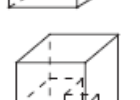
- Problemin dış geometrisi oluşturulur
- Oluşturulan geometri içerisinde düğüm noktalarından oluşan bir ağ örülür.
- Başlangıç koşulları tanıtılır.
- Bünye modeli seçilip, ilgili parametreler atanır.
- Yapısal elemanlar oluşturulup yapısal bünye modeli ve parametre tanımlaması yapılır.
- Dış yük etkilir
- Analiz şekli seçilir ve yapılır.

3.1.1. Sonlu Farklar Ağının Oluşturulması

Geometri ve sonlu farklar ağı, Flac3D programı bünyesinde tanımlı çeşitli kaba (primitive) geometrik elemanın farklı doğrultulardaki yüzeylerinin dilenilen sayı ve aralıklarla bölünmesiyle elde edilir. Geometri oluşturmak için üç seçenek mevcuttur.

- Eleman köşe noktalarının koordinatları ve bazı diğer bilgilerini içeren kod yazmak.
- *.dxf uzantılı iki boyutlu geometrik veriyi 3. ekseninde uzatmak (extrusion).
- *.stl uzantılı üç boyutlu dosyayı farklı programlar aracılığıyla *.f3grid uzantılı Flac3D dosyasına çevirmek.

Tablo 3.1: Program içerisindeki birincil geometrik elemanlar ve değişkenleri

Zon şekli	Şekil Adı	Kodu	Referans Noktası	Hacim Girdisi	Boyut Girdisi	Fill
	Tuğla eleman	brick	8	3	0	No
	Dönüştürülmüş tuğla eleman	dbrick	7	3	0	No
	Takoz eleman	wedge	6	3	0	No
	Üniform takoz eleman	uwedge	6	3	0	No
	Piramit eleman	pyramid	5	3	0	No
	Dört yüzlü eleman	tetrahedron	4	3	0	No
	Silindir eleman	cylinder	6	3	0	No
	Radyal tuğla eleman	radbrick	15	4	3	Yes
	Radyal tünel eleman	radtunnel	14	4	4	Yes
	Radyalsilindir eleman	radcylinder	12	4	4	Yes
	Silindirik kabuk eleman	cshell	10	4	4	Yes
	Silindirik kesişen eleman	cylint	14	5	7	Yes
	Tünel kesişen eleman	tunint	17	5	7	Yes

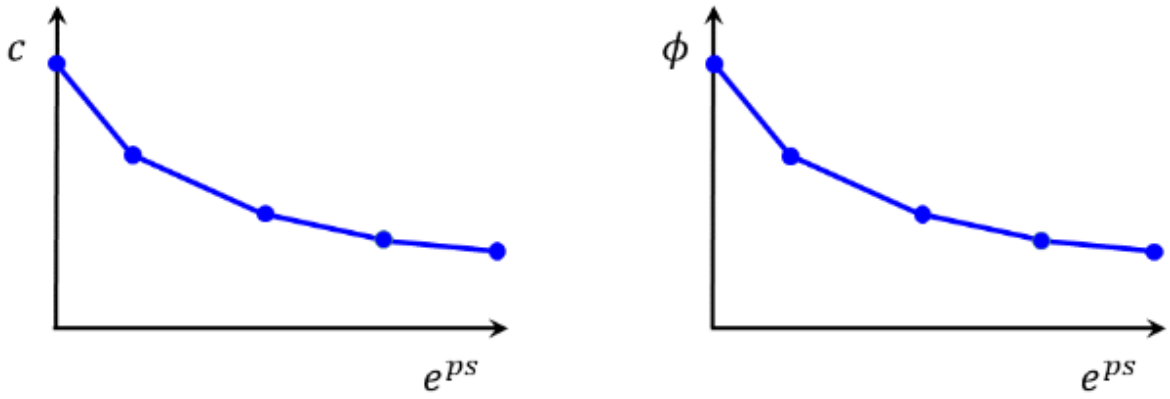
Tablo 3.2: FLAC3D Mohr-Coulomb zemin parametreleri

bulk	Elastik bulk modülü, K
cohesion	Kohezyon, c
dilation	Genişleme açısı, ψ
friction	Sürtünme açısı, ϕ
shear	Elastik kayma modülü, G
tension	Gerilme sınır noktası, σ^t

3.1.2.2. *Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb Model*

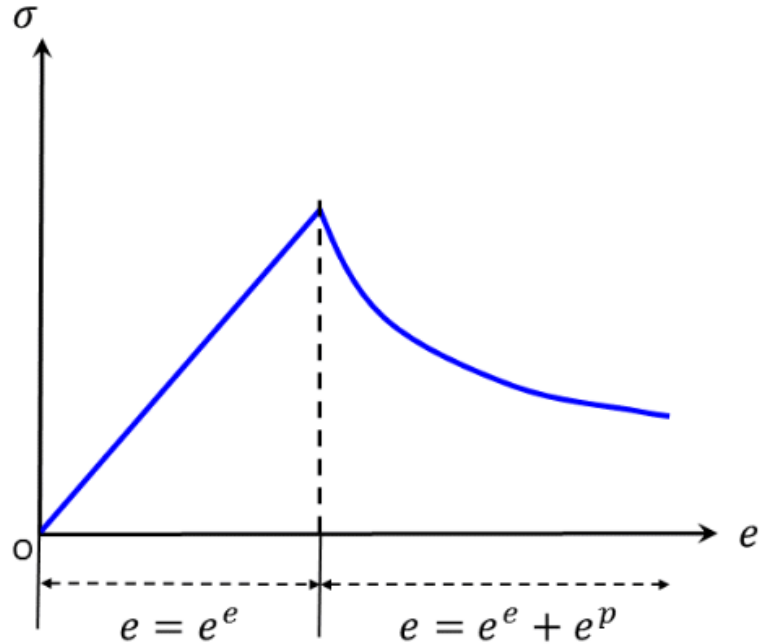
Flac3D yazılımında, yalnızca sonlu farklar algoritması ile kullanılabilen Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb zemin modeli mevcuttur. Bu model plastik deformasyonlar oluşana kadar Mohr-Coulomb bünye modelinin aynısı olsa da gerilme-deformasyon davranışındaki plastik akma bölgesinden sonra kohezyon, kayma mukavemeti açısı, genişleme açısı ve çekme gerilmesi mukavemeti parametrelerindeki olası yumuşama ya da pekleşme davranışını modelleyebilme yeteneğine sahiptir.

Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb model, plastik akmadan sonraki yumuşama ya da pekleşme davranışının modellenebilmesi için kullanıcıdan plastik kesme deformasyonuna karşılık gelen ilgili parametrenin yeni değerini ister. Bu davranışı tanımlamak için kullanıcı, plastik kesme deformasyonunu ve akmadan sonra modifiye edilmesi istenen parametrenin ilgili deformasyon anına denk gelen yeni değerini içeren bir tablo oluşturur. Flac3D, oluşturulan tablodaki deformasyon değerleri arasında doğrusal bir ilişki kurar.



Şekil 3.4: FLAC3D Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb modeli a)plastik deformasyon-kohezyon b)plastik deformasyon-kayma mukavemeti açısı eğrisi.

Kullanıcının tanımladığı tabloda belirtilen her plastik deformasyon değerine ulaşıldığında, model artık ilgili mukavemet parametresini güncelleyerek pekleşme gerçekleşiyse daha fazla gerilme almaya, yumuşama gerçekleşiyse bünyesindeki gerilmeyi çevre elemanlara dağıtmaya başlayacaktır. Bu nitelik, yeterli veriye sahip olduğuna sürece zeminin plastik akma sonrası gerilme-deformasyon ilişkisini bire bir modellemeye olanak sağlamaktadır.



Şekil 3.5: FLAC3D Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb modeli örnek gerilme-deformasyon eğrisi.

3.2. MODİFİYE STRAIN SOFTENING/HARDENING MOHR-COULOMB MODEL

Sonlu farklar algoritması, Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb zemin modeli ile plastik akma sonrası gerilme-deformasyon davranışını simüle etmekte başarılı olsa da akma öncesinde gerçek zemin davranışının çok küçük deformasyonlar dışında doğrusallıktan çok uzak olduğu bilinmektedir. Doğrusal olmayan zemin davranışını modellemek üzere geçmişte birçok araştırma yapılmış ve yeni yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan biri de Öztoprak ve Bolton (2011a) tarafından geliştirilen, deformasyona bağlı kayma modülü azalım ilişkisidir.

3.2.1. ÖZTOPRAK & BOLTON Yaklaşımı

Literatür araştırması bölümünde anlatıldığı gibi dinamik yüklemelerde deformasyon genliğinin maksimum kayma modülü ile ilişkisini inceleyen birçok araştırmacı birçok denklem önerisinde bulunmuştur. G_{max} için Hardin ve Richart tarafından önerilen ilişki (3.4) eşitliğinde verilmiştir.

$$G = A(\gamma)F(e)p_a(p'/p_a)^{m(\gamma)} \quad (3.4)$$

$A(\gamma)$ ve $m(\gamma)$ deformasyona bağlı parametreler, p_a atmosferik basınç, p' ortalama efektif gerilme ve $F(e)$ boşluk oranının bir fonksiyonudur (3.5).

$$F(e) = (2.17-e)^2/(1+e) \quad (3.5)$$

Oztoprak ve Bolton (2011a), Darendelinin (2001) modifiye edilmiş hiperbolik denklemini sadeleştirmiştir.

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma - \gamma_e}{\gamma_r}\right)^a} \quad (3.6)$$

$$\gamma_r(\%) = 0.01U_c^{-0.3} \left(\frac{p'}{p_a}\right) + 0.08 e_{ID} \quad (3.7)$$

$$\gamma_e(\%) = 0.0002 + 0.012 \gamma_r(\%) \quad (3.8)$$

$$a = U_c^{-0.075} \quad (3.9)$$

Eşitlikteki bu üç parametre, elastik eşik deformasyonu (γ_e), referans deformasyonu (γ_r) ve eğrilik katsayısı (a)'dır.

Elastik rijitlik datalarını kullanarak Öztoprak ve Bolton (2011a) maksimum kayma modülü için (3.10) eşitliğinde gösterilen ampirik ilişkiyi önermişlerdir.

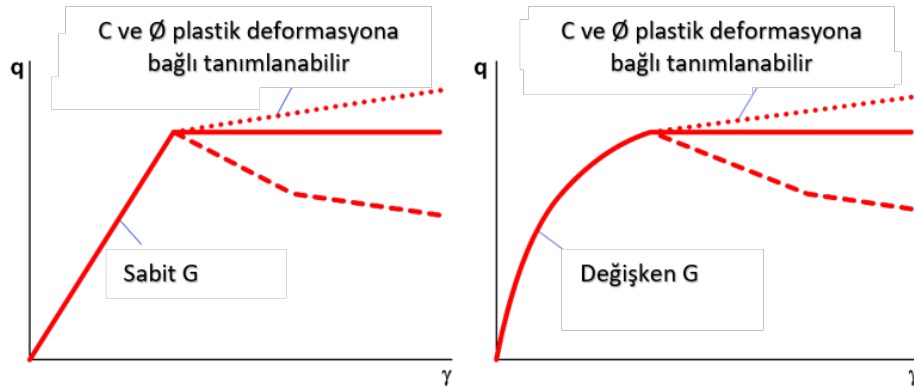
$$G_{\max} = \frac{5760p_a}{(1+e)^3} \left(\frac{p'}{p_a} \right)^{0.5} \quad (3.10)$$

3.2.2. ÖZTOPRAK ve Diğ. Yaklaşımı

Öztoprak&Bolton (2011a) tarafından iri daneli zeminler için önerilen denklem küçük deformasyon-modül ilişkisinde isabet yakalasa da orta deformasyonlarda ve yüksek gerilme seviyelerinde uygun mevcut kayma modülünün tespit edilebilmesi için modifikasyona ihtiyaç duymaktadır. Önerilen başlangıç modülü denklemi, Plaxis sonlu elemanlar programındaki Hardening Soil Model (Schanz ve diğ. 2000) içeriğindeki gibi gerilme, kohezyon ve kayma mukavemeti açısına bağlı olarak modifiye edildiğinde Denklem xxx oluşmaktadır. (Öztoprak vd, 2018)

$$G_o = G_o^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \phi - p' \cdot \sin \phi}{c \cdot \cos \phi + p^{ref} \cdot \sin \phi} \right)^m \quad (3.11)$$

Burada G_o^{ref} denklem 3.10' dan elde edilen G_{\max} başlangıç kayma modülü, p^{ref} referans gerilme, p' ilgili ortalama efektif gerilme ve m gerilmeye bağlılık üssel kuvvetidir.

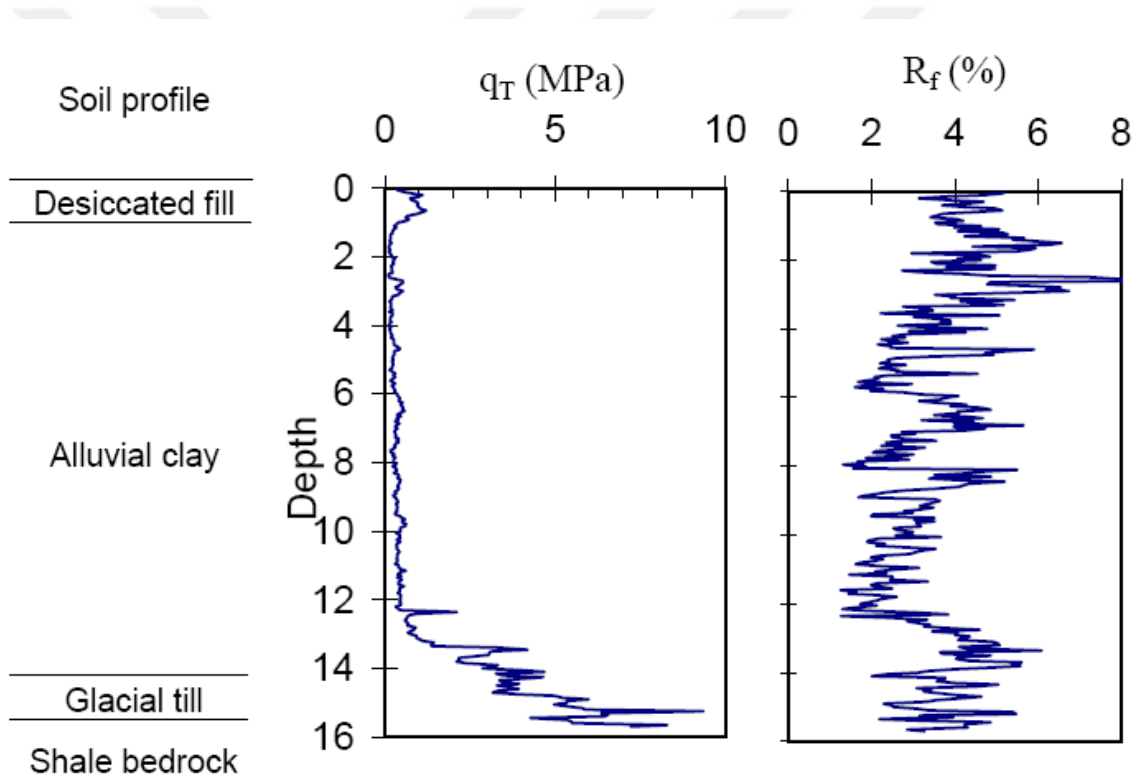


Şekil 3.6: Gerilme deformasyon eğrisi; (a) Gömülü Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb (b) Modifiye Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb.

3.3. GEOPIER® İMALAT VE YÜKLEME DENEYİ SİMÜLASYONU

White ve diğ., Des Moines, Iowa’ da bir otoyol inşaatında zemin iyileştirme için darbeli kırmataş kolonlar kullanmışlar ve bu imalatın etkilerini araştırmışlardır. Araştırma kapsamında üç farklı tekil DKK ve iki farklı DKK grubu incelenmiştir. Arazide alüvyonel zemin hakim olmakla birlikte yüzeye yakın ilk 1m’ de sıkıştırılmış dolgu ve 13m’ den sonra sert zemin birimi mevcuttur.

Bu tez kapsamında, Iowa’ da yapılan otoyol inşaatındaki araziye ait Pham (2005) tarafından yapılan zemin araştırmaları ve iki boyutlu sonlu elemanlar analizleri dikkate alınacaktır.



Şekil 3.7: Zemin profili ve CPT sonuçları (Pham, 2005).

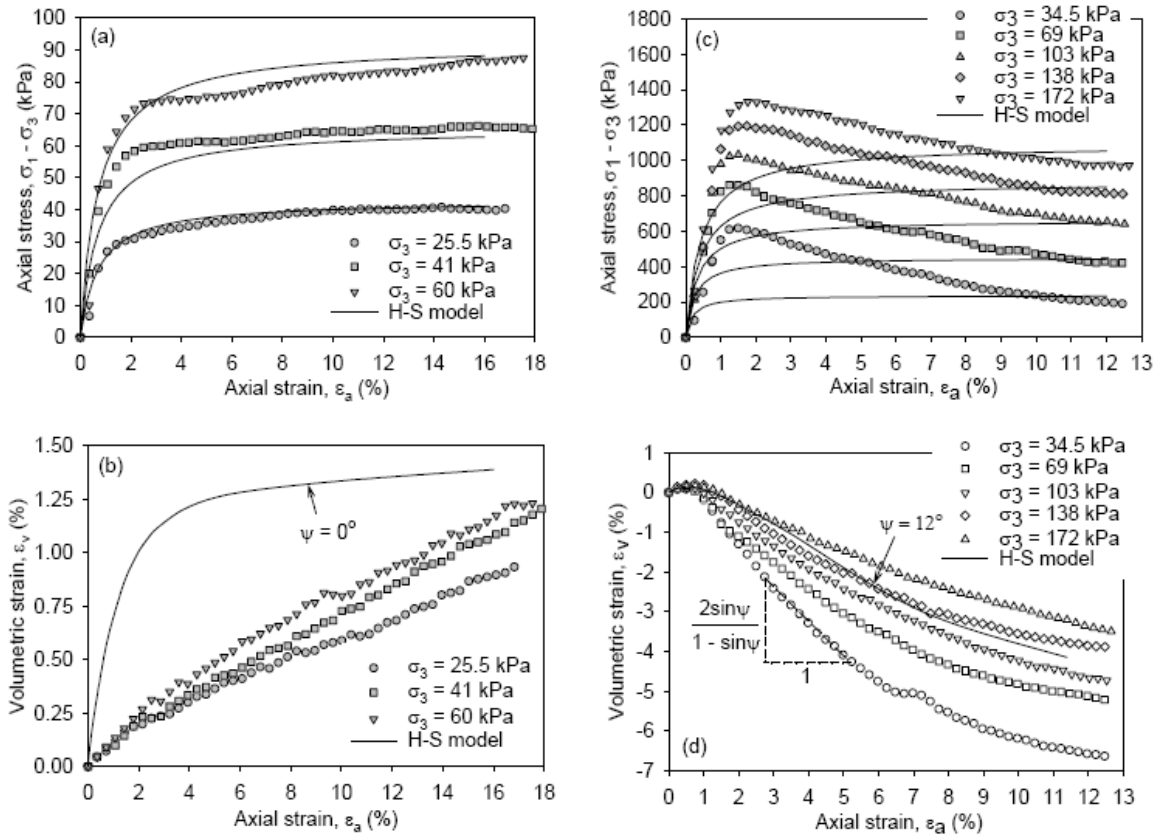
Pham (2005) tarafından gerçekleştirilen ilgili zemine ait üç eksenli (CD) deneyine ait eksenel deformasyon- eksenel gerilme ve eksenel deformasyon- hacimsel deformasyon eğrileri Şekil 3.8’ de gösterilmiştir.

Tablo 3.3: Sıkıştırılmış agrega, alüvyonel kil ve sıkıştırılmış dolguya ait Plaxis Hardening Soil parametreleri (Pham, 2005).

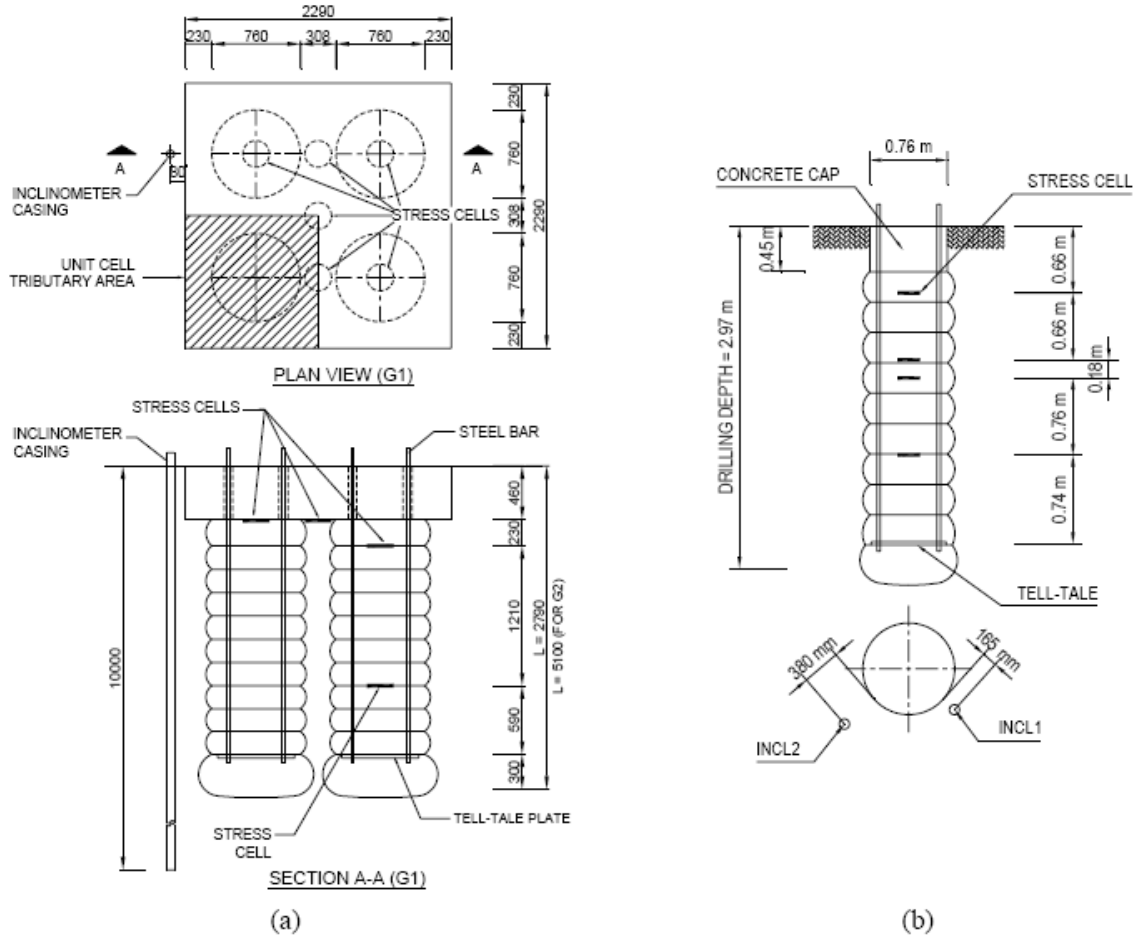
Parameter	Aggregate	Alluvial clay	Desiccated fill
Effective stress friction angle, ϕ' (deg)	47	24	35
Effective stress cohesion, c' (kPa)	4	2	2
Dilatancy angle, ψ (deg)	12	0	0
Average wet density, γ (kg/m ³)	2,100	1,924	1,924
Deviatoric reference modulus, E_{50}^{ref} (kPa)	61,000	3,000	9,000
Compression reference modulus, E_{0ed}^{ref} (kPa)	61,000 ^a	1,500	4,500
Unloading/reloading modulus, E_{ur}^{ref} (kPa)	1,220,000 ^b	9,000 ^b	27,000 ^b
Power for stress-level dependency, m	0.48	1	1
Unloading/reloading Poisson's ratio, ν_{ur}	0.2	0.2	0.2
Reference stress, p^{ref} (kPa)	34.5	25.5	25.5
Failure ratio, R_f	0.88	0.96	0.96
K_0 for normal consolidation, K_0^{NC}	0.27	0.59	0.43
Initial void ratio, e_{ini}	0.33	1.0	1.0
Minimum void ratio (contraction), e_{min}	0.329	—	—
Maximum void ratio (dilation), e_{max}	0.393	—	—
Tensile cut-off, $\sigma_{tension}$	0	0	0

^aAssume: $E_{0ed}^{ref} = E_{50}^{ref}$.

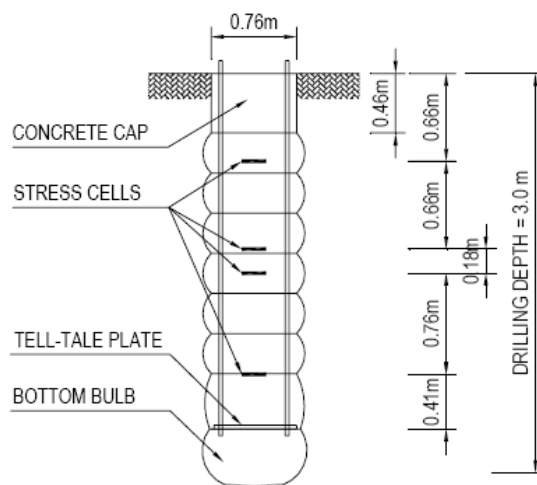
^bAssume: $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$.



Şekil 3.8: Agregaya ve alüvyonel kil için üç eksenli (CD) deney sonuçları (Pham, 2005).



Şekil 3.9: Grup DKK' ların plan ve kesit görünümü (Pham, 2005).



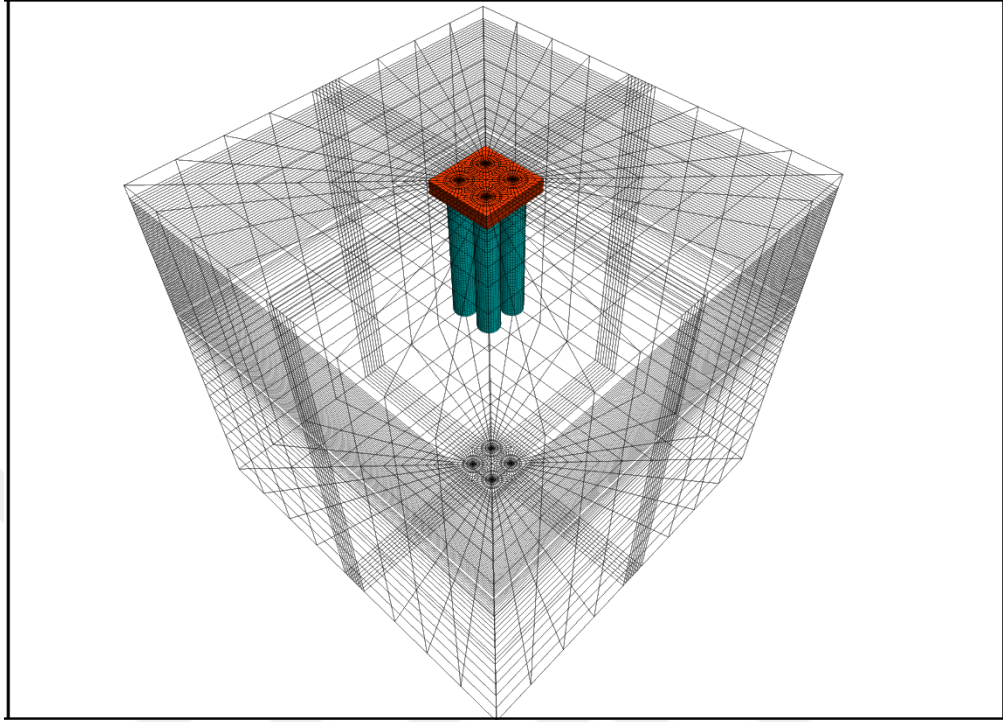
Şekil 3.10: Tekil DKK' ların kesit görünümü (Pham, 2005).



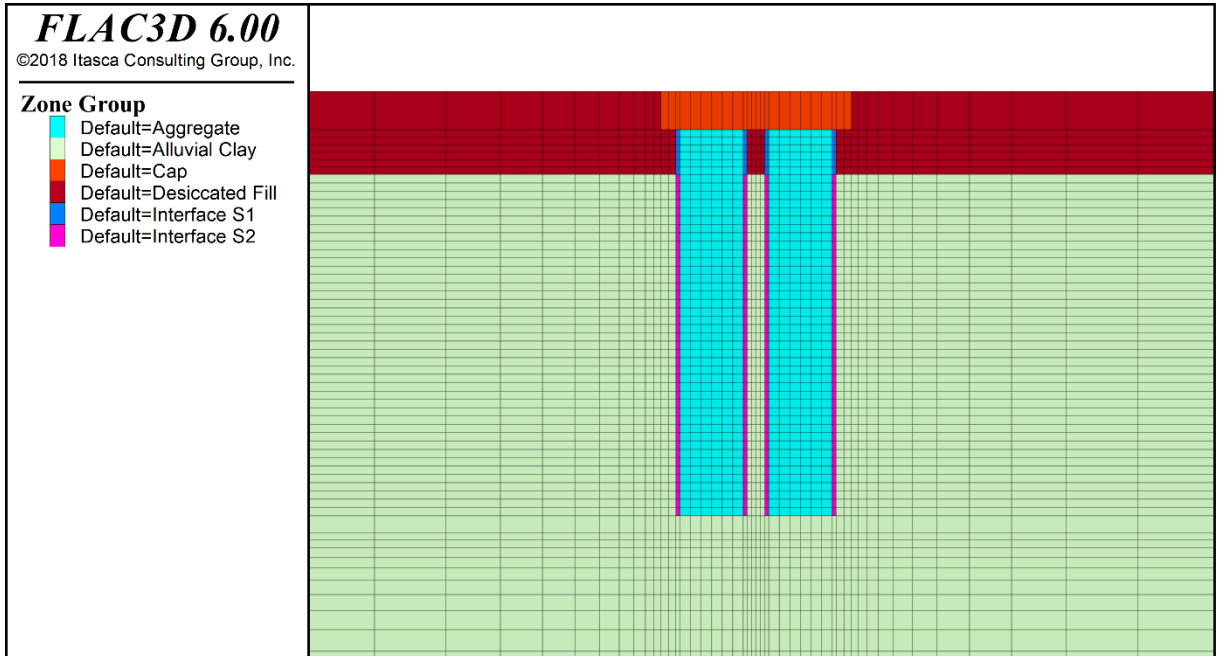
(a)Kolon boşluğunun açılması, (b)Hidrolik tokmak ve çakılın kompakte edilmesi, (c)Başlık için yüzey düzeltmesi, (d)Enstürmasyon ve çelik başlık donatısı, (e)dört adet 100 tonluk hidrolik yük tokmağı, (f)Yükleme çerçevesi

Şekil 3.11: DKK imalatı (Pham, 2005).

Tanımlan arazi profili ve imalatın birebir modellemesi Flac3D v6 sonlu farklar yazılımında yapılmıştır.



Şekil 3.12: FLAC3D programında oluşturulan üç boyutlu sonlu farklar ağı.

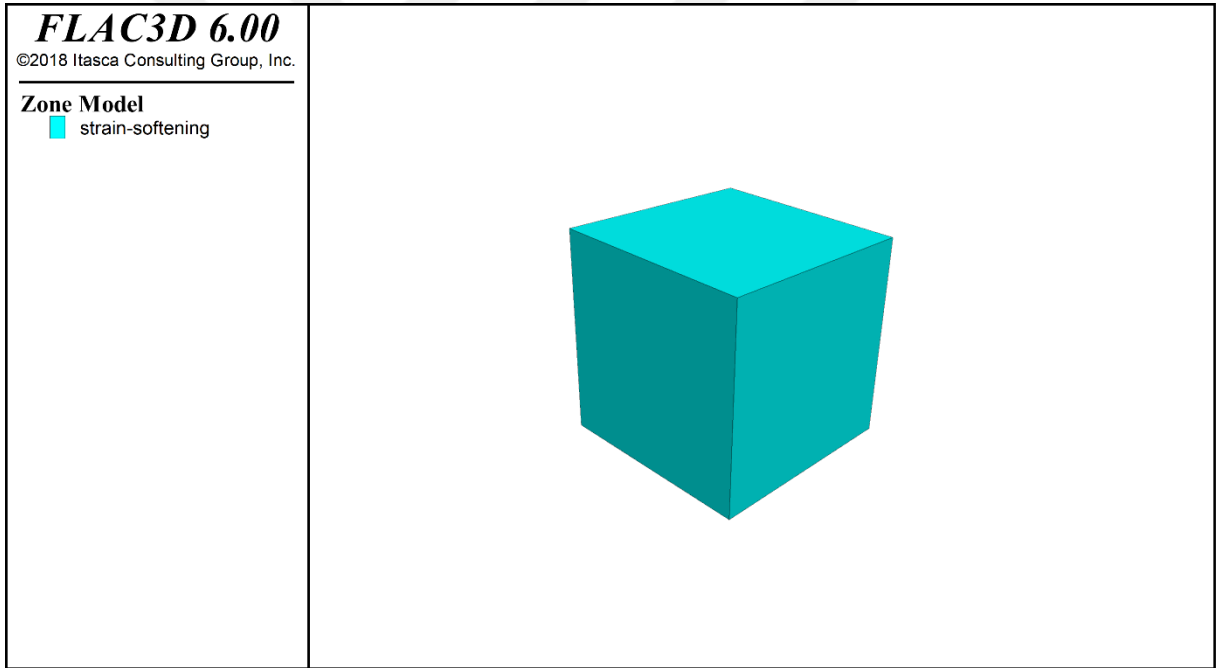


Şekil 3.13: FLAC3D programında oluşturulan grup DKK modelin kesit görünüşü.

3.3.1. Üç Eksenli (CD) Deneyi Simülasyonu

Zeminlerin gerilme deformasyon davranışlarını tespit etmede kullanılan en etkili deneylerden biri üç eksenli basınç deneyleridir. Tez kapsamında kullanılacak olan DKK' ların imal edildiği araziye ait CD deneylerine sahip olduğundan dolayı, analizlerde kullanılacak olan parametreler bu CD deneylerine bağlı kalınarak kalibre edilecek ve ardından DKK analizlerine geçilecektir.

Flac3D programında hazırlanan CD deneyi simülasyonu tek elamanlı, birim boy ve genişlikte küp şekle sahip üç boyutlu bir modeldir. Simülasyonda, Öztoprak vd (2018) tarafından önerilen gerilme ve deformasyon bağımlı modül değişimini hesaba katan Modifiye Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb modeli kullanılmıştır.



Şekil 3.14: FLAC3D programında oluşturulan üç eksenli CD modelinin görünüşü.

Alt sınır noktaları düşeyde sabitlenen modelde, kenar noktalarına hidrolik çevre basıncı uygulanmış, üst yüzeyden de yüklemeyi temsil edecek şekilde hız verilip, birim eleman içerisinde eşzamanlı olarak gerilme okunmuştur.

Malzeme parametrelerinde ihtiyaç duyulan plastik gerilmelere karşılık mukavemet değerleri, Pham (2005) tarafından gerçekleştirilen CD deneylerinden geri analizle elde edilmişlerdir.

```

Edit StaticEquilibriumMC.f3dat
1 ;=====
2 ;Static Phase Set-Up
3 ;=====
4 ;Set Displacements to Zero
5 zone gridpoint initialize velocity (0,0,0)
6 zone gridpoint initialize displacement (0,0,0)
7 ;Assign Mechanical Model
8 zone cmodel assign strain-softening
9 ;Assign Material Properties
10 zone property density @dens_s1_ friction=@fi_s1 dilation=@psi_s1 ...
& 11 cohesion=@c_s1 young @Ei_s1 poisson=@v_s1 tension @tens_s1
12 zone property table-friction 'fri'
13 table 'fri' add (0,@fi_s1)
14 zone property table-dilation 'psi'
15 table 'psi' add (0,@psi_s1) (0.0035,@psi_s1) (0.03,15) (0.04,12) (0.05,8) (0.27,0)
16 zone property table-cohesion 'cohe'
17 table 'cohe' add (0,@c_s1) (0.0035,@c_s1) (0.03,[c_s1/1.20]) (0.15,[c_s1/3.25]) (0.25,4.0e3)

```

Şekil 3.15: FLAC3D programında malzeme parametrelerinin tanımlanması

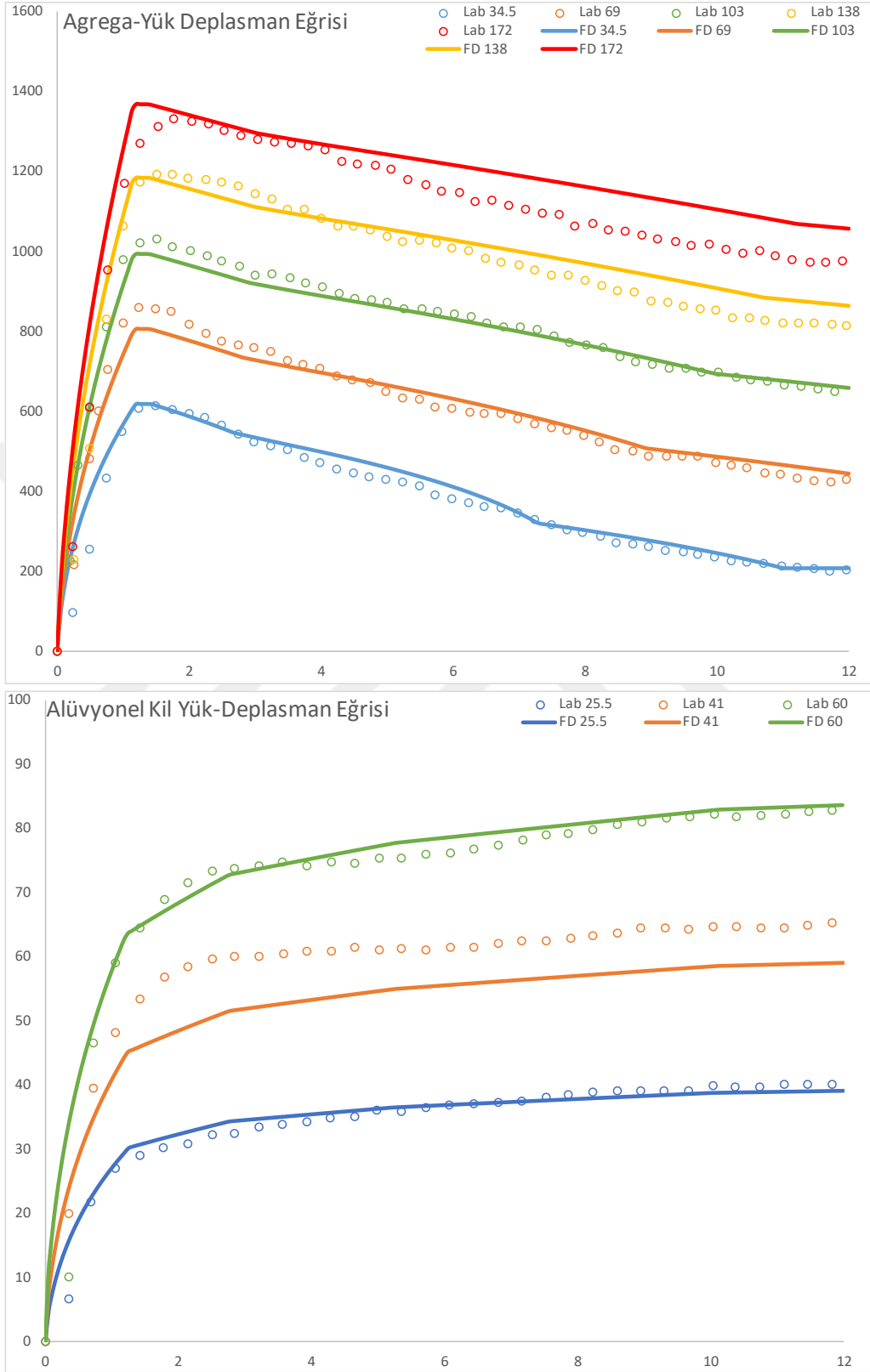
Sıkıştırılmış agrega üzerinde 34.5, 69, 103, 138, 169 kPa çevre basıncının uygulandığı 5 farklı deney simülasyonu gerçekleştirilip laboratuvar deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Bu değerler alüvyonel kil için 25.5, 41 ve 61 kPa' dır.

Simülasyonlarda kullanılan nihai mukavemet parametreleri Pham (2005)' in deneyler sonucunda elde ettiği değerlerle aynı olmakla birlikte plastik akmanın gerçekleştiği bölgedeki değerler farklılık göstermektedir.

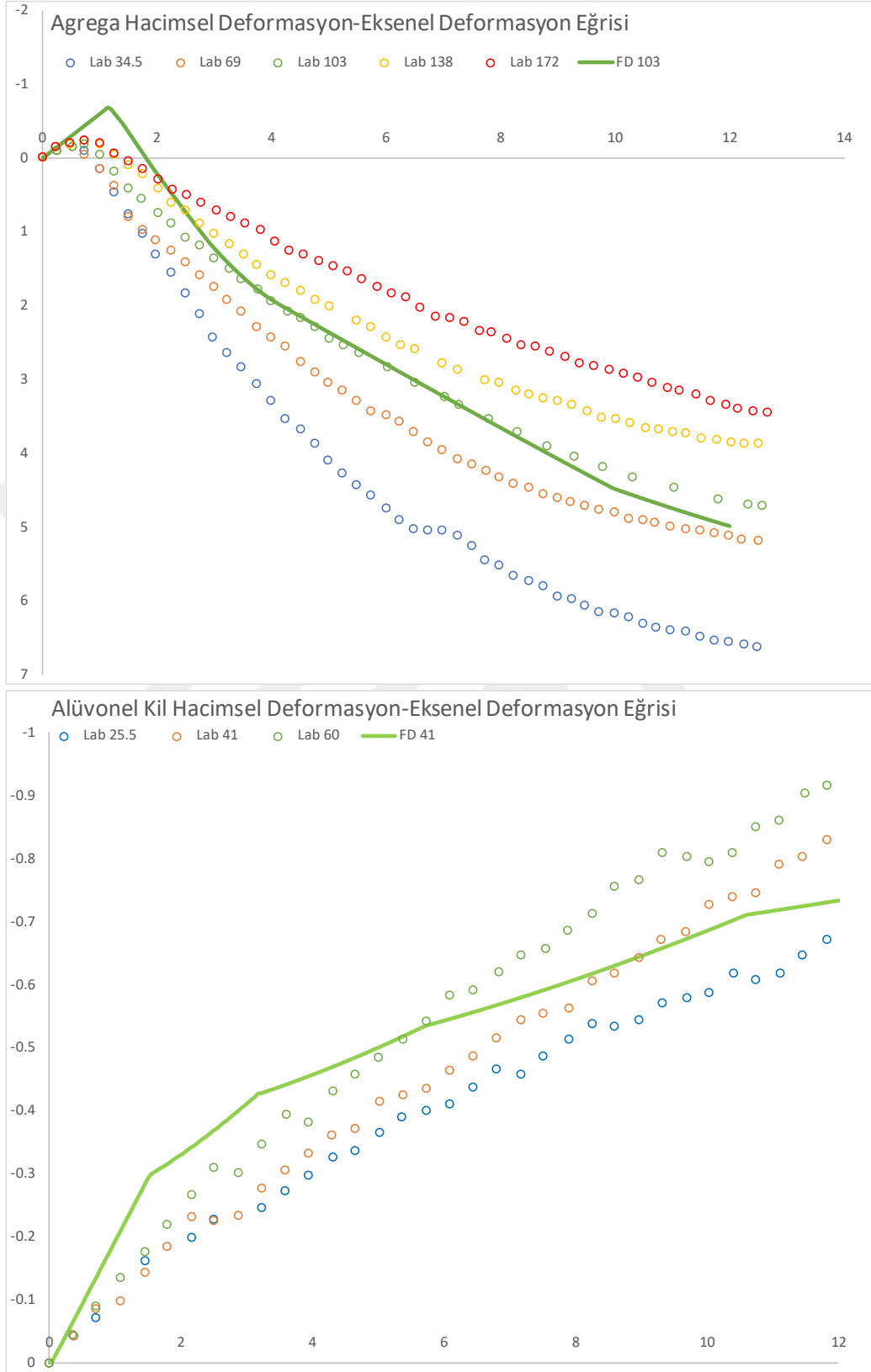
Alüvyonel kil zeminlerde akma öncesi doğrusal olmayan davranışı sağlamak adına Vardenega ve Bolton (2011) tarafından önerilen deformasyona bağlı rijitlik azalım denklemi kullanılmıştır.

Tablo 3.4: Üç eksenli (CD) deneyi simülasyonlarından geri analiz ile elde edilen mukavemet parametreleri.

Zemin	c (kPa)		ϕ		ψ	
	Başlangıç	Nihai	Başlangıç	Nihai	Başlangıç	Nihai
Alüvyonel Kil	2	2	19	24	0	0
Agrega	85	4	47	47	12	12



Şekil 3.16: Agregatör için CD deneyinden edinilen laboratuvar (Lab) ve sonlu farklar (FD) sonuçları



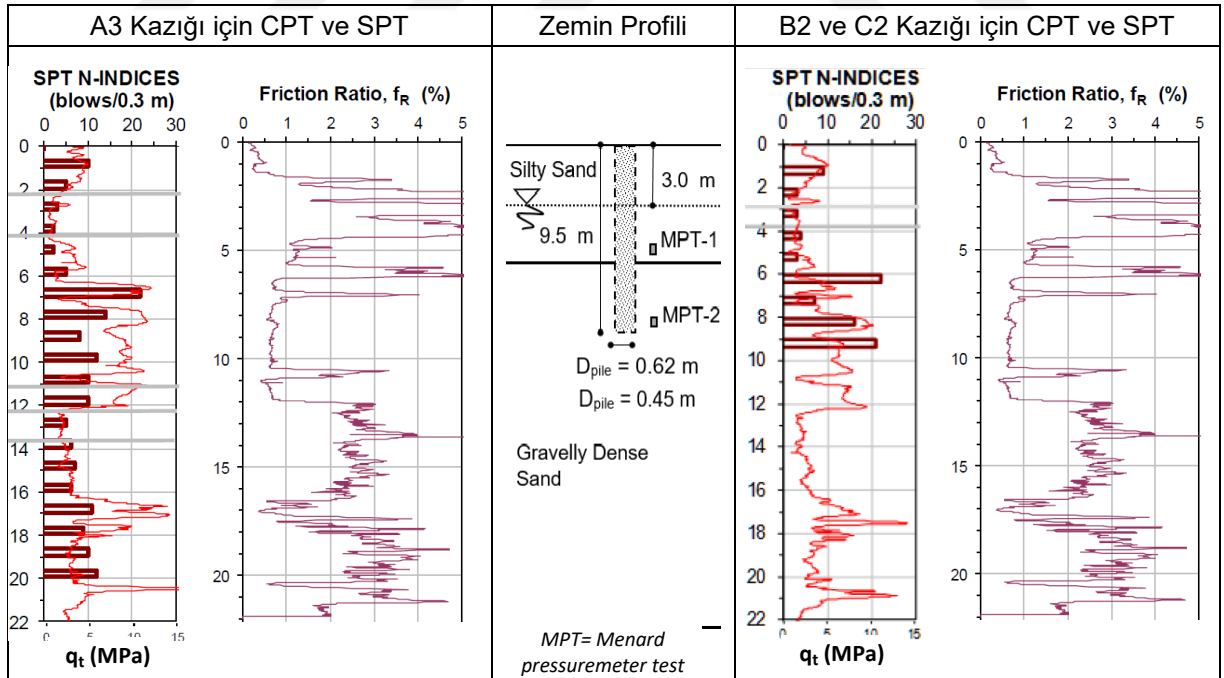
Şekil 3.17: Kil için CD deneyinden edinilen laboratuvar (Lab) ve sonlu farklar (FD) sonuçları

3.4. DEPLASMAN KAZIĞI İMALAT VE YÜKLEME DENEY SİMÜLASYONU

Bolivia, Santa Cruz de la Sierra' da 27-29 Nisan 2017 tarihinde 3. Uluslararası Bolviya Derin Kazılar Konferansı kapsamında bir kazık yükleme deneyi tahmin etkinliği düzenlenmiştir. Etkinlik kapsamında Bolviya Deneysel Kazık Sahası'nda (B.E.S.T.) standart penetrasyon deneyi, konik penetrometre deneyi, pressiyometre deneyi ve dilatometre deneyini içeren bir arazi araştırması yapılmış, ardından katılımcılardan bu arazi içerisinde farklı yöntemlerle imal edilecek olan kazıklara yapılacak olan yükleme deneyi eğrilerini tahmin etmeleri istenmiştir. Fellenius vd. (2017)' de detaylı şekilde paylaşılan sahaya ait çalışmaların özeti Tablo 3.5 ve Şekil 3.18' de mevcuttur.

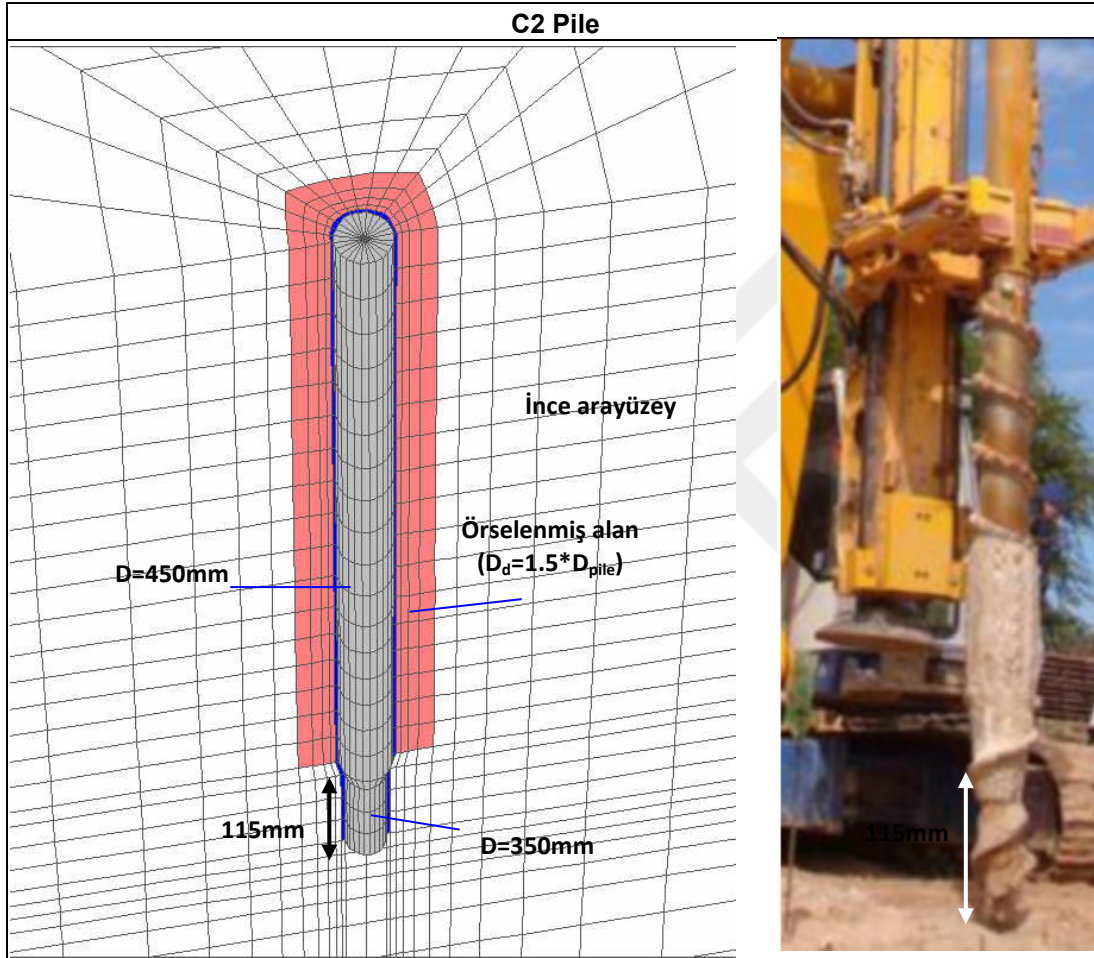
Tablo 3.5: Etkinlik kapsamındaki kazıklara ait imalat bilgileri.

Kazık	Kazık Tipi	Çap	Topuk İlavesi	Yükleme Metodu	Detay
A3	Kılıflı bentonit harçlı foraj	620 mm	---	Head-down Test (HD)	Basıncılı Şerbetleme
B2	Kılıfsız foraj	450 mm	---	Head-down Test (HD)	Basıncılı Şerbetleme
C2	Forajsız deplasman	450 mm/ 350 mm	---	Head-down Test (HD)	Basıncılı Şerbetleme



Şekil 3.18: Zemin profiliyle birlikte SPT/CPT sonuçları ve Pressiyometre (MPT) derinlikleri

Tez kapsamında, etkinlikteki kazıklardan yalnızca forajsız boşluk genişletme metoduyla inşa edilen C2 deplasman kazığı incelenmiştir. C2 kazığının yükleme deneyi simülasyonunu oluşturmak için Öztoprak vd (2018) tarafından geliştirilen Modifiye Strain Softening/Hardening Mohr-Coulomb model kullanılmıştır. Gerekli malzeme parametrelerini elde etmek üzere, arazideki pressiyometre deneylerinden geri analiz yapılmıştır.

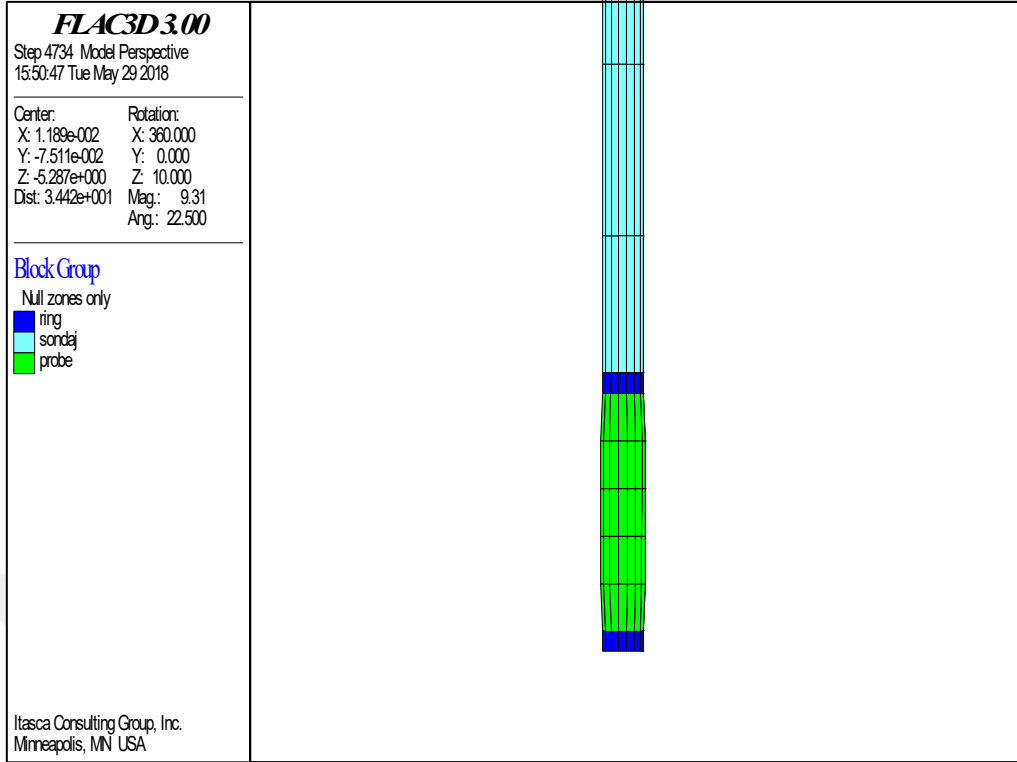


Şekil 3.19: Oluşturulan FLAC3D modeli ve deplasman kazığı makinası.

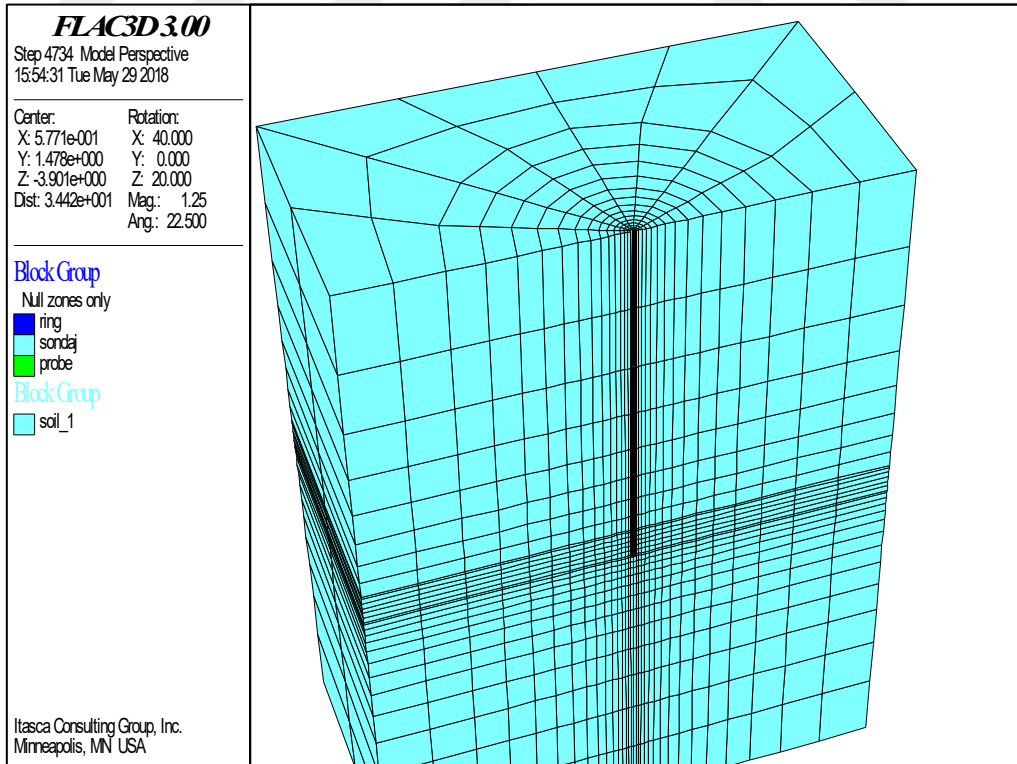
3.4.1. Pressiyometre Deneyi Simülasyonu

Parametre kalibrasyonu için oluşturulan pressiyometre modelinde, deneyin yapıldığı derinliğe kadar sondaj yapılmış, ardından deneyde uygulanan gerilmeler programa tanımlanmıştır.

Pressiyometre balonunun şişirilmesi, yüzeye dik gerilmeler verilerek simüle edilmiştir. Tekrarlı yüklemeler boyunca sondaj yüzeyinden koordinat okunarak, pressiyometre yük-deplasman eğrisi oluşturulmuştur.



Şekil 3.20: Oluşturulan simülasyonda pressiyometre görüntüsü

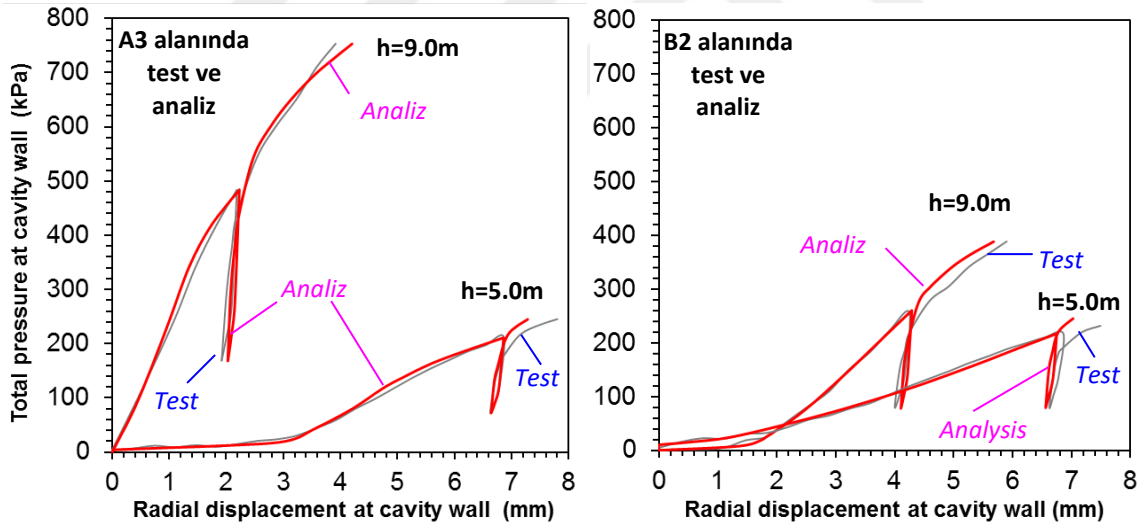


Şekil 3.21: Oluşturulan pressiyometre modeli

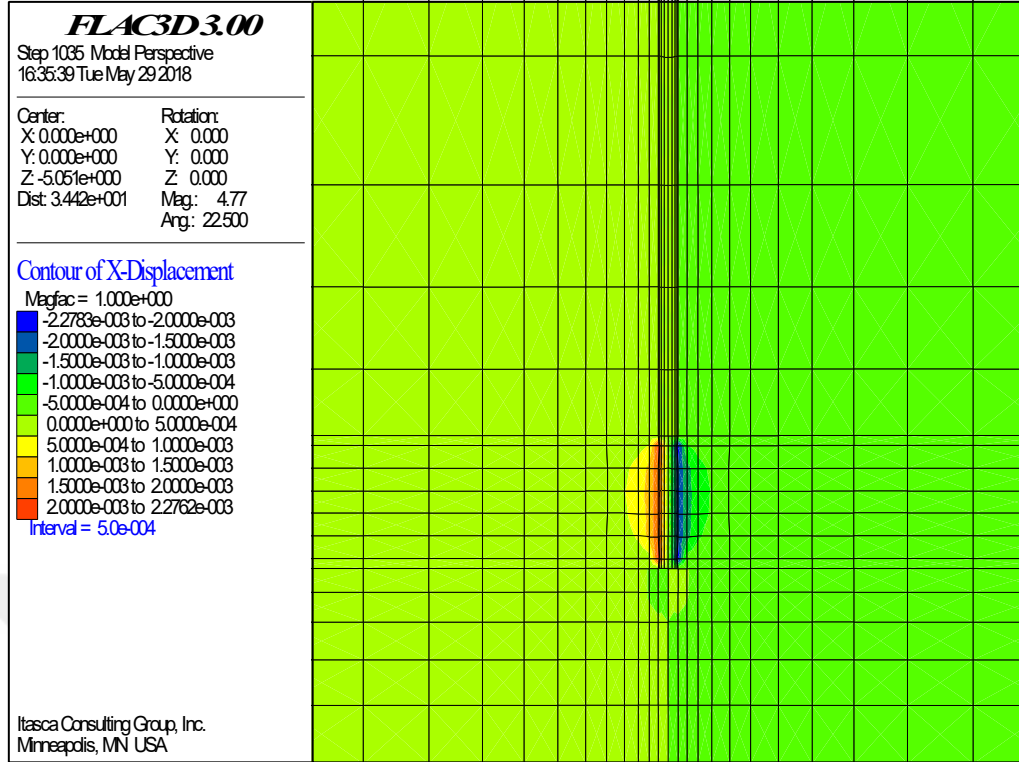
Geri analize başlamadan önce bazı parametreler uygun yaklaşım ve denklemlerle tespit edilip sabit tutulmuştur. K_o pressiyometre eğrisindeki 'lift-off' basıncından, $\phi=(15.4 \cdot N_{1,60})^{0.5}+20$ (Hatanaka ve Uchida, 1996), genişleme açısı $\phi_p=\phi_{cv}+0.8\psi$ (Bolton, 1986) denkleminde sabit hacim kayma mukavemeti açısı $\phi_{cv}=32^\circ$ alınarak bulunmuştur. ID için SPT ve CPT korelasyonları kullanılmıştır. Saptanan ön tasarım parametreleri ile bir takım tekrarlı analizler yapıp, arazideki pressiyometre deneyleri ile örtüşen sonuçlar elde edilmiştir.

Tablo 3.6: Pressiyometre simülasyonu ile elde edilen malzeme parametreleri

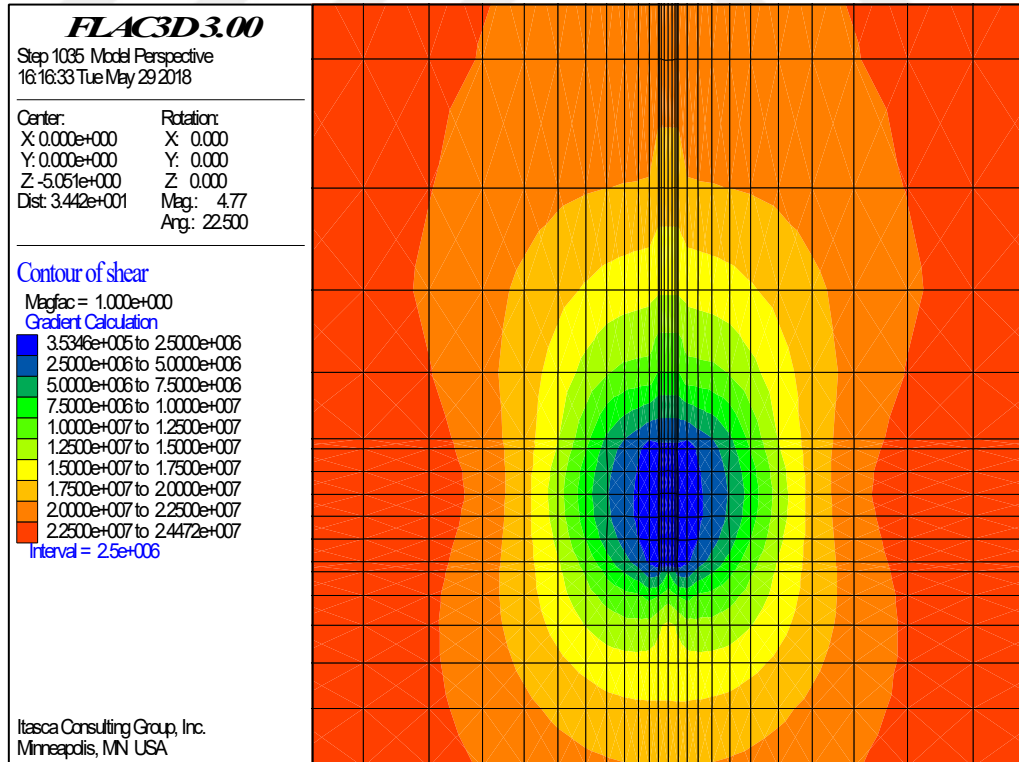
Pile	Test derinliği (m)	γ (kN/m ³)	K_o (-)	e_o (-)	U_C (-)	I_D (%)	f (-)	m (-)	p'_{ref} (kPa)	$G_{0,ref}$ (MPa)	ν (-)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (°)
C2	5.00	18.0	0.50	0.98	50	38	0.35	0.10	100	26	0.35	1.0	33.0	1.0
	9.00	18.5	0.35	0.82	20	60	0.38	0.10	100	36	0.35	1.0	40.0	9.5



Şekil 3.22: A3 ve B2-C2 kazık alanlarında pressiyometre deneyinin geri analizi



Şekil 3.23: Yükleme esnasında pressiyometre çevresinde yanal deplasman dağılımı.



Şekil 3.24: Yükleme esnasında pressiyometre çevresinde kayma modülü dağılımı.

4. BULGULAR

Bu bölümde, Öztoprak vd (2018) tarafından geliştirilen MSSH-MC model kullanılarak oluşturulan tekil ve grup darbeli kırmataş kolon ve tekil deplasman kazığı analizlerinin sonuçları paylaşılacak ve modelin performansı incelenecektir.

Yapılan analizlerin tamamı Flac3D yazılımında büyük deplasmanlara izin verilerek gerçekleştirilmiştir.

Darbeli kırmataş modellerinde parametre tayini, ilgili zeminde yapılan üç eksenli CD deneylerinden, deplasman kazığı modelinde ise ilgili zemindeki pressiyometre deneylerinden geri analiz ile sağlanmıştır.

4.1. GEOPIER® ANALİZLERİ

Geopier® imalatı boyunca ve sonrasında çevre zemin ve kolon içi tesirler bu bölümde incelenecektir.

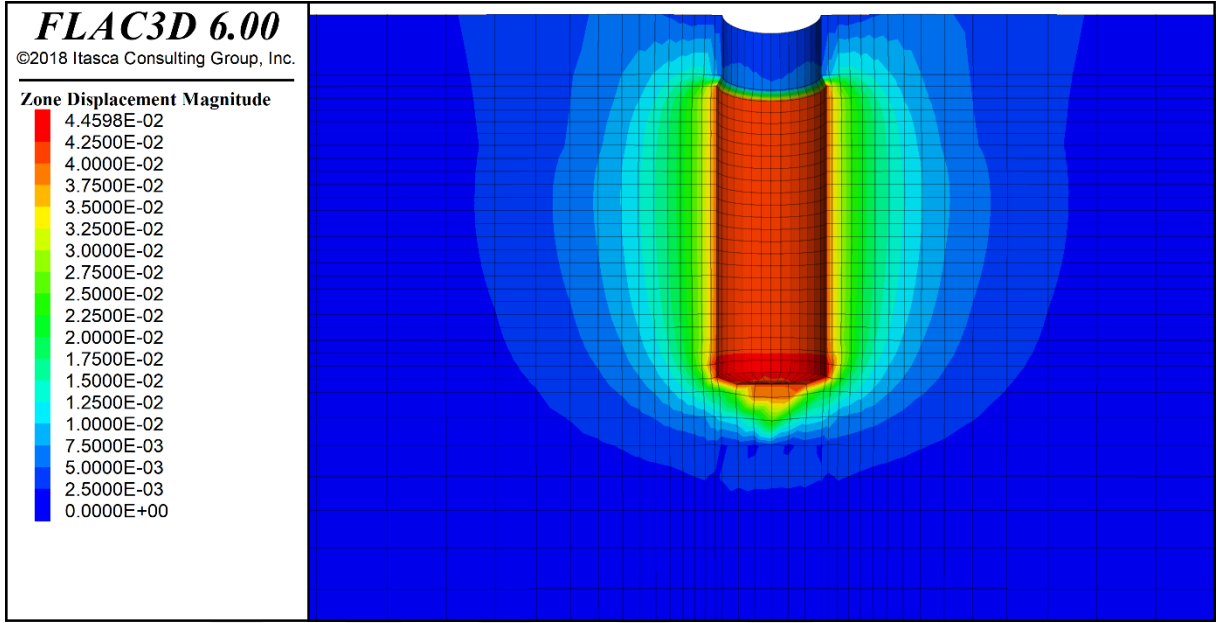
4.1.1. Kolon Boşluğunun Açılması ve İmalat

İmalat esnasında ilk olarak 76 cm çapında bir delik açılır ve bu deliğe dökülen çakıl özel bir mandrel yardımıyla çakılır. Pham (2005) çakma etkisiyle oluşan yarı çap genişlemesini 4cm, boy uzamasını 8cm olarak belirtmiştir. Bu etkiyi simüle etmek üzere şu adımlar izlenmiştir;

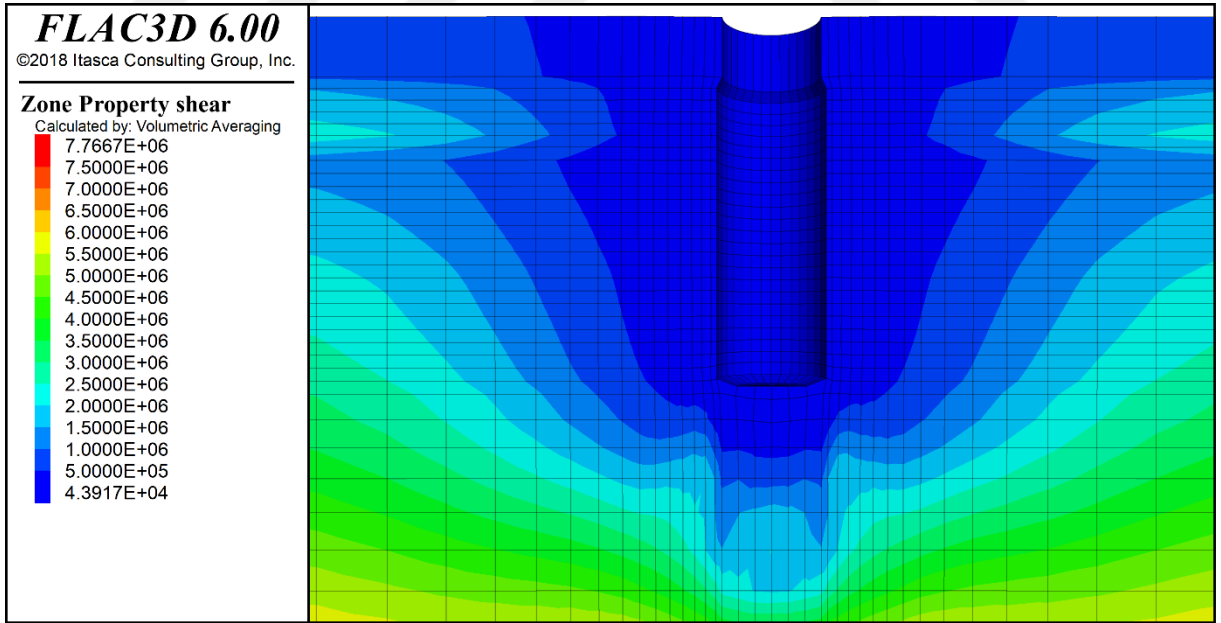
- 76 cm çapında kazı boşluğu oluşturulur
- Kazı tabanına 8 cm düşey deplasmana eşdeğer hız verilir ve analiz edilir
- Kazı duvarına 4 cm radyal deplasmana eşdeğer hız verilir ve analiz edilir
- Gerilmeye bağlı modül güncellemesi uygulanır

Yapılan analizler boyunca rijitlik değişimi formülünü devreye sokan alt-program otomatik olarak çalışmaktadır. Oluşan büyük deformasyonlar sonucu çevre zeminde büyük bir kayma modülü azalımı gerçekleştiği görülmektedir. Bu azalım, gerilmeler dağılıp zemin başkalaştığı zaman yerini daha rijit bir malzemeye bırakmıştır.

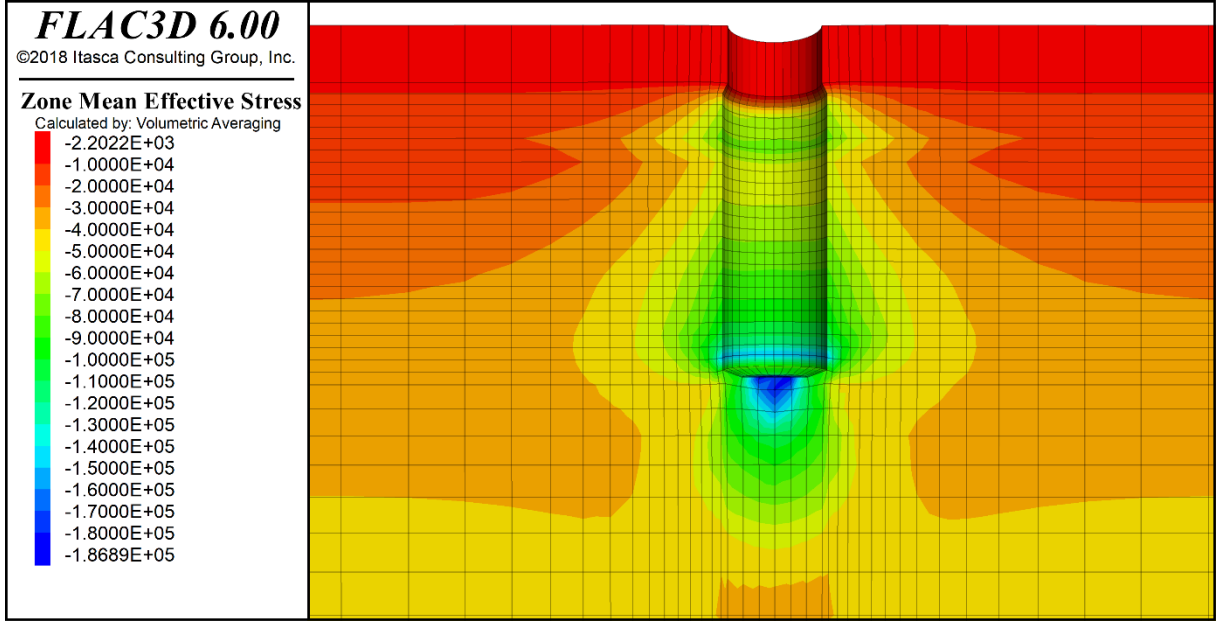
4.1.1.1. Kısa Tekil Geopier®



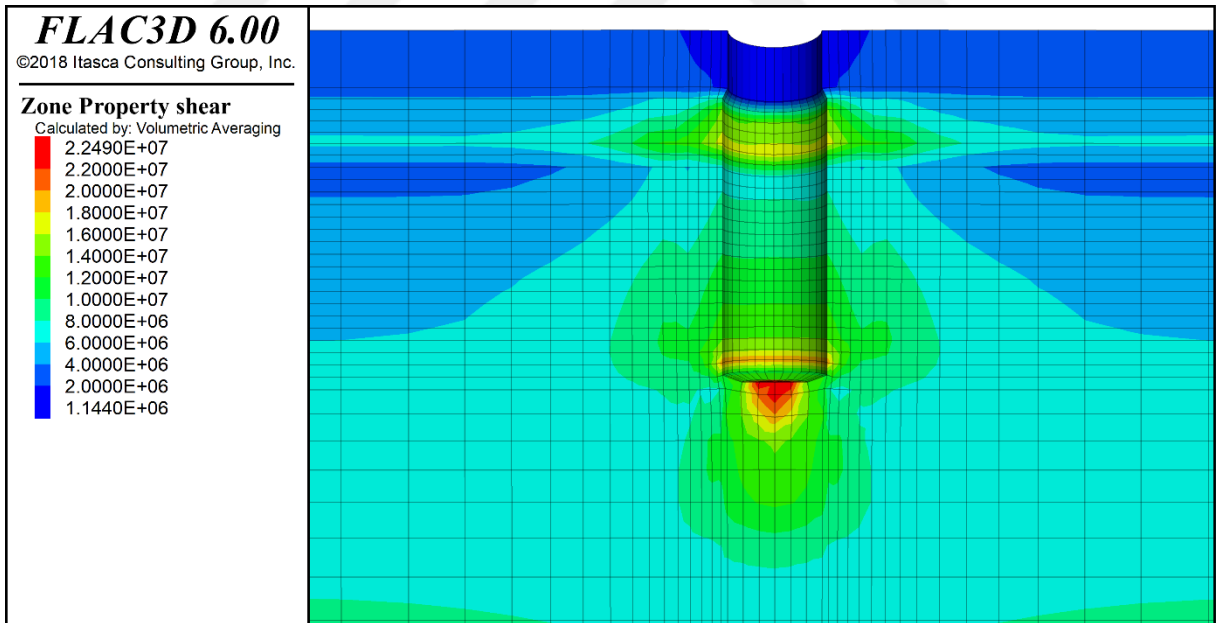
Şekil 4.1: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki deformasyon dağılımı.



Şekil 4.2: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki kayma modülü dağılımı.

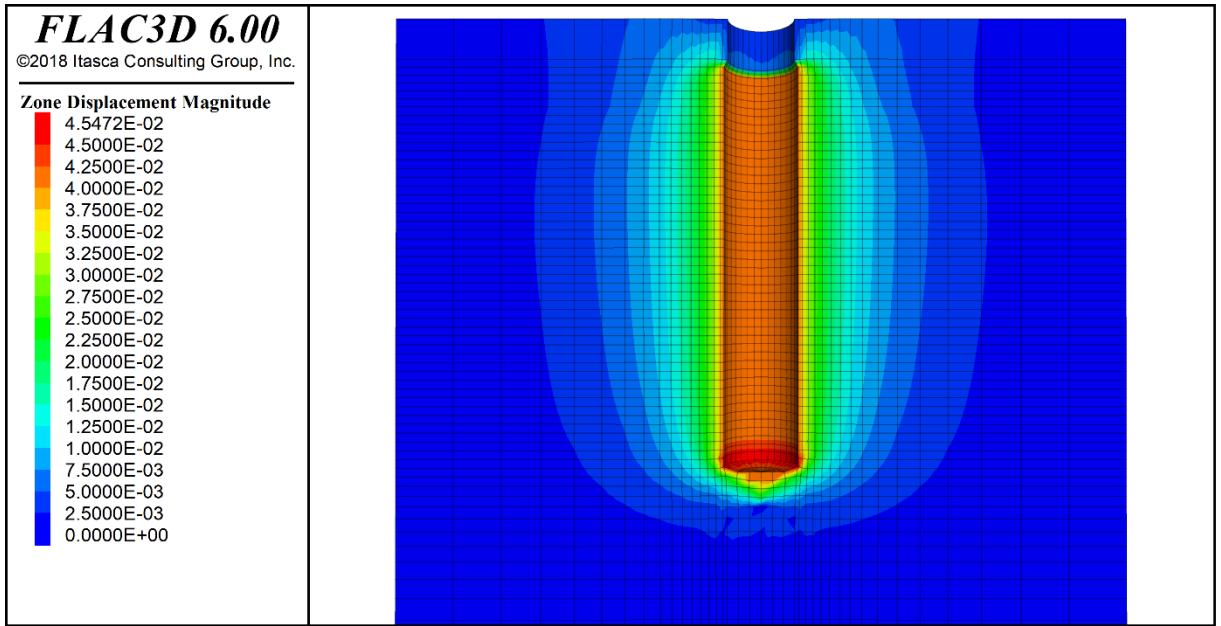


Şekil 4.3: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı

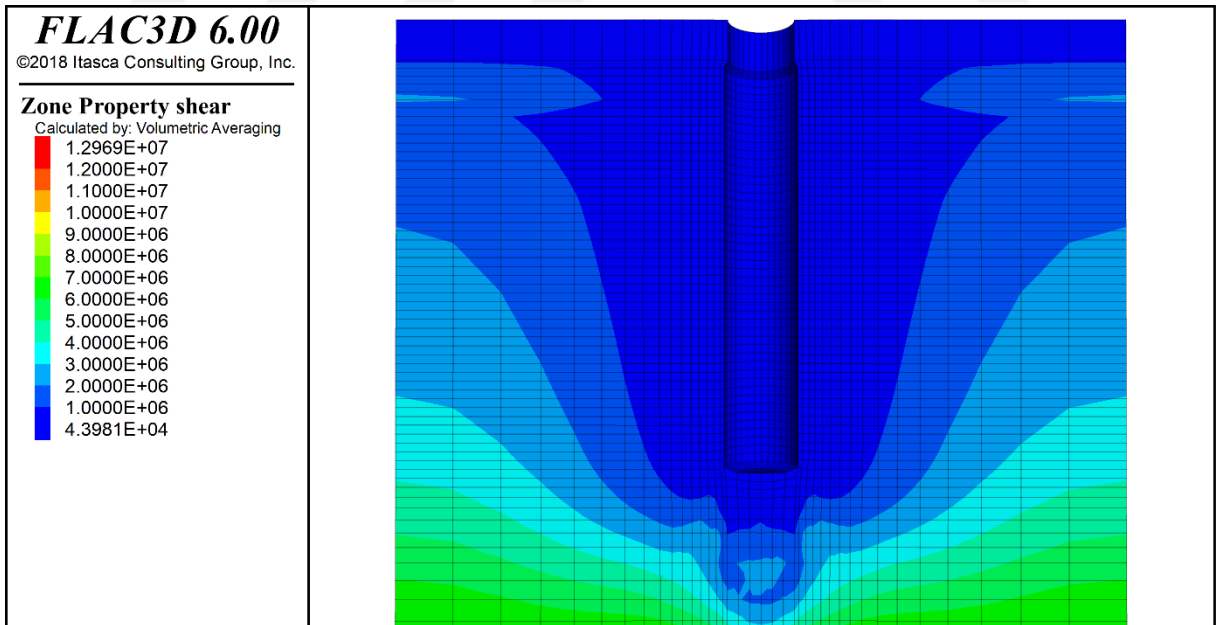


Şekil 4.4: Kısa tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki kayma modülü dağılımı

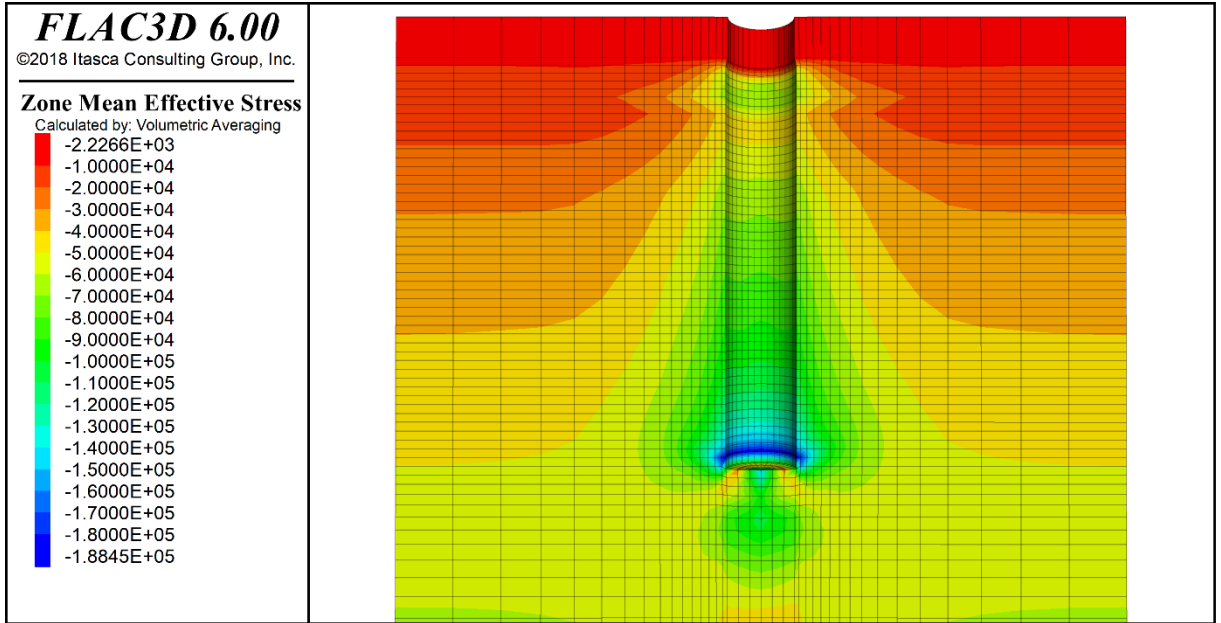
4.1.1.2. Uzun Tekil Geopier®



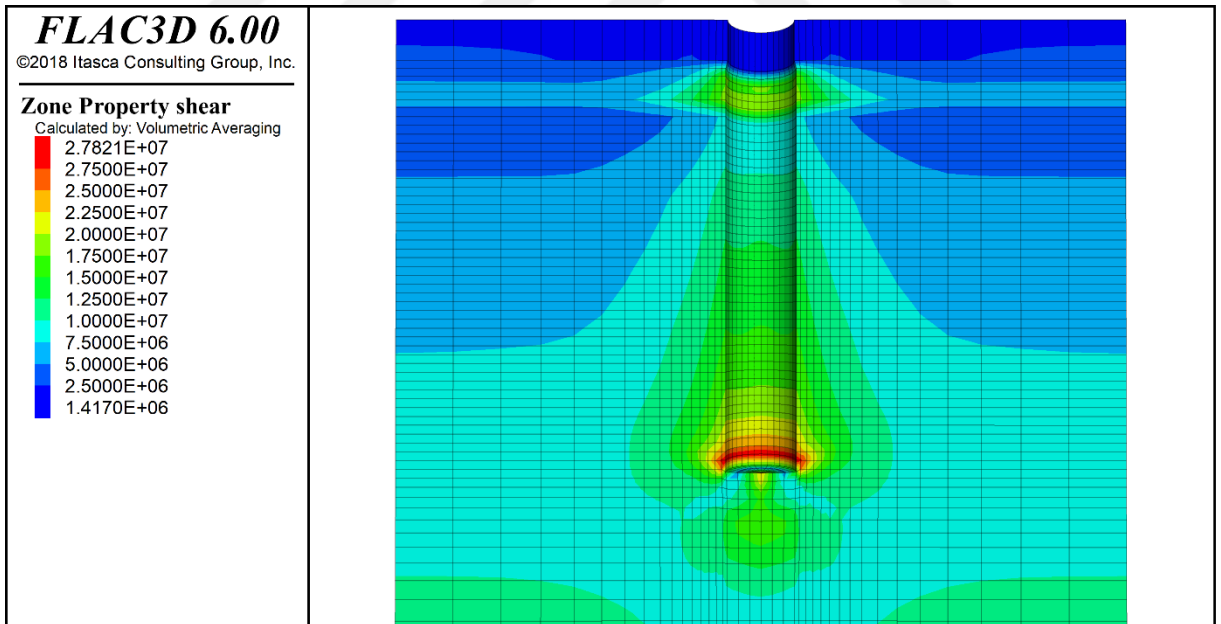
Şekil 4.5: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki deformasyon dağılımı.



Şekil 4.6: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme esnasında çevre zemindeki kayma modülü dağılımı.

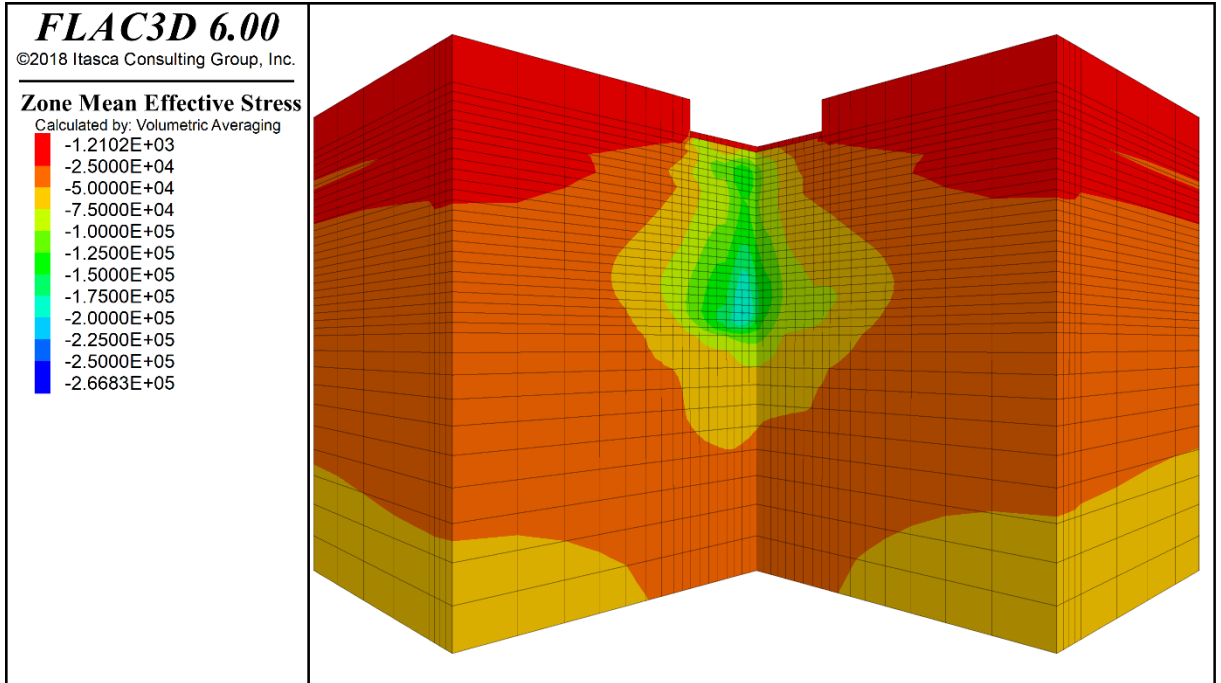


Şekil 4.7: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.

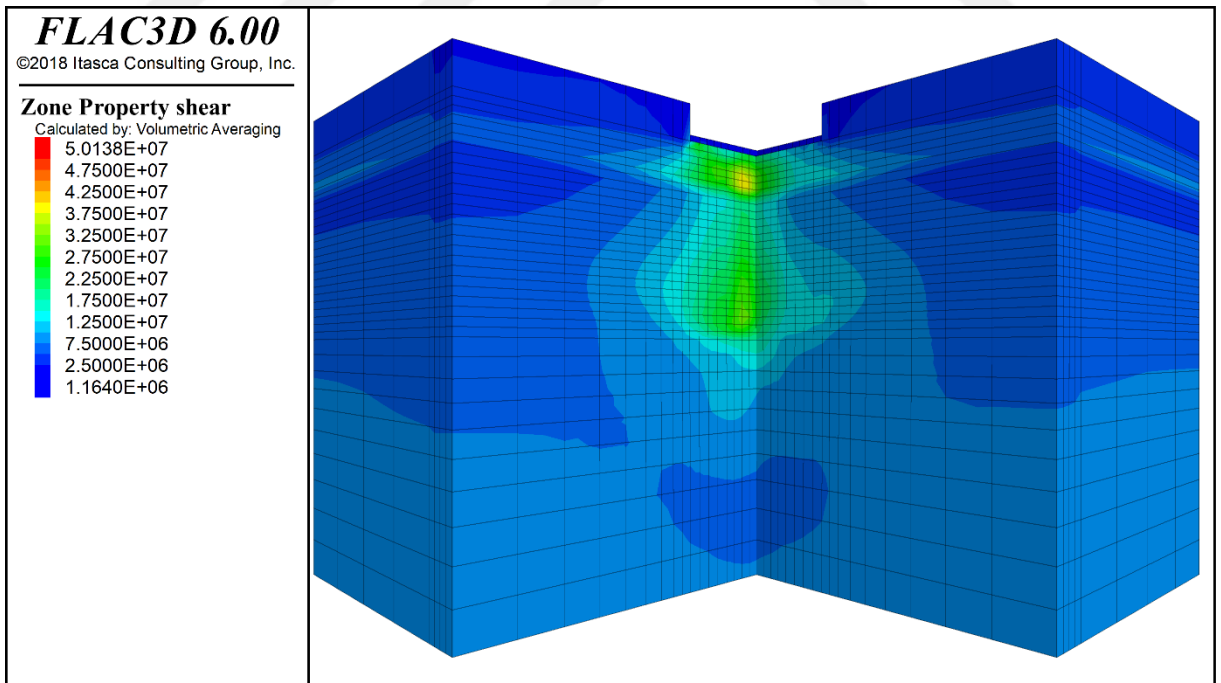


Şekil 4.8: Uzun tekil kolonda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki kayma modülü dağılımı.

4.1.1.3.Kısa Grup Geopier®

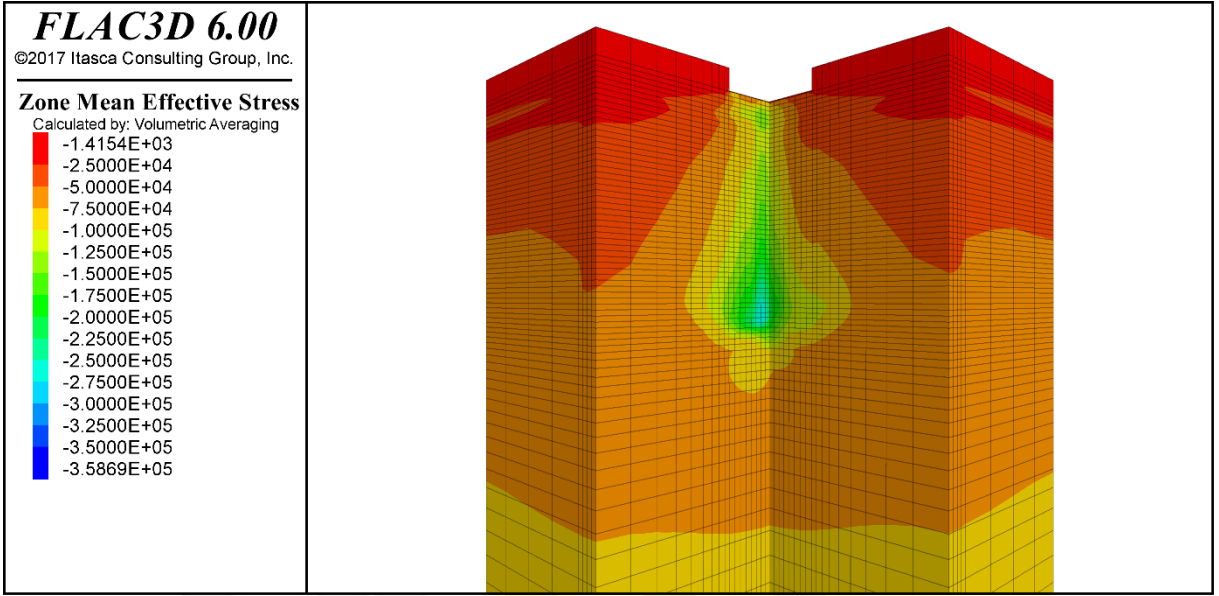


Şekil 4.9: Kısa grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.

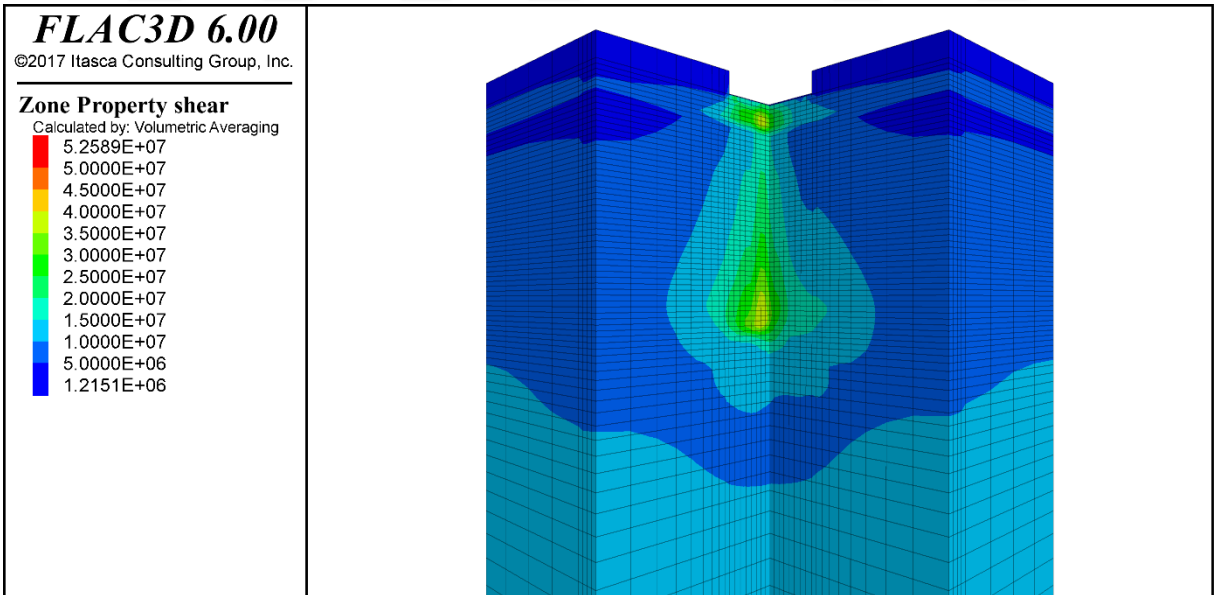


Şekil 4.10: Kısa grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki kayma modülü dağılımı.

4.1.1.4. Uzun Grup Geopier®



Şekil 4.11: Uzun grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.

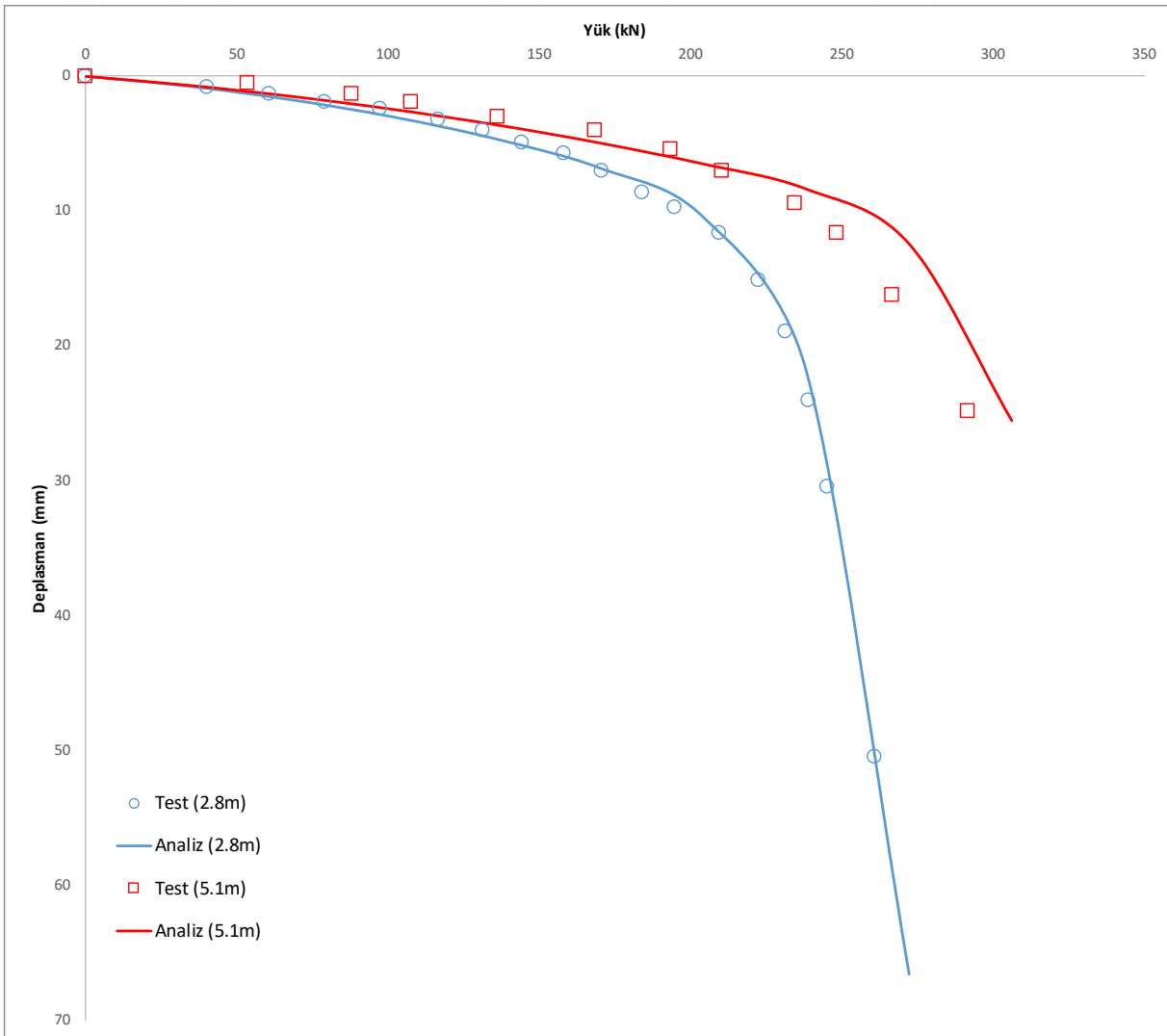


Şekil 4.12: Uzun grup kolonlarda boşluk genişletme sonrası oluşan yeni zemindeki ortalama efektif gerilme dağılımı.

4.1.2. Yükleme Deneyi

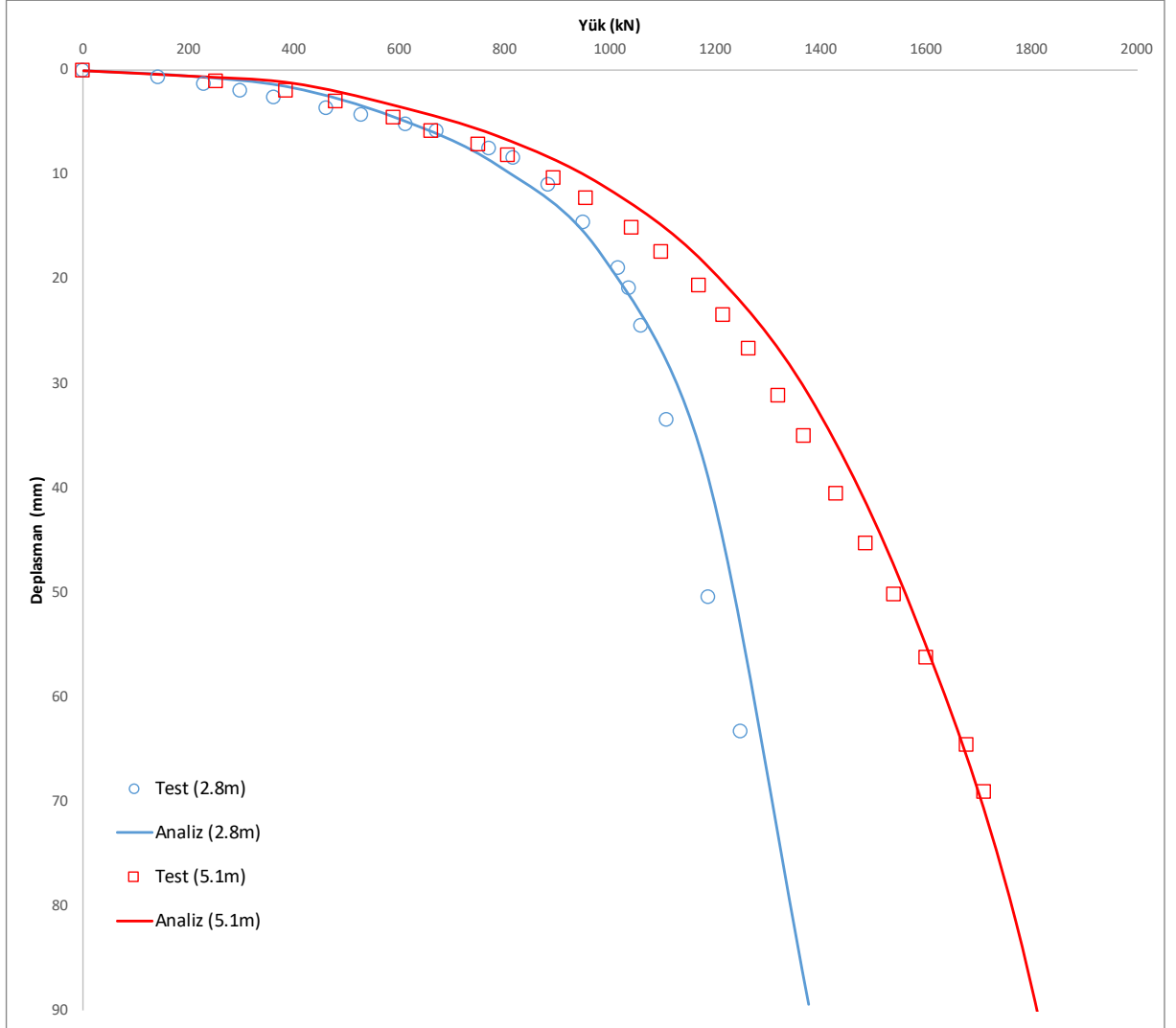
Arazide tekil Geopier kolonları oluşturulduktan sonra 46cm kalınlığında, 76cm çapında başlık betonu dökülmüştür. Yükleme için 100 tonluk hidrolik krikolar kullanılmıştır. Modellerde de gerçek geometriye sadık kalınmış ve yükleme deneyinde uygulanan tekil yüke eşdeğer düşey gerilmeler sırasıyla kolon başlığına uygulanmıştır.

Yerinde yükleme deneyi ve sonlu farklar simülasyonları Şekil 4.13 ve Şekil 4.14’ de gösterilmiştir.



Şekil 4.13: Tekil kolonlarda yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması.

Tekil kolon analizlerinde, kısa kolonun yük-deplasman eğrisi örtüşürken, uzun kolon analizinde göçme gerçeğe göre daha sonraki yük adımında gerçekleşmiştir.



Şekil 4.14: Tekil kolonlarda yük-deplasman eğrilerinin karşılaştırılması.

Grup kolonlarda yükleme, 2.29m en ve boya sahip 46cm kalınlığındaki başlıklar üzerine uygulanmıştır. Her bir kolona denk gelecek şekilde 4 adet 100 tonluk hidrolik kriko kullanılmıştır.

Arazi deneyi ve sonlu farklar simülasyonlarından elde edilen yük-deplasman eğrileri birbiriyle örtüşmektedirler.

4.2. DEPLASMAN KAZIĞI ANALİZİ

Deplasman kazığı modelinde, kazık imalatı darbeli kırmataş kolon simülasyonundakine benzer boşluk genişletme yöntemi ile sağlanmıştır. DKK imalatından farklı olarak bu modelde, kazık boşluğu oluşturmak için kullanılan ekipman sebebiyle kazık, ekseni boyunca süresiz bir şekilde sahiptir ve son 1.15 metresinde boşluk genişletme uygulanmaz.

Kazık analizlerinde kullanılan malzeme parametreleri arazide yapılmış olan pressiyometre deneylerinden geri analiz ile elde edilmişlerdir.

Deplasman yöntemiyle imal edilen C2 kazığında, çevre zeminde aşırı deformasyon kaynaklı yapısal bozulmaların dışında kazık-zemin arasındaki ince arayüzeyin de taşıma gücüne ve yük-deplasman davranışına büyük etkisi olduğu gözlemlenmiş ve ilave analizlerle bu tez kapsamında sunulmuştur.

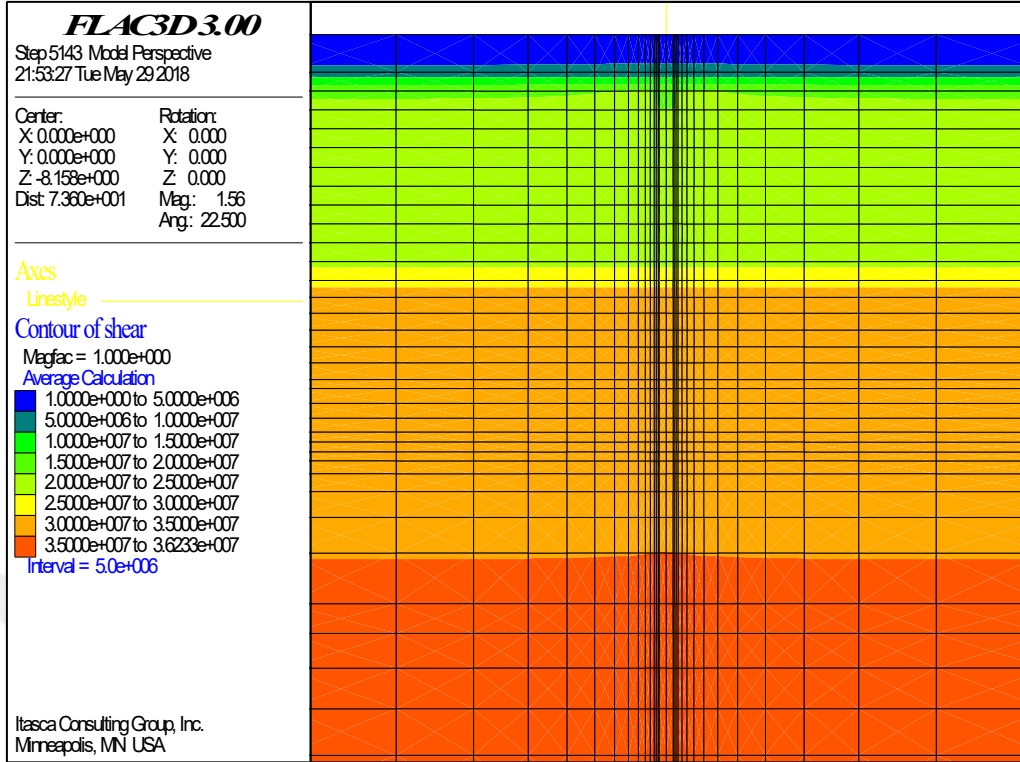
Yapılan analizlere ait genel bilgiler Tablo 4.1’ de verilmiştir.

Tablo 4.1: Analiz genel bilgileri ve arayüzey durumu.

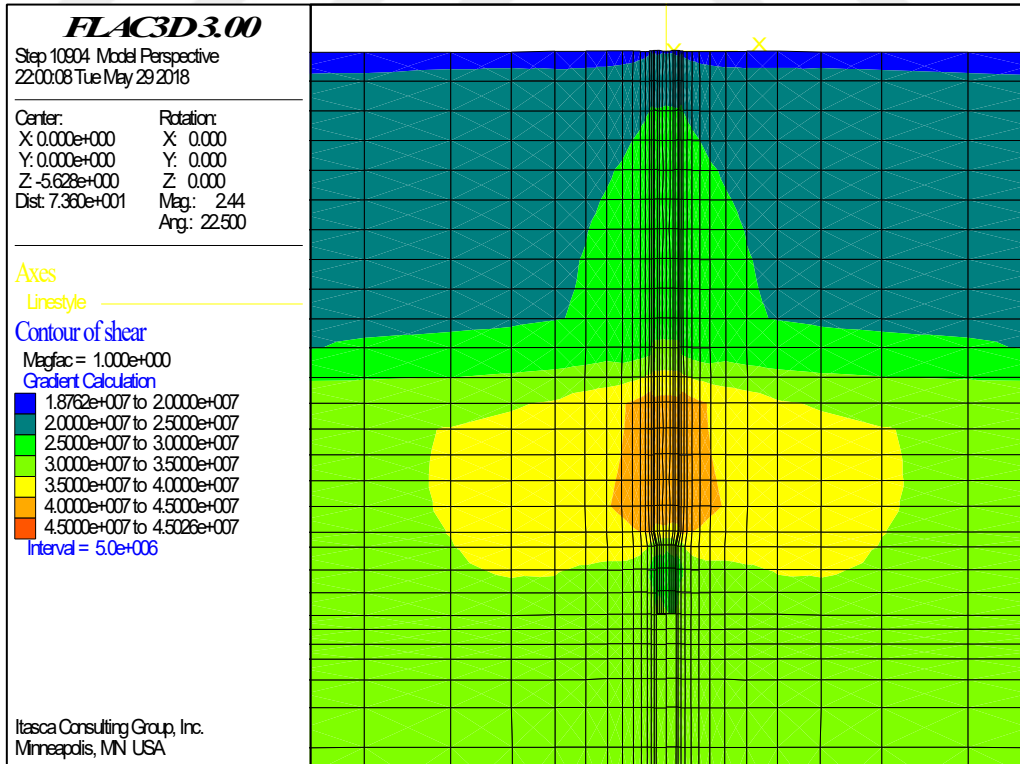
Kazık	Tip	Analiz	Bozunma alanı (çarpan)	Arayüzey kalınlığı	Arayüzey çarpanı	Parametre
C2	Deplasman Kazığı (FDP)	Analysis-1	Var (0.85)	İnce	0.45	Pressiyometreden geri analiz
		Analysis-2	Var (0.85)	İnce	0.50	Pressiyometreden geri analiz
		Analysis-3	Var (0.85)	İnce	0.40	Pressiyometreden geri analiz

Nümerik analizlerde yapısal eleman ve zemin arasındaki arayüz etkileşimini tanımlamak için sanal kalınlıklı arayüzey bünye modelleri ya da çok ince hacimsel eleman kullanmak alışıldık yöntemlerdir. Bu çalışmada, hem kalınlığı hem de arayüzey parametrelerini kontrol altında tutabilmek için sonlu farklar algoritmasında bir bozulmaya yol açmayacak kadar ince hacimsel eleman tanımlanmış ve bu bölgedeki mukavemet parametreleri arayüzey çarpanıyla azaltılmıştır.

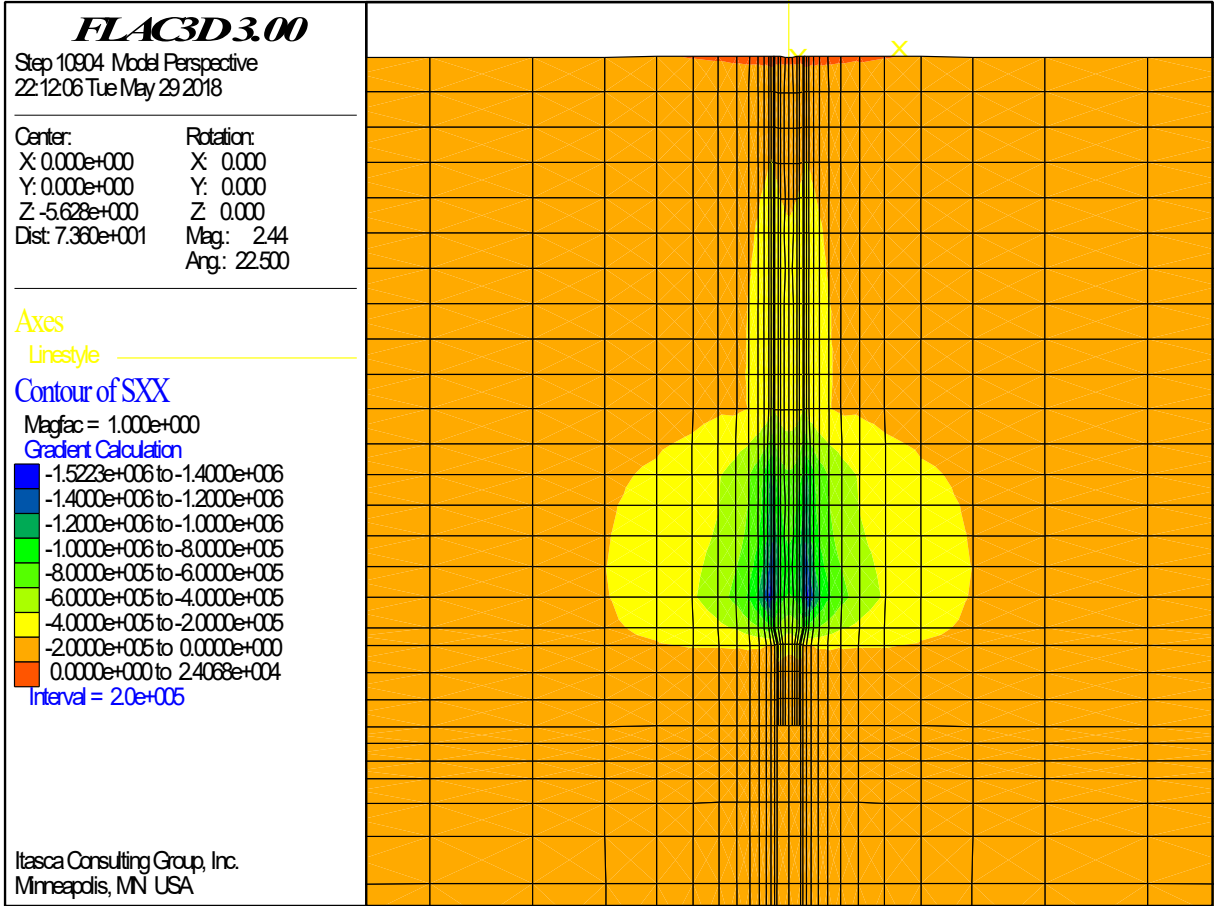
Eurocode’ da forajlı kazıklar için kazık kapasitesi, kazık çapının %10’ u olarak belirtilmiştir ancak bu değer deplasman kazıklarında daha fazla olacağı için 60 mm’ e karşılık gelen yük göçme yükü olarak belirlenmiş, 15 mm’e karşılık gelen yük ise kabul edilebilir servis yükü olarak seçilmiştir.



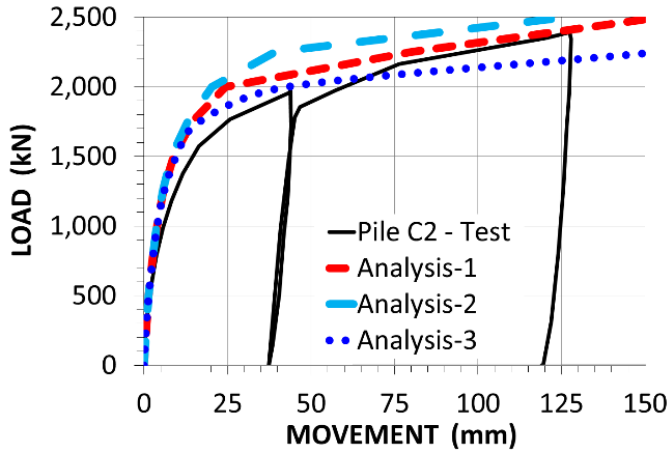
Şekil 4.15: Kazık imalatından önce kayma modülü dağılımı.



Şekil 4.16: Kazık imalatından sonra kayma modülü dağılımı.



Şekil 4.17: Kazık imalatından sonra yanall efektif gerilmeler.



Kazık	%15*Dmm deplasman için kapasite (kN).			
	Test	Analysis-1	Analysis-2	Analysis-3
C2	2,000	2,150	2,250	2,050

Pile	15mm deplasmana göre servis yükü (kN).			
	Test	Analysis-1	Analysis-2	Analysis-3
C2	1,500	2,000	2,080	1,850

Şekil 4.18: Deplasman kazıklarında yük-deplasman eğrileri, servis yükü ve kapasite.

5. TARTIŞMA VE SONUÇ

Bu çalışma ile pressiyometre deneyinin modellenmesi için yeni bir yaklaşım önerilmiştir. FLAC3D yazılımına adapte edilen modifiye hiperbolik model kullanılarak pressiyometre deneyinin döngüler dâhil tüm eğrisi mükemmelde yakın şekilde elde edilebilmektedir. Zeminin küçük deformasyon aralığında davranışını doğru biçimde modellemek, dolayısı ile eşdeğer kayma modülünü ve deney ile edilen zeminin indeks özelliklerini elde etmek için, döngüler büyük önem taşımaktadır. Döngülerin eğimi ve boyu, kayma modülü ve onun azalımından tamamıyla etkilenmektedir. Modelin iyi çalışabilmesi için en az iki döngü gereklidir.

Pressiyometre eğrisinin başlangıç bölümü boşluk ve pressiyometre probu arasındaki aralık, ve örselenen zeminin kalınlığı doğru şekilde tahmin edildiğinde başarılı bir şekilde modellendiği gösterilmiştir. Diğer bir taraftan, döngüleri yeri, geri analiz sırasında çok faydalı olmuştur. İlave olarak girilen sünme miktarı mukavemet parametrelerinin ince ayarında etkili olmuştur.

Modelin uygulanabilmesi için en az on üç parametreye ihtiyaç vardır. Bunların birçoğu pressiyometre eğrisi, temel laboratuvar ve arazi deneyleri ile bulunabilmektedir. Bununla birlikte, mukavemet parametrelerini sağlayabilen kapalı form analitik çözümler ile rijitlik parametrelerinin daha hızlı ve iyi tahmin edilmesi mümkün olabilir.

Bu çalışma ile çok önemli bir bulguya ulaşılmış ve pressiyometre deneyi modellenmesi sırasında farklı parametre kombinasyonlarının geçerli olduğu görülmüştür. Buradan, doğru yapılan ve uygun tipteki pressiyometre deneyi ile nümerik analizler için gereken bütün parametrelerin bulunabileceği sonucuna ulaşılmaktadır.

Bugün geoteknik mühendisliğinde yapılan nümerik analizlerde ve analitik hesaplamalarda değişik deneylerden parametrelerin bir araya getirildiği açıktır. Bu çalışma ile bunun hatalara neden olabileceği anlaşılmaktadır. Sadece K_o değerinin farklı alındığında birçok parametrenin küçülüp büyümesi gerektiği açıkken, tamamen tahmin ile seçilen bu parametrenin diğer parametrelere etkisi bile durumun ne kadar kontrolsüz olduğunun göstergesidir.

KAYNAKLAR

- Balachandran, K., Liu, J., Cao, L. & Peaker, S. (2016), Finite element simulation of pressuremeter test in glacial tills, *Proceedings of 69th Canadian Geotechnical Conference, GeoVancouver*.
- Bolton, M.D. (1986), The strength and dilatancy of sands, *Géotechnique*, **36** (1), 65-78.
- Bolton, M.D. and Whittle, R.W. (1999), A non-linear elastic/perfectly plastic analysis for plane strain undrained expansion tests, *Géotechnique*, **49**(1), 133-141.
- Castro, J., and Karstunen, M. (2010). Numerical simulations of stone column installation, *Can. Geotech. J.* 47: 1127-1138.
- Carter, I.P., Booker, J.R. and Yeung, S.K. (1986), Cavity expansion in cohesive frictional soils, *Géotechnique* **36**(3), 349-358.
- Fahey, M. and Carter, J.P. (1993), A finite element study of the pressuremeter test in sand using a nonlinear elastic plastic model, *Canadian Geotechnical Journal*, **30**, 348-362.
- Fellenius, B.H. (2017), Report on the prediction survey of the 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations. Proceedings, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, April 27-29, Vol. 3, pp. 7-25.
- Fellenius, B.H. and Terceros, M.H. (2017), Information on the single pile, static loading tests at B.E.S.T. Proceedings of the 3rd Bolivian International Conference on Deep Foundations, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, April 27-29, Vol. 3, 5 p.
- Fellenius, B.H. Terceros H.M., and Massarsch, K.R (2017), Bolivian experimental site for testing. 3rd Bolivian Int. Conference on Deep Foundations, Santa Cruz de la Sierra, Bolivia, April 27-29, Vol. 2, pp. 3-31.
- FLAC3D (2016), *Fast Lagrangian Analysis of Continua - Manual*, Itasca Consulting Group, Minnesota, USA.
- Frydman, S. (2011), Characterizing the geotechnical properties of natural Israeli, partially cemented sands, *Geomechanics and Engineering*, **2**(4), 323-337.
- Hatanaka, M. and Uchida, A. (1996), Empirical correlation between penetration resistance and N of sandy soils. *Soils & Foundations*, **36**(4), 1-9.
- Hughes, J.M.O, Wroth, C.P. and Windle, D. (1977), Pressuremeter tests in sands, *Géotechnique*, **27**(4), 455-477.

- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., Balasubramaniam, A. (2013), Geotechnical parameters from pressuremeter tests for MRT Blue Line extension in Bangkok, *Geomechanics and Geoengineering*, **5**(2), 99-118
- Manassero M. (1989), Stress strain relationships from drained self-boring pressuremeter tests in sands”, *Géotechnique* **39**(2), 293-307
- Monnet, J. 2012, Elasto-plastic analysis of the pressuremeter test in granular soil part 2: Numerical study. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, **16** (6), 715-729
- PLAXIS (2014), *Material Models Manual*.
- Oztoprak, S. and Bolton, M.D. (2011), Parameter calibration of a modified hyperbolic model for sands using pressuremeter test data, *Proceedings of 5th Int. Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials, Seoul, Korea, Eds. Chung, C-K., Jung, Y-H., Kim, H-K., Lee, J-S., Kim, D-S.*, 949-956.
- Oztoprak, S. and Bolton, M.D. (2013), Stiffness of sands through a laboratory test database, *Géotechnique*, **63**(1), 54-70.
- Schanz, T., Vermeer, P.A. and Bonnier, P.G. (2000), The hardening soil model: Formulation and verification”, *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*
- Whittle, R.W. (1999), Using non-linear elasticity to obtain the engineering properties of clay - a new solution for the self-boring pressuremeter”, *Ground Engineering*, **32**(5), 30-34.
- Yin, Z., Hicher, P.Y. (2008), Identifying parameters controlling soil delayed behaviour from laboratory and in situ pressuremeter testing, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, **32**(12), 1515-1535.

EKLER





ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler	
Adı Soyadı	Hidayet Kemal UYAR
Doğum Yeri	İstanbul
Doğum Tarihi	12.12.1991
Uyruğu	<input checked="" type="checkbox"/> T.C. <input type="checkbox"/> Diğer:
Telefon	+90 532 461 51 77
E-Posta Adresi	h.kemaluyar@hotmail.com
Web Adresi	-



Eğitim Bilgileri	
Lisans	
Üniversite	İstanbul Üniversitesi
Fakülte	Mühendislik Fakültesi
Bölümü	İnşaat Mühendisliği
Mezuniyet Yılı	2013

Yüksek Lisans	
Üniversite	İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Enstitü Adı	Lisansüstü Eğitim Enstitüsü
Anabilim Dalı	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Programı	İnşaat Mühendisliği Programı

Makale ve Bildiriler	
SCI Kapsamındaki Makaleleri	
1	Oztoprak, S., Sargın, S., Uyar, H.K., and Bozbey, I. (2018), "Modelling of Pressuremeter Tests to Characterize the Sands", Geomechanics and Engineering, 14(6): 509-517.
Uluslararası Konferans Yayınları	
1	Sargin, S., Uyar, H.K., Oztoprak, S. (2018). "Numerical modeling of piles constructed through different techniques in sandy soils", European Conf. Young Geotechnical Engineers, Graz, Austria
Ulusal Konferans Yayınları	
1	Öztoprak, S., Sargın, S. ve Uyar, H.K. (2016): "Pressiyometre deneyinin modellenmesi". Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 16. Ulusal Kongresi, Erzurum, 1007-1016.
2	Sargin, S., Öztoprak, S. ve Uyar, H.K. (2016): "Darbeli kırmataş kolonların rijitlik azalmasını dikkate alarak modellenmesi". Genç Geoteknik Mühendisleri 1. Ulusal Sempozyumu, Erzurum, 79-88.
3	Uyar, H.K., Öztoprak, S., Sargın, S. (2018): "Tekil ve grup darbeli kırmataş kolonlarının üç boyutlu nümerik modellenmesi", ZMGM17, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı, İstanbul, 26-28 Eylül 2018.
4	Sargin S., Uyar H.K., Öztoprak S. (2018): "Kumlu Zeminlerde Farklı İmalat Yöntemleri ile Teşkil Edilen Kazıkların Nümerik Olarak Modellenmesi", ZMGM17, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı, İstanbul, 26-28 Eylül 2018, cilt.1, no.24, ss.581-592.