

T.C.
SÜLEYMAN DEMİREL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BAŞLANGIÇ KOŞULLARININ KİLLERİN KAYMA MUKAVEMETİNE ETKİSİ

Recep AKAN

Danışman
Prof. Dr. S.Nilay KESKİN

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI
ISPARTA - 2018



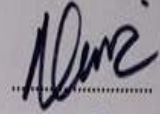
© 2018 [Recep AKAN]

TEZ ONAYI

Recep AKAN tarafından hazırlanan "Başlangıç Koşullarının Killerin Kayma Mukavemetine Etkisi" adlı tez çalışması aşağıdaki jüri üyeleri önünde Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda DOKTORA TEZİ olarak başarı ile savunulmuştur.

Danışman

Prof. Dr. S.Nilay KESKİN
Süleyman Demirel Üniversitesi



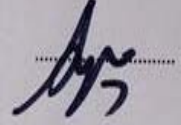
Jüri Üyesi

Prof. Dr. Mustafa Hilmi ACAR
Akdeniz Üniversitesi



Jüri Üyesi

Prof.Dr.Ayşen DAVRAZ
Süleyman Demirel Üniversitesi



Jüri Üyesi

Yrd.Doç.Dr. Soner UZUNDURUKAN
Süleyman Demirel Üniversitesi



Jüri Üyesi

Yrd.Doç.Dr. İbrahim İskender SOYASLAN
Mehmet Akif Ersoy Üniversitesi



Enstitü Müdürü

Prof. Dr. Yasin TUNCER



TAAHHÜTNAME

Bu tezin akademik ve etik kurallara uygun olarak yazıldığını ve kullanılan tüm literatür bilgilerinin referans gösterilerek tezde yer aldığını beyan ederim.

Recep AKAN

İÇİNDEKİLER

Sayfa

İÇİNDEKİLER.....	i
ÖZET	iii
ABSTRACT	iv
TEŞEKKÜR.....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ	vi
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	xviii
1. GİRİŞ.....	1
2. KAYNAK ÖZETLERİ.....	6
2.1. Numune Boyutu ve Biçiminin Serbest Basınç ve Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi.....	6
2.1.1. Kayma mukavemeti ve serbest basınç mukavemetine numune boyutunun etkisi	8
2.1.2. Kayma mukavemeti ve serbest basınç mukavemetine numune biçiminin etkisi.....	14
2.2. Su Muhtevası ve Kıvam Limitlerinin Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi.....	18
2.2.1. Su muhtevasının kayma mukavemeti üzerine etkisi.....	21
2.2.2. Kıvam limitleri ve likitlik indisinin kayma mukavemeti üzerine etkisi.....	27
2.3. Kompaksiyon Yönteminin Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi	32
3. KİLLERİN TANIMI, MUKAVEMET ÖZELLİKLERİ VE KOMPAKSİYONU	36
3.1. Killerin Tanımı ve Yapısı	36
3.2. Kompaksiyon ve Kompaksiyon Yöntemleri.....	41
3.2.1. Dinamik sıkıştırma.....	43
3.2.2. Statik sıkıştırma	47
3.2.3. Vibro-statik sıkıştırma.....	48
3.2.4. Yoğurma ile sıkıştırma	48
3.3. Zeminlerin Kayma Mukavemeti	48
3.3.1. Mohr-Coulomb göçme hipotezi.....	49
3.3.2. Killerin kayma mukavemeti	52
3.3.3. Killerin efektif kayma mukavemeti parametreleri.....	53
3.3.4. İri daneli zeminlerin kayma mukavemeti.....	54
3.4. Serbest Basınç Mukavemeti	56
4. MATERYAL VE METOT	57
4.1. Kullanılan Malzemenin İndeks ve Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi.....	57
4.1.1. Dane çapı dağılımının belirlenmesi.....	57
4.1.1.1. Elek analizi	57
4.1.1.2. Hidrometre deneyi.....	58
4.1.2. Kıvam limitlerinin belirlenmesi.....	61
4.1.3. Dane birim hacim ağırlığının belirlenmesi.....	65
4.1.4. Kompaksiyon özelliklerinin belirlenmesi.....	66
4.2. Numunelerin Hazırlanması	69
4.2.1. Numunelerinin dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanması.....	69

4.2.2. Numunelerinin statik olarak sıkıştırılarak hazırlanması	70
4.3. Serbest Basınç Deneyi	74
4.4. Regresyon Yöntemi	77
4.4.1. Basit regresyon modeli	77
4.4.2. Regresyon analizi	78
4.4.3. Tek değişkenli ve çok değişkenli regresyon analizi	79
4.4.4. Çoklu regresyon metotları	81
4.4.5. Tahmin edilen regresyonun duyarlılığı	82
5. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA	86
5.1. Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımına Su Muhtevasının Etkisi	86
5.1.1. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımına su muhtevasının etkisi	86
5.1.2. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımına su muhtevasının etkisi	92
5.2. Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımına Numune Çapının Etkisi	97
5.2.1. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan farklı su muhtevastaki zemin numunelerinin serbest basınç deney eğrileri	98
5.2.2. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zemin numunelerinin çaplarının serbest basınç dayanımlarına etkisi	106
5.2.3. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip zemin numunelerinin farklı çaplar için serbest basınç deney eğrileri	111
5.2.4. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zemin numunelerinin çaplarının serbest basınç dayanımlarına etkisi	117
5.3. Statik Olarak Sıkıştırılarak Hazırlanmış Zemin Numunelerinin Serbest Basınç Dayanımlarına Numune Boy/Çap Oranının Etkisi	123
5.3.1. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış farklı çaptaki zemin numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	123
5.3.2. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarına numune boy/çap oranının etkisi	130
5.4. Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımına Sıkıştırma Yönteminin Etkisi	135
6. SONUÇ VE ÖNERİLER	148
KAYNAKLAR	151
EKLER	161
EK A. Fotoğraflar	162
ÖZGEÇMİŞ	189

ÖZET

Doktora Tezi

BAŞLANGIÇ KOŞULLARININ KİLLERİN KAYMA MUKAVEMETİLERİNE ETKİSİ

Recep AKAN

Süleyman Demirel Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof.Dr.S.Nilay KESKİN

Bu tez çalışmasında beş farklı zemin numunesi olan Burdur kili, İstanbul kili, Aliğa kili, Eşen kili ve Mavi kil farklı sıkıştırma yöntemi ile farklı su muhtevaları, farklı çap, farklı boy/çap oranı ile silindir olarak hazırlanmış ve serbest basınç mukavemetleri belirlemek üzere serbest basınç deneyi ile kırılmışlardır.

Yapılan çalışmaların sonuçları incelendiğinde herbir zemin numunesinin serbest basınç mukavemetinin su muhtevasının, numune çapının ve numune boy/çap oranının artması ile azaldığı görülmüştür.

Su muhtevasının plastik limitin altında olduğu durumlar için numunelerin göçme davranışlarının gevrek olması beklenirken aynı su muhtevasında büyük çaptaki numunelerin kırılma davranışlarının daha sünek olduğu gözlenmiştir.

Aynı su muhtevasında ve çapta hazırlanan zemin numunelerinin boy/çap oranındaki azalma ile göçme davranışlarının sünekleştiği ve dayanımlarının arttığı, boy/çap oranının 2,5 ve daha büyük olduğu durumlarda kırılma davranışının ani kırılma şeklinde ve kompleks olduğu belirlenmiştir.

Farklı sıkıştırma yöntemi kullanılarak oluşturulan numunelerin serbest basınç dayanımları incelendiğinde plastik limit su muhtevası civarlarında statik ve dinamik sıkıştırma yöntemlerinin aynı dayanımı sağladıkları ancak plastik limitin altında ve üstündeki su muhtevası değerlerinde statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin serbest basınç mukavemetlerinde farklılıklar olduğu görülmüştür.

Anahtar Kelimeler: Serbest basınç mukavemeti, biçim etkisi, boyut etkisi, kil, sıkıştırma yöntemi.

2018, 190 sayfa

ABSTRACT

Ph.D. Thesis

EFFECT OF INITIAL CONDITIONS ON SHEAR STRENGTH OF CLAY SOILS

Recep AKAN

**Süleyman Demirel University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering**

Supervisor: Prof. Dr. S.Nilay KESKİN

In this thesis Burdur clay, İstanbul clay, Aliaga clay, Esen clay and Blue clay were prepared by using static and dynamic compaction method in different initial conditions those are water content, diameter, length to diameter ratio in cylinder shape. Specimens were broken by unconfined compression test in order to determine unconfined compression strengths and examine the changes of strengths because the changes of initial conditions.

According to results its seen that unconfined compression strengths of specimens decrease by increase of water content, diameter and length to diameter ratio of specimens.

In same water content the specimen has bigger diameter and bigger length to diameter ratio shows brittle failure pattern compared to others under the plastic limit water content. Moreover the specimens have 2,5 and more length to diameter ratio have more complex failure pattern and dont show stable reflects to changes at initial conditions.

While the effect of compaction method on undonfined compression strengths of clay soils its observed that there is no difference at water content is near plastic limit but wet and dry side of plastic limit differences appear between unconfined compression strengths of specimens have prepared by static and dynmica compaction method.

Keywords: Unconfined compression strength, shape effect, dimension effect, clay, compaction method.

2018, 190 pages

TEŞEKKÜR

Bu araştırma için beni yönlendiren, karşılaştığım zorlukları bilgi ve tecrübesi ile aşmamda yardımcı olan değerli Danışman Hocam Prof. Dr. S.Nilay KESKİN' e teşekkürlerimi sunarım. Süleyman Demirel Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı'nda gerçekleştirdiğim deneysel çalışmalarında yardımlarını esirgemeyen İnşaat Teknikeri Erol YILMAZ' a teşekkür ederim.

OYP05278-DR-14 No'lu Proje ile tezimi maddi olarak destekleyen Süleyman Demirel Üniversitesi ÖYP Koordinasyon Birimi' ne teşekkür ederim.

Tezimin her aşamasında beni yalnız bırakmayan aileme, özellikle sevgili eşim Emel AKAN'a ve biricik kızım Zeynep Yüstra AKAN'a sonsuz sevgi ve saygılarımı sunarım.

Recep AKAN
ISPARTA, 2018

ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Düşük su içeriğinde (%5-%10) sıkıştırılan bazı numunelerin eksenel birim deformasyon – eksenel gerilme ilişkisi	16
Şekil 2.2. Yüksek su içeriğinde (%30-%35) sıkıştırılan bazı numunelerin eksenel birim deformasyon – eksenel gerilme ilişkisi	17
Şekil 2.3. Plastisite kartı	28
Şekil 3.1. Bir su-kil süspansiyonunda doku a) Dağınık ve ayrık yapı b) Ayrık ve kümelenmiş yapı c) Kenar-yüz floklanmış ve dağınık yapı d) Kenar-kenara floklanmış ve dağınık yapı e) Kenar-yüz floklanmış ve kümelenmiş yapı f) Kenar-kenar floklanmış ve kümelenmiş yapı g) Kenar-yüz ve kenar-kenar floklanmış ve kümelenmiş yapı	38
Şekil 3.2. Zeminde dokular a) Münferit kil levhacığı etkileşimi b) Münferit silt veya kum partikülü etkileşimi c) Kil levhacıklarının grup etkileşimi d) Kille kaplanmış silt ve kum dizilimi e) Kısmen ayırt edilebilir partikül etkileşimi.	39
Şekil 3.3. Kil su ilişkisinin kimyasal şeması	40
Şekil 3.4. Maksimum kuru yoğunluğun su içeriğine bağlı olarak değişimi	42
Şekil 3.5. Dinamik kompaksiyon için hazırlanmış birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi	44
Şekil 3.6. Optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık parametrelerinin sıkıştırma enerjisiyle değişimi	46
Şekil 3.7. Coulomb sürtünme teorisi	50
Şekil 3.8. Mohr-Coulomb göçme hipotezi a) uygulamadaki eğrisel göçme zarfı b) temsilen kullanılan doğrusal göçme zarfı	50
Şekil 3.9. Göçme durumunu gösteren toplam ve efektif gerilme daireleri ve kırılma zarfları	54
Şekil 3.10. Kumların gerilme-şekil değiştirme özellikleri a) sıkı ve gevşek kumların kayma mukavemeti b) kritik düzeydeki ve maksimum kayma zarfları c) gevşek ve sıkı kum için hacimsel değişim d) kumlar için kritik boşluk oranı	55
Şekil 4.1. Hidromete deney düzeneği	59
Şekil 4.2. Mavi kile ait granülometri eğrisi	59
Şekil 4.3. Eşen kiline ait granülometri eğrisi	60
Şekil 4.4. Aliğa kiline ait granülometri eğrisi.....	60
Şekil 4.5. Burdur kiline ait granülometri eğrisi	60
Şekil 4.6. İstanbul kiline ait granülometri eğrisi.....	60
Şekil 4.7. Kohezyonlu zeminlerin su içeriklerine göre bulundukları kıvamlar ...	62
Şekil 4.8. İstanbul kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları.....	62
Şekil 4.9. Burdur kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları.....	63
Şekil 4.10. Aliğa kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları	63
Şekil 4.11. Eşen kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları	64

Şekil 4.12. Mavi kile ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları	64
Şekil 4.13. İçerisinde 50 gr zemin numunesi ve saf su cam piknometre şişesi ..	65
Şekil 4.14. Eşen kiline ait kompaksiyon eğrisi.....	67
Şekil 4.15. Mavi kile ait kompaksiyon eğrisi.....	67
Şekil 4.16. Aliğa kiline ait kompaksiyon eğrisi.....	67
Şekil 4.17. Burdur kiline ait kompaksiyon eğrisi.....	68
Şekil 4.18. İstanbul kiline ait kompaksiyon eğrisi	68
Şekil 4.19. Sıkıştırılmış zeminden numune elde edilmek üzere imal edilmiş sete ait şema.....	70
Şekil 4.20. İstenilen miktarda zemin ve suyun porselen kapta karıştırılması	71
Şekil 4.21. Pirinçten imal ettirilen 38 mm, 44 mm ve 50 mm çapında kalıplar ..	71
Şekil 4.22. Kalıplar içerisine doldurulan numunelerin istenilen boyda statik olarak sıkıştırılması	72
Şekil 4.23. Sıkıştırılan numunelerin kalıptan dışarı ittirilerek çıkarılması.....	73
Şekil 4.24. Desikatöre konup 24 saat bekletilmek üzere streçe sarılan bir numune.....	73
Şekil 4.25. Serbest basınç deneyi	75
Şekil 4.26. Serbest basınç mukavemeti kayma gerilmesi-normal gerilme ilişkisi.	75
Şekil 4.27. Zeminde kesme gerilmesi-kesme birim deformasyonu eğrileri ve tanımları	76
Şekil 4.28. Değişkenler arasında görülebilecek saçılım diyagramları.....	79
Şekil 4.29. En küçük kareler yüzeyi	80
Şekil 4.30. Basit doğrusal regresyon modeli	82
Şekil 5.1. Dinamik olarak sıkıştırılmış Burdur kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi	87
Şekil 5.2. Dinamik olarak sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi	88
Şekil 5.3. Dinamik olarak sıkıştırılmış Mavi kil numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi.....	88
Şekil 5.4. Dinamik olarak sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi.....	89
Şekil 5.5. Dinamik olarak sıkıştırılmış Eşen kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi.....	89
Şekil 5.6. Dinamik olarak sıkıştırılmış tüm zemin numunelerinin likitlik indisi – qu/qumax ilişkisi.....	90
Şekil 5.7. Dinamik olarak sıkıştırılmış Eşen kili, Aliğa kili ve İstanbul kili nuu- munelerinin likitlik indisi – qu/qumax ilişkisi.....	91
Şekil 5.8. Dinamik olarak sıkıştırılmış Burdur kili ve Mavi kil numunelerinin likitlik indisi – qu/qumax ilişkisi.....	91
Şekil 5.9. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap=2 oranındaki Burdur kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi.....	94
Şekil 5.10. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap=2 oranındaki İstanbul kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi.....	94
Şekil 5.11. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap=2 oranındaki Mavi kil numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi.....	95

Şekil 5.12. Statik olarak sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerinin su muhtevası – qu/qumax ilişkisi	95
Şekil 5.13. Statik olarak sıkıştırılmış tüm zemin numunelerinin likitlik indisi – qu/qumax ilişkisi	96
Şekil 5.14. Statik olarak sıkıştırılmış Burdur kili, Mavi kil ve Aliğa kili numunelerinin likitlik indisi – qu/qumax ilişkisi.....	96
Şekil 5.15. Dinamik olarak %19 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	98
Şekil 5.16. Dinamik olarak %24 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	99
Şekil 5.17. Dinamik olarak %25 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	99
Şekil 5.18. Dinamik olarak %27 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	100
Şekil 5.19. Dinamik olarak %30 su muhtevasında sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	100
Şekil 5.20. Dinamik olarak %33 su muhtevasında sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	101
Şekil 5.21. Dinamik olarak %36 su muhtevasında sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	101
Şekil 5.22. Dinamik olarak %32 su muhtevasında sıkıştırılmış Eşen kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	102
Şekil 5.23. Dinamik olarak %36 su muhtevasında sıkıştırılmış Eşen kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	102
Şekil 5.24. Dinamik olarak %40 su muhtevasında sıkıştırılmış Eşen kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	103
Şekil 5.25. Dinamik olarak %17 su muhtevasında sıkıştırılmış Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	103
Şekil 5.26. Dinamik olarak %21 su muhtevasında sıkıştırılmış Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	104
Şekil 5.27. Dinamik olarak %24 su muhtevasında sıkıştırılmış Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	104
Şekil 5.28. Dinamik olarak %33 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	105
Şekil 5.29. Dinamik olarak %36 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	105
Şekil 5.30. Dinamik olarak %41 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	106
Şekil 5.31. Dinamik olarak %45 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	106
Şekil 5.32. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Burdur kili numunelerinin su muhtevası- qu/qumax ilişkisi.....	107

Şekil 5.33. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki İstanbul kili numunelerinin su muhtevası- $q_u/q_{u\max}$ ilişkisi.....	108
Şekil 5.34. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Eşen kili numunelerinin su muhtevası- $q_u/q_{u\max}$ ilişkisi.....	108
Şekil 5.35. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Mavi kil numunelerinin su muhtevası- $q_u/q_{u\max}$ ilişkisi.....	109
Şekil 5.36. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Aliğa kili numunelerinin su muhtevası- $q_u/q_{u\max}$ ilişkisi.....	109
Şekil 5.37. Dinamik olarak sıkıştırılmış tüm zemin numunelerinin farklı çaplar için likitlik indisi – $q_u/q_{u\max}$ ilişkisi	110
Şekil 5.38. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	111
Şekil 5.39. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	112
Şekil 5.40. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2.5$ oranında hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	112
Şekil 5.41. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	113
Şekil 5.42. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	113
Şekil 5.43. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2.5$ oranında hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	114
Şekil 5.44. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	114
Şekil 5.45. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	115
Şekil 5.46. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2,5$ oranında hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	115
Şekil 5.47. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	116
Şekil 5.48. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	116
Şekil 5.49. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2.5$ oranında hazırlanan Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri.....	117
Şekil 5.50. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Burdur kili numunelerinin $\text{çap} - q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi.....	118
Şekil 5.51. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış İstanbul kili numunelerinin $\text{çap} - q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi.....	119
Şekil 5.52. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Aliğa kili numunelerinin $\text{çap} - q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi.....	119
Şekil 5.53. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Mavi kil numunelerinin $\text{çap} - q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi	120

Şekil 5.54. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış $L/D=1.5$ boy/çap oranındaki tüm kil numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi.....	120
Şekil 5.55. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış $L/D = 2$ boy/çap oranındaki tüm kil numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi.....	121
Şekil 5.56. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış $L/D = 2.5$ boy/çap oranındaki tüm kil numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi.....	121
Şekil 5.57. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış tüm numunelerin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi	121
Şekil 5.58. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	124
Şekil 5.59. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	124
Şekil 5.60. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	125
Şekil 5.61. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	126
Şekil 5.62. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	126
Şekil 5.63. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	127
Şekil 5.64. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	127
Şekil 5.65. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	128
Şekil 5.66. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	128
Şekil 5.67. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	129
Şekil 5.68. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	129

Şekil 5.69. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri	130
Şekil 5.70. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Burdur kili numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi	131
Şekil 5.71. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış İstanbul kili numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi	132
Şekil 5.72. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Mavi kil numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi	132
Şekil 5.73. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Aliğa kili numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi	133
Şekil 5.74. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış tüm numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi	133
Şekil 5.75. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	136
Şekil 5.76. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	136
Şekil 5.77. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	137
Şekil 5.78. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan tüm Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	137
Şekil 5.79. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	138
Şekil 5.80. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	138
Şekil 5.81. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	139
Şekil 5.82. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan tüm İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	139
Şekil 5.83. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	140
Şekil 5.84. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi	140

Şekil 5.85. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	141
Şekil 5.86. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan tüm Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	141
Şekil 5.87. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	142
Şekil 5.88. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	142
Şekil 5.89. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	143
Şekil 5.90. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan tüm Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	143
Şekil A.1. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %27,5 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	162
Şekil A.2. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %33 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	162
Şekil A.3. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %35,7 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	163
Şekil A.4. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %39 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	163
Şekil A.5. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %41,8 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	164
Şekil A.6. Aliğa kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %31,4 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	164
Şekil A.7. Aliğa kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %40 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	165
Şekil A.8. Aliğa kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %48 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	165

Şekil A.9. Aliğa kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %51 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	166
Şekil A.10. Burdur kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	166
Şekil A.11. Burdur kiline ait 38 mm çap 92 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	167
Şekil A.12. Burdur kiline ait 38 mm çap 107 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	167
Şekil A.13. Burdur kiline ait 50 mm çap 67 mm boy %16,8 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	168
Şekil A.14. Burdur kiline ait 50 mm çap 100 mm boy %18,6 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	168
Şekil A.15. Burdur kiline ait 50 mm çap 100 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	169
Şekil A.16. Burdur kiline ait 50 mm çap 100 mm boy %22,3 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	169
Şekil A.17. Burdur kiline ait 50 mm çap 100 mm boy %23,2 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	170
Şekil A.18. Burdur kiline ait 50 mm çap 123 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	170
Şekil A.19. Burdur kiline ait 50 mm çap 142 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	171
Şekil A.20. Eşen kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %31,9 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	171
Şekil A.21. Eşen kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %34,2 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	172
Şekil A.22. Eşen kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %36 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	172

Şekil A.23. Eşen kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %39 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	173
Şekil A.24. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %29,6 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	173
Şekil A.25. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %31,8 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	174
Şekil A.26. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %34,8 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	174
Şekil A.27. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %39,1 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	175
Şekil A.28. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %46,6 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	175
Şekil A.29. Mavi kile ait 38 mm çap 76 mm boy %20 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	176
Şekil A.30. Mavi kile ait 38 mm çap 76 mm boy %21,1 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	176
Şekil A.31. Mavi kile ait 38 mm çap 76 mm boy %24 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	177
Şekil A.32. Mavi kile ait 44 mm çap 88 mm boy %17,1 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	177
Şekil A.33. Mavi kile ait 44 mm çap 88 mm boy %20,6 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	178
Şekil A.34. Mavi kile ait 44 mm çap 88 mm boy %23,7 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	178
Şekil A.35. Mavi kile ait 44 mm çap 88 mm boy %24,3 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	179
Şekil A.36. Mavi kile ait 50 mm çap 100 mm boy %28 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	179

Şekil A.37. Mavi kile ait 50 mm çap 120 mm boy %28 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	180
Şekil A.38. Mavi kile ait 50 mm çap 143 mm boy %28 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	180
Şekil A.39. İstanbul kiline ait 44 mm çap 44 mm boy %32,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	181
Şekil A.40. İstanbul kiline ait 44 mm çap 66 mm boy %30,5 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	181
Şekil A.41. İstanbul kiline ait 44 mm çap 86 mm boy %30,5 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	182
Şekil A.42. İstanbul kiline ait 44 mm çap 87 mm boy %33,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	182
Şekil A.43. İstanbul kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %36,2 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	183
Şekil A.44. İstanbul kiline ait 44 mm çap 111 mm boy %31,4 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	183
Şekil A.45. İstanbul kiline ait 44 mm çap 122 mm boy %32,5 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	184
Şekil A.46. İstanbul kiline ait 44 mm çap 151 mm boy %31,8 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	184
Şekil A.47. İstanbul kiline ait 50 mm çap 92 mm boy %33,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	185
Şekil A.48. İstanbul kiline ait 50 mm çap 51 mm boy %31,6 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	185
Şekil A.49. İstanbul kiline ait 50 mm çap 100 mm boy %34,1 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	186
Şekil A.50. İstanbul kiline ait 50 mm çap 101 mm boy %31,3 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf.....	186

Şekil A.51. İstanbul kiline ait 50 mm çap 102 mm boy %25,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	187
Şekil A.52. İstanbul kiline ait 50 mm çap 126 mm boy %31,8 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	187
Şekil A.53. İstanbul kiline ait 50 mm çap 151 mm boy %24 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf	188



ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 2.1. Zemin kıvamları ve serbest basınç aralıkları	19
Çizelge 2.2. Zeminlerin indeks özellikleri ile drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişki	20
Çizelge 2.3. Yoğrulmuş zemin numuneleri için yayınlanmış su muhtevası-dayanım ilişkileri	21
Çizelge 3.1. Dinamik kompaksiyon uygulanabilirlik- zemin parametreleri ve tip bağıntıları	45
Çizelge 4.1. Çalışmada kullanılan zeminlerin özellikleri ve zemin sınıfları....	69
Çizelge 5.1. Dinamik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin su muhtevası-serbest basınç dayanımı veya likitlik indisi-serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	92
Çizelge 5.2. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin su muhtevası-serbest basınç dayanımı veya likitlik indisi-serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	97
Çizelge 5.3. Dinamik olarak sıkıştırılmış 50 mm çapındaki zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında 38 mm çapındaki numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma oranları	110
Çizelge 5.4. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin çap-serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	122
Çizelge 5.5. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin çapı 50 mm olan numunenin serbest basıncında çapı 38 mm olan numunenin serbest basıncına kıyasla meydana gelen azalma oranları.....	123
Çizelge 5.6. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma oranları	134
Çizelge 5.7. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin boy/çap oranı-serbest basınç dayanımı ilişkisi.....	135
Çizelge 5.8. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan tüm numunelerin birlikte değerlendirildiği adım adım analiz çoklu regresyon model özeti	145
Çizelge 5.9. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan tüm numunelerin birlikte değerlendirildiği adım adım analiz çoklu regresyon model özeti...	145
Çizelge 5. 10. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan tüm numunelerin birlikte değerlendirildiği adım adım analiz çoklu regresyon model özeti...	146

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

A_H	Hamaker sabiti
c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
CL	Düşük plastisiteli kil
CH	Yüksek plastisiteli kil
CU	Konsolidasyonlu drenajlı deney
C(%)	Kil yüzdesi
D	Numune çapı
D_r	Relatif sıkılık
E	Elastisite modülü
e	Boşluk oranı
e^{-w}	Exponansiyel su muhtevası
F(h)	Walls çekme kuvveti
H	Yüzeyler arasındaki en kısa mesafe
I_L	Likitlik indisi
I_{LN}	Logaritmik likitlik indisi
I_P	Plastisite indisi
K_0	Sükunetteki toprak basınç katsayısı
L/D	Boy/çap oranı
LL	Likit limit
LI	Likitlik indisi
MDD	Maksimum kuru birim hacim ağırlık
ML	Düşük plastisiteli silt
N	Normal kuvvet
PI	Plastisite indisi
PL	Plastik limiti
R	Normal kuvvet ve kesme kuvvetinin bileşke kuvveti
R^2	Determinasyon katsayısı
S	Doygunluk
SC	Killi kum
S_u	Drenajsız kayma mukavemeti
S_{ur}	Yoğrulmuş drenajsız kayma mukavemeti
S(%)	Kum yüzdesi
T	Kesme kuvveti
u_f	Göçme anındaki boşluk suyu basıncı
UCS	Serbest basınç mukavemeti
$UCS_{2,5}$	L/D=2,5 için ölçülen serbest basınç mukavemeti
UU	Konsolidasyonsuz drenajsız deney
$q_u/q_{u_{max}}$	Herhangi serbest basınç mukavemetinin o gruba ait maksimum serbest basınç mukavemetine oranı
$q_{u(L/D=2)}$	L/D=2 oranındaki numuneye ait serbest basınç mukavemeti
$q_{u(D=38)}$	D=38 mm çapındaki numuneye ait serbest basınç mukavemeti
q_u	Serbest basınç mukavemeti
$q_{u_{max}}$	Maksimum serbest basınç mukavemeti
w	Su muhtevası
w_{PL}	Plastik limiti
w_{LL}	Likit limit
w_n	Doğal su muhtevası

w_{opt}	Optimum su muhtevası
z	Derinlik
γ_s	Dane birim hacim ağırlık
γ_n	Doğal birim hacim ağırlık
γ_k	Kuru birim hacim ağırlık
γ_{kmax}	Maksimum kuru birim hacim ağırlık
$\tau_{(LL)}$	Likit limitteki drenajsız kayma mukavemeti
σ_{c1}	V_1 hacmine sahip numunenin dayanımı
σ_{c2}	V_2 hacmine sahip numunenin dayanımı
σ_{cd}	Herhangi çaptaki serbest basınç mukavemeti
σ_{c50}	50 mm çapındaki serbest basınç mukavemeti
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ_u	Drenajsız içsel sürtünme açısı
σ	Normal gerilme
τ	Kayma gerilmesi
σ_1	Büyük eksenel gerilme
σ_3	Küçük eksenel gerilme
ϵ_f	Göçme anındaki birim boy değişimi

1. GİRİŞ

Arazide bir yapı temeli veya toprak dolgu altında kalacak veya herhangi bir başka yüklemeye maruz kalacak zemin tabakalarının gerilme-şekil değiştirme davranışlarını ve kayma mukavemetlerini belirlemek için, bu tabakalardan numune almak ve bunları laboratuvarında deneye tabi tutmak gerekmektedir. Bu amaçla, başta yaygın olarak kullanılan kesme kutusu deneyi, serbest basınç deneyi ve üç eksenli basınç deneyleri olmak üzere birçok yöntem kullanılmaktadır (Palalı, 2006)

Serbest basınç deneyi yanal desteğe gerek kalmadan kendi kendini ayakta dik olarak tutabilecek özelliklere sahip olan zeminlerin üzerinde uygulanabilmektedir. Bundan dolayı bu deneyin kum zeminlerde uygulanması mümkün olmayıp, kohezyonlu zeminlerde uygulanabilir. Deney sırasında numunenin drenaj şartları kontrol edilmemektedir. Bu yüzden yüklemenin hızlı yapılması ile zeminin drenajsız kayma mukavemeti elde edilir. Serbest basınç deneyi, killerin drenajsız kayma mukavemetini belirlemede yaygın olarak kullanılmaktadır (Coduto, 2006).

Serbest basınç deneyinde silindirik zemin numunesi üzerine sadece eksenel yönde yükleme yapılmaktadır. Eksenel yükün artmasıyla numunenin boyundaki kısalma ölçülerek gerilme-deformasyon eğrileri elde edilmektedir. En büyük eksenel gerilmenin değeri zeminin serbest basınç dayanımı değerini temsil etmektedir. Numunede meydana gelen kayma düzleminin, alt ve üst yükleme başlıkları ile kesişmesini engellemek için, boy uzunluğunun çapa oranının iki veya ikiden büyük olarak seçilmesi önerilmektedir (Tumluer, 2006). Bu konuda ASTM D2166-00 minimum 33,02 mm çapında ve 2-2,5 arasında L/D oranı ile tam daire silindir numune, TS 1900-2 tercihen 50 mm (gerekliyse 38mm) çapında ve L/D oranı 2 olan silindir numune ile deneylerin gerçekleştirilmesini önermektedir.

Yapılan geçmiş araştırmalara dayanarak, biçimin serbest dayanım üzerindeki etkisinin hala tartışıldığını ve bu etkiyi temsil eden korelasyonların ne derece

doğru olup olmadığının yeterince bilinemediğini söyleyebiliriz (Tuncay ve Hasancebi, 2009). Ayrıca yapılan çalışmalar numunelerin her birinin, biçim ve boyut değişiminden kendilerine özgü oranda etkilendiklerini de göstermiştir (Darlington vd., 2011).

Bu çalışmada farklı çap ve boy/çap oranlarında hazırlanan numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiş, kil numunelerin çapının ve boy/çap oranının serbest basınç mukavemetine etkisi araştırılmıştır. Gerçekleştirilen serbest basınç deneylerine ait deney eğrileri, numune çapı-serbest basınç dayanımı ilişkileri ve numune boy/çap oranı-serbest basınç dayanımı ilişkileri Bölüm 5' te sunulmuştur. Ayrıca ilişkileri temsil eden denklemler de birlikte verilmiştir.

Yüksek deformasyon özelliğine ve düşük kayma mukavemetine sahip bir kil ele alındığı zaman dikkat edilecek hususlar daha karmaşık ve zordur. Çünkü killer mineralojik kökeninden dolayı ve yüzey alanlarının yüksek olması nedeniyle su muhtevassından diğer zemin sınıflarına göre daha fazla etkilenmektedir (Ghosh, 2013). Aynı inceliğe sahip olsa dahi kil olmayan zemin daneleri, daha küçük yüzeylerinden dolayı ve suya karşı çekim kuvvetleri olmadığından dolayı belirgin bir plastik davranış göstermezler (Mitchell, 1993).

Kilin mineralojisi, kil içeriği, plastisite indisi (IP), su muhtevası (w), kuru birim hacim ağırlık ve deformasyon hızı killi zeminlerin kayma mukavemeti üzerinde etkili faktörlerdendir (Zumrawi ve Mohammed, 2016).

Su, zemin daneleri arasında hem kaydırıcı hem de bağlayıcı etki yapabilmekte ve bu yüzden zeminin dayanımını etkileyebilmektedir (Ferre, ve diğerleri, 2002). Bu yüzden killi bir zeminin kayma mukavemeti üzerinde en etkili faktörlerden birisi su muhtevasıdır. Arazide özellikle mevsim değişimlerinden olmak üzere çeşitli nedenlerden dolayı zeminlerin su muhtevası değişebilmekte ve bu değişimler zeminlerin göçmesine neden olabilmektedir. Nitekim birçok yer kaymasına ve zemin göçmesine ani yağışlar sonucu su içeriğinin artışı ile malzemenin mekanik özelliklerinde meydana gelen ani düşüş neden olmuştur

(Bláhovái vd., 2013). Bu yüzden zeminin kayma mukavemetine su muhtevası değişiminin etkisi belirlenerek bu potansiyel değişimler göz önüne alınmalıdır.

Yapılan çalışmalar göstermiştir ki su muhtevasının artması ile azalan kayma mukavemeti kuru birim hacim ağırlığının artması ile artmaktadır. Ancak maksimum kayma mukavemetinin maksimum kuru birim hacim ağırlıktan önceki aşamada elde edilmesi, su muhtevasının azaltıcı etkisinin kuru birim hacim ağırlığının artırıcı etkisinden daha büyük olduğunu göstermiştir. Bu yüzden su muhtevasının değişmesi durumunda meydana gelebilecek kayma mukavemeti değişimlerinin tasarım aşamasında dikkate alınabilmesi gereklidir.

Bu çalışmada bu etkinin belirlenebilmesi için çalışmalar yapılmış ve farklı su muhtevalarında hazırlanan zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetleri serbest basınç deneyiyle belirlenmiştir. Elde edilen serbest basınç deney eğrileri ve su muhtevası-serbest basınç dayanımı ilişkisini gösteren grafikler Bölüm 5'te sunulmuştur. Ayrıca ilişkileri temsil eden denklemler de birlikte verilmiştir.

Arazide karşılaşılan duruma göre, tasarımda kompaksiyon metodu etkisinin dikkate alınması gerekir. Arazide kompaksiyon 4 farklı çeşitte elde edilebilir. Bunlar; dinamik, yoğurma, titreşim ve statik kompaksiyon yöntemleridir. Laboratuvarda en yaygın kullanılan kompaksiyon yöntemleri statik ve dinamiktir (Kouassi vd., 2000).

Zeminde yeteri kadar su bulunmadığı bölgede danelerin hareket etmeleri daneler arası sürtünme kuvvetinden dolayı zordur ve bu etkiye kilitlenme etkisi denmektedir. Fazla miktarda su bulunması ve suyun pratik olarak sıkışamaz olmasından dolayı zemindeki boşluk hacmi azaltılamamaktadır ve bu olumsuz etkiye yağlanma etkisi denmektedir (Megep, 2006).

Standart ve Modifiye proktor testleri en yaygın kompaksiyon metotlarıdır, standart proktor deneyi 1930 yılında bulunmuş, gelişen teknoloji ile yüksek enerjili kompaksiyon araçları kullanılmaya başlandıkça bu yöntem arazi şartlarını temsil edememiştir. Bu durumu temsil etmek üzere modifiye

proktor deneyi 1940' larda geliştirilmiştir(Das, 2010). Bu yöntemde numune 3 tabaka halinde sıkıştırıldığından her tabakanın farklı miktarda enerjiye maruz kalması homojenliği bozmaktadır, bu yüzden statik sıkıştırma daha üniform yapı oluşturmaktadır.

Statik yöntemde ise zemin numunesi istenilen sıkılığa gelene kadar veya hiç boşluk kalmayana kadar zemin numunesine yük uygulanır, enerji miktarı kontrol edilmez. Diğer açıdan, statik kompaksiyonun en önemli zorluğu uygulanan yük altında agregaların birbirlerinin üzerinde kaymalarının, yükün sürekli yük olmasından dolayı daneler arasındaki kilitlenmeden dolayı birbirleri üzerinde yer değiştirmelerinin sınırlı olmasıdır(Holtz vd., 1981).

Zemin numuneleri hazırlanırken kullanılan sıkıştırma yönteminin numunelerin serbest basınç dayanımlarına etkisini belirlemek amacıyla statik enerji ile ve dinamik enerji ile sıkıştırılarak aynı başlangıç şartlarında numuneler elde edilmiş ve bu numuneler serbest basınç deneyi ile kırılarak serbest basınç dayanımları belirlenmiştir. Bölüm 5' te statik ve dinamik olarak sıkıştırılan numunelerin serbest basınç dayanımlarının su muhtevası ile değişimi birlikte gösterilerek aradaki ilişki ve farklar belirlenmiştir.

Bölüm 2' de su muhtevası, çap, boy/çap oranı ve kompaksiyon yönteminin zemin numunelerinin serbest basınç dayanımları üzerine etkisini inceleyen literatür çalışmaları sunulmuştur.

Bölüm 3' te killerin tanımı, mukavemet davranışları ve kompaksiyonu ile ilgili temel konulara değinilmiştir.

Bölüm 4' te zeminlerin fiziksel ve geoteknik özelliklerinin belirlenebilmesi için gerçekleştirilen deneylerin yapıları, kullanılan yöntemlerden bahsedilmiş ve çalışmada kullanılan zemin numunelerine ait özellikler verilmiştir.

Bölüm 6’ da çalışmada elde edilen sonuçlar irdelenerek numune çapı, boy/çap oranı, su muhtevası ve hazırlanırken kullanılan sıkıştırma yönteminin numunelerin serbest basınç dayanımlarına etkileri değerlendirilmiş, sonuçlar ve öneriler belirtilmiştir.



2. KAYNAK ÖZETLERİ

2.1. Numune Boyutu ve Biçiminin Serbest Basınç ve Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi

Sahada karşılaşılan problemler genelde büyük ölçekte olduğundan laboratuvarda aynı ölçekte deneylerin yapılması mümkün olmamakta, problemler belli ölçekte küçültülerek temsili modeller üzerinde çalışılmaktadır. Bu yüzden boyut ve ölçek etkisi üzerinde durulması ve bunların zeminlerin davranışına etkileri net olarak belirlenmeye muhtaç bir konudur (Vliet ve Mier, 2000).

Deneylerin güvenilir sonuçlar vermesi için mevcut bir pratik ve teorik standart bulunmamaktadır. Bu yüzden aynı çapta numune yüksekliğinin değişiminin dayanıma etkisi ile ilgili çalışmalar gereklidir.

Ölçek etkisi temel olarak iki kategoride incelenir.

1.Biçim etkisi: Silindirik bir kaya numunenin dayanımının L/D oranının etkisini ifade eder.

2.Boyut etkisi : Silindirik bir kaya numunenin dayanımına sabit L/D oranında çapın değişiminin etkisini ifade eder.

Serbest basınç deneyi için gerekli kohezyonsuz zemin numunesi boyutu bir takım otoriteler tarafından belirlenmiştir.

Örneğin :

- 1- ASTM D2166-00 minimum 33,2 mm çapında ve 2-2,5 arasında L/D oranı ile tam daire silindir numunesi,
- 2- BSI 1377-7, 35 mm-100 mm arasında çap ve L/D oranı 2 olacak şekilde silindir numunesi,
- 3- JIS A 1216, 35 cm çapında ve 80 mm yüksekliğinde silindir numunesi,

4- TS 1900-2, tercihen 50 mm (gerekliyse 38mm) apında ve L/D oranı 2 olan silindir numune.

5- (Das, 2002), 35,56 mm çapında ve L/D oranı 2-3 arasında olan silindir numunesini oermiştir.

Otoriteler birbirine benzeyen birçok oeri de bulunmalarına karşın ortak bir konsensüs oluşturulamamıştır. Bununla birlikte mühendislik uygulamalarında standartlarda belirlenen boyutlardan daha kısa numuneler elde edilebildiği durumlarla karşılaşılabilir.

Numunede meydana gelen kayma düzleminin, alt ve st yükleme başlıkları ile kesişmesini engellemek için, boy uzunluğunun çapa oranının iki veya ikiden büyük olarak seçilmesi oerilmektedir (Tumluer, 2006).

Aynı çaptaki numunelerin boylarının dayanıma etkisi ile ilgili çalışmalar çok azdır. Kayaların kayma mukavemetine L/D oranının etkisi ile belli sayıda çalışmalar yapılmış (Obert vd., 1946; John, 1972; ;Mogi, 1966Turk ve Dearman, 1986;Hawkins,1998; Kahraman ve Alber,2006; Mogi,2007;nl ve Yılmaz,2008) zeminlerin serbest basınc mukavemetine L/D'nin etkisi ile ilgili sunulmuş bir rapor bulunmamaktadır. Killi zeminlerin serbest basınc mukavemetine veya üç eksenli basınc mukavemetine numunenin H/D oranının etkisi üzerinde literatürde yeterli çalışma bulunmamaktadır(Rşen, 2011;Amsiejus vd.,2010).

Literatür araştırması sonucunda daha çok beton veya kaya malzemeleri üzerinde H/D oranından ziyade numune boyutunun serbest basınc dayanımına etkisinin araştırmacıların dikkatini çektiği görülmüştür. Yoshinaka(1976) ve Lo(1970), yaptıkları çalışmaların sonucunda kaya malzemeler ve çatlaklı kil numunelerin serbest basınc mukavemetlerinin numune boyutundan etkilendiği göstermişlerdir.

Kohezyonlu zeminlerin serbest basınc dayanımı veya gerilme deformasyon davranışı beton ve kaya malzemelerinden çok farklı olsa da beton ve kaya malzemeler üzerinde numune boyutunun veya H/D oranının serbest basınc

dayanımına etkisi üzerine yapılan bazı çalışmaların bulgularına da aşağıda değinilecektir.

2.1.1. Kayma mukavemeti ve serbest basınç mukavemetine numune boyutunun etkisi

(Londe, 1973), süreksiz kayaçların dayanımlarını kohezyon ve sürtünme açısına bağlı olarak incelemiştir. Çalışma sonucunda kohezyondan kaynaklanan kayma dayanımlarının numune boyutu arttıkça azaldığı ve sürtünmeye dayanan kayma dayanımlarının ölçek etkisine karşı neredeyse hiç duyarlı olmadığını göstermişlerdir.

Numunelerin hacim etkisine bakıldığında ise hacmin artması ile dayanımın düştüğü bunun nedeninin ise hacim artışı ile birlikte numunede çatlak ihtimalinin artması ve bunun göçme ihtimalini de artırmasıdır.

Weibull'un teorisi aşağıdaki gibidir(Denklem 2.1) (Bandis, 1980).

$$\sigma_{c1} / \sigma_{c2} = (V_2/V_1)^{(1/m)} \quad (2.1)$$

σ_{c1} : V_1 hacmine sahip numunenin dayanımı

σ_{c2} : V_2 hacmine sahip numunenin dayanımı

m : Malzemeye bağlı bir sabit

Stephenson ve Triandafilidis(1974), bunların aksine kireçtaşı ve granit numunelerinin daha büyük boyutlu olması durumunda daha yüksek dayanım elde ettiklerini ifade etmişlerdir.

Lama ve Gonano(1976), dayanım-hacim arasındaki ilişkiyi araştırdığında benzer bir etki farketmiş, hacim artışı ile dayanımda azalma görüldüğünü belirtmiş ve bunu aşağıdaki bağıntıyla ifade etmişlerdir(Denklem 2.2). Çalışma sonucunda numunenin küçülmesi ile dayanım artmasının, numunenin büyümesi

ile yüzey çatlaklarının artması olasılığından kaynaklı olabileceğini belirtmişlerdir.

$$\sigma_c = a + b \cdot \log V \quad (2.2)$$

a ve b : b negatif olmak üzere malzemeye ait sabit

Yapılan bir başka deneysel çalışmada sonuç olarak kohezyon değerinin de boyuta bağlı olarak değiştiği, boyuttaki artışla kohezyon değerinin belli bir asimptotik değere kadar azaldığı görülmüştür. Numune ölçeğinin artması ile göçme davranışı gevrekten plastiğe değişmekte, kayma rijitliği azalmakta ve eğrilerin göçme öncesi bölgeleri daha yüksek nonlinearlik göstermektedir (Bandis, 1980).

Hoek ve Brown(1980), literatürden derlediği 10mm ve 200mm aralığında boyutlara sahip silindir ve küp kaya numunelerinin serbest basınç dayanımlarını (UCS) incelemiş ve çapın artması ile serbest basınç dayanımının (UCS) azaldığını ortaya koymuştur.

Hoek ve Brown(1980), kaya numunelerin serbest basıncı ve çapları arasındaki ilişkiyi aşağıdaki formülle ifade etmiştir(Denklem 2.3).

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} * (50/d)^{0,18} \quad (2.3)$$

σ_{cd} : herhangi çaptaki UCS

σ_{c50} : 50 mm çapındaki UCS

d : numune çapı

Buna çok benzer bir çalışma da (Cunha, 1990) tarafından gerçekleştirilmiş ve o da aşağıdaki benzer bağıntıyı sonuç olarak sunmuştur(Denklem 2.4).

$$\sigma_{cd} = \sigma_{c50} * (50/d)^{0,22} \quad (2.4)$$

Numune çapının artması ile serbest basınç dayanımı düştüğü genel olarak kabul görmüş ve bunun nedeni Hoek(2000) tarafından numune çapının büyümesi ile kaya parçacıklarında göçme ihtimalinin artması olarak ifade edilmiştir. Ayrıca kaya dayanımı belirli bir çap değerinden sonra asimptotik minimum değere ulaşmakta ve bu çap değeri numunenin cinsine ve bulunduğu şartlara bağlı olarak değişmektedir.

Darlington vd.(2011), çalışmalarında numune çapının artması ile serbest basınç dayanım değerinin azalma gösterdiğini, 63,5mm çaplı numune ile 300mm çaplı numune kıyaslandığında serbest basınçlarında yaklaşık %10 düşüş olduğunu ifade etmişlerdir.

Jamshidia vd.(2016), çalışmalarında kayaların basınç dayanımlarını ve elastik özelliklerini numune çapının nasıl etkilediği incelenmiştir. Özellikle serbest basınç mukavemeti kayaların mühendislik yapı tasarımlarında büyük rol oynamaktadır. Çalışma kapsamında 9 farklı traverten numunesi 38, 44, 54, 64 ve 74mm olmak üzere 5 farklı çapta hazırlanarak deney sonuçları incelenmiştir. Parametrelerin birbiriyle olan ilişkileri en düşük kareler regresyonu ile istatistik olarak analiz edilmiş ve numune çapının serbest basınç mukavemeti, elastisite modülü(E) ve içsel sürtünme açısı(ϕ) zerinde belirgin etkisi olduğu grlmştir.

Al-Rkaby ve Alafandi(2015)' nin gerçekleştirdiği çalışmada kaya numunelerin boyut ve biçim değişiminin serbest basınç mukavemeti (UCS) ve elastisite modülü (E) zerindeki etkisi incelenmiştir. Yükseklik / genişlik (L/D) oranı 0,5-2 arasında 5 farklı değerde, çapı da 50,100 ve 150mm olmak üzere 3 farklı değerde olan prizma numuneler hazırlanmış ve serbest basınç deneyi ile test edilmiştir. Sonuçlar numune hem yüksekliğinin hem de kenar boyutunun artması ile serbest basıncın birebir sabit değere kadar düştüğünü ve sabitlendiğini göstermiştir. Yapılan nceki çalışmalardan birinde Kourkoulist vd. (2005) küp ve silindir numunelerin biçim ve boyutundan etkilenmelerinin de farklı oranlarda olduğunu söylemişlerdir. Ayrıca boyut etkisi, E(elastisite modülü) zerinde UCS' den daha fazla görülmektedir.

Yapılan deneyler sonucunda sadece bir traverten hariç diğer traverten için numune çapının artması ile serbest basınç dayanımı düşmüş ve 38 mm çaptan 76 mm çapta serbest basınç değerinde %16 azalma görülmüştür.

Nabeshima vd(1999), 2.2 , 3.5 ve 5.0 cm çaplarında kil numuneler üzerinde konsolidasyonlu drenajsız deneyler uygulamışlar ve deviatör gerilme ile artık boşluk suyu basınçlarını numune çapının değişiminden etkilenmediğini belirtmişlerdir.

Aktaş(1991), 38mm ve 50mm çaplarında, $L/D=2$ olacak şekilde hazırladığı $PL=33$ olan kil zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetlerini incelemiş ve numune çapının artması ile σ_u ve c_u 'nın düştüğünü belirtmiştir.

Shogaki(2007), çalışmasında serbest basınç deneyinin avantajlarından faydalanmak amacıyla küçük ebatlarda (15 mm çap ve 35 mm yükseklik) yeni bir test prosedürü önermiş ve buna uygun serbest basınç deney aparatı ortaya çıkarmıştır. Normal test boyutu olan 35 mm çap ve 80 mm yükseklik boyutlarındaki numuneler ile küçük ebattaki numuneler serbest basınç deneyi ile test edilerek boyutun doğal birikinti zeminlerin serbest basınç dayanımına etkisini incelemiştir. Sonuç olarak Birleşik Krallık, Kore ve Japonya'da 26 farklı alandan alınan ve plastisite indisleri 10'dan 370'e değişen numuneler de gerçekleştirdiği serbest basınç deney sonuçlarını inceleyerek küçük boyutlu ve normal boyutlu numuneler için boyut değişiminin serbest basınç dayanımında değişikliğe etki etmediğini yorumlamıştır.

Taylor ve Leps(1938), geniş ölçekli kesme kutusu (305x305 mm²) ve küçük ölçekli kesme kutusu (76x76 mm²) ile kuru Ottawa kumunun kayma mukavemeti parametrelerini belirlemişlerdir. Bu araştırmacılar, sonuçları incelediklerinde küçük ölçekli kesme kutusunda sürtünme açısının (ϕ) geniş ölçekli kesme kutusuna göre 0.5° daha büyük ölçüldüğünü belirtmişlerdir. Aynı şekilde Ingold(1982), 60x60 mm²'lik kesme kutusunda 300x300 mm²'lik kesme kutusuna göre sürtünme açısını 2-3° daha yüksek ölçtüğünü belirtmiştir. Goto ve Tatsuoka (1988) , Toyoura kumu üzerinde yürüttüğü bir takım üç eksenli

deneylerde boy/çap oranı 63 cm/30 cm ve 15 cm/7 cm olan sıkı ve gevşek numunelerin dayanımlarını incelemişler ve numune çapının artması ile sıkı kum ve dayanımda çok az artış ve gevşek kumun dayanımında ise azalma görölmüşür.

Cerato ve Lutenegeer(2006), kesme kutusu deneyinde dane çapının kesme kutusu boyutuna oranının etkili olduğunu, bu oran küöldüke sürtünme açısının da küöldüğünü belirtmiştir. Ayrıca sadece bu oranın etkili olmadığını bir başka etkininde numunenin relatif sıkılığı olduğunu belirtmiştir.

Wu vd. (2007), yaptıkları çalışmada önceki çalışmaları destekler sonuçlar bulmuş, daha büyük ölçekli kesme kutularında daha düşük sürtünme açıları elde etmişlerdir. Bunu destekler nitelikte bir çalışmada Dadkhah vd.(2010), elde ettikleri sonuçlarla 300x300 mm²'lik ve 60x60 mm²'lik kesme kutuları ile elde edilen kohezyon (c) ve sürtünme açısı (Ø) arasında aşağıdaki bağıntıları elde etmişlerdir(Denklem 2.5,2.6).

$$\phi_{(300 \times 300)} = 1.0948 * \phi_{(60 \times 60)} - 6.4052 \quad (R^2=0.92) \quad (2.5)$$

$$c_{(300 \times 300)} = 0.74 * c_{(60 \times 60)} + 0.1342 \quad (R=0.79) \quad (2.6)$$

Bu çalışmada kesme kutusu boyutunun, Isfahan şehri bölgesindeki zeminin kayma mukavemetine etkisi incelenmiştir. Zemin numuneleri birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre SC yani killi kum olarak belirlenmiştir. Bu numuneler üzerindeki deneyler boyutları sırasıyla 60 mm,100 mm ve 300 mm olan küçük, orta ve büyük ölçekteki kare kesitli kesme kutularında gerçekleştirilmiş ve kayma mukavemetine kesme kutusunun boyutunun ve zemin sıkılığının etkisi incelenmiştir. Sonuçlar göstermiştir ki, orta ve büyük ölçekli direk kesme küçük ölçekli direk kesmeye göre daha yüksek kohezyon (c) ve daha düşük sürtünme açısı (Ø) üretmiş, her üç ölçekteki deneyler için zemin sıkılığı arttıkça hem kohezyon (c) hem de sürtünme açısı (Ø) artış göstermiştir. Bu sonuçlara göre, zeminin kayma mukavemetinin ölçek etkisi ve zeminin fiziksel özellikleri tarafından kontrol ettiği söylenebilmektedir.

Park ve Jeong(2015), çalışmasında Nakdong Nehri kumunun drenajlı ve drenajsız kayma davranışına numune çapının etkisini araştırmıştır. Bu araştırma için bahsi geçen kum $Dr = \%40$ gevşek ve $Dr = \%80$ sıkı durum için 5 cm ve 10 cm çaplarında oluşturularak sürtünme açısının değişimi incelenmiştir. Numunenin drenajlı, drenajsız toplam gerilme ve drenajsız efektif gerilme sürtünme açıları sıklıktan bağımsız olarak numune çapının artması ile düşüş göstermiştir. Küçük ve büyük numunelere ait sürtünme açıları arasındaki fark çoğu durum için az miktarda (1° 'den az) olmakla birlikte sıkı kumun drenajsız toplam gerilme sürtünme açıları arasında fark en büyük olmuştur ($2,6^\circ$). Gevşek kum ise, drenajsız testten elde edilen efektif sürtünme açısı ile drenajlı testten elde edilen sürtünme açısı arasında fark 7° ' ye kadar çıkabilmektedir. Gevşek kumda kademeli sertleşme davranışı olduğundan drenajlı deneyde elde edilen serbest basınç mukavemeti drenajsız durumda elde edilen serbest basınç mukavemetine göre 3-4 kat daha yüksek çıkmaktadır. Gevşek kumda drenajlı ve drenajsız deneylerde dane boyutunun artması ile birlikte maksimum deviatör gerilme az miktarda düşüş göstermiştir. Sıkı kumda ise tam tersine drenajsız durumda elde edilen deviatör gerilme drenajlı durumda elde edilen deviatör gerilmeye göre 2 kat fazla olmuştur.

Bir başka çalışmada statik kompaksiyon ile hazırlanan 50 mm ve 38 mm çapında siltli birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre kum zemin numunelerinin üç eksenli deneyle efektif kayma mukavemeti parametreleri belirlenmiş ve çap değişiminden nasıl etkilendikleri araştırılmıştır. Bu doğrultu da 100,200 ve 300 kPa hücre basınçlarında konsolidasyonlu drenajsız (c_u) deneyler gerçekleştirilmiş, içsel sürtünme açısı 50 mm ve 38 mm'lik numune için sırasıyla 33° ve 29° , aynı sırayla kohezyon değeri 18,25 kPa ve 68,12 kPa olarak belirlenmiştir. Sonuçlar incelendiğinde numune çapının artması ile zeminin efektif içsel sürtünme açısının arttığı, kohezyon (c) değerinin ise azaldığı, bu değişimlerin içsel sürtünme açısında az oranda, kohezyonda ise fazla oranda olduğu görülmektedir (Monteiro vd., 2016).

2.1.2. Kayma mukavemeti ve serbest basınç mukavemetine numune biçiminin etkisi

Kamei ve Tokida(1991), yaptıkları çalışmada $L/D=2$ olmak üzere numune çapının $D>20\text{mm}$ 'den büyük olduğu durumlar için UCS üzerinde çapın etkili olmadığını ve $D<10\text{ mm}$ olduğu durumlarda UCS' nin çok arttığını belirlemişlerdir.

Thuro vd.(2001), gerçekleştirdiği çalışmada L/D oranı 1-3 arasında değişen numunelerin elastisite modülü, çekme dayanımı ve basınç dayanımı incelenmiştir. Bu çalışmada, belki de yeterli geniş çap aralığında çalışılmamış olması nedeniyle, çapın basınç dayanımı üzerinde etkisi olduğunu ifade eden birçok çalışmaya rağmen bu çalışmada boyutun etkisinin olmadığı yönünde sonuca ulaşılmıştır.

Biçim etkisine bakıldığında ASTM (1986), L/D oranının değişimi ile basınç dayanımının değişimi arasında aşağıdaki bağıntıyı vermiştir(Denklem 2.7).

$$C = Ca / (0.88 + (0.24 \cdot D/L)) \quad (2.7)$$

Ca : Ölçülen herhangi L/D oranındaki basınç dayanımı

C : $L/D=2/1$ oranındaki basınç dayanımı

Çalışmada elde edilen sonuçlar (Denklem 2.7) ile elde edilen sonuçlarla kıyaslandığında yakın değerler elde edildiği ve L/D oranının artması ile serbest basınç dayanımının azaldığı sonucu görülmüştür (Thuro vd., 2001). Zhu Zhande vd. (2004) de gevrek kaya numuneler üzerinde yaptıkları çalışmada, kayaların basınç dayanımı değerlerinin L/D oranının artması ile birlikte azaldığını ifade etmişlerdir.

Bir diğer çalışmada L/D kayaların basınç dayanımına etkisi incelenmiştir. Çalışmalar, $L/D<2$ olduğunda UCS değerlerinin yüksek olduğunu $L/D=2$ ve $L/D=2,5$ dayanımları arasında çok az bir fark olduğu $L/D>2,5$ durumlarında

sabite yakın olduğu sonucunu vermiştir. Genel olarak $L/D=2,5$ değerine kadar bu oranın artışı ile UCS'de tuf malzemesi hariç düşüş gözlenmiştir. Çalışma sonucunda sadece çalışılan numuneler için geçerli olan ve ileriki çalışmalarla geliştirilmesi gereken bir korelasyon elde edilmiştir (Tuncay ve Hasancebi, 2009).

$$UCS_{2,5} = UCS/[a - b.(L/D)] \quad (2.8)$$

$UCS_{2,5}$: $L/D=2,5$ için ölçülen UCS

UCS : Herhangi L/D oranı için ölçülen UCS

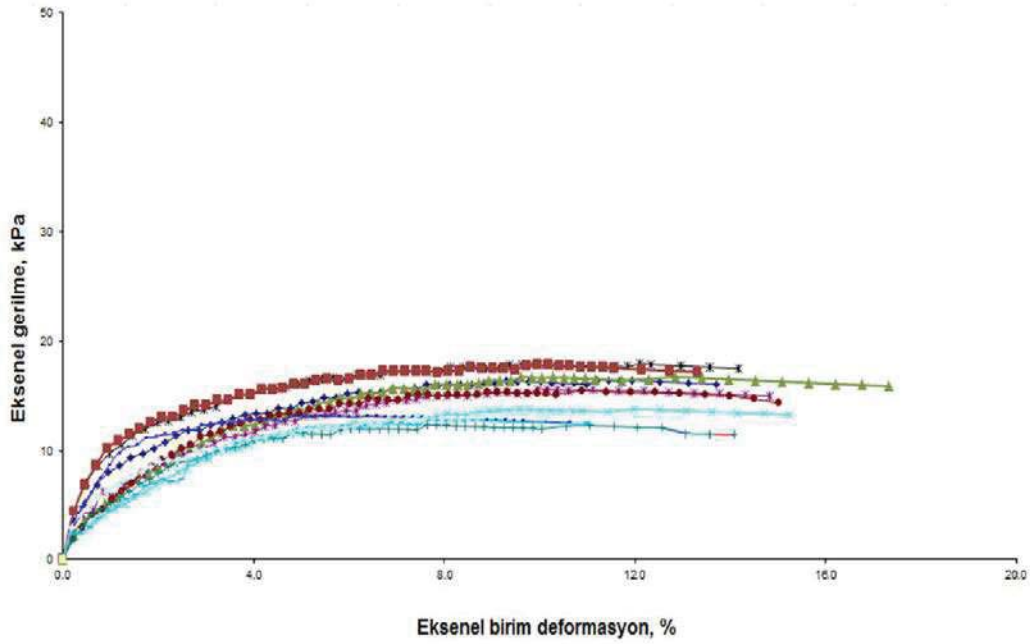
a ve b :Sabit katsayılar olup her numune ve her L/D aralığı için değişebilmektedir.

Ximeng vd.(2015), çalışmalarında 5 cm çapında, L/D oranı 1.5, 1.75, 2, 2.25 ve 2.5 olan kaya numunelerin serbest basınç dayanımlarını incelemiştir. Çalışma sonucunda boy değişimleri ve basınç dayanımları arasında anlamlı ilişki bulunamamıştır. Ancak elastisite modülünün L/D 'nin artması ile elastisite modülünde düşüş görüldüğü belirlenmiştir.

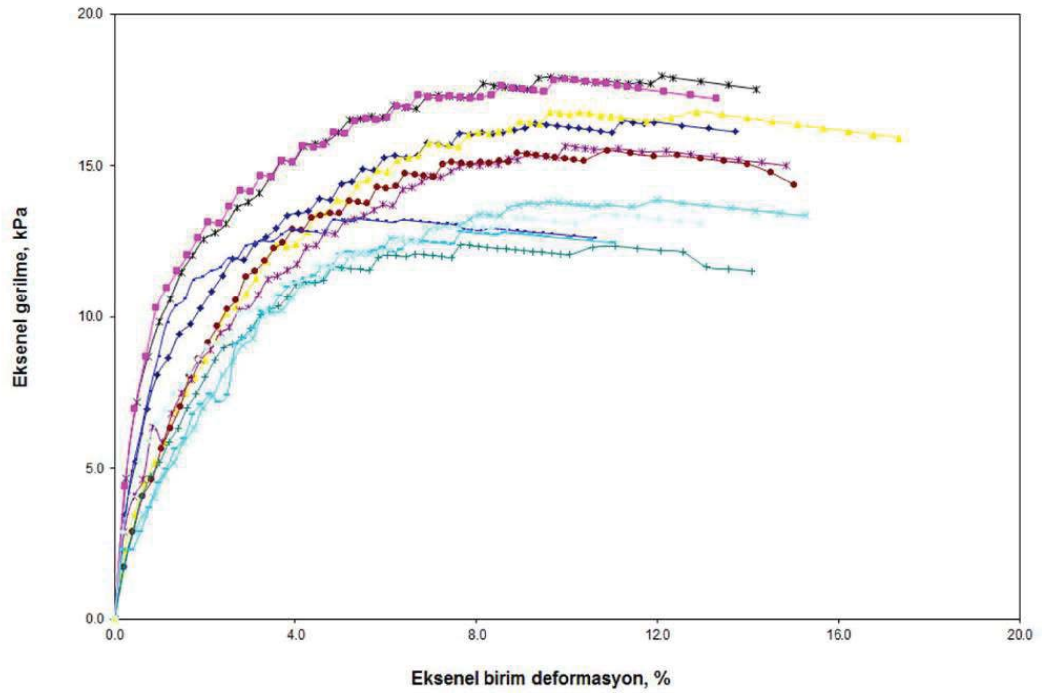
Çalışma sonuçlarının çok çeşitli çıkması veya diğer bazı başka çalışmalarla uyum göstermemiş olması birkaç nedene bağlı olabilir. Bunlardan bazıları kullanılan deney aparatları farklı olması, numune hazırlama yöntemlerinde farklılık ve kullanılan malzemenin cinsidir. Çünkü görülmüştür ki kullanılan deney metodolojileri çok hassastır ve her malzeme kendi yapısına göre ölçek etkisini farklı yansıtmaktadır. Ölçek etkisi kayanın çeşitine veya yapısal sınıfına son derece bağlıdır.

Zemin numuneleri üzerinde yapılan çalışmalara bakıldığında Amšiejus vd.(2010), yürüttükleri üç eksenli deney çalışmasında H/D oranının 2,0 olması durumunda elde edilen kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerlerinin gerçeğinden daha yüksek olduğunu ifade etmişlerdir. H/D oranının 1,0 olması durumunda ise numune ile numune başlığı arasındaki sürtünme azalacağı için, elde edilecek kohezyon ve içsel sürtünme açısının daha gerçekçi olacağını ortaya koymuşlardır.

Yapılan bir başka tez çalışmasında statik sıkıştırma yöntemi ile farklı su içeriklerinde ve kuru birim hacim ağırlıkta sıkıştırılan killi bir zeminin serbest basınç dayanımının yükseklik-çap oranı ile nasıl değiştiği araştırılmıştır. Su içerikleri (% 6 ile % 38), kuru birim hacim ağırlıkları (13 kN/m^3 ile 21 kN/m^3) ve yükseklik-çap oranları (1,3 ile 2,9) aralıklarında değişen toplam 232 adet numune üzerinde serbest basınç deneyleri yürütülmüştür. Deneysel çalışma sonucunda su içeriği plastik limitin altında hazırlanan numunelerde ise yükseklik-çap oranının serbest basınç dayanımını etkilediği (Şekil 2.1) (Panahi, 2014), plastik limitin üzerindeki su içeriklerinde sıkıştırılan numunelerde yükseklik-çap oranının serbest basınç dayanımına etkisi ihmal edilebilecek boyutta olduğu görülmüştür (Şekil 2.2).



Şekil 2.1. Düşük su içeriğinde (%5-%10) sıkıştırılan bazı numunelerin eksenel birim deformasyon – eksenel gerilme ilişkisi (Panahi, 2014)



Şekil 2.2. Yüksek su içeriğinde (%30-%35) sıkıştırılan bazı numunelerin eksenel birim deformasyon – eksenel gerilme ilişkisi (Panahi, 2014)

Güneyli ve Rüşen(2016), çalışmalarında kohezyonlu zeminlerin serbest basınç mukavemetlerine (UCS), boy/çap oranının (L/D) etkisini değerlendirmişlerdir. Bilimsel ve teknik otoritelerce bu oran 2 ve 3 arasında önerilmiştir. Ancak numune biçiminin zeminlerin dayanımına etkisi üzerine sunulmuş rapor az ve sınırlı sayıda olduğundan çalışma kapsamında 0,5-3 arasında L/D oranları ile sıkıştırılmış 4 farklı kil numunesi kullanmışlardır. Numuneler silindir şeklinde hazırlanmış ve biçimlerinin serbest basınç dayanımlarına (UCS) etkisi belirlenmiştir. Sonuç olarak L/D oranının artması ile UCS değerinin belirgin şekilde düştüğü görülmüştür. Serbest basınç dayanımındaki bu azalma oranının, L/D oranı 1-1,25 aralığında çok fazla iken L/D oranı 1,25-2,5 aralığında daha az olduğu görülmüştür.. 2,5 değeri aşıldığında ise göçme şekli sünekten gevreğe doğru değişmiş ve göçme davranışı kompleks ve anlaşılması güç bir hal almıştır. Sonuçların analizlerine dayanarak, kuvvetli istatistiksel ilişki veren düzeltme formülü belirlenmiş ve bu formülün ileriki çalışmalarda doğrulanması gerektiği belirtilmiştir. L/D = 0,5-1 arasında varillenme olduğu ve düzgün kırılma gözlenmediği, L/D = 1,25-2,5 arasında dayanımın çok değişmediği belirgin göçme davranışının gevrek olarak gerçekleştiği ve L/D =2,5-3 arasında

karmaşık olarak, çoklu yüzeylerde sünek göçme gözlemlendiği belirtilmiştir. Aynı çalışmada, L/D nin artması ile göçme anındaki birim boy değiştirmenin (ϵ_f) istisnalara rağmen azaldığı da ifade edilmiştir.

Raman vd.(2015), çalışmalarında farklı çap ve boylarda PVC borularını kalıp olarak kullanmış, 3 adet CL ve 1 adet CH sınıf olmak üzere 4 farklı kil numunesinden farklı boyutlarda numuneler elde etmişler ($L/D=1,5; 1,75; 2; 2,25; 2,5$, $D= 2,7; 3,4; 4,4$) ve bu numunelerin serbest basınç dayanımlarını belirlemişlerdir. Çalışmaların sonuçlarına bakıldığında L/D oranının serbest basınç mukavemetini etkilediği fakat bu etkinin sonuç çıkarmak için yeterli şekilde kararlı bir davranış göstermediği görülmektedir. Ancak yazarlar düşük plastisiteli (CL) killerde L/D'nin artması ile serbest basınç dayanımının (UCS) düştüğünü, CH kil numunesinde ise L/D'nin artması ile UCS' nin arttığını ifade etmişlerdir.

2.2. Su Muhtevası ve Kıvam Limitlerinin Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi

Kil mineralleri yüksek yüzey alanına sahip olduklarından ve suya karşı güçlü çekimlerinden dolayı su kil minerallerde plastiklik doğurmaktadır. Aynı şekilde ince formda olsa dahi kil olmayan zemin daneleri, daha küçük yüzeylerinden dolayı ve suya karşı çekimleri olmadığından belirgin bir plastiklik davranışı göstermezler (Mitchell, 1993). Zeminlerin kayma mukavemeti su muhtevasından yüksek derecede etkilenmektedir. Numuneler direk kesme deneyine tabi tutulurken su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlığı arazi şartlarıyla aynı olacak şekilde hazırlanmaya çalışılır. Ancak arazideki şartların değişebileceği göz önüne alınmamaktadır. Nitekim birçok yer kayması ani yağışlar ile su muhtevasının artmasından kaynaklanmıştır. Su zemin daneleri arasında hem kaydırıcı hem de bağlayıcı etki yapabilmekte ve bu yüzden zemin ve jeolojik malzemelerin dayanım ve stabilitelerini etkilemektedir (Ferre ve Topp, 2002). Su muhtevasının artması ile kil daneleri arasında mesafe artar ve çekim azalır dolayısıyla kohezyon azalır. Aynı şekilde su muhtevası artışı kil danelerinin etrafındaki su tabakasını kalınlaştırır ve daneler birbirinden

uzaklaşarak aralarındaki kayganlık bu da içsel sürtünme açısından azalmaya neden olur.

Yüksek plastisiteli killerin, daha küçük partiküllere sahip olduğu ve daha yüksek yüzey alanına sahip oldukları bilinmektedir. Bu killere daha fazla temas yüzeyine sahip olduğundan kayma gerilmeleri düşük plastisiteli killere göre daha az olmaktadır. Su muhtevasının değişmesi ile partiküllerin teması önlenebileceğinden dolayı zeminlerin kayma mukavemeti su muhtevası ile çeşitlilik göstermektedir (Obasi ve Anyaegbunam, 2005).

Çoğu araştırmacı ince daneli zeminlerin drenajsız kayma mukavemetini tahmin edebilmek için çalışmalar yapmıştır. Widodo vd.(2012) çalışmalarında atterberg limitleri ile drenajsız kayma mukavemeti arasındaki korelasyonu incelemişlerdir. Bilindiği gibi serbest basınç değerlerinden zeminlerin kıvamı hakkında tahmin yapabilmektedir (Terzaghi vd., 1996)(Çizelge 2.1). Bunun tam tersi olarak kıvam limitlerinden serbest basınç mukavemeti değerinin tahmin edilmesi mümkün olabilir.

Çizelge 2.1. Zemin kıvamları ve serbest basınç aralıkları (Terzaghi ve Peck, 1967)

Kıvam	q_u (kPa)
Çok yumuşak	< 24
Yumuşak	24 - < 48
Orta katı	48 - < 96
Katı	96 - < 192
Çok katı	192 - < 383
Sert	> 383

Zeminlerin katı, sıvı ve gaz olmak üzere üç farklı fazı olabilir. Şu belirtilmelidir ki kayma mukavemeti sadece katı fazda mevcuttur, likit ve gaz fazlar ise gerilmeyi sadece aktarırlar. İnce daneli zeminler elektromoleküler ve elektrokimyasal kuvvetler vasıtasıyla daneleri etrafında su tutabilmekte ve bu yüzden mevcut su miktarına göre farklı kıvamlara sahip olabilmekte ve farklı kıvam durumlarında çok farklı fiziksel ve mekanik özellikler gösterebilmektedir. Kil zeminler silt zeminlere göre daha yüksek kayma mukavemetine sahiptirler. Bunun sebebinin killerin siltlere nazaran kapiler kuvvetlere ve

elektromoleküler kuvvetlere daha müsait olmasıdır. Ayrıca ince daneli zeminler plastiklikleri arttıkça su tutma kapasiteleri arttığından, plastisiteleri arttıkça kohezyon değerleri düşmektedir. Boşluk suyu barındırmayan durum olan, toplam kohezyon efektif kohezyona göre belirgin şekilde daha yüksek değerler almaktadır. Efektif kohezyon değeri dane çapının azalması ile artmaktadır (Vondrackova vd., 2016).

Literatürde drenajsız kayma mukavemetinin likit limit ile ilişkisi Federico(1983), Lee(2004), Berilgen vd. (2007) tarafından; drenajsız kayma mukavemetinin likitlik indisi ile ilişkisi Skempton ve Northley(1952), Schofield ve Wroth(1968), Leroueil vd.(1983), Yılmaz(2000), Berilgen vd.(2007) tarafından çalışılmıştır. Drenajsız kohezyonun su muhtevası ve kıvam indisi ile ilişkisi Çizelge 2.2' de sunulmuştur.

Çizelge 2.2. Zeminlerin indeks özellikleri ile drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişki (Nagaraj vd., 2012)

$C_u = e^{5.25 \left(1.161 - \frac{w}{w_L} \right)}$	Federico (1983)
$C_u = 182.93 e^{-2.3714 \left(\frac{w}{w_L} \right)}$	Lee (2004)
$C_u = 145 e^{-2.86 \left(\frac{w}{w_L} \right)}$	Berilgen vd. (2007)
$\ln(c_u) = 11.5 - 2.2 \ln(w)$	Berilgen vd. (2007)
$C_u = 282.61 \ln(w)$	
$C_u = 1.6 e^{4.23(1-I_L)}$	Whyte (1982)
$C_u = \left(\frac{19.8}{I_L} \right)^{2.64}$	Locat ve Demers (1988)
$C_u = 28 e^{-1.33 I_L}$	Berilgen vd. (2007)
$C_u = 8.55 e^{1.25 I_c}$	Berilgen vd. (2007)
$S_u = \frac{1}{(I_L - 0.21)^2}$	Leroueil vd. (1983)
$S_u = 170 e^{(-4.6 I_L)}$	Schofield ve Wroth (1968)
$S_u = 144.9 e^{-(1.72 I_L)}$	Edil ve Benson (2009)
$S_u = 191.4 e^{-(0.03 w_L)}$	Edil ve Benson (2009)

Benzer şekilde zeminlerin likitlik indisleri ve kayma mukavemetleri arasındaki ilişki geçmiş çalışmalarda aşağıdaki gibi belirlenmiştir (Çizelge 2.3).

Çizelge 2.3. Yoğrulmuş zemin numuneleri için yayınlanmış su muhtevası-dayanım ilişkileri (O'Kelly, 2013)

Wroth ve Wood (1978)	$s_{ur} = 170 \exp(-4.6 I_L)$
Leroueil vd. (1983)	$s_{ur} = 1/(I_L - 0.21)^2$
Locat ve Demers (1988)	$s_{ur} = (19.8/I_L)^{2.44}; I_L > 1.0$
Hirata vd. (1990)	$s_{ur} = \exp(-3.361 I_L + 0.376)$
Terzaghi vd. (1996)	$s_{ur} = 2(I_L)^{-2.8}$
Yilmaz (2000)	$s_{ur} = \exp(0.026 - 1.21 I_L)$
Koumoto ve Houlsby (2001)	$s_{ur} = \exp[(1.070 - I_{LN})/0.217]$
NGI (2002)	$s_{ur} = 4.2(I_L)^{-1.6}$
NGI (2002)	$s_{ur} = 3.9(I_L)^{-2.0}$
Yang vd. (2006)	$s_{ur} = 159.6 \exp(-3.97 I_L)$

S_{ur} : Yoğrulmuş drenajsız kayma mukavemeti

I_L : Likitlik indisi

I_{LN} : Logaritmik likitlik indisi

$I_{LN} = \ln(w/w_{PL})/\ln(w_{LL}/w_{PL})$ (Koumoto ve Houlsby, 2001) (2.9)

Burada ; w su muhtevasını, w_{PL} plastik limiti, w_{LL} likit limiti göstermektedir.

2.2.1. Su muhtevasının kayma mukavemeti üzerine etkisi

Koumoto ve Houlsby(2001), su muhtevası(w) ve yoğrulmuş drenajsız kayma mukavemeti (S_{ur}) arasında aşağıdaki bağıntıyı sunmuştur.

$$w = a*(S_{ur})^{-b} \quad (2.10)$$

a ve b : zemine bağlı parametre

Buna dayalı bir çalışmada Trauner vd.(2005), zeminlerin su muhtevası ile drenajsız kayma mukavemeti arasında ilişkiyi incelemek amacıyla zeminlerin likit limitlerini düşen koni deneyiyle, drenajsız kayma mukavemetlerini ise arazi vane deneyi ile belirleyerek aralarında aşağıdaki ilişkiyi elde etmiştir (Denklem 2.11).

$$w/w_L = a - b \cdot \log c_u \quad (2.11)$$

Yapılan çalışmada a ve b katsayıları belirlenmiş ve denklem :

$$w/w_L = 1,162 - 0,438 \cdot \log c_u \quad (R^2 = 0,97) \quad (2.12)$$

olarak elde edilmiştir.

Çalışmada 2 farklı derinlikteki (3 m ve 6 m) tarımsal zemin üzerinde arazi vane deneyleri yapılmış ve kayma mukavemetleri belirlenmiştir. Elde edilen sonuçlardan regresyon analizleri ile su muhtevasına bağlı aşağıdaki formül elde edilmiştir (Garcia vd., 2012).

$$\tau = a \cdot w^3 - b \cdot w^2 + c \cdot w - d \quad (R^2 = 0,87) \quad (2.13)$$

τ : Kayma mukavemeti

a, b, c, d : Sabitler

Su muhtevasının artması ile azalan kayma mukavemeti kuru birim hacim ağırlığının artması ile artmaktadır. Ancak optimum kayma mukavemetinin optimum sıkışma durumundan önce elde edilmesi durumunda su muhtevasını azaltıcı etkisinin kuru birim hacim ağırlığının artırıcı etkisinden daha büyük olduğunu göstermektedir (Garcia vd., 2012).

Yapılan bir çalışmada doygun olmayan killi zeminde $\emptyset$ değerinin w_{opt} a kadar hızla azaldığı, c'nin w_{opt} un az kuru tarafında maksimum değerine ulaştığı ve sonra düşmeye başladığı gözlenmiştir (Çokça vd., 2004).

Ghosh(2013) çalışmasında doygun kil numunelerin su muhtevası değişimi ile kayma mukavemetlerinin değişimini araştırmış, su muhtevasının artması ile kayma mukavemetinin eksponansiyel olarak azaldığını görmüştür.

Benzer şekilde bir başka çalışmada farklı su muhtevalarında, proktor şartlarında (3 tabaka 5 vuruş) sıkıştırılan 38-76 mm boyutlarındaki numunelerin laboratuvar Vane deneyi ile kayma mukavemetleri belirlenmiştir. Sonuçlar su muhtevası artışının zeminin birim hacim ağırlığında ve kayma mukavemetinde azalmaya neden olduğunu göstermiştir. Bu ilişki eksponensiyel olarak bulunmuş ve aşağıdaki gibi ifade edilmiştir (Manish vd., 2014).

$$c_u = 378,11 * e^{-0,106*w} \quad R^2=0,94 \quad (2.14)$$

Kullanılan zeminlerin kıvam limitleri arasındaki kayma mukavemetleri zemin cinsine göre değişiklik göstermiş ve literatürde belirtilen sınırlar içinde kalmıştır.

Bláhová vd.(2013), yaptıkları çalışmada w_{opt} 'un altında kuru bölgede farklı su muhtevalarında ve standart proktor enerjisi ile hazırlanan numunelerin kayma mukavemeti parametrelerini direk kesme deneyi belirlemişlerdir. Sonuçlar incelendiğinde %9 su muhtevasından %10 su muhtevasına geçerken kohezyon azalmış içsel sürtünme açısı artmış, %10'dan %11 su muhtevasına geçildiğinde kohezyon yine azalırken içsel sürtünme açısı aşırı düşüş göstermiştir. Su muhtevası artarken %9'dan %10 'a geçerken içsel sürtünmenin artışı literatüre göre beklenmeyen bir durumdur. Bunun nedeninin kuru birim hacim ağırlığın tüm deneylerde sabit olması gerekirken değişebilmiş olması, kayma yüzeyinde betonlaşma durumu veya küçük kırıkdaksı danelerin bulunabilme ihtimali olarak ifade edilmiştir.

Wang(2014), araştırmasında doymun olmayan killi zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerinin farklı su muhtevası, boşluk oranı ve kum yüzdesinde hazırlanan numunelerdeki değişimini incelemek için bu numuneleri kesme kutusu deneyine tabi tutmuş ve deney sonuçlarını en küçük kareler metodu kullanarak çoklu regresyon analizi ile denklem formuna dönüştürmüştür (Denklem 2.15 – 2.20). Değişkenler arasında lineer ilişkinin bulunduğunu ve bu ilişkinin güvenilir olduğunu belirtmiştir. Bu çalışmada kesme kutusu deneyleri (100 kPa, 200 kPa, 300kPa ve 400 kPa) normal

gerilmeler altında ve hızlı metotla gerçekleştirilmiştir. Boşluk oranı $e = 0,6$ 'da sabit, su muhtevası $w = \%16$ 'da sabit kalmak üzere değişkenler ayrı ayrı tek başlarına denenmişlerdir. Elde edilen sonuçlar kilde su muhtevası (w), boşluk oranı (e) ve $S(\%)$ kum yüzdesinin artması ile hem kohezyonda (c) ve hem de içsel sürtünme açısında (ϕ) düşüş meydana geldiğini göstermiştir.

Su muhtevasının artması ile hem kohezyon hem de içsel sürtünme azalmaktadır.

$$c = -100,9 * \ln(w) + 334,01 \quad (R^2=0,96) \quad (2.15)$$

$$\phi = -35,76 * \ln(w) + 118,19 \quad (R^2=0,96) \quad (2.16)$$

Boşluk oranının artması ile benzer bir sonuç elde edilir. Hem (ϕ) hem de (c) boşluk oranının artması ile azalır.

$$c = 282,26 * e^2 - 583,75 * e + 337,38 \quad (R^2=0,99) \quad (2.17)$$

$$\phi = -11,881 * \ln(e) + 23,079 \quad (R^2=0,90) \quad (2.18)$$

Kum yüzdesinin (S) artması ile hem ϕ hem de c 'nin azaldığı belirlenmiştir.

$$c = 0,0006 * S^3 - 0,0667 * S^2 + 0,6072 * S + 64,75 \quad (R^2=0,99) \quad (2.19)$$

$$\phi = 0,0006 * S^3 - 0,038 * S^2 + 0,1838 * S + 28,071 \quad (R^2=0,99) \quad (2.20)$$

Kumun artması ile kil miktarı azalmakta, su tutma kapasitesi düşmekte ve serbest su miktarı artmaktadır. Bu serbest su kayganlığa neden olduğundan, miktarının artması sürtünmede azalmaya neden olmaktadır (Zhang Xim, 2011). Kum yüzdesinin ve boşluk oranının artması ile c 'deki azalma, ϕ 'deki azalmaya göre daha fazladır. Tüm değişkenleri dikkate alan çoklu regresyon analizi sonuçları ise aşağıdaki gibidir (Denklem 2.21-2.22).

$$c = 239,138 - 6,263 * w - 114,502 * e - 1,191 * S \quad (\text{Düzeltilmiş } R^2=0,843) \quad (2.21)$$

$$\phi = 66,082 - 2,354 * w - 7,381 * e - 0,295 * S \quad (\text{Düzeltilmiş } R^2=0,843) \quad (2.22)$$

Bir başka çalışmada Pakistan'ın farklı bölgelerinden alınan numuneler ASTM 2166-00 standartlarında serbest basınç deneyine ve zemin indekslerinin belirlenmesi için gerekli laboratuvar deneylerine tabi tutulmuştur (Khalid vd., 2015). Zemin sınıfları CL, ML, CH ve CL-ML olarak belirlenmiş ve $q_u = 16-495$ kN/m² aralıklarında elde edilmiştir. Elde edilen sonuçlar çerçevesinde istatistik yaklaşımlarla tahmin modelleri geliştirilmiştir ve bu maddelerin doğrulanması için aynı bir set deney yapılmak modeller doğrulanmıştır. Bu yüzden bu parametreler ile serbest basınç belirlenebilmesi için tahmin modelleri gereklidir. Bu çalışma da bu amaç doğrultusunda yapılmıştır. Çalışmada 51 adet CL, 18 adet ML, 13 adet CL-ML ve 3 adet CH numune kullanılmıştır. Deney sonuçları ile gerçekleştirilen analizler sonucunda γ_k ve w parametreleri ile tahmin modeli kurulabileceği belirlenmiştir. Tahmin modelleri SPSS yazılımı yardımıyla tekli ve çoklu lineer regresyon kullanılarak geliştirilmiştir (Denklem 2.23-2.25).

$$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 54,247 * \gamma_k - 783,78 \quad (R^2 = 0,87) \quad (2.23)$$

$$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = -14,771 * w + 418,65 \quad (R^2 = 0,64) \quad (2.24)$$

$$q_u \text{ (kN/m}^2\text{)} = 44,4 * \gamma_k - 4,12 * w - 540,25 \quad (R^2 = 0,89) \quad (2.25)$$

Sonuç olarak q_u' nun w ve γ_k ile tahmin edilebileceği görülmüştür. Kurulan modeller $\pm 9,5$ yüzde hatayla gerçekleştirmiştir (Khalid vd., 2015).

Zumrawi ve Mohammed (2016)' in gerçekleştirdiği çalışmada zeminlerin kayma mukavemetine etki eden faktörler araştırılmış ve farklı su muhtevaları ile farklı sıklıktaki numunelerin serbest basınç deney sonuçları incelenmiştir. Önceki çalışmaları destekler biçimde su muhtevası, kuru birim hacim ağırlık, plastisite ve likitlik indisinin belirgin etkisi olduğu görülmüştür.

Su muhtevası w_{opt}' a kadar artışı ile kohezyonu artmakta, daha yüksek muhtevalarda kohezyonu azalmaktadır (Khera ve Krizek, 1968). Öte yandan içsel sürtünme w_{opt}' a kadar suyun artışı ile artmakta ve w_{opt} civarlarında sabit değere ulaşmaktadır. Bunun yanında Koumoto ve Houlsby(2001) su muhtevası ve drenajsız kayma mukavemeti arasındaki ilişkiyi nonlineer bir fonksiyon

olarak tanımlarken, Manish vd.(2014) bu ilişkiyi eksponensiyel bir fonksiyon olarak aşağıdaki gibi tanımlanmıştır.

$$S_u = c * e^{-m*w} \quad (2.26)$$

S_u : Drenajsız kayma mukavemeti

c ve m : Zemin cinsine bağlı sabit katsayı

w : Su muhtevası

Suyun azalması ile zemin numunelerinin w_{opt} ' dan daha küçük değerlerde agregasyona bağlı olarak iri daneli zemin davrandığı ve sürtünme açısının arttığı, bundan dolayı drenajsız kayma mukavemetinin arttığı tahmin edilmiştir (Zumrawi ve Mohammed, 2016).

Malizia(2016), çalışma kapsamında üç farklı kil numunesinden her bir kilin optimum su muhtevelarının kuru tarafında ve ıslak tarafında üçer adet olmak üzere farklı su muhtevelarında oluşturulan silindir numunelerin serbest basınç mukavemetlerini belirlemiştir. Ayrıca her kil numunesinden üçer numuneyi de direk kesme deneyine tabi tutarak killerin serbest basınç ve kayma mukavemetlerinin su muhtevası ile değişimini araştırmıştır. Düşük plastisiteli, orta plastisiteli ve yüksek plastisiteli numunelerin optimum su muhtevelarını sırasıyla %18,%25 ve %27 aynı sırayla maksimum kuru birim hacim ağırlıklarını 1,64 kN/m³, 1,52 kN/m³ ve 1,43 kN/m³ olarak belirlemiştir. Optimum su muhtevasında ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkta numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin aynı sırayla 344,8 kPa, 413,8 kPa ve 420,7 kPa olmakla birlikte göçme davranışlarının gevrekten plastiğe geçtiği su muhtevası aralıklarını sırasıyla %19-20, %27-29 ve %30-32 olarak tespit etmiştir. Çalışmanın sonuçları çerçevesinde killerin optimum su muhtevasının % 5 sınırları içerisinde serbest basınç mukavemetinde kurudan ıslağa doğru ilk önce bir yükseliş olduğu ve daha sonrasında düşüş gerçekleştiği görülmüştür. Ayrıca sonuçlara dayanarak killerin arazideki sıkıştırılma su muhtevelarının optimum su muhtevanın ıslak tarafında kalmasının yeterli olmadığı, aslında bu

değerin kilin gevrek davranıştan plastik davranışa geçtiği su muhtevasının ıslak tarafında kalması gerektiği tavsiye edilmiştir.

2.2.2. Kıvam limitleri ve likitlik indisinin kayma mukavemeti üzerine etkisi

$$I_L = (w_n - w_p) / I_p \quad (2.27)$$

I_L : Likitlik indisi

w_n : Doğal su muhtevası

w_p : Plastik limit su muhtevası

I_p : Plastisite indisi

Likitlik indisi yukarıda verilen (Denklem 2.27) ile belirlenmektedir. $I_L = 1$ durumunda zemin likit limitte, $I_L = 0$ durumunda ise plastik limittedir. Bir çok araştırmacı bu indisin, zeminlerin özelliklerini daha çok kullanılmalarına rağmen plastik limit w_p ve likit limit w_L değerlerinden daha iyi yansıttığına inanmaktadır (Yılmaz, 2000).

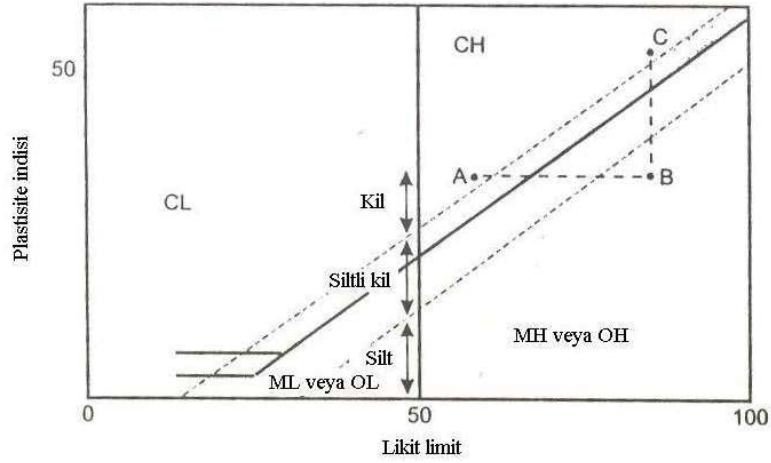
(Yılmaz, 2000), çalışmasında likitlik indisi (I_L) ile drenajsız kayma mukavemeti (c_u) arasında ilişki kurulabileceğini öngörmüş ve Atterberg limit deneyleri ile drenajsız kayma mukavemetini tahmin etmeye çalışmıştır.

Çalışma sonucunda aşağıdaki bağıntıyı elde etmiştir (Denklem 2.28).

$$c_u = e^{(0,026 - 1,21 \cdot I_L)} \quad R^2 = 0,87 \quad (2.28)$$

Plastisite indisi, zeminlerin kayma dayanımında 100 katlık bir değişime neden olan su muhtevası aralığı olarak tanımlanabilir (Nagaraj vd., 2012; Belvisco vd., 1985). Buna bağlı olarak plastik limitin yaklaşık 170 kN/m² drenajsız kayma mukavemetini sağlayan su muhtevası değeri olduğunu söyleyebiliriz (Sharma ve Bora, 2003).

Wesley(2003), kohezyonlu zeminler üzerinde yaptığı çalışmalar sonucunda her ne kadar likit limit ve plastisite indisine bağlı bağıntıların geçerliliği olsa da kohezyonlu zeminlerin tek başına bu parametrelere bağlı ifadelerle tanımlanamayacağını belirtmiştir. Şekil 2.3' te A ve B zeminleri aynı plastisite indisi değerine sahip olmasına rağmen çok farklı özellikleri vardır. Benzer şekilde B ve C'nin likit limitleri aynı olmasına rağmen geoteknik özellikleri tamamen farklıdır. Buna rağmen likit limiti ve plastisite indisi aynı olmamasına rağmen birbirine en yakın özellikleri olan iki zemin A ve C'dir. Dolayısıyla zeminin davranışını belirleyen faktör, tek başına likit limit veya plastisite indisi değil zeminin Casagrande plastisite kartındaki yeridir.



Şekil 2.3. Plastisite kartı (Wesley, 2003)

Zemin türleri gibi killerin oluşumunda da ortamın önemli rol oynayacağı açıktır; ancak danelerin küçüklüğü bu etkiyi daha da arttırmaktadır. Şöyle ki, aynı mineralin deniz ve ya gölde çökmesi sonucu oluşan iki kilin mühendislik özellikleri şaşırtıcı ölçüde farklı olmaktadır (Güven, 2007). Aynı kil değişik gerilmeler altında da farklı davranışlar göstermektedir. Yerinde oluşan killer tropik iklim koşullarında özellikle kor kayaçların ayrışması ürünüdür. Ilıman iklimlerde rezidüel killer daha çok kil kökenli kayaçların ayrışmasıyla meydana gelir. Genç vadi yamaçlarındaki sağlam kayaçların ayrışması sert killeri oluşturmaktadır. Ancak bir heyelan sonucu su ile de karıştığında hızla yumuşama olmaktadır. Volkanik küllerin su alarak ayrışması ve kuruması sonucu oluşan tüfler çok plastik killerin kökenidir.

Gerçekleştirilen bir çalışmada likit limit kıvamında $c_u=1.7 \text{ kN/m}^2$ ve plastik limit kıvamında $c_u=170 \text{ kN/m}^2$ olduğu kabul edilerek, çalışmada kullanılan zemine ait kayma mukavemeti-su muhtevası ilişkisi aşağıdaki gibi verilmiştir (Denklem 2.29). q_u-w ilişkisi $\log q_u - \log w$ çizdirildiğinde lineer çıkmaktadır (Obasi ve Anyaegbunam, 2005).

$$\log \tau = \log \tau_{(LL)} + 2 / (\log w_L / \log w_P) * \log (w_L/w) \quad (2.29)$$

τ : Herhangi su muhtevasındaki drenajsız kayma mukavemeti

$\tau_{(LL)}$: Likit limitteki drenajsız kayma mukavemeti

Ayrıca çalışmada İsveç Koni Penetrasyon deneyinden 4.4mm batmaya karşılık gelen değerin plastik limite karşılık geldiği ifade edilmiştir. Buna göre Cassagrande yöntemi ile elde edilen plastik limitleri ile sonuçlar kıyaslandığında $R=0,97$ oranında korelasyon katsayısı vermiştir (Obasi ve Anyaegbunam, 2005).

Amerika’ da Houston Üniversitesi’ nde gerçekleştirilen bir çalışmada zeminlerin indeks özelliklerine bağlı olarak kompaksiyon özelliklerinin ve dayanım özelliklerinin değişimini incelemesi amacıyla kötü derecelenmiş (SP) bir kuma farklı oranlarda kaolinite ve bentonite kili katılarak farklı LL ve PL sahip numuneler elde edilmiş, bu numunelerin standart proktor deneyi ve serbest basınç deneyiyle elde edilen sonuçları incelenmiştir. Bu deneyler zaman, alan ve pahalı deneyler olduğundan bunların LL ve PL gibi değerlerle belirlenebilmesi hem zaman hem de ekonomik açıdan fayda sağlayacaktır. Elde edilen sonuçlarla korelasyonlar kurulmuş ve aşağıdaki sonuçlara varılmıştır (Wilbourn, 2007):

Kil içeriğinin artmasıyla LL değeri artmaktadır. Bentonit’ in artmasıyla meydana gelen artış kaolinit’ in artmasına oranla bir hayli yüksektir. Kil oranının artmasıyla LL’ de ve PL’ de meydana gelen artışla birlikte w_{opt} ’ da artma ve γ_{kmax} ’ ta azalma meydana gelmektedir. Kumun sabit olduğu durum için bentonit oranının artması w_{opt} ’ u kaolinit kiline oranla daha fazla artırmaktadır. Kil oranının artması ile kaolinit + kum karışımında serbest basınç mukavemetinin artmadığı, bentonit + kum karışımında arttığı görülmüştür. Su muhtevasındaki

artışın serbest basınç dayanımını w_{opt} 'a kadar artırdığı ancak w_{opt} ' dan sonra düşürdüğü ifade edilmiştir ancak bu durumu γ_k ' dan bağımsız düşünmemek gereklidir. LL ve PL' deki artışın serbest basınç dayanımını (UCS) düşürdüğü ifade edilmiş ancak bu da γ_{kmax} ve w_{opt} ' un değişiminden bağımsız düşünülmemelidir (Wilbourn, 2007).

Vardanega ve Haighb(2014), drenajsız kayma mukavemeti ve likitlik indisi arasındaki en iyi matematiksel ilişkiyi belirlemek için 20 ülkeden 101 farklı zemin numunesi üzerinde 641 adet düşen koni deneyi gerçekleştirmişlerdir. Likitlik indisi ve drenajsız kayma mukavemetinin logaritması (LI-log c_u) arasında lineer ilişki incelendiğinde (PL)'deki c_u değerinin (LL)'deki c_u değerinin 100 katı olduğu kabulünün gerçeğin üzerinde sonuçlar vermekte olduğunu ve bu oranın 35 kat olduğu kabulünün daha gerçekçi olduğunu ifade etmişlerdir. Log IL – log c_u korelasyonu da güçlü bağıntı vermiştir ancak yarı logaritmik korelasyondan daha iyi bir sonuç vermemiştir. Bu yüzden çalışmada LI – log c_u yarı logaritmik çalışılmıştır. Su muhtevası arttıkça zemin sıkılığı azaldığından likit limiti düşük olan zeminlerin, LL' deki c_u ' ları likit limit yüksek olan zeminlere göre daha yüksek olmaktadır. Çalışma sonucunda araştırmacılar Wroth & Wood(1978) ' un vermiş olduğu bağıntıyı ellerindeki verilere uygun olarak şu şekilde güncellemişlerdir (Denklem 2.30,2.31).

$$c_u = C_L * 35^{(1-IL)} \quad C_L = 1,7 \text{ kPa ve } 0,2 < I_L < 1,1 \quad (2.30)$$

$$c_u = C_L * 83,5^{(1-ILN)} \quad C_L = 1.7 \text{ kPa} \quad (2.31)$$

$$I_{LN} = \ln(w/w_P) / \ln(w_L/w_P) \quad (\text{Koumoto ve Houlsby, 2001}) \quad (2.32)$$

I_{LN} : Logaritmik likitlik indisi.

Kayabalı vd.(2015), çalışmalarında su muhtevasının drenajsız kayma mukavemetine etkisini incelemişler ve LL'deki c_u ile PL'deki c_u arasında belli bir bağıntı olduğunu ancak bunun sabit olmadığını, plastikliğin artması ile aralarındaki oranında büyüdüğünü belirtmişlerdir. Bununla ilgili ilk çalışmayı Casagrande(1939) yapmış ve LL'de ortama c_u ' yu 2,65 kPa bulmuştur. İlerleyen

çalışmalarda başka araştırmacılar farklı değerlerde LL ve PL kıvamına karşılık drenajsız kayma mukavemeti değerleri bulmuşlardır (Skempton ve Northley, 1952; Wroth ve Wood, 1978; Belvisco vd., 1985; Sharma ve Bora, 2003; Lee ve Freeman, 2007). Bunların büyük çoğunluğu LL kıvamdan $c_u = 1-2$ kPa aralığında bulmuşlardır. PL kıvamında ise 110-170 kPa aralığında drenajsız kayma mukavemeti elde etmişlerdir.

Yüksek kuru birim hacim ağırlıkta boşluk oranı düşük ve büyük gerilme (σ_1) yüksek olmaktadır. Kuru birim hacim ağırlık kohezyonlu zeminlerin kayma mukavemetini etkileyen bir başka önemli faktör olup kuru birim hacim ağırlılığının artması drenajsız kayma mukavemetinde artışa neden olmaktadır (Yi vd., 2006). Kesme hızı da zeminin kayma mukavemetini etkilemektedir. Kesme hızının artması ile zeminlerin drenajsız kayma mukavemeti artış göstermektedir(Zumrawi ve Mohammed, 2016), farklı su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlıklarda hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımlarını belirlemişler ve kayma mukavemetinin kil yüzdesi, kıvam limitleri, su muhtevası(w) ve kuru birim hacim ağırlıktan(γ_k) etkilendiğini belirtmişlerdir. Bu etkenler arasındaki ilişkiyi likitlik faktörü ile ifade ederek (Denklem 2.33) likit faktörünün artması ile kayma mukavemetinin lineer olarak arttığını tespit etmişlerdir.

$$F_c = (\gamma_k * IL) / (\gamma_w * e) \quad (2.33)$$

F_c : Likitlik faktörü

γ_k : kuru b.h.a.

IL : Likitlik indisi

Tropikal killerin drenajsız kayma mukavemeti ve likitlik indisi arasındaki ilişkiyi belirlemeyi amaçlayan bir çalışmada Obasi ve Anyaegbunam(2005) çalışmasının teorik altyapısını Skempton ve Northley(1952) ve Atkinson(1992) ile oluşturmuşlardır. Araştırmacılar çalışmalarında kullandıkları killeri Doğu Nijerya bölgesinde bir çok projeden temin etmiş ve laboratuvar deneylerinden elde ettikleri sonuçları en küçük kareler regresyon analiziyle incelemişlerdir.

Elde edilen regresyon eşitlikleri yüksek korelasyon katsayıları verdiğiinden çalışma sonucunda Doğu Nijerya bölgesinde killerin drenajsız kayma mukavemetlerinin 3 eksenli deney yapmadan tahmin edilebileceği düşünülmüştür. Obasi ve Anyaegbunam(2005), yoğrulmuş zemin numunelerin serbest basınç mukavemetinin (q_u) likitlik indisi ile ters orantılı olduğu belirtmiş ve ilişkiyi aşağıdaki gibi ifade etmiştir(Denklem 2.34).

$$\log(q_u) = a + \frac{\beta}{LI} \quad (2.34)$$

a ve β : Zemine ait sabit katsayılar

LI : Likitlik İndisi

2.3. Kompaksiyon Yönteminin Kayma Mukavemeti Üzerine Etkisi

Kenai vd.(2006), çalışmalarında çimento ile stabilize edilen kumlu kil zemin numunesinin performansına dinamik, statik ve titreşimli statik sıkıştırma yöntemlerinin etkisini araştırmışlardır. Çalışmada dinamik sıkıştırma modifiye kompaksiyon prosedürü ile; statik sıkıştırma numunenin üzerine sabit yük konularak; vibro-statik sıkıştırma ise numuneye sabit yük verilmeden önce titreşim tablasıyla titreştirilerek sağlanmıştır. Ayrıca kimyasal stabilizasyon, kuru zemine ağırlıkça yüzde 0, 4, 6, 8, 10, 12, 15 ve 20 çimento katılarak incelenmiştir. Çalışmalar sonucundan dinamik kompaksiyonun statik ve vibro-statik sıkıştırmaya göre mekanik özelliklere daha olumlu etki meydana getirdiği, %8 çimento katkı yüzdesinin de zemin özelliklerini optimum derece de iyileştirdiği görülmüştür.

Hafez vd.(2010), çalışmalarında standart proktor ve statik sıkıştırma basıncı yöntemi kullanmış, elde ettikleri optimum su muhtevaları ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkları incelemişlerdir.

Bir başka çalışmada statik ve dinamik olarak sıkıştırılan numunelerin serbest basınç deneyleri yapılarak davranışları incelenmiştir. Kohezyonlu zemin statik kompaksiyon yöntemiyle dinamik yöntemle kıyasla daha az

enerji kullanılarak daha yüksek sıkışma düzeyine ulaşmıştır. Bu çalışma özellikle yol inşaatı dizaynı için geliştirici bir çalışma olmuştur (Asmani vd., 2011).

Statik sıkıştırma yöntemi ile sıkıştırılan kohezyonlu zemin numunesinin dinamik sıkıştırılan numuneye kıyasla optimum su muhtevası düşmüş ve maksimum kuru birim hacim ağırlığı artmıştır. Statik sıkıştırılan zemin numunesi dinamiğe kıyasla daha rijit, daha güçlü ve daha az plastik olarak belirlenmiş, daha düşük birim boy kısaltmalarında kırılarak daha yüksek serbest basınç mukavemeti sağladığı ifade edilmiştir.

Dinamik deney olan proktor deneyinin daha az homojen sıkışma sağlamakta, daha uzun zaman almakta ve daha pahalı bir sıkıştırma deney yöntemi olarak bilinmektedir. Buna karşın özellikle arazide statik sıkıştırma yapılan yol inşaatı tasarımları için yeni ortaya konan statik sıkıştırma basıncı yöntemi iyi bir alternatif olmuştur.

Crispim vd.(2011)' nin gerçekleştirdiği çalışmada laboratuvarında yapılan statik ve dinamik sıkıştırma prosedürlerinin Brezilya'da bulunan siltli kumlu kil ve killi siltli kum olarak iki farklı numunenin kompaksiyon eğrisine ve mekanik dayanımına etkisi incelenmiştir. Optimum su muhtevasında, %3 kuru tarafında ve %2 ıslak tarafında hazırlanan numunelerin serbest basınç deneyleri sonunda; kompaksiyon yönteminin optimum kompaksiyon parametrelerini belirgin olarak etkilediği, her iki numunenin de sıkıştırıldıklarında belirgin yapısal değişikliğe uğradığı ve dolayısıyla basınç dayanımlarının farklılık gösterdiği görülmüştür. Hazırlanan numuneler, su muhtevasının kararlı hale gelmesi için karıştırıldıktan 24 saat sonra sıkıştırılmıştır. Statik sıkıştırma işlemi hidrolik kriko vasıtasıyla numune istenilen kuru birim hacim ağırlığına (γ_k) gelene kadar sıkıştırılmıştır. Burada şu vurgulanmalıdır ki statik yöntemde uygulanan enerji kontrol edilmemiş sadece numunenin kütlesi ve yüksekliği kontrol edilmiştir. Sonuçlar öncelikle statik ve dinamik yöntemlerin zemin davranışına etkisinin zemin cinsiyle ilişkili olduğunu, belki de dane çapı

dağılımı ile de ilişkili olduğunu göstermiştir. Çünkü kil numunede statik sıkıştırmada daha yüksek serbest basınç değeri elde edilmişken kum numunede statik sıkıştırmada daha düşük serbest basınç mukavemeti (UCS) elde edilmiştir. Bunun nedeni kilin dinamik sıkıştırması esnasında çok boşluklu olduğu için daneleri parçalanarak zayıflamış olabilir. Ayrıca w_{opt} değerinde statik ve dinamik sıkıştırma arasında sıklık bakımından kil numune için fark görülmezken kum numune için fark görüldü, optimum su muhtevasının %3 kuru tarafında ise tam tersine kum için çok fark görülmezken bu defa kil numune için fark görülmüştür. Sıkıştırma metodunun kompaksiyon parametreleri ve dayanım açısından etkili olduğunu, bu etkinin zemin cinsine göre değiştiğini, kil numunenin statik sıkıştırma ile daha yüksek UCS sağladığını kumun ise daha düşük UCS sağladığını ortaya koymuştur.

Kalhor(2012), çalışmasında proktor ile sıkıştırma, 45 kPa ile statik sıkıştırma ve 200 kPa ile statik sıkıştırma yöntemleri kullanılarak sıkıştırma yönteminin sıkışmaya etkisini incelemiştir. Çalışmada drenajsız direk kesme deneyine tabi tutulan numunelerin kayma dayanımı değerleri belirlenerek yorumlanmıştır. Çalışma sonucunda farklı yüklerde statik sıkıştırma sonucunda elde edilen kayma mukavemeti sonuçları birbirine yakın bulunmuş ancak kompaksiyon özellikleri değişiklik göstermiştir. %21 su muhtevasında hazırlanan numuneler 45 kPa statik yük ile sıkıştırıldığında 1,33 t/m³ kuru birim hacim ağırlık sağlamışken 200 kPa statik yük ile 1,61 t/m³'lük kuru birim hacim ağırlığa ulaşmıştır. Dinamik proktor sıklığında ise bu değer 1,85 t/m³ dolaylarındadır.

Hazırlanan bir yükseklikte Panahi(2014); proktor kompaksiyon, elle yönetilen zemin kompaktörü ve minyatür kompaksiyon yöntemi ile yoğurulup hazırlanan kil numunelerin serbest basınç mukavemetlerini incelemiştir. Tüm numuneler optimum su muhtevasında ve 1,8 t/m³ yoğunlukta sıkıştırılmıştır. Birim boy değiştirmeler ve serbest basınç mukavemetleri sırasıyla proktor kompaksiyonla hazırlanan numune için 289 kPa ve %4,8 ; el kontrollü metot için 261 kPa ve %4,4, minyatür

kompaksiyon için 247 kPa ve %3,9 elde edilmiştir. Proktor kompaksiyon ile hazırlanan numunenin serbest basınç mukavemeti baz alındığında serbest basınç mukavemeti elle kontrol edilen yöntemde %9,6 ve minyatür kompaksiyon yönteminde %14,52 azalmıştır. Sonuçtaki düşüşler az olarak kabul edilmiş ve her üç yönteminde numune hazırlamada kullanılabileceği söylenmiş, minyatür kompaksiyon yöntemi kolaylığı, zaman tasarrufu ve enerji tasarrufu açısından önerilmiştir.

Ismael vd.(2014), çalışma kapsamında farklı su muhtevalarında ve farklı sıklıklarda modifiye proktor şartlarında sıkıştırılan kumlu zemin numunelerinin kompaksiyon karakteristikleri, kohezyonu, içsel sürtünme açısı gibi parametreleri incelenmiştir. Ayrıca %1 oranında çimento ilave edilerek sonuçları değişimi incelenmiştir. Relatif kompaksiyonun artması ile dayanıma artmış, sıkışabilirlik ise azalmıştır. Rölatif kompaksiyonun artışı içsel sürtünme açısını artırırken kohezyonu neredeyse etkilememektedir. İlginç olarak kohezyon değeri istisna olarak, ıslak tarafta ve %95 rölatif kompaksiyon değerinde artış göstererek büyük değer almıştır. Çimento ilavesi %1 oranında iken kohezyon neredeyse etkilenmezken içsel sürtünme açısı 5° 'den 12° 'ye belirgin artış göstermiştir.

Seed(1954), aynı sıklık ve su muhtevastaki zemin numunelerinin statik basınçla sıkıştırıldığında daha yüksek dayanım gösterdiğini gözlemlemiştir. Ayrıca su muhtevastının dayanıma etkisi incelendiğinde aynı relatif kompaksiyon değerinde içsel sürtünme kuru kısımda artarken ıslak kısımda düşüş göstermiştir.

Yaghoubi vd.(2017), farklı sıkıştırma yöntemleri ile briket parçaları ve geri dönüştürülmüş beton agregalı zemin numuneleri oluşturulmuş ve kompaksiyon metodunun etkileri incelenmiştir. Statik olarak sıkıştırılan numunelerde daha yüksek serbest basınç mukavemetleri görülürken daha düşük elastisite modülleri elde edilmiştir. Kompaksiyon yönteminin zeminlerin karakteristik parametreleri üzerinde önemli etkiye sahip olduğu sonucuna varılmıştır.

3. KİLLERİN TANIMI, MUKAVEMET ÖZELLİKLERİ VE KOMPAKSİYONU

3.1. Killerin Tanımı ve Yapısı

Zemin mekaniğinde zeminler kaba daneli ve ince taneli olmak üzere iki grup altında incelenmektedir. Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre 75 µm tane çapı sınırı kaba ve ince taneli zeminlerin sınırı olup, 200 Nolu (75 µm) eleğin altına geçen kısım ince taneli zeminler olarak adlandırılmaktadır. İnce taneli zeminler ise kil ve silt birimlerinden oluşmaktadır. Killer ise kompleks yapısıyla bilinen yüksek sıkışabilirliğe ve düşük kayma dayanımına sahip ince daneli zeminler olarak bilinmektedir (Brand ve Brenner, 1981).

Kil minerali son derece ince plakalar halinde kristalli yapılar olup kayaların fiziksel ve kimyasal yolla parçalanması, aşınması ve bozulması sonucu oluşmuştur (Tunç, 2002). Killer dolgu barajlarda ve atık depolarında geçirimsizliğin sağlanması, göletlerin su tutması için ve kazıldığında kendini tutamayan zeminlere bulamaç halinde etkin destek sağlamak amacıyla kullanılırlar (Önalp, 2002). Killer sadece geoteknik mühendisinin ilgilendiği bir ortam olmayıp mühendislik yapılarında, tıpta, seramik endüstrisinde ve tarım alanlarında da bir malzeme olarak karşımıza çıkar (Olgun, 2008). Genelde kilin varlığı zemin ortamında önemli mühendislik sorunları yarattığından zemin ortamında istenmeyen problemlili bir malzemedir. Kil minerali su ile karıştığında çamur oluşturur ve hamur halinde şekil verebilecek kadar plastisiteye sahipken, pişirildiğinde büyük dayanım artışları gösteren bir katıya dönüşür. Islatıldığında genellikle hacim artışı gösterir; kurutulduğunda ise hacim azalır ve çoğunlukla çatlar.

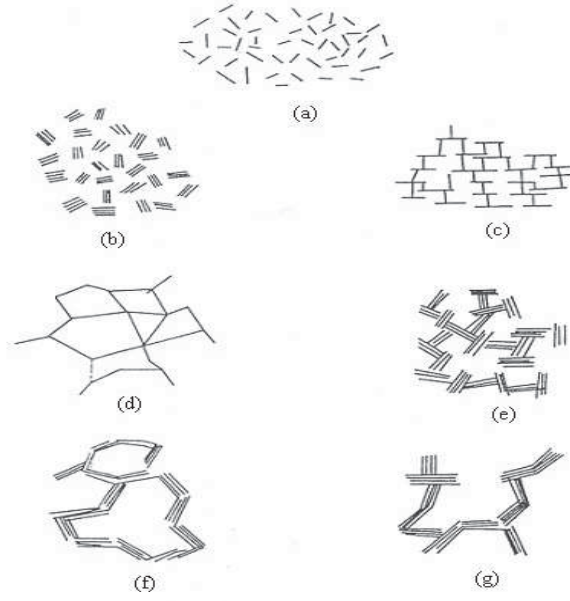
Birçok zeminde genelde birden fazla kil minerali bulunmaktadır. Mineralojik kompozisyon esas olarak zemin danelerinin karakteristiklerini, boyutunu, şeklini ve yüzeyini etkilemektedir. Etkilenen bu özelliklerle beraber zeminin aktivite, plastisite, şişme, mukavemet ve hidrolik iletkenlik gibi davranışları da değişmektedir. Danelerin düzeni, dane grupları ve daneler arasındaki

boşluklar dokuyu meydana getirirler. Çoğu zaman doku ile yapı birbirleri yerine kullanılırlar. Fakat yapı daha geniş bir anlama sahiptir. Yapı denince zemin dokusu, kimyasal yapısı ve taneler arasındaki iç kuvvetler bir bütün olarak düşünülmelidir. Mikro doku optik mikroskoplar yardımıyla incelenen doku anlamında kullanılmaktadır. Makro doku ise çıplak gözle görülen tabakalanma, fissürlenme, boşluklar ve büyük boyutlu heterojenlik gibi stabilite, oturma veya sızma analizlerinde kullanılan nitelikleri ifade etmek için kullanılmaktadır. Floküle ve ayırık yapı aynı anda olabilmektedir. Birçok çökelde, tekil partiküllerin olması seyrek rastlanan bir durumdur, genelde kil plakaları toprak yapı şeklinde değişik doku formunda bir araya gelmektedir.

Kilin doku ve yapısı o kilin bir eriyik içerisinde (süspansiyon) veya çok daha düşük su muhtevasında olması (çamur) koşullarına bağlı olarak önemli farklılıklar gösterir. Bu nedenle kolloid kimyasında modellenmiş olan yapı kavramının, örneğin İnşaat Mühendisliği amaçları için kompaksiyonla sıkıştırılmış bir zeminin yapısından farklı olduğu anlaşılmıştır (Önalp, 2007). Su-kil karışımlarında (süspansiyon) danelerin birbirleriyle ilişkileri başlıca dört şekilde tariflenmektedir:

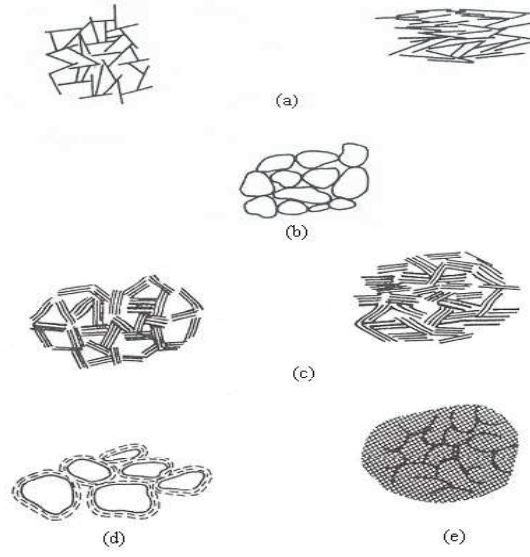
- 1)Dağınık ve Ayırık yapı (Dispers) : Kil daneleri arasında yüz yüze dokunma yoktur.
- 2)Kümelenmiş Yapı (aggregated) : Birçok kil danesi arasında yüz yüze dokunma vardır.
- 3)Floküle Yapı (Flocculated) : Kil kümelerinde, danelerin kenarları diğer danelerin kenarlarına veya yüzeylerine temas edecek şekilde bulunmaktadır.
- 4) Ayırık, floküle olmayan yapı (Deflocculated) : Daneler kümelenmiş, ancak kümeler arasında bağ yoktur.

Şekil 3.1' de bir su-kil süspansiyonunda doku ve taneciklerin birbirleriyle ilişkisi gösterilmiştir (Olphen, 1977).



Şekil 3.1. Bir su-kil süspansiyonunda doku (Olphen, 1977). a) Dağınık ve ayrık yapı b) Ayrık ve kümelenmiş yapı c) Kenar-yüz floklanmış ve dağınık yapı d) Kenar-kenara floklanmış ve dağınık yapı e) Kenar-yüz floklanmış ve kümelenmiş yapı f) Kenar-kenar floklanmış ve kümelenmiş yapı g) Kenar-yüz ve kenar-kenar floklanmış ve kümelenmiş yapı

Sistemde su miktarının askı oluşturacak düzeyde olmadığı durum ve ortamlarda ve iri danelerin varlığında dane dizilimleri Şekil 3.1’ de verilen modelden farklı olmaktadır. Şekil 3.2’ de su oranının plastik limit, likit limit gibi olağan düzeylere indiği durumlarda görülebilecek ideal doku geometrileri verilmiştir. Aradaki fark, azalan su muhtevsından kaynaklanmaktadır. Zemin dokusunda dane dizilimleri, dane kümelenmeleri ve boşluklar olarak üç öge tanımlanmaktadır. Su muhtevası yeterince düştüğünde dağınık ve yumaklı yapı süspansiyonda olduğu gibi açıkça görülmezse de zeminin özelliklerinde bunu gösteren değişimler ölçülmektedir.



Şekil 3.2. Zeminde dokular (Collins ve McGrown, 1974). a) Münferit kil levhacığı etkileşimi b) Münferit silt veya kum partikülü etkileşimi c) Kil levhacıklarının grup etkileşimi d) Kille kaplanmış silt ve kum dizilimi e) Kısmen ayırt edilebilir partikül etkileşimi.

Kil mineralleri çok karmaşık bir yapı gösterdiklerinden dolayı kil minerallerinin sınıflandırılmasında;

1-Tabakalanma (tabaka kalınlığı, tabakaların ara mesafesi, vb.)

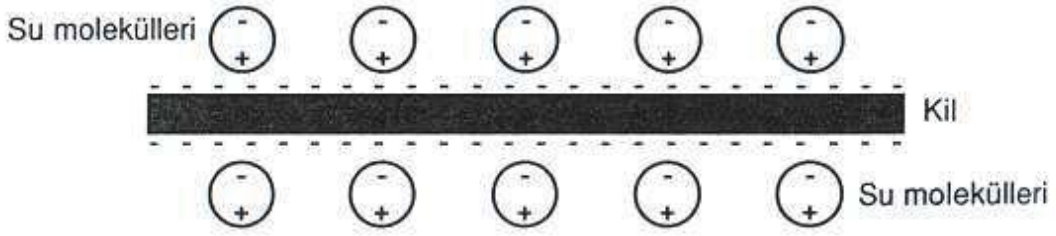
2-İyon içeriği (tabakalar arasındaki diğer minerallerin varlığı, cinsi, miktarı vb.)

3-Tabakaların dizilişi ve düzeni

olmak üzere farklı özellikler göz önüne alınabilmektedir (Güven, 2007). Kil minerallerinin mühendislik özellikleri (su tutma/emme kabiliyeti, sıkışabilirlik şişme/büzülme potansiyeli vb.) açısından tabakaların dizilişi ve diziliş düzenine göre sınıflandırmak genel bir kabul görmektedir. Çünkü kil minerallerinin tamamı iki, üç veya daha fazla tabakalı kristallerden ve her bir tabaka farklı minerallerden oluşur.

Kil minerallerinde Al, Si, Fe, Mg, O minerallerinin değişik tabakalar halinde farklı düzenleri görülür. Ayrıca bu tabakalar arasında zayıf veya kuvvetli

bağlar oluşmakta ve tabakalar arasında su veya diğer iyonlar bulunmaktadır. Özellikle Al ve Si minerallerinin tabaka sayısı ve diziliş şekli tabakalar arası bağ kuvveti kil minerallerinin özelliklerini belirlemektedir.



Şekil 3.3. Kil su ilişkisinin kimyasal şeması (Atmaca, 2003)

Kil partiküllerinin yüzeyleri sahip olduğu mineralin cinsine bağlı olarak negatif elektrik yüküne sahiptir (Şekil 3.3). Su molekülleri kutupsuz olduğundan dolayı kil partiküllerinin çekimi altındadır ve kil partikülleri su tutma özelliğine sahiptir (Tunç, 2002).

Kil daneciği de su içine atılınca hem mineral yüzeyleri hem de değişebilir iyonları su alacak ve hidrasyona uğrayacaktır. Bu hidrasyona uğramış değişebilir iyonlar, etraflarında su abakaları ile birlikte mineral yüzeyinden uzaklaşarak dengede olacakları bir noktaya gelirler ve zemin danesi etrafında bir bağlı su tabakası oluşmasına yol açarlar. Kil partikülleri arasında sudan bağımsız olarak çekim kuvvetleri (Van der Wall kuvvetleri) mevcuttur. Aynı zamanda negatif yüklü kil daneleri pozitif yüklü suyu çekerek danelerin etrafında absorbe su tabakası oluşturur. Bu absorbe su normal sudan çok daha viskos olup kalınlığına bağlı olarak zemin partiküllerini birbirinden itmeye çalıştığı gibi zeminin plastik özelliklerini de belirler. Kil partiküllerini arasındaki mesafe ne kadar az ise partiküller arasındaki çekim kuvveti itme kuvvetinden o kadar daha fazladır.

Genellikle aynı boşluk oranında, kil zeminin kum zemine göre daha yüksek mukavemete sahip olması, zemin parçacıklarını sıkı olarak bir arada tutan elektriksel çekim kuvvetine atfedilmektedir (Olgun, 2008).

Flokülasyon ve kohezyon olayları parçacıklar arasındaki çekme kuvvetlerinin varlığını göstermektedir. Maddenin birimleri arasındaki ikinci değer kuvvetleri veya Van der Walls kuvvetleri olarak anılan çekme kuvvetleri birimler içerisindeki elektriksel momentin varlığından doğmaktadır (Pauling, 1951). Bu kuvvetler iki kısa mıknatıs arasındaki çekim kuvvetine oldukça benzemektedir. Hamaker(1937) 'a göre iki makro kütle arasındaki Van der Walls çekme kuvveti $F(h)$ şu şekilde tanımlanmıştır(Denklem 3.1).

$$F(h) = \frac{A_H}{6\pi h^3} \quad (3.1)$$

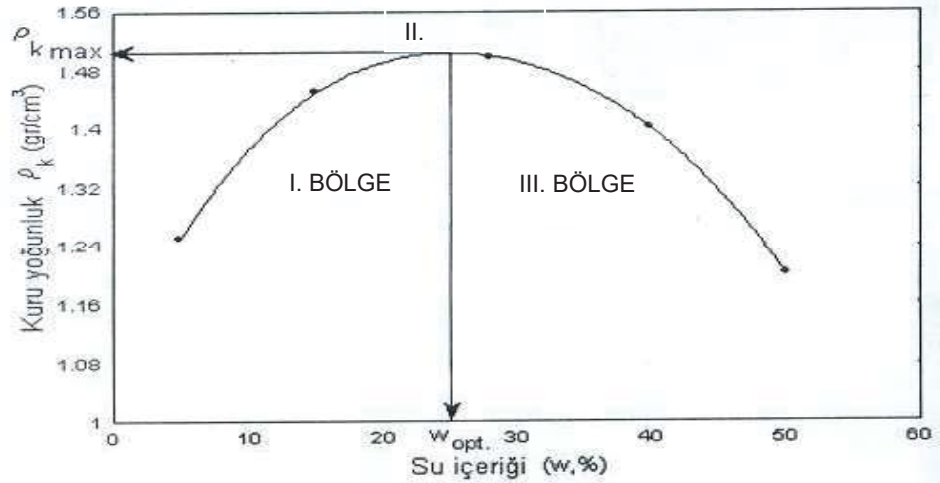
A_H : Hamaker sabiti

h : yüzeyler arasındaki en kısa mesafedir.

3.2. Kompaksiyon ve Kompaksiyon Yöntemleri

Kompaksiyon, zemin numunesinin su ve dane miktarının azalmadan hacminin azaldığı, zeminin mühendislik özelliklerini iyileştiren bir uygulamadır ve zeminin yapısını değiştirir (Crispin vd., 2011). Kompaksiyon zemin daneleri arasındaki boşlukları azaltarak ve zemin sıklığını artırarak zemini iyileştirmeyi amaçlayan bir yöntemdir.

Kompaksiyon; zeminlerin dayanımı, permeabilite (geçirimsizlik) ve oturmaya karşı iyileştirilmesi veya erozyon olayına karşı sağlamlaştırılması için tabakalar halinde serilerek sıkıştırılması olarak tanımlanabilir. Bir zemin sabit bir kompaksiyon enerjisi ile değişik su muhtevalarında sıkıştırıldığında artan su muhtevası ile kuru birim hacim ağırlığı önce artmakta sonrada azalmaktadır (Şekil 3.4). Bu yüzden en iyi sıkışmanın elde edileceği su muhtevası olan optimum su muhtevasının belirlenmesi ve kompaksiyon işleminin optimum su muhtevasında yapılmasına dikkat edilmesi gerekmektedir.



Şekil 3.4. Maksimum kuru yoğunluğun su içeriğine bağlı olarak değişimi (Aytekin, 2004)

I.bölgede, zeminde yeteri kadar su bulunmadığı için danelerin hareket etmeleri daneler arası sürtünme kuvvetinden dolayı zordur ve bu etkiye kilitlenme etkisi denmektedir. III.bölgede, fazla miktarda su bulunması ve suyunda pratik olarak sıkışamaz olmasından dolayı zemindeki boşluk hacmi azaltılamamaktadır ve bu olumsuz etkiye yağlanma etkisi denmektedir (Megep, 2006).

Kohezyonlu zeminler yeraltı suyunun üstünde daha düşük su muhtevalarında bulunur ve su muhtevastaki küçük azalmalar dahi taşıma gücünde önemli iyileşmeler doğurur. Kohezyonlu zeminlerin yeraltı suyunun altında olması durumunda ise tam tersine su muhtevası değerlerinde daha büyük azalmalara ihtiyaç duyulmakta, drenaj mesafesi uzamakta dolayısıyla uygulanan enerji zemine tam olarak aktarılamadığından arzu edilen sıkışma elde edilememektedir (Bergado vd., 1996).

Değişik amaçlar için ve farklı zeminler için pratikte kullanılan farklı sıkıştırma yöntemleri şunlardır (Kahnemouei, 2013):

- a) Dinamik sıkıştırma
- b) Statik sıkıştırma
- c) Yoğurma ile sıkıştırma
- d) Vibrasyonlu sıkıştırma

3.2.1. Dinamik sıkıştırma

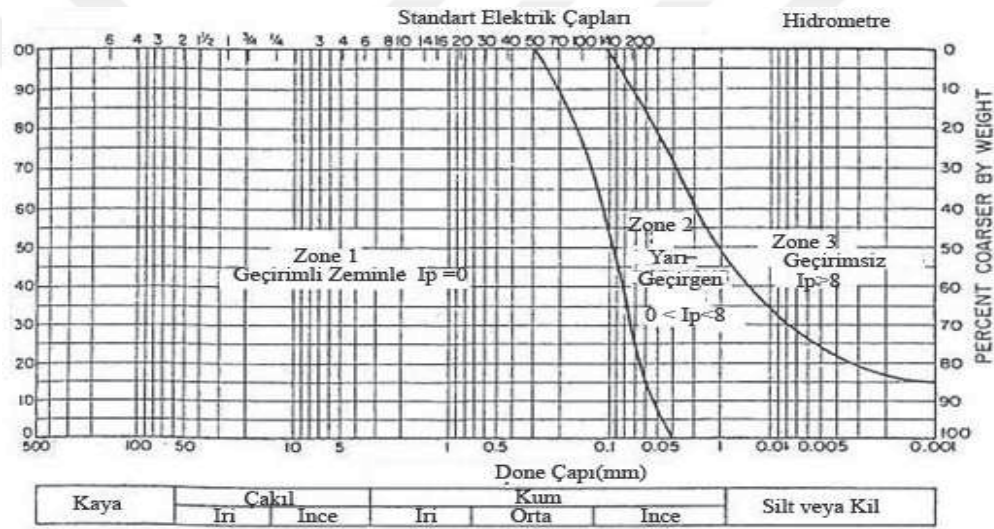
Bu deney R.P. Proctor tarafından 1933'te geliştirilmiştir. Deneyde kullanılan aparat, iç çapı 102,4 ve yüksekliği 117,76 mm olan silindirik metal kalıptan oluşmaktadır. Kalıbın üst kısmına 64 mm yüksekliğinde bir yaka takılmaktadır ve kalıbın taban kısmı da ayrılabilir. Kalıbın içindeki zemin 2,5 kg ağırlığındaki tokmağın 300 mm yükseklikten serbest düşürülmesi ile sıkıştırılır. Zemin 3 eşit tabaka halinde 25 tokmak darbesi ile sıkıştırılır. Genellikle kohezyonlu zeminler için yaygın olarak kullanılır. Yöntem Standart enerji için ASTM D 698 ve Modifiye enerji için ASTM D 1557 olarak standardize edilmiştir.

Dinamik kompaksiyonun etkinliğini belirleyen önemli parametreler; zemin sınıfı, doygunluk derecesi, permeabilite ve drenaj mesafesidir. Geleneksel olarak, kompaksiyon su muhtevası, zemin sınıfı ve kompaksiyon enerjisinden etkilendiği bilinmektedir (Das, 2010). Farklı kompaksiyon metotları farklı doğaları gereği zeminde farklı davranış ve karakter oluşturabilmektedir ve bu durum granüler yol malzemeleri için ihmal edilmektedir.

Standart Proktor yöntemi 1993 yılında R.R. Proctor tarafından bulunmuştur ancak arazide sıkıştırmasını statik olarak yaptığımız bazı durumlarda dinamik bir sıkıştırma yöntemi kullanarak optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık elde etmek gerçeğe kısmen aykırı olduğundan bu durum için statik sıkıştırma basıncı yöntemi geliştirilmiştir (Yaghoubi vd., 2017).

Proktor metodu 1933 yılında numuneleri belli bir enerji ile sıkıştırarak, her aşamada su muhtevasını arttırmak suretiyle tekrarlayarak zemin numunesinin optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığını belirlemeye yarayan deney yöntemidir. Ancak bu yöntemde numune 3 tabaka halinde sıkıştırıldığından her tabakanın farklı miktarda enerjiye maruz kalması homojenliği bozmaktadır.

Doğal zeminlerin çoğu ve dolgular dane çapı dağılımları ve kıvam limitleri ile genelde birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre sınıflandırılır. Bu sınıflandırmada kullanılan tipik 3 bölge aşağıda gösterilmiştir (Şekil 3.5).



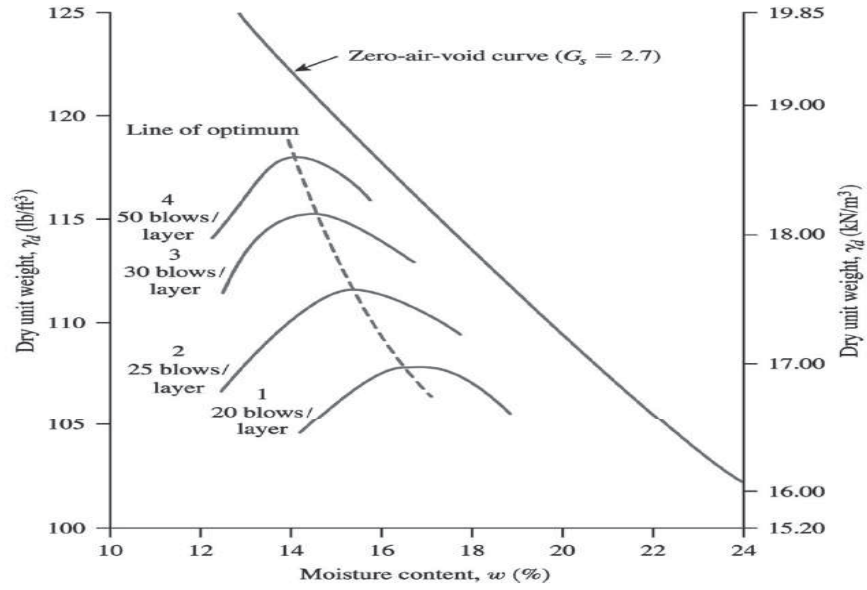
Şekil 3.5. Dinamik kompaksiyon için hazırlanmış birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemi (Bergado vd., 1996)

1.bölge genellikle granüler zeminlerdir ve dinamik kompaksiyona en uygun bölgedir. 3. bölge genelde kohezyonu zeminler olup, dinamik sıkıştırma bunlar için pek uygun değildir. 2. bölge ise granüler ve kohezyonu zeminler için geçiş bölgesidir ve dinamik kompaksiyon için uygundur. Kohezyonlu zeminlerin dinamik kompaksiyona verdikleri tepki granüler zeminlere oranla daha karmaşıktır. Yeraltı suyu altında ve yeraltı suyu üzerinde tepkileri de tamamen farklılık göstermektedir. Çizelge 3.1'de dinamik kompaksiyona uygun zeminler gösterilmektedir.

Çizelge 3.1. Dinamik kompaksiyon uygulanabilirlik- zemin parametreleri ve tip bağıntıları (Bergado vd, 1996)

Genel Zemin Tipi	Olası Dolgu Sınıflandırması	Olası AASHTO Zemin Tipi	Doygunluk Derecesi	Dinamik Kompaksiyon Uygulanabilirliği
Dane dağılımı kayadan kuma kadar olan 200 nolu elekten geçmeyen geçirimsiz zeminler (1.Bölge)	İnşaat Molozu	A-1-a	Yüksek	Çok İyi
	Ayrışmış Kayalar	A-1-b	veya	
	Beton parçaları	A-3	Düşük	
%35 den fazla silt ihtiva etmeyen geçirimsiz zeminler (1.Bölge)	Ayrışmış Dolgu, Depo ve Atıklar	A-1-6	Yüksek	İyi
		A-2-4 A-2-5	Düşük	Çok İyi
Yarı geçirimsiz genellikle kumlu silt ihtiva eden zeminler (kil oranı %25 den az ve $I_p < 8$) (2.Bölge)	Uçucu Kül	A-5	Yüksek	Orta
	Maden Atıkları		Düşük	İyi
Genellikle geçirimsiz killi zeminler ($I_p > 8$) (3.Bölge)	Kil Dolgular	A-6 A-7-5	Yüksek	Tavsiye edilmez
	Maden Atıkları	A-7-6 A-2-6	Düşük	Orta (Az iyileşme, $w_N < w_P$ olmalı)
Kağıt, organik malzemeler, metal ve tahta ihtiva eden karışık dolgular	Yeni Belediye atık alanları	-	Düşük	Orta (Uzun vadede çözülme ve dağılmalardan dolayı oturmalar beklenebilir. Set ve bent imalatlarında sınırlı kullanım)
Yüksek seviyede organik ihtiva eden zeminler, turba-organik siltler		-	Yüksek	Tavsiye edilmez (Bunun yanında organik zeminlere yeterli granüler dolgu ilave edilip karışma enerji uygulanabilir)

Arazideki duruma göre dizaynda kompaksiyon metodu etkisinin dikkate alınması gerekir. Arazide kompaksiyon 4 farklı çeşitte elde edilebilir. Bunlar; dinamik, yoğurma, titreşim ve statik kompaksiyon yöntemleridir (Browne, 2006). Bunlara bağlı olarak laboratuvar deney metotları arazi şartlarını yansıtacak şekilde temsil etmek için ve yol kaplaması malzemelerinin özelliklerini değerlendirmek için geliştirilmiştir. Mevcut kompaksiyon deneyleri zeminlerin optimum su muhtevası OMC ve maksimum kuru birim hacim ağırlığa MDD belirlemek için belirli bir enerji ile uygulanmaktadır. Arazide bu enerjinin büyüklüğünün ve biçiminin değişmesi ile OMC ve MDD parametreleri değişebilir (Venkatarama ve Jagadish, 1993). Aşağıda aynı malzemenin OMC ve MDD parametrelerinin enerjisiyle değişimi gösterilmektedir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6. Optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlık parametrelerinin sıkıştırma enerjisiyle değişimi (Das, 2010)

Laboratuvar deney metotları doğru arazi koşullarını laboratuvarın kontrollü şartlarında temsil etmek için geliştirilmiş ve asıl amacı numunelerin arazideki yüklere maruz kaldıklarındaki mekanik davranışlarını laboratuvarında doğru olarak temsil edilebilmesidir. Kil numunesi örselendiğinde ve yoğrulduğunda, doğal yapısı bozulmakta ve dolayısıyla davranışı değişmektedir (Liu, 2011). Arazide örselenmemiş numune elde etmek çok zor olduğundan, alınabilse dahi yukarı çekme ve çıkarma gibi işlemler esnasında örselemelere maruz kalacakları için arazideki durumun gerçekten temsil edilebilmesi için tekrar yoğrulan numuneler çok önemli ve çalışılması gereken durumlardır (Alshamib, 2010).

Laboratuvarında en yaygın kullanılan kompaksiyon yöntemleri statik ve dinamiktir (Kouassi vd., 2000). Standart ve Modifiye proktor testleri en yaygın kompaksiyon metotlarıdır, standart proktor deneyi 1930 yılında bulunmuş, gelişen teknoloji ile yüksek enerjili kompaksiyon araçları kullanılmaya başladıkça bu yöntem arazi şartlarını temsil edememiştir. Bu durumu temsil etmek üzere modifiye proktor deneyi 1940' larda geliştirilmiştir. Bu yöntemde enerji 594 kNm/m³'ten 2700 kNm/m³'e arttırılmıştır (Das, 2010).

3.2.2. Statik sıkıştırma

Statik sıkıştırma işleminde, zemin kademeli olarak uygulanan statik kuvvet ile sıkıştırılır. Statik sıkıştırma deneyinin iki farklı uygulaması vardır. Birinci metotta arzulanan sabit pik gerilme değişken sıkıştırma basıncı ile kontrol edilir. İkinci metotta statik sıkıştırma basıncı, zemin kütlesi istenilen kalınlığa ulaşana kadar kademeli olarak uygulanır ve uygulanan enerji miktarı kontrol edilmez (Venkatarama ve Jagadish, 1993).

Arazi kompaksiyonu ile laboratuvardaki kompaksiyon metotları arasında uygulanan enerji miktarının farklı olması ve arazideki statik ve yoğurma yönteminin doğa olarak farklı olması bir problemdir (Venkatarama ve Jagadish, 1993) . Diğer açıdan, statik kompaksiyonun en önemli zorluğu uygulanan yük altında agregaların birbirlerinin üzerinde kaymalarının, yükün sürekli yük olmasından dolayı daneler arasındaki kilitlenmeden dolayı birbirleri üzerinde yer değiştirmelerinin sınırlı olmasıdır. Bu kilitlenme ve sınırlı hareket dolayısıyla statik kompaksiyonda bölgesel gerilme yoğunlaşması ve diğer bölgede boşluklar meydana gelebilir (Holtz ve Kovacs, 1981).

Statik yük altında oluşacak konsolidasyon oranı; uygulanan yüke, konsolidasyon katsayısına ve drenaj mesafesine bağlıdır. Dinamik kompaksiyonda ise meydana gelen ani yükler boşluk suyu basınçlarına geçer ve su zeminden hızla drene olur. Bu drenaj, oluşan kayma gerilmeleri ve hidrolik çatlaklar yardımıyla daha da hızlanır. Bundan dolayıdır ki konsolidasyon dinamik kompaksiyonda statik kompaksiyona göre daha hızlı gerçekleşir. Dinamik kompaksiyon suyu tam anlamıyla sıkıştırarak zemin dışına atmaktadır (Scombe, 2004). Drenaj mesafesinin de kısa olması kompaksiyonun daha basit ve hızlı şekilde sonuçlanmasını sağlamaktadır.

Bu konunun araştırılmasına öncülük eden araştırma Venkatarama ve Jagadish(1993) tarafından gerçekleştirilmiş bunlardan elde ettiği w_{opt} ve γ_{kmax} 'ları arazideki sonuçlarla kıyaslayarak statik yöntemin dinamik yöntem

göre araziye daha makul şekilde temsil ettiğini söylemiştir. Statik sıkıştırma daha üniform yapı oluşturmaktadır.

Geliştirilen sıkıştırma yöntemleri içinde dinamik ve statik yöntem varlığını en yaygın şekilde devam ettirmiştir. Statik yöntem, dinamik yöntemle kıyasla daha hızlı, daha basit ve kolay olduğundan son yıllarda daha yaygın bir numune hazırlama yöntemi olmaya başlamıştır (Asmani vd., 2013; Azam ve Cameron, 2013).

3.2.3. Vibro-statik sıkıştırma

Granüler zeminlerin sıkıştırılması için kullanılan bir yöntemdir. Bu yöntemde zemin kalıbın içine vibrasyon çekicine monte dairesel sıkıştırıcı ile 3 tabaka halinde sıkıştırılmaktadır. Her tabakanın sıkıştırmada bekleme süresi 60 saniyedir (BS 1377 Part 4, 1990).

3.2.4. Yoğurma ile sıkıştırma

Harvard minyatür kompaksiyon metodu olarak da tanınmaktadır. Harvard sıkıştırma deneyinin prosedürü ASTM STP 479' da sunulmuştur (Head, 1992).

3.3. Zeminlerin Kayma Mukavemeti

İnşaat mühendisliğinde genelde yapıların güvenliği inşa edildikleri zeminlerin dayanımına bağlı olmaktadır. Zeminde göçme olması, zeminin üzerindeki yapıların hasara uğramasına veya yıkılmasına, buna bağlı olarak ciddi can ve mal kayıplarının oluşmasına sebep olmaktadır. Bu sebepten dolayı zeminlerin kayma mukavemeti geoteknik mühendisliğinin en önemli konularından birini oluşturmaktadır (Satı, 2016).

Zeminlerin kayması, kırılması, göçmesi ya da yenilmesi, ortamın uygulanan gerilmelere dayanma yeteneğinin ortadan kalkması olarak tarif edilmektedir. Diğer bir deyişle, zeminlerde göçme meydana gelebilmesi için

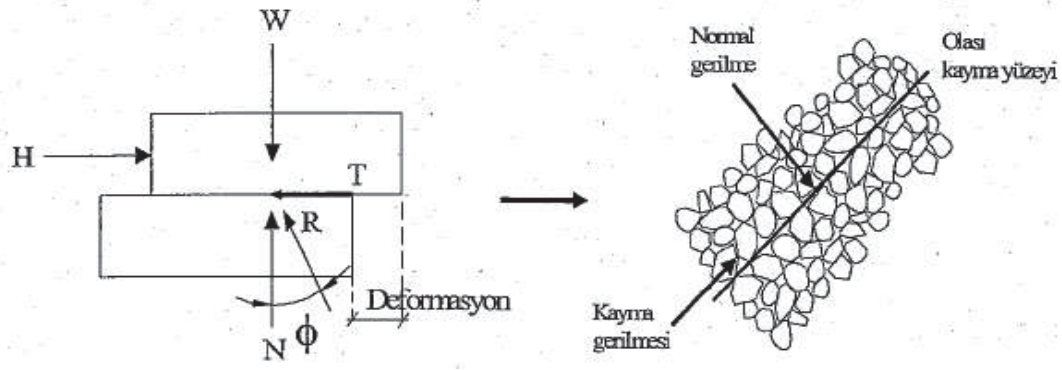
olası bir kayma düzlemi boyunca kayma mukavemetinin aşılması gerekmektedir. Belirtilen kayma düzlemi her zaman en büyük kayma gerilmesi düzlemi olmayabilir. Kayma mukavemeti ise göçme meydana gelmeden zeminin karşı koyabileceği en büyük kayma gerilmesi olarak tanımlanabilir (Özaydın, 2000).

Kayma mukavemeti kavramı, zeminlerin temel ya da ana özelliği değildir. Ancak kayma mukavemeti arazide etkili olan koşullara bağlıdır ve zamana bağlı olarak değişim gösterebilir. Laboratuvarında yapılan deneylerde ölçülen değerler, deneylerin yapıldığı koşullara bağlı olmaktadır. Ayrıca, bazı çalışmalarda ölçülen bu değerler deneylerin süreçlerine de bağlı olabilmektedir (Head, 2006).

Zeminlerin kayma mukavemetinin belirlenmesi, taşıma gücü hesabı, geoteknik yapıların stabilite analizleri ve zeminlerin gerilme-deformasyon karakteristiklerinin belirlenmesi için gereklidir (Budhu, 2010).

3.3.1. Mohr-Coulomb göçme hipotezi

Zeminlerin kayma direncinin matematiksel bir ifade ile gösterimi Coulomb (1776) ve Tresca (1869) ile başlamıştır. Zeminler için ilk geçerli göçme hipotezi ilk kez 1911 yılında Mohr tarafından geliştirilmiştir. Zeminler için uygulanabilirliği her durumda geçerli olan Mohr hipotezini yıllar içinde başka teoriler izlemiştir. Bunlar arasında en basit olanı ve uygulamada yaygın olarak kullanılanı Mohr - Coulomb göçme hipotezidir. Bu hipoteze göre zeminlerin kayma mukavemeti, Coulomb sürtünme yasasına dayanmaktadır. Şekil 3.7' de birbirleri üzerinde kaydırılmaya çalışılan iki blok yer almaktadır. Hareketin gerçekleşmesi için uygulanan H kuvvetinin bloklar arasındaki sürtünme kuvvetini yenmesi gerekir (Bardet, 1997).



Şekil 3.7. Coulomb sürtünme teorisi (Bardet, 1997).

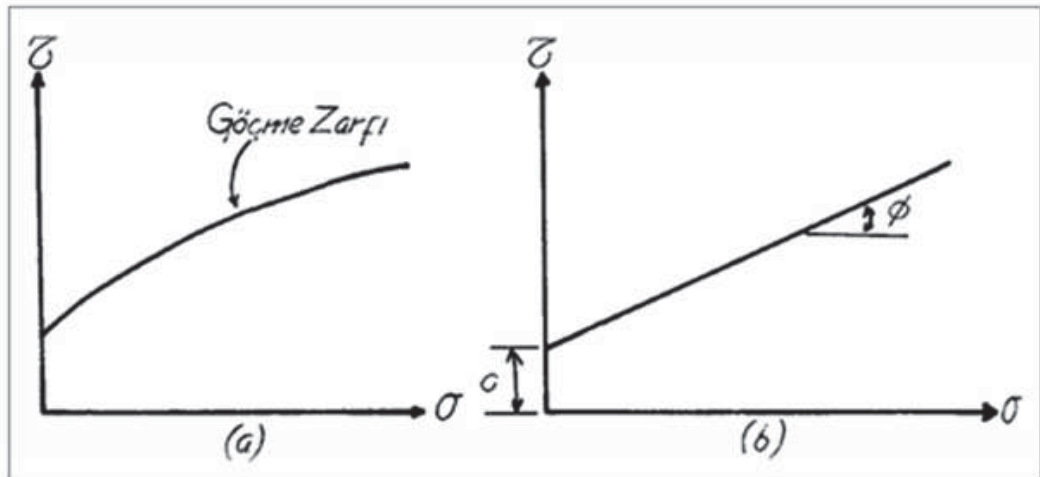
N : Normal kuvvet

T : Kesme kuvveti

R : Normal kuvvet ve kesme kuvvetinin bileşke kuvveti

Ø : Zemin numunesine ait içsel sürtünme açısını göstermektedir.

Mohr hipotezi zamanla Coulomb'un yatay bağıntısı ile birleştirilerek Mohr-Coulomb göçme hipotezi oluşturulmuştur. Buna göre uygulamada Şekil 3.8a' daki gibi eğrisel olarak belirlenen kayma mukavemeti zarfı Şekil 3.8b' de gösterilen doğru ile temsil edilmektedir.



Şekil 3.8. Mohr-Coulomb göçme hipotezi a) uygulamadaki eğrisel göçme zarfı b)temsilen kullanılan doğrusal göçme zarfı (Özaydın, 2008)

Kayma mukavemeti, zemin kitlesi içindeki danelerin birbirleri arasındaki sürtünme kuvveti (ϕ) ile kohezyonun (c) büyüklüğüne bağlıdır. Bu doğrunun düşey eksenini kestiği nokta c ve yatay ile yaptığı açı ϕ ile gösterilirse, kayma mukavemetini veren bağıntı (doğrunun denklemi);

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.2)$$

şeklinde yazılabilir. Burada c ve ϕ kayma mukavemeti parametreleri olarak nitelendirilen iki katsayı olmak üzere σ göçme yüzeyine etkiyen normal gerilmedir.

Tanımlanan bu parametreler belirli bir zemin için sabit değildirler. Deney sırasında yapılan yüklemelere ve drenaj şartlarına göre değişim göstermektedirler. Zeminlerin boşluklu bir yapıya sahip olduğu ve dane yüzeylerinin bir düzlem olmadığı bilinmektedir. Danelerin birbirlerinin hareketine engel olacak şekilde ve konumda bulunmaları " ϕ " değerine sürtünme açısı dışında başka anlamlar da yüklemektedir. " ϕ " açısı sadece dane yüzeyleri arası sürtünmeden kaynaklı direnci değil, aynı zamanda danelerin birbirine göre hareketine engel olan kilitlenme etkisini de içeren toplam direnci temsil etmektedir. Bundan dolayı zeminlerde " ϕ "nin "sürtünme açısı" tanımlaması yerine "kayma dayanımı açısı" tanımlaması kullanılmalıdır (Mitchell, 1993).

Mohr - Coulomb bağıntısındaki diğer kayma mukavemeti parametresi (c) ise genellikle kohezyon katsayısı olarak nitelendirilmekle beraber, gerçek fiziksel anlamı çok net olarak açıklığa kavuşmuş değildir. Bu katsayının daha yaygın bilinen açıklaması danelerin birbirini tutma özelliğinden kaynaklandığı şeklindedir. Aynı zeminin değişik koşullarda yüklemeye tabi tutulması ile bu katsayı çok farklı değerler alabilmektedir. Bu gerçeği göz önüne alan bazı araştırmacılar (c) parametresinin zeminin fiziksel bir özelliği olmadığı, yalnızca belli koşullarda sürtünme direncini ifade etmek için kullanılan bir katsayı olarak düşünülmesi gerektiği kanısındadırlar (Özaydın, 2008).

3.3.2. Killerin kayma mukavemeti

Geçmiş çalışmalar kohezyonlu zeminlerin kayma mukavemetini kil içeriği, kil minerolojisi, plastisite indisi, su muhtevası, kuru b.h.a. ve kesme hızı gibi değişkenlere bağlı olduğunu göstermiştir. Kayma mukavemeti zeminlerin bir kuvvet ile kesilmeye çalışıldığında belli hasar limitine kadar gösterdikleri maksimum dirençtir ve bu parametre zeminlerin fiziksel özelliklerinin en belirgin göstergesidir (Chang-ming, 2004). Kayma mukavemetini etkileyen başlıca parametreler zeminin yapısı, su muhtevası, boşluk oranı ve kum yüzdesidir (Zumrawi ve Mohammed, 2016).

Kayma mukavemeti konusunda killeri ayıran en belirgin özellik ortamın geçirimsizliği ve jeolojik etkenlerin killerde daha ağır basmasıdır. Kilin kayma direnci içerdiği danelerin mikroskobik boyutları nedeniyle daneler arası yüzey kuvvetlerinden önemli ölçüde etkilenirler. Killerde kayma direncinin şu özelliklere bağlı olduğunu göstermektedir (Güven, 2007).

1. Efektif gerilme düzeyi
2. Kilin plastisitesi
3. Çimentolanma
4. Daneler arası çekme veya itme
5. Su muhtevası
6. Kesilme hızı
7. Ortamın anizotropluğu
8. Gevreklik
9. Numunenin kalitesi
10. Ölçüm tekniği

Türkiye'deki zeminlerin büyük bir kısmı önceden yüklenmiş durumdadır. Tabii su içeriğinin Atterberg limitleri ile kıyaslanması zeminin jeolojik geçmişi ve buna bağlı olarak beklenen davranışı hakkında fikir vermektedir (Arsoy, 2004).

3.3.3. Killerin efektif kayma mukavemeti parametreleri

Boşluk suyu basınçları zeminlerin kayma mukavemeti açısından da çok önemli olmaktadır. Birçok arazi yükleme durumunun analizinde, zeminin kayma mukavemetini efektif gerilmeler cinsinden ifade etmek daha gerçekçi olmaktadır. Mohr - Coulomb göçme kriterine göre kayma mukavemetini veren bağıntı efektif gerilmeler cinsinden :

$$\tau = c' + (\sigma - u_f) \tan \phi' \quad (3.3)$$

u_f : Göçme anındaki boşluk suyu basıncı

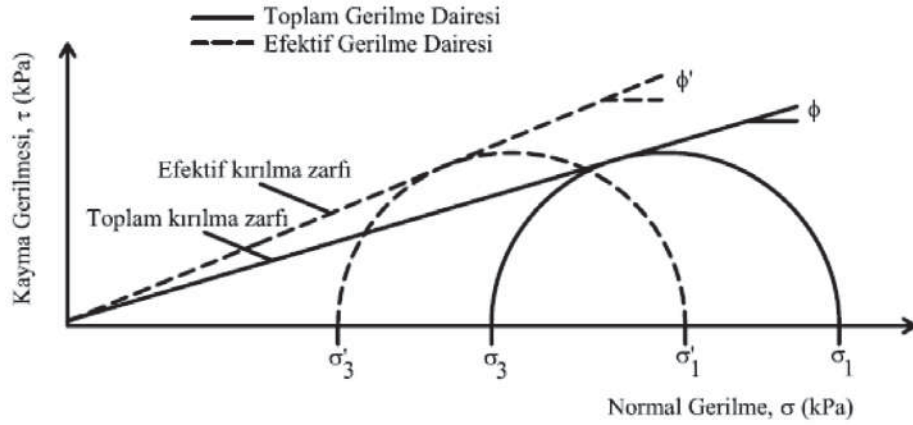
şeklinde ifade etmek mümkün olmaktadır. Burada, $(\sigma - u_f)$ göçme düzlemine etkiyen normal gerilmeyi, c' ve ϕ' ise efektif kayma mukavemeti parametreleri olarak nitelendirilen katsayıları göstermektedir (Uysal, 2014).

Zeminin hacim değiştirmesine izin verilmemesi durumunda (zemin suyunun dışarı çıkması engellenerek) göçme düzlemi boyunca oluşan kayma direnci uygulanan normal gerilmeden (dolayısıyla boşluk suyu basınçlarından) bağımsız olmaktadır. Bu koşullarda kayma mukavemeti

$$\tau = c_u \quad (3.4)$$

şeklinde ifade edilmektedir. Drenajsız kohezyon olarak nitelendirilen c_u değeri yalnızca zeminin boşluk oranına bağlı olarak değişmektedir. Bu durumun geçerli olması için, zemin kaymaya zorlanırken boşluk oranının değişmemesi gerektiği için suya doymun olmayan zeminlerde c_u kavramının kullanılmaması gerekmektedir (Güven, 2007).

Mohr gerilme dairelerini, toplam gerilmeler cinsinden olduğu gibi, efektif gerilmeler cinsinden de çizmek mümkün olmaktadır. Şekil 3.9' da göçme durumunu gösteren toplam ve efektif gerilme daireleri ve bunlara teğet olarak çizilen mukavemet zarfları gösterilmiştir.



Şekil 3.9. Göçme durumunu gösteren toplam ve efektif gerilme daireleri ve kırılma zarfları (Uysal, 2014)

Boşluk suyu basıncı her doğrultuda eşit olarak etkilendiği için:

$$\sigma_1 = (\sigma_1 - u_f) \text{ ve } \sigma_3 = (\sigma_3 - u_f) \quad (3.5)$$

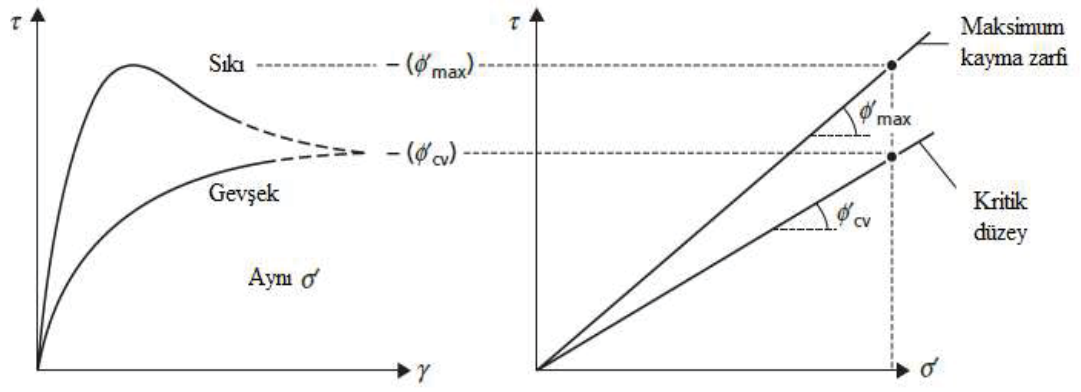
olmaktadır. Burada, u_f boşluk suyu basıncının göçme anındaki değeri olup, toplam ve efektif gerilme dairelerinin çapları birbirine eşittir. Efektif gerilme dairesi toplam gerilme dairesine göre normal gerilme eksenini boyunca u_f kadar sola (veya negatif boşluk suyu basıncı oluşması durumunda sağa) doğru kaydırılarak çizilmektedir (Özaydın, 1997).

3.3.4. İri daneli zeminlerin kayma mukavemeti

Kaba daneli (kohezyonsuz) olarak nitelendirilen zeminlerde, moleküler kuvvetlerden ziyade mekanik kuvvet olan yerçekimi kuvveti ön plana çıkmaktadır. İnce daneli zeminlerde ön plana çıkan moleküller arası çekim kuvvetleri kaba daneli zeminlerde etkin olmadığından, bu zeminlerde kohezyon terimi bulunmamaktadır. Bu doğrultuda kayma mukavemeti;

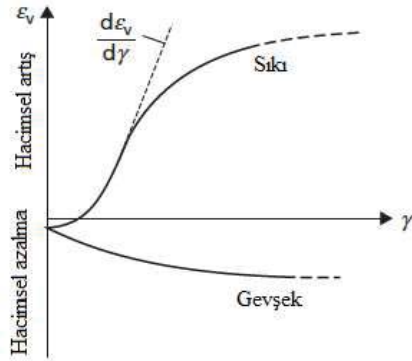
$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (3.6)$$

bağıntısıyla tanımlanır.

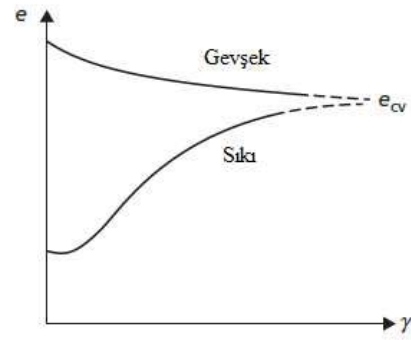


(a)

(b)



(c)



(d)

Şekil 3.10. Kumların gerilme-şekil değiştirme özellikleri a) sıkı ve gevşek kumların kayma mukavemeti b) kritik düzeydeki ve maksimum kayma zarfları c) gevşek ve sıkı kum için hacimsel değişim d) kumlar için kritik boşluk oranı (Craig, 2012)

Kaba daneli zeminlerde geçirimsizlik katsayısı yüksek olduğundan, yükleme sırasında zemin bünyesinde bulunan su hızlı şekilde drene olmaktadır ve buna bağlı olarak ilave boşluk suyu basıncı oluşmamaktadır. Bu duruma göre kaba daneli zeminlerde kayma mukavemeti incelenirken drenajlı koşullarda incelemek daha gerçekçi olmaktadır. Kaba daneli zeminlerde kayma mukavemeti açısı zeminin sıklığına, dane çapı dağılımına ve dane şekline bağlı olarak değişmektedir. Şekil 3.10' da kaba daneli zeminlerin gerilme-şekil değiştirme özellikleri görülmektedir (Satı, 2016). Bu tip zeminlerde deprem esnasında oluşan dinamik yüklerin etkisiyle boşluk suyu basıncının ani olarak yükselip, toplam gerilmeye eşit olması durumunda efektif gerilme sıfıra eşit olmaktadır. Bu durum sıvılaşma olarak adlandırılmaktadır. Sıvılaşmanın gerçekleştiği zeminler mukavemetlerini yitirmektedir.

3.4. Serbest Basınç Mukavemeti

Serbest basınç mukavemeti silindirik zemin numunesinin basit basınç deneyinde göçeceği birim yük olarak ifade edilebilir.

İnce daneli zemine oturan temellerin drenajsız koşulunu tanımlayan serbest basınç mukavemeti (q_u); binalar, köprüler, barajlar ve dolgular gibi neredeyse tüm geoteknik mühendislik uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Göçme düzlemindeki drenajsız kayma mukavemeti (S_u) ve kohezyon (c_u) gibi zemin parametreleri ortalama $q_u/2$ değerinden elde edilebilir ve bir kohezyonlu zemin drenajsız kayma mukavemeti (S_u) yaygın olarak serbest basınç deneyi ile belirlenir (Nakase, 1967; Matsuo ve Asaoka, 1976; Shogaki vd., 1997).

Serbest basınç deneyine yöneltilen en önemli eleştiri, zeminin doğal koşullarda $\sigma = K_0 \cdot \gamma \cdot z$ gibi bir yanal gerilme altında olmasına rağmen serbest basınç deneyinde hiçbir yanal basınca tabii tutulmamasıdır. Ancak, doymun haldeki numunede oluşan kılcallık nedeniyle numunenin gerçekteki gibi bir eşdeğer çevre basıncı etkisi altında kaldığı (Terzaghi ve Peck, 1967) ve bu nedenle bazı durumlarda serbest basınç deneyinin CU üç eksenli basınç deneyi yerine geçebileceği öne sürülmüştür (Önalp, 2007).

Serbest basınç deneyi ancak herhangi bir yanal destek olmadan kendiliğinden dik olarak ayakta durabilecek özelliklere sahip zeminler üzerinde yani sadece killi zeminler üzerinde uygulanabilen bir deney yöntemidir (Coduto, 2006). Bu nedenden dolayı kum zeminlerde uygulanmaz. Drenaj koşullarının deney sırasına kontrol edilemediğinden dolayı zeminin drenajsız kayma mukavemetinin hızlı yükleme yapılarak elde edildiği kabul edilir. Eksenel yükleme sırasında boşluk suyu basıncını ölçmek ve eksenel yüklemeden önce zemini konsolide etmek mümkün değildir. Ancak bütün belirtilen olumsuz ya da kısıtlayıcı yönlerine karşın zeminlerin drenajsız kayma mukavemetlerini belirlemede en çok kullanılan deney yöntemlerinden bir tanesidir (Ürkmez, 2009).

4. MATERYAL VE METOT

4.1. Kullanılan Malzemenin İndeks ve Fiziksel Özelliklerinin Belirlenmesi

Deneysel çalışmanın ilk aşamasında kullanılan killere ait bir takım fiziksel ve indeks özelliklerini belirlemek için çalışmalar yapılmıştır. Bu çalışmalar Süleyman Demirel Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Laboratuvarında gerçekleştirilmiştir.

4.1.1. Dane çapı dağılımının belirlenmesi

Dane çapının belirlenebilmesi için elek analizi ve hidrometre analizleri gerçekleştirilmiştir. Çakıl ve kumun dane çapını belirlemeye yarayan elek analizi ile silt ve kil danelerin çap dağılımlarını belirlemeye yarayan hidrometre deneyi granülometre eğrisinin çizilebilmesi için birbirini tamamlayan iki deney olup her ikisi de ASTM D422-63' ye uygun olarak gerçekleştirilmiştir.

4.1.1.1. Elek analizi

Elek analizi, zeminlerin No.200 elek üzerinde kalan iri kısmına uygulanır. Özellikle ince daneli zeminlerde kil ve silt boyutundaki daneler birbirine veya kum-çakıl boyutundaki danelerin üzerine yapışarak topaklanmış halde olabileceğinden bunları birbirinden ayırmak için yıkayarak eleme yapılmalıdır. Kil-silt gibi küçük boyutlu daneleri içermeyen veya deney sonuçlarını önemli ölçüde etkilemeyecek kadar az içeren temiz kumlarda ve iri çakıllarda yıkama yapılmayabilir (Orkan vd., 2004).

Bu tez çalışmasında kullanılacak kil numuneleri No.200 elekten yıkanarak eleğin üstünde kalan ve eleğin altına geçen kısımlar ayrı kaplarda 105°C etüvde bir gün kurutulduktan sonra elek analizi ve hidrometre deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Elek analizi için numunelerden belirli bir miktar alınmış ve kurutulduktan sonra (105°C) tartılarak sodyum hekzametafosfat (NaPO_3)₆ çözeltisi içerisinde bekletilerek tanelerin dağılması sağlanmıştır. Daha sonra numuneler 200 Nolu (75µm) elekten yıkanarak üstte kalan iri malzeme ve alta geçen ince malzeme ayrı kaplarda etüve atılarak 24 saat boyunca 105°C'de kurutulmuştur. Kurutulan iri malzemenin tamamı elek analizine, ince malzemedan alınan 50 gr numune ise ASTM D422-63' de belirtildiği şekilde hidrometre analizine tabi tutulmuştur.

4.1.1.2. Hidrometre deneyi

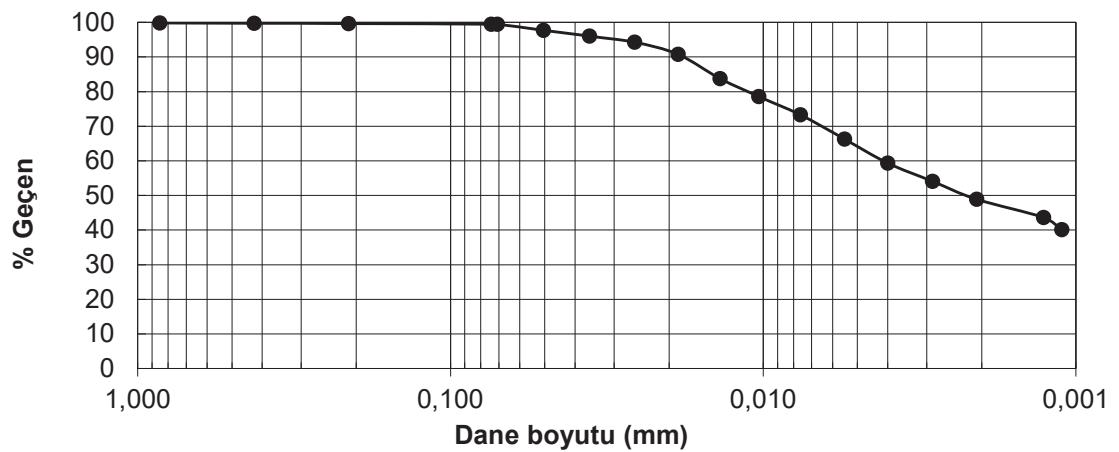
Hidrometre deneyi ince danelerin dane boyutu dağılımının belirlenmesi amacıyla gerçekleştirilir. 0,075 mm' den daha küçük boyutlu olan zeminlerin dane boyutlarının belirlenmesi için uygulanan ve bir çöktürme analizi olarak hidrometre deneyinin genel prensibi Stokes yasasına dayanmaktadır. Analizi yapılan zemin danelerinin hepsinin aynı özgül ağırlığa sahip olduğu kabul edilmek koşuluyla, büyük boyutlu danelerin daha hızlı, küçük boyutlu danelerin ise daha yavaş çökecekleri bilinmektedir. Stokes yasasında, bir sıvı içerisinde çöken ve geometrik şekli küre olan danelerin çökme hızları ile dane çapları arasında bir ilişki olduğu ifade edilmiştir (Güven, 2007).

Bu çalışmada hidrometre deneyi için no 200 eleğinin altında kalan zemin numunesi öncelikle sodyum hekzametafosfat (NaPO_3)₆ çözeltisi içerisinde bekletilerek tanelerin dağılması sağlanmıştır. Daha sonra 1000 cc 'lik mezur içersine aktarılarak üzeri 1000 cc 'ye kadar saf su ile tamamlanmıştır. Mezürün ağzı kapatılarak birkaç kez ters yüz edildikten sonra yüzen zemin daneleri çökelmeye bırakılmış ve bu esnada kronometre başlatılmıştır (Şekil 4.1).

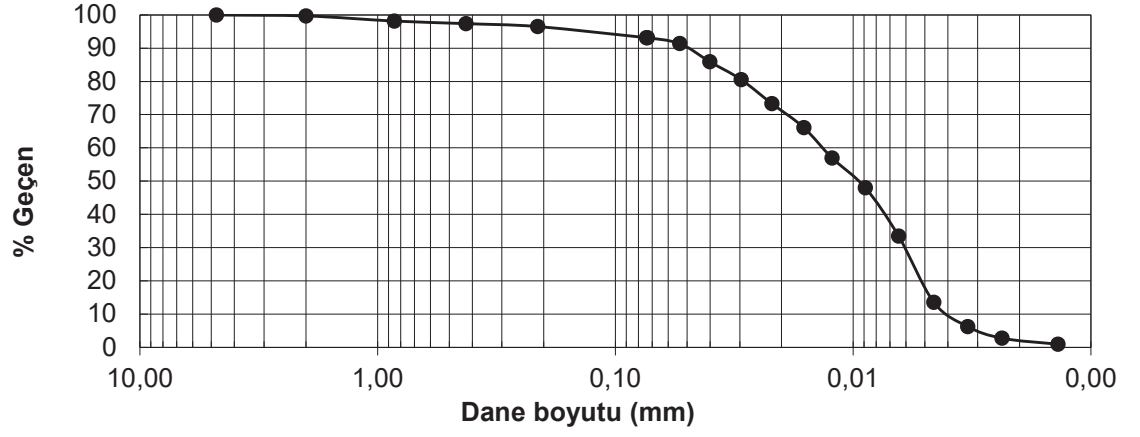


Şekil 4.1. Hidromete deney düzeneği

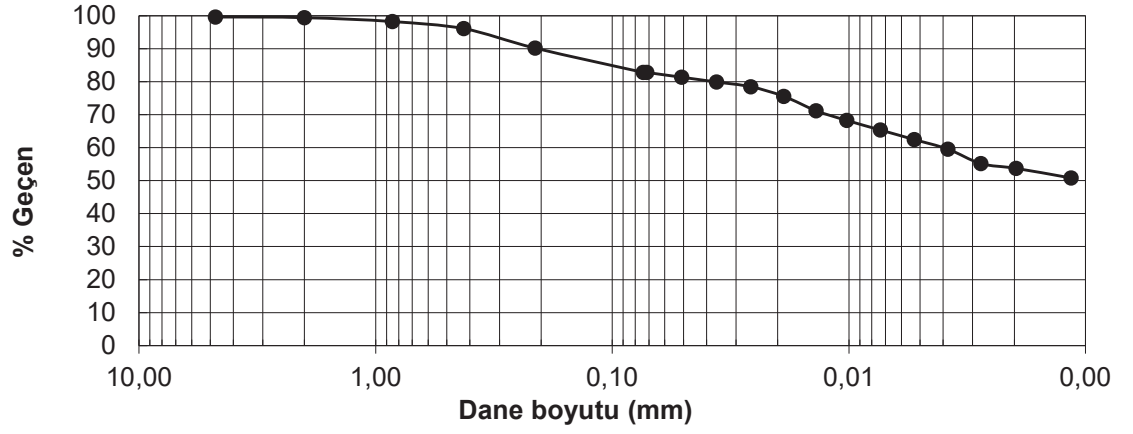
ASTM D422-63' de belirtilen zaman aralıklarında hirometre su içerisine bırakılarak okuma alınmış ve tekrar saf su içerisine konularak bir sonraki okumaya kadar suda bekletilmiştir. 24 saat süresince standardın belirlediği zaman aralıklarında hidromete okumaları alınmış ve deney sonlandıktan sonra sıcaklık düzeltmesi, menisküs düzeltmesi ve dağıtma maddesi düzeltmesi yapılarak dane çaplarına göre geçen yüzdelere belirlenmiştir. Her bir zemine ait elde edilen granülometri eğrileri aşağıda sunulmuştur (Şekil 4.2 -Şekil 4.6).



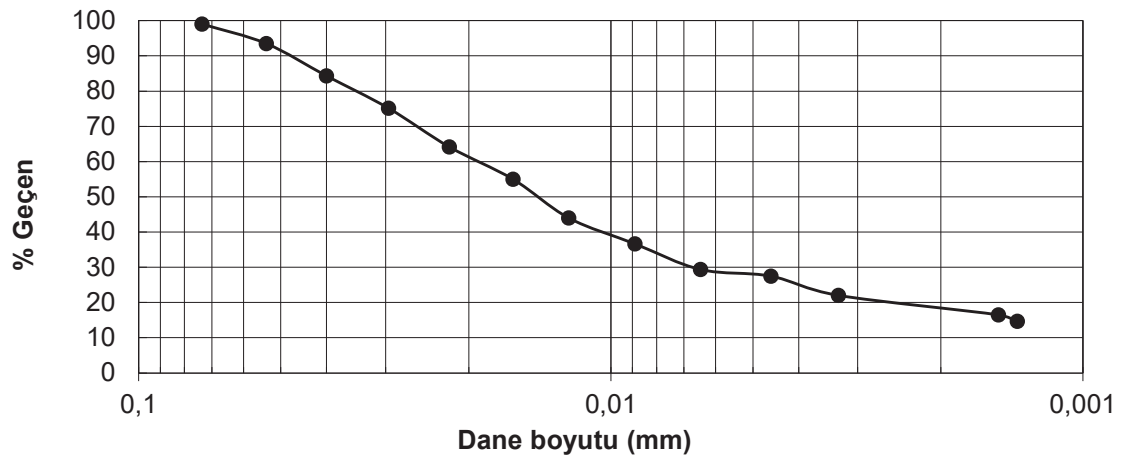
Şekil 4.2. Mavi kile ait granülometri eğrisi



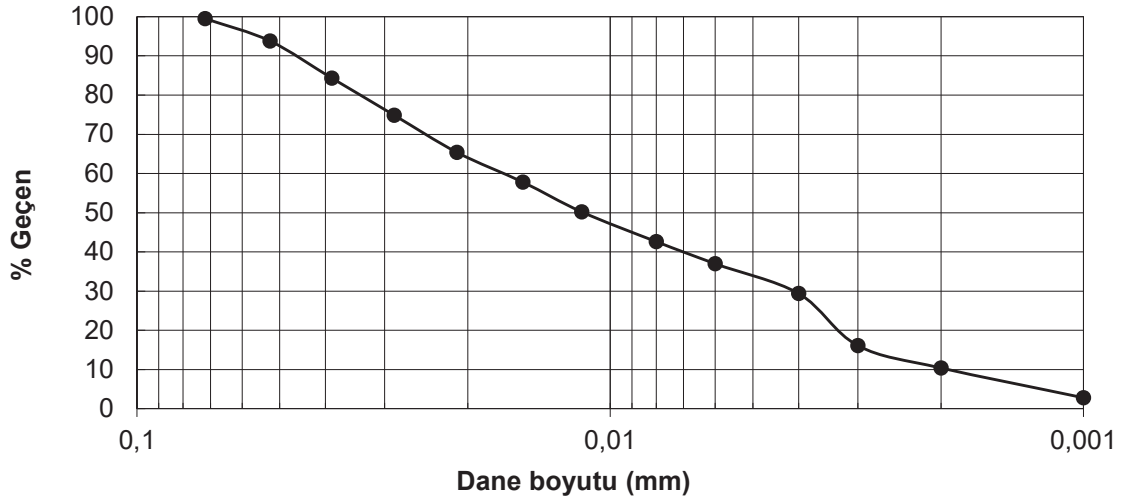
Şekil 4.3. Eşen kiline ait granülometri eğrisi



Şekil 4.4. Aliğa kiline ait granülometri eğrisi



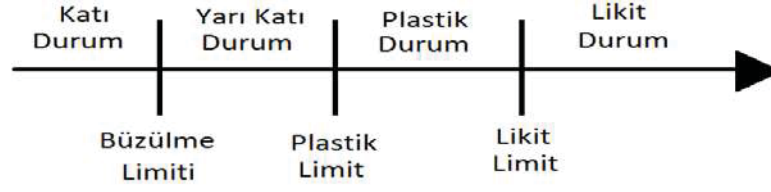
Şekil 4.5. Burdur kiline ait granülometri eğrisi



Şekil 4.6. İstanbul kiline ait granülometri eğrisi

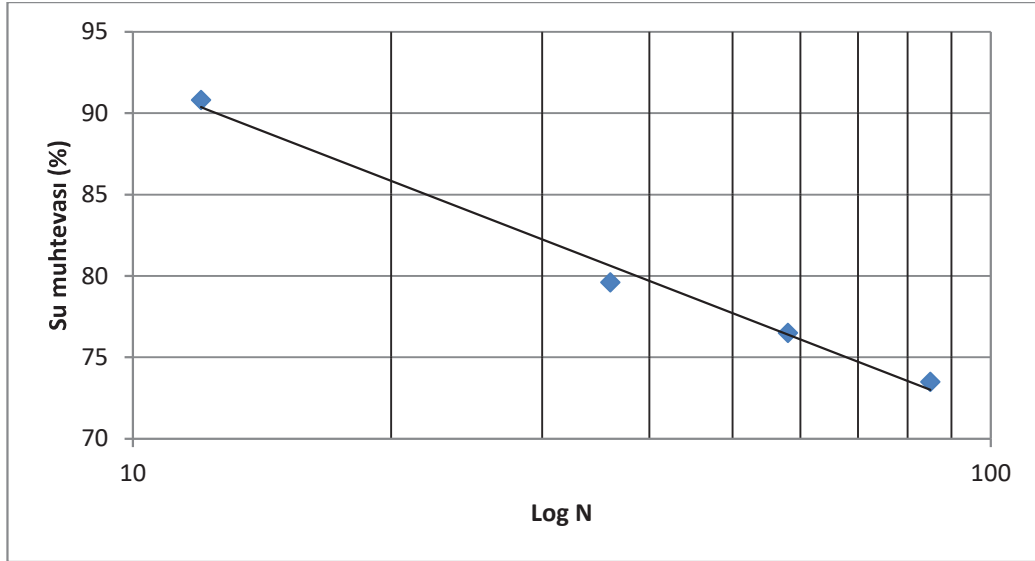
4.1.2. Kıvam limitlerinin belirlenmesi

Kohezyonlu bir zemine aşırı miktarda su ilave edilirse, zemin akışkan bir sıvı gibi davranarak kendi ağırlığı altında kolayca akabilecek duruma gelir. Böyle bir zemin belli bir miktar kurutulursa, kırılma veya çatlama olmadan kolayca istenilen şeklin verilebileceği plastik duruma gelir. Biraz daha kurutulursa, herhangi bir şekil verilmek istendiğinde kırılarak parçalanacağı yarı katı duruma geçer. Bu durumda iken kurutmaya devam edilirse, tamamen katı duruma geçerek gevrek ve kırılgan bir hal alır. Zeminlerin farklı su içeriklerinde gösterdikleri bu davranışlar kıvam olarak adlandırılır. Zeminlerin bu kıvamlarını birbirinden ayıran sınır su içeriklerine ise sırasıyla; likit limit, plastik limit ve büzülme (rötre) limiti adı verilmiştir. Bu tanımlar ilk kez İsveçli bilim adamı A. Atterberg tarafından tarım topraklarının kıvamlarına göre tanımlanması amacıyla ortaya konulmuştur. Bu nedenle kıvam limitleri bir çok kaynakta “Atterberg Limitleri” olarak da yer almaktadır. Zeminlerin kıvam durumları şematik olarak Şekil 4.7’ de gösterilmektedir (Güven, 2007).

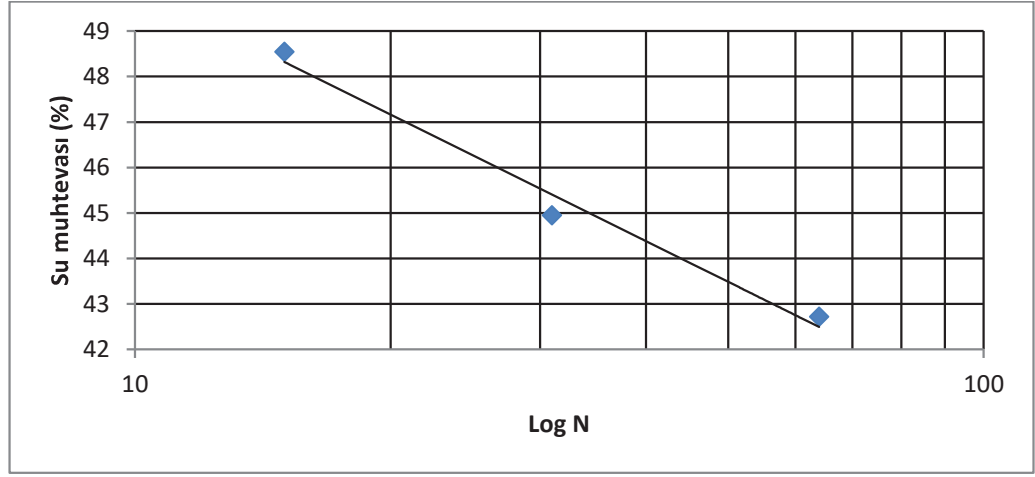


Şekil 4.7. Kohezyonlu zeminlerin su içeriklerine göre bulundukları kıvamlar

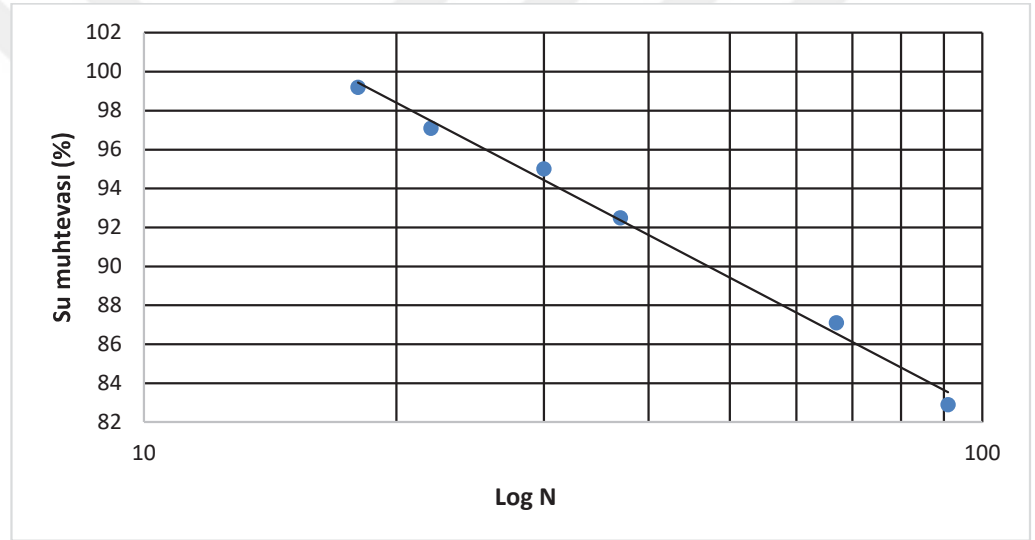
Kıvam limitlerinin belirlenmesi için gerçekleştirilen plastik limit ve likit limit deneyleri ASTM D4318-00 standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Likit limitin belirlenmesi için 40 nolu elekten elenerek etüvde 105 °C ' de 24 saat beklemiş olan Zemin numunesi bir miktar su katılarak casagrande cihazına yerleştirilmiş ve standart kaşıkla ortasında oluk açılmıştır. Saniyede 2 düşüş gerçekleştirecek şekilde gerçekleştirilen deney oluğun yaklaşık 1,3 cm lik kısmının kapanması ile sonlandırılmış ve bu süreç için uygulanmış vuruş sayısı(N) not edilmiştir. Bu şekilde su muhtevası artırılarak deney en az 4 sefer tekrarlanmış ve sonuçlar yarı logaritmik olarak su muhtevası - log N diyagramında noktalanmıştır. Elde edilen doğrusun 25 düşüşe karşılık gelen su muhtevası zeminin likit limit değeri olarak kabul edilmiştir. Çalışmada kullanılan zeminlere ait Casagrande likit limit deney sonuçları aşağıda sunulmuştur (Şekil 4.8 –Şekil 4.12).



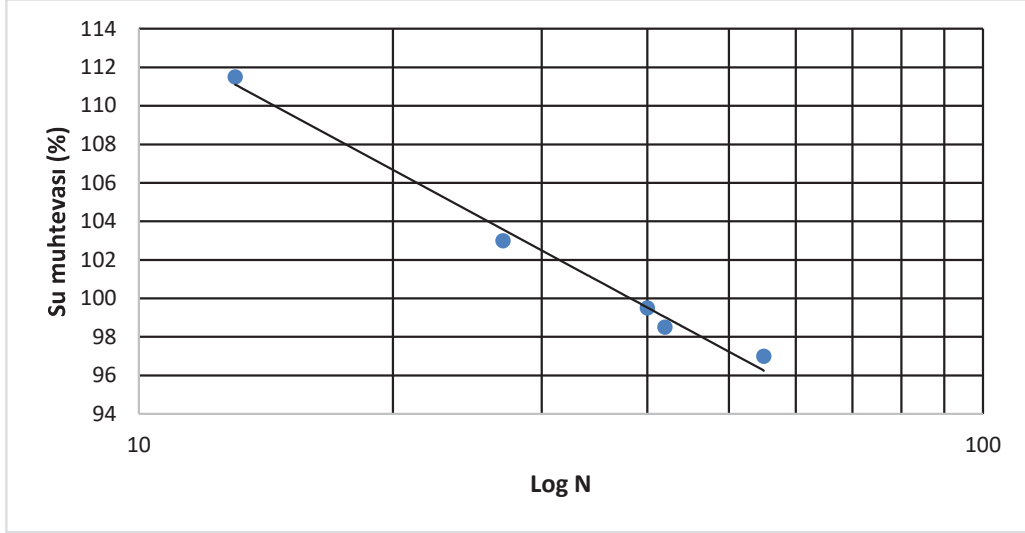
Şekil 4.8. İstanbul kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları



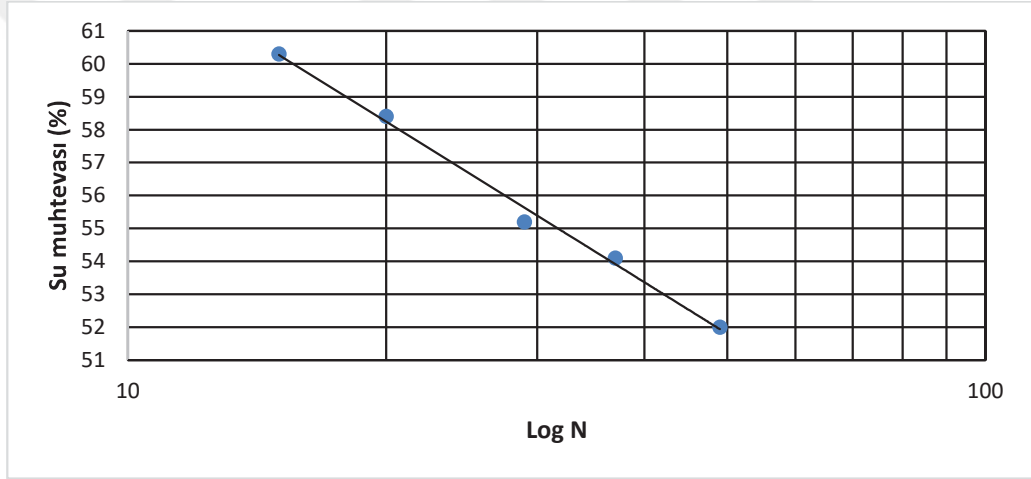
Şekil 4.9. Burdur kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları



Şekil 4.10. Aliğa kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları



Şekil 4.11. Eşen kiline ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları



Şekil 4.12. Mavi kile ait Casagrande likit limit deneyi sonuçları

Plastik limit deneyi ise aynı standarda göre likit limit deneyinin ilk aşamasından alınan bir miktar numune, yaklaşık 3 mm kalınlıkta kılcal çatlaklar oluşacak kıvama gelene kadar avuç içiyle yuvarlanan numuneden 2 adet küçük kaba alınarak etüve konulmuştur. Etüve konmadan önce ıslak ağırlığı ve etüvden çıkarıldıktan sonra kuru ağırlığı belirlenen numunelerin su muhtevaları belirlenmiş ve ortalamaları kilin plastik limiti olarak kabul edilmiştir.

4.1.3. Dane birim hacim ağırlığının belirlenmesi

Dane birim hacim ağırlık danelerin kuru ağırlığının danelerin boşluksuz durumundaki hacmine oranıdır ve gr/cm^3 , t/m^3 , kN/m^3 gibi birimlerle ifade edilmektedir (Orkan vd., 2004). Killerin dane birim hacim ağırlıkları ASTM D854-02' ye uygun olarak belirlenmiştir. Özgül ağırlığın belirlenmesi için 500 ml'lik cam piknometreler kullanılmıştır. İlk olarak piknometrenin darası belirlenmiştir (W_0). Daha sonra piknometre üst sınırına kadar saf suyla doldurularak küçük daneciklerin çökmesi için bir süre beklendikten sonra tartılmıştır (W_1) (Şekil 4.13).



Şekil 4.13. İçerisinde 50 gr zemin numunesi ve saf su cam piknometre şişesi

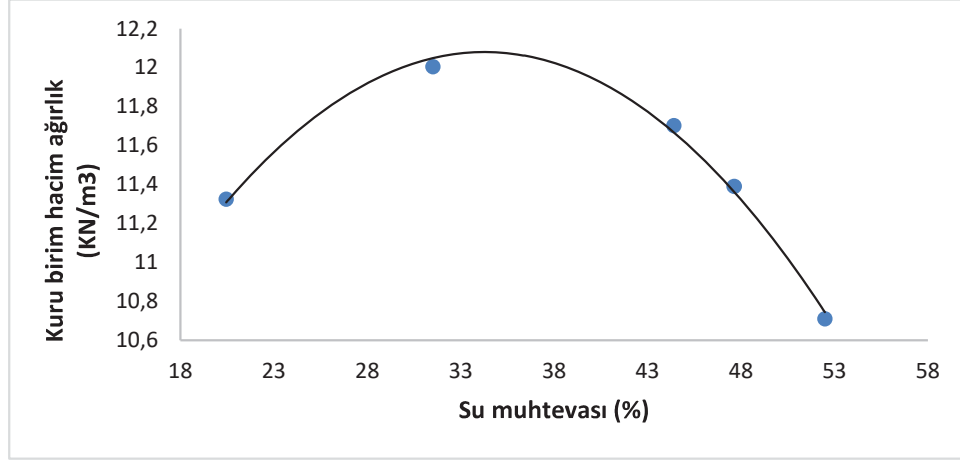
Daha sonra piknometre yarısına kadar saf su ile doldurularak içerisine 50g kurutulmuş zeminden (W_2) konularak üzeri, piknometre üzerinde bulunan seviye işaretine kadar suyla doldurulmuştur. Zemin-su karışımı içindeki hava vakumla çıkartılmıştır. Hava kabarcıkları çıkarma esnasında azalan su seviyesi işaretli kısma kadar tamamlanmıştır. Son aşamada ise piknometre + zemin+ su tartılmıştır (W_3).

Bulunan bu değerlerden gidilerek dane birim hacim ağırlık değeri aşağıdaki bağıntıyla hesaplanmıştır.

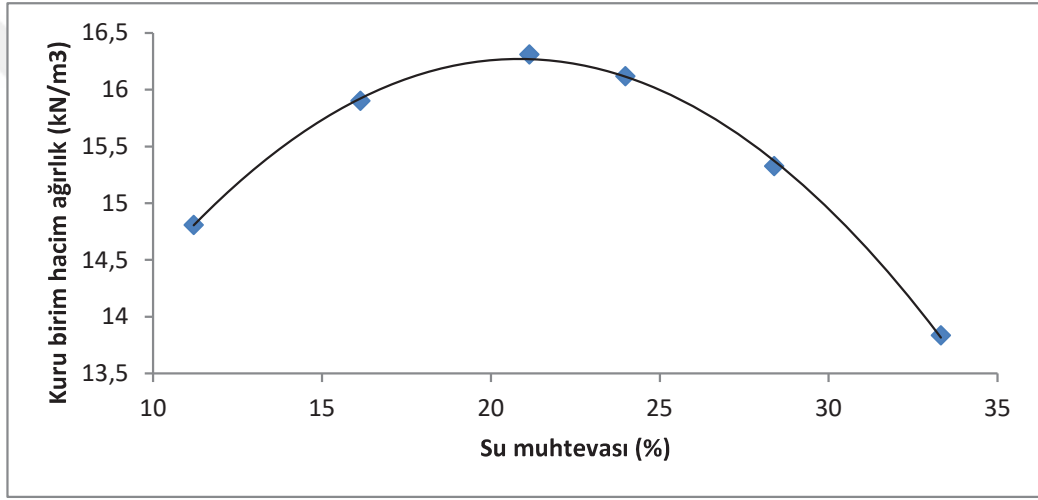
$$\gamma_s = \frac{W_2}{W_1 - W_3 + W_2} \quad (4.1)$$

4.1.4. Kompaksiyon özelliklerinin belirlenmesi

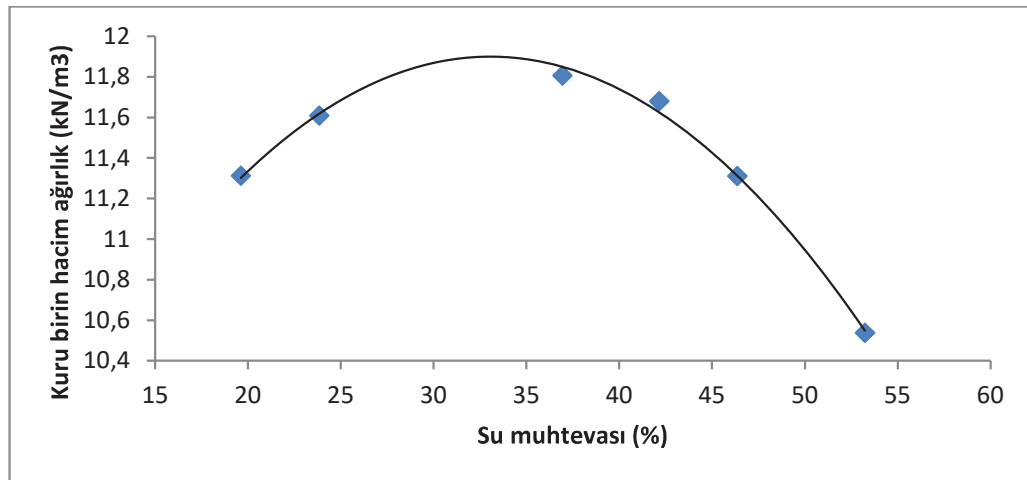
Gerçekleştirilen standart kompaksiyon deneyleri ASTM D 698 standardına uygun olarak gerçekleştirilmiştir. Deneyde kullanılan aparat, iç çapı 102,4 ve yüksekliği 117,76 mm olan silindirik metal kalıptan oluşmaktadır. Kalıbın üst kısmına 64 mm yüksekliğinde bir yaka takılmaktadır ve kalıbın taban kısmı da ayrılabilir. Kalıbın içerisine 3 tabaka halinde yerleştirilen zemin her tabakaya 2,5 kg ağırlığındaki tokmağın 300 mm yükseklikten 25 kez serbest düşürülmesi ile sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan zemin numunesi kalıp ile birlikte tartılarak gerekli hesaplar yapıldıktan sonra doğal birim hacim ağırlığı (γ_n) belirlenmiştir. Sonrasında kalıp içerisine sıkıştırılan zemin numunesinin altından ve üstünden birer küçük kaba örnek alınmak suretiyle ıslak ağırlıkları ve etüvde 24 saat bekletildikten sonra kuru ağırlıkları belirlenerek su muhtevaları tespit edilmiştir. Belirlenen su muhtevalarının ortalaması o aşamaya ait zemin numunesinin su muhtevası kabul edilmiş (w), bu su muhtevasından ve doğal birim hacim ağırlıktan faydalanarak zeminin kuru birim hacim ağırlığı (γ_k) belirlenmiştir. Bu işlemler zeminin su muhtevası her aşamada bir miktar artırılarak zeminin kuru birim hacim ağırlığı düşene kadar devam ettirilmiş ve her aşamaya ait w - γ_k değerleri ile kompaksiyon eğrisi çizdirilmiştir. Eğrinin tepe noktası zeminin maksimum kuru birim hacim ağırlığı γ_{kmax} ve tepe noktasına ait su muhtevası değeri zeminin optimum su muhtevası (w_{opt}) olarak kabul edilmiştir. Yapılan kompaksiyon deneylerine ait kompaksiyon eğrileri aşağıda sunulmuştur (Şekil 4.14-Şekil 4.18).



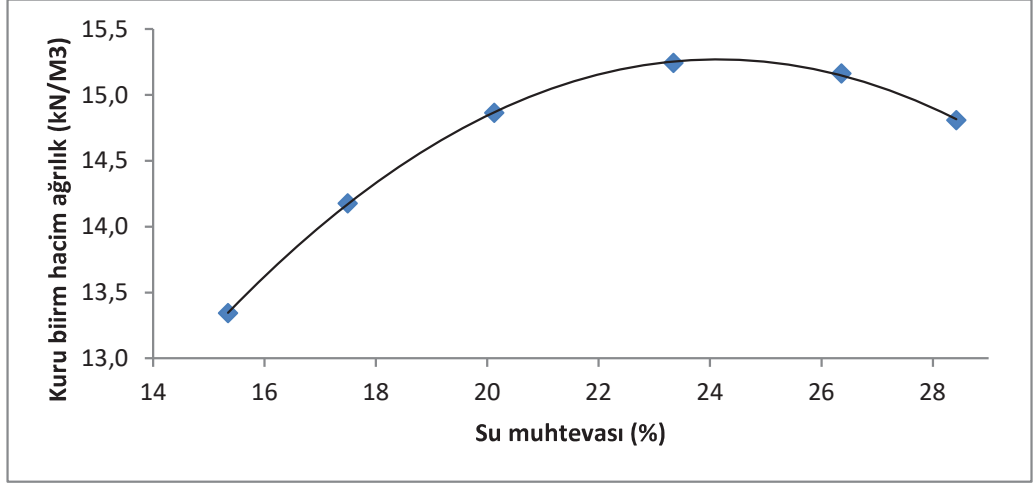
Şekil 4.14. Eşen kiline ait kompaksiyon eğrisi



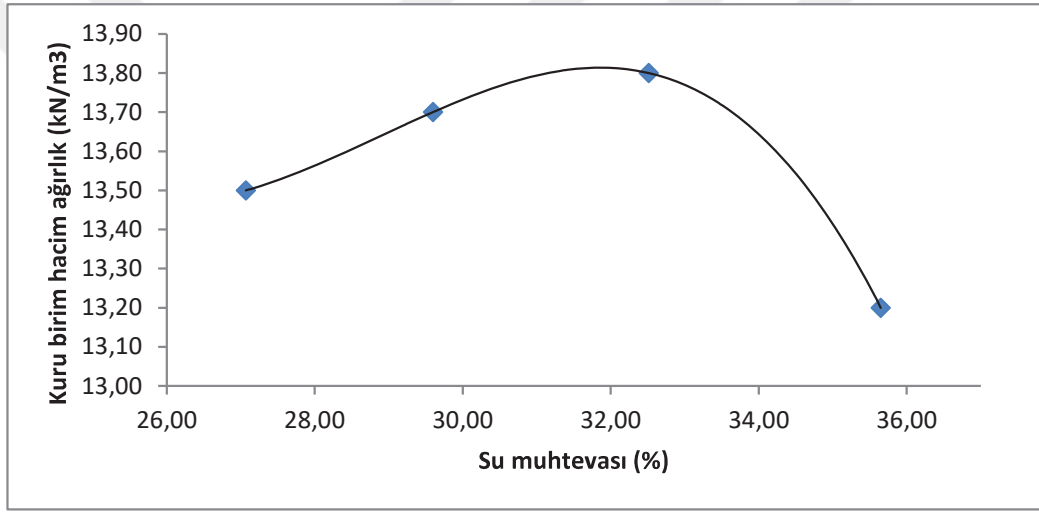
Şekil 4.15. Mavi kile ait kompaksiyon eğrisi



Şekil 4.16. Aliğa kiline ait kompaksiyon eğrisi



Şekil 4.17. Burdur kiline ait kompaksiyon eğrisi



Şekil 4.18. İstanbul kiline ait kompaksiyon eğrisi

Tüm bu deneyler sonucunda çalışmada kullanılan zeminlerin sahip oldukları bazı özellikler ve zemin sınıfları aşağıdaki özetlenmiştir (Çizelge 4.1).

Çizelge 4.1. Çalışmada kullanılan zeminlerin özellikleri ve zemin sınıfları

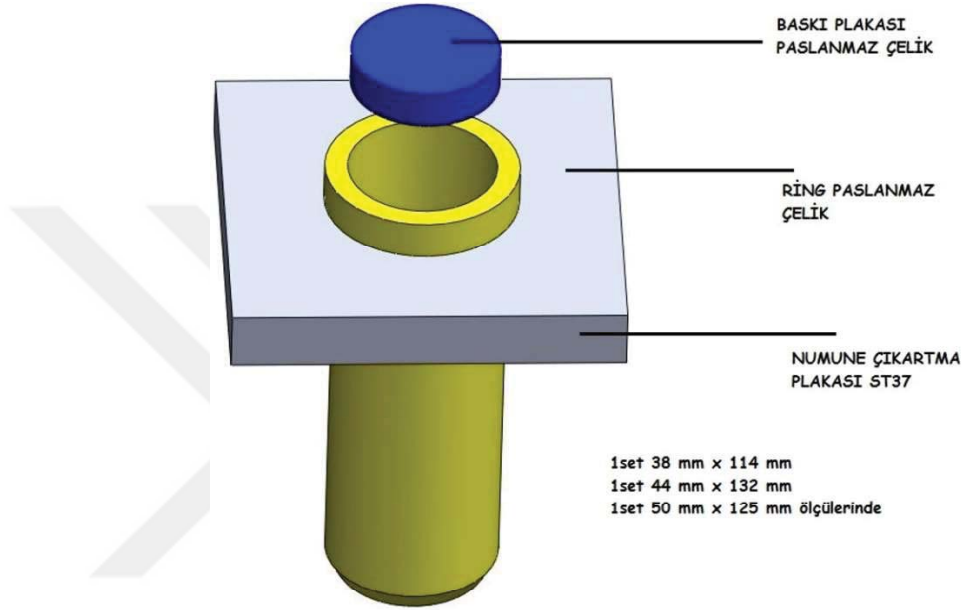
Zemin Adı	Dane B.h.a (kN/m ³)	Maksimum kuru B.h.a (kN/m ³)	Optimum Su Muhtevası (%)	Plastik Limit (%)	Likit Limit (%)	Plastisite İndisi (%)	Zemin Sınıfı
Aliğa Kili	26,2	11,9	33	34	96,2	62,2	CH
Eşen Kili	27,2	12,1	34	30	104,3	74,30	CH
Mavi Kil	27,6	16,3	21	21	56,6	35,6	CH
Burdur Kili	27,3	15,3	24	19,5	46,7	27,2	CL
İstanbul Kili	28,4	13,8	32	24	84	60	CH

4.2. Numunelerin Hazırlanması

4.2.1. Numunelerinin dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanması

Laboratuvar deneyleriyle karakteristik özellikleri belirlenen zemin numuneleri bazı numunelerin içerisindeki kumun etkisini de görebilmek için 8 nolu elekten elenerek etüvde 105 ° C sıcaklıkta 24 saat bekletilmiş ve daha sonra her numune kendisine ait optimum su muhtevasında, optimum su muhtevasının ıslak tarafında ve kuru tarafında en az ikişer nokta olmak üzere çeşitli su muhtevalarında karıştırılarak standart proktor kabında, 3 tabaka halinde ve her tabakaya 25 vuruş uygulanmak suretiyle sıkıştırılmıştır. Sıkıştırılan zemin bulunan standart proktor kalıbından numune almak için özel imal ettirilmiş 38 mm, 44 mm ve 50 mm çaplarında 3 set imal ettirilmiştir (Şekil 4.19). Bu sete dahil olan çelik silindir kalıplar hidrolik kriko yardımıyla içinde dinamik olarak sıkışmış zemin olan standart proktor kalıbına batırılmış ve batırılan bu kalıbın etrafındaki zemin boşaltılarak içi zemin dolmuş olan çelik kalıp proktor kalıbından dışarı alınmıştır. Bu çelik kalıbın içerisindeki zemin numunesi de üzerine konan daire başlığın hidrolik kriko yardımıyla ittirilmesiyle dışarıya alınmıştır. Sonrasında istenilen boyda kesilmiş, ağırlığı ve ölçüleri not edilerek

naylon streçe sarılarak 24 saat bekletildikten sonra serbest basınç deneyi uygulanmıştır. Numuneyi deneye tabi tutmadan 24 saat bekletilmesinin amacı kompaksiyondan dolayı meydana gelen boşluk suyu basıncı artışlarının sönümlenmesini ve mevcut suyun homojen olarak emilmesini sağlayabilmektir. Bu uygulamaya örnek olarak Salem(2006) da çalışmasında numuneyi en az bir gün plastik bir ambalaja sarılı olarak ağzı kapalı bir kapta muhafaza etmiştir.



Şekil 4.19. Sıkıştırılmış zeminden numune elde edilmek üzere imal edilmiş sete ait şema

Numuneler 4-5 farklı su muhtevalarında, 3 farklı çapta olmak üzere 5 farklı zemin numunesi için ayrı ayrı hazırlanmış, toplamda 68 adet numune serbest basınç deneyine tabi tutulmuştur. Hazırlanan numuneler bu aşamada boy-çap oranları $L/D = 2$ olarak sabit alınmış su muhtevasının ve numune çapının serbest basınç mukavemetine etkisi gözlemlenmiştir.

4.2.2. Numunelerinin statik olarak sıkıştırılarak hazırlanması

Her bir numune için istenilen boy, çap, su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlık için gerekli zemin miktarları ve su miktarı hesaplanmıştır. Etüvden çıkarılan numunelerden hesaplanan miktarda zemin numunesi alınarak porselen kaplara

konulmuş ve istenilen su muhtevası için gerekli miktarda su ilave edilerek karıştırılmıştır (Şekil 4.20).



Şekil 4.20. İstenilen miktarda zemin ve suyun porselen kapta karıştırılması

Tamamen karıştığına inanılan numuneler elde edilmesi düşünülen numune çapına göre özel olarak imal ettirilmiş olan 38 mm, 44 mm ve 50 mm çapında 3 farklı çaptaki pirinç silindir kalıplara (Şekil 4.21) karışık yardımıyla doldurulmuştur.



Şekil 4.21. Pirinçten imal ettirilen 38 mm, 44 mm ve 50 mm çapında kalıplar

Bu pirinç kalıpların içerisindeki hesaplanan miktarlarda hazırlanan zemin numuneleri hidrolik krikoya bağlantılı olarak imal ettirilen ittirme aparatları vasıtasıyla kalıplar içerisinde istenilen boya kadar sıkıştırılmıştır (Şekil 4.22).



Şekil 4.22. Kalıplar içerisine doldurulan numunelerin istenilen boyda statik olarak sıkıştırılması

Sıkıştırma işlemi ilk aşamada gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada ittirme aparatı gerekli sıkışma boyunun yarısı tamamlanacak kadar ittirilmiş ikinci aşamada kalıp baş aşağı çevrilerek geri kalan sıkışma, aparatın diğer taraftan ittirilmesi ile tamamlanmıştır. Sıkıştırmanın iki aşamalı yapılmasının amacı sıkışmayı daha homojen hale getirebilmektir.

Kalıp içerisinde sıkıştırılarak oluşturulan silindir zemin numuneler yine hidrolik krikoya bağlantılı ittirme aparatları ile kalıp dışarısına ittirilerek çıkarılmış (Şekil 4.23), ölçüleri ve ağırlıkları belirlendikten sonra naylon streçe sarılarak (Şekil 4.24) desikatör içerisinde 24 saat bekletilmiştirve daha sonra serbest basınç deneyine tabi tutulmuşlardır.



Şekil 4.23. Sıkıştırılan numunelerin kalıptan dışarı ittirilerek çıkarılması



Şekil 4.24. Desikatöre konup 24 saat bekletilmek üzere streçe sarılan bir numune

Numunelerin 24 saat bekletilmesindeki amaç suyun zemin içerisine daha homojen dağılmasını varsa oluşan boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesini sağlayabilmektir. Sıkıştırma işlemi istenilen boya ulaşılan kadar ne kadar enerji gerekliyse uygulamak suretiyle gerçekleştirilmiş, uygulanan enerji ölçümü yapılmamıştır.

Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneler 5 farklı zemin numunesi için 3 farklı çap, 3-5 farklı boy-çap oranı, 4-5 farklı su muhtevası ve kuru birim hacim ağırlıkta hazırlanmıştır. Toplamda 84 numune serbest basınç deneyine tabi tutulmuş ve sonuçlar incelenerek serbest basınç mukavemetine çapın, boy-çap oranının, su muhtevası ve sıkıştırma metodunun etkisi incelenmiştir.

4.3. Serbest Basınç Deneyi

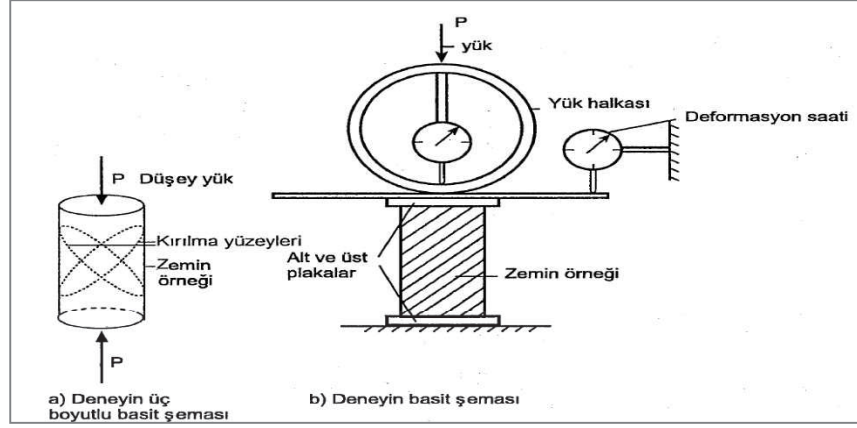
Serbest basınç deneyi oldukça çabuk sonuç vermesinden dolayı yaygın olarak kullanılan bir deneydir. Bu deney, gerilme kontrollü ve deformasyon kontrollü olmak üzere iki şekilde yapılmakla birlikte, yaygın olarak birim boy kısalması kontrollü olanı tercih edilmektedir. Deney, numunenin deney süresince su içeriğinde değişiklikler olabileceğinden dolayı 15 dk içerisinde tamamlanmalı ve birim boy kısalması %15' i geçmemelidir. Birim boy kısalmasının % 15 ' e ulaşmasına rağmen göçme gerçekleşmeyen numuneler için deney sonlandırılmalı ve bu andaki değerler hesapta kullanılarak zemin numunesinin serbest basınç mukavemeti belirlenmelidir (ASTM D2166-00).

Bu deneyde eksenel gerilmenin en büyük değeri serbest basınç dayanımını (q_u) verir. Drenajsız kayma mukavemeti ise;

$$\tau = c_u = q_u/2 \quad (4.1)$$

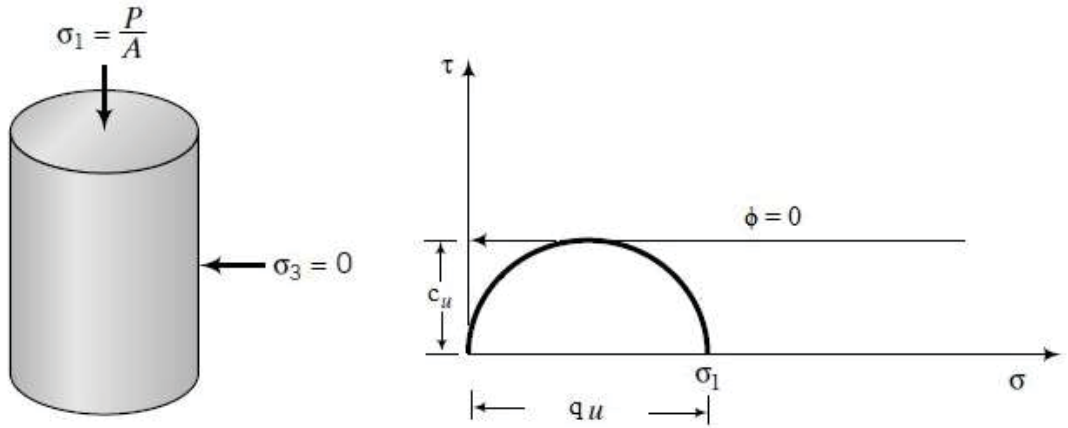
bağıntısı ile elde edilir (Satı, 2016).

Şekil 4.25' te serbest basınç deney aletinin şematığı gösterilmektedir.



Şekil 4.25. Serbest basınç deneyi (Uzuner, 2007).

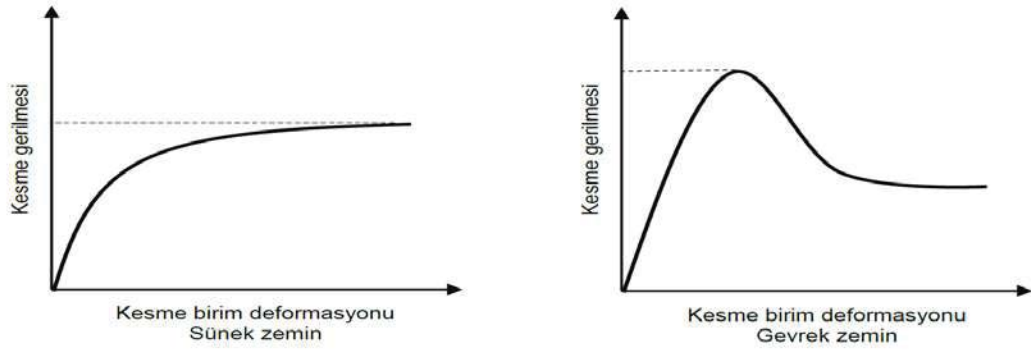
Deney sırasında numunenin drenaj koşulları kontrol edilmediği için, hızlı yükleme yapılarak zeminin drenajsız kayma mukavemetinin elde edildiği kabul edilmektedir (Özaydın, 2008). Serbest basınç deneyi uygulanan hücre basıncının sıfıra eşit olduğu durumda konsolidasyonsuz-drenajsız üç eksenli basınç deneyinin (UU) özel bir çeşidi olarak nitelendirilebilir. Serbest basınç mukavemeti kayma gerilmesi-normal gerilme ilişkisi aşağıdaki gibi gösterilebilir(Şekil 4.26).



Şekil 4.26. Serbest basınç mukavemeti kayma gerilmesi-normal gerilme ilişkisi (Satı, 2016).

Zeminler için deney sonucunda iki tür gerilme-deformasyon eğrisi söz konusudur. Bu eğriler Şekil 4.27' de verilmektedir. Sünek eğrili zeminler genellikle iyi tanımlanmış pik kesme gerilmesinde sabit değere ulaşır. Bu değer

tasarım kesme dayanımı olarak kullanılabilir. Bununla birlikte, gevrek (veya deformasyon yumuşamalı) eğrili olanlar için iki farklı dayanım söz konusudur. Birincisi eğrideki yüksek nokta olan pik dayanım, ikincisi çok daha büyük bir kesme deformasyonunda oluşan rezidüel dayanımdır. Her iki değer tasarımda kullanılmaktadır (Coduto, 2006).



Şekil 4.27. Zeminde kesme gerilmesi-kesme birim deformasyonu eğrileri ve tanımları (Coduto, 2006)

Serbest basınç mukavemetini etkileyen bazı faktörler boşluk sıvısı, çeşiti, yükleme hızı, çevresel şartlar, numune boyutu ve biçimidir. Literatürde boyut, biçim, mineroloji, anizotropi, ıslaklık derecesi, porozite, sıkılık, su muhtevası, çevre basıncı ve sıcaklık gibi faktörlerin serbest basınç mukavemeti üzerine etkileri incelenmiştir (Koncağül ve Santi, 1999;Palchik ve Hatzor, 2004;Shakoor ve Bonelli, 1991;Ulusoy vd., 1994).

Serbest basınç mukavemetinin belirlenmesi geoteknik mühendisliği için oldukça önemlidir ve bunun daha basit tahmin modelleri ile belirlenebilmesine ihtiyaç vardır. Zeminlerin su muhtevası, Atterberg limitleri, zemin çapı dağılımı gibi indeks özelliklerinin belirlenmesi serbest basınç deneyiyle bazı parametrelerinin belirlenmesine göre daha çabuk ve ekonomiktir (Harrison, 1987).

Bu tez çalışmasında serbest basınç deneyleri ASTM D 2166-00'de belirtildiği şekilde yapılmıştır. Deneylerde statik veya dinamik kuvvet ile sıkıştırılarak istenen başlangıç şartlarında hazırlanan ve 24 saat naylon streçe sarılarak nem

odasında desikatörde bekletilen numuneler kullanılmıştır. 24 saat sonunda numunelerin deney öncesinde boyu ve ağırlığı tekrar ölçülerek ilk hazırlandığı duruma göre su kaybedip kaybetmediği ve boylarında değişim olup olmadığı kontrol edilmiştir. Numunelerin neredeyse hiç su kaybetmedikleri, boylarında da bazı numuneler hariç boy değişimi olmadığı gözlenmiştir. Boy değişikliği olan numunelerin boy değişimleri hesaplarda dikkate alınmıştır. Serbest basınç deneyine tabi tutulan numuneler 0,5 mm/ dk hızla yüklenmiştir ve deney sonlanana kadar sabit tutulmuştur. Deneyin sonlandırılması için numune göçüp daha fazla gerilme taşıyamaz hale gelene kadar ya da %15 birim boy kısalmasına kadar göçme gerçekleşmediyse bu an zeminin göçtüğü an kabul edilmiş ve serbest basınç mukavemetleri buna göre hesaplanmıştır.

4.4. Regresyon Yöntemi

4.4.1. Basit regresyon modeli

Basit regresyon modeli Denklem 4.2' de belirtildiği gibi bir bağımlı bir de bağımsız değişken içeren modeldir. Bir regresyon modeli oluşturulurken genellikle en-küçük kareler veya en büyük olabilirlik yöntemleri kullanılır. Parametreler tahmin edilirken hata teriminin normal dağılım gösterdiği varsayılıyorsa en büyük olabilirlik, hata teriminin dağılışı ile ilgili herhangi bir varsayım söz konusu değilse en-küçük kareler yöntemi kullanılır.

$$Y = \alpha + \beta X + \varepsilon \quad (4.2)$$

Y: Belli bir hataya sahip olduğu kabul edilen bağımlı değişken (sonuç değişkeni)

X: Hatasız olduğu kabul edilen bağımsız değişken (sebebe değişkeni).

α : $X=0$ olduğunda Y'nin aldığı sabit değer

β : X' in 1 birim değişmesine karşılık Y'de meydana gelecek değişme miktarı (regresyon katsayısı).

ε : Tesadüfi hata terimini ifade etmektedir.

Gözlem noktaları ve oluşturulan regresyon doğrusu arasındaki fark hata (ϵ) olarak adlandırılır. Regresyon doğrusuna ait parametreler doğru ile gözlem noktaları arasındaki fark (hata) en az olacak şekilde tahmin edilmelidir. Bunu sağlamak için kullanılacak yöntem de en-küçük kareler yöntemidir. İki değişken arasındaki korelasyonun matematiksel ifadesini tespit etmek için yapılan işleme analiz, analiz sonucunda elde edilen matematiksel ifadeye de regresyon denklemi denilmektedir.

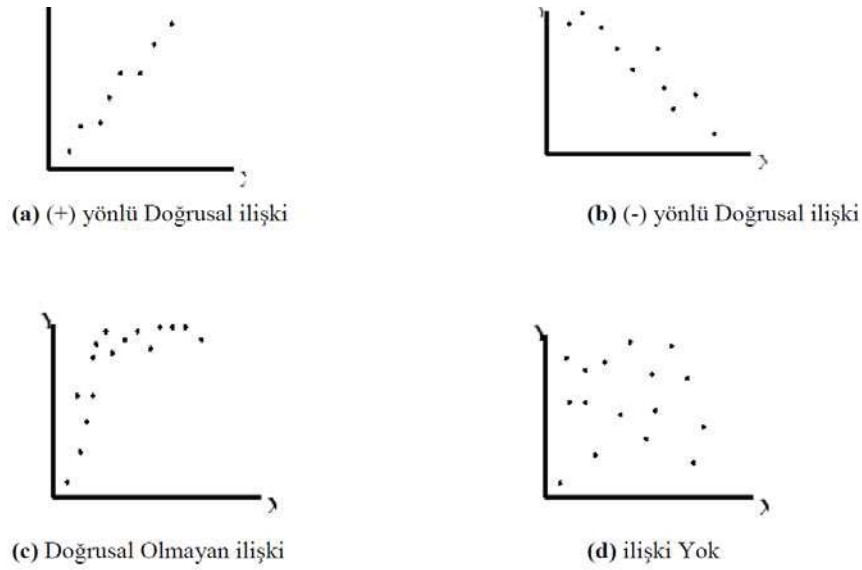
4.4.2.Regresyon analizi

Bir kriter değişkeni(bağımlı değişken) ile bir veya daha fazla sayıda bağımsız değişken(tahmin değişkeni) arasındaki ilişkiyi sayısal hale dönüştürmek için kullanılan istatistiksel analize regresyon analizi denir. Regresyon analizinin esas amacı değişkenler arasındaki ilişkinin niteliğini saptamaktır. Analizde tahmin değişkeni olarak bir değişken kullanılırsa basit regresyon, iki veya daha fazla değişken kullanılırsa çoklu regresyon analizinden söz edilebilir. Amaç her bağımsız değişkeninin bağımlı değişkende meydana gelecek toplam değişmeye olan katkısının belirlenmesi ve böylelikle bağımsız değişkenlerin doğrusal kombinasyonundan istifade ederek kriter değerinin tahmin edilmesidir.

Değişkenlerden birisi belirli bir birim değiştiğinde diğerinin nasıl bir değişim gösterdiğini inceleyen “regresyon analizi” ve iki ya da daha çok değişken arasında ilişki olup olmadığını, ilişki varsa yönünü ve gücünü inceleyen “korelasyon analizi” özellikle sağlık bilimlerinde sık kullanılan yöntemlerdir. Regresyon analizi bilinen bulgulardan faydalanarak gelecekteki bilinmeyen olaylarla ilgili tahminler yapılmasına izin verir.

Değişkenler arasında kimi zaman doğrusal ilişki olabildiği gibi bazen doğrusal olmayan ilişkiler de gözlenebilir. Bu yüzden regresyon analizine karar verilmeden önce saçılım diyagramı incelenmeli, değişkenler arasında korelasyon varlığına rastlanmadan ve aralarındaki ilişkinin doğrusal olup olmadığı belirlenmeden regresyon analizine karar verilmemesi gerekir. Değişkenler arasında olabilecek bazı korelasyon türleri Şekil 4.28’ de

gösterilmiştir. Bu incelemeler yapıldıktan sonra regresyon analizi tek/çok değişkenli doğrusal /doğrusal olmayan analiz olarak gerçekleştirilebilir.



Şekil 4.28. Değişkenler arasında görülebilecek saçılım diyagramları

4.4.3. Tek değişkenli ve çok değişkenli regresyon analizi

Regresyon analizi birçok alanda veri analizi için başvurulmuş önemli bir istatistiksel yöntem olup tek değişkenli regresyon analizi bir bağımlı değişken ile bir bağımsız değişken arasındaki ilişkiyi, çok değişkenli regresyon analizi ise bir adet bağımlı değişken ile birden fazla bağımsız değişkenin arasındaki ilişkiyi inceler. Gerçekleştirilen regresyon analizleri ile bağımlı ve bağımsız değişkenler arasındaki ilişkiyi temsil eden doğrunun veya fonksiyonun denklemi elde edilir. Kısaca regresyon analizinin bağımlı bir değişken ile bağımsız değişkenler arasındaki ilişkinin matematiksel bir model ile açıklanması olduğunu söyleyebiliriz (Ural ve Kılıç, 2005) . Regresyon analizi değişkenler arasındaki ilişkinin yapısı ve derecesi ile ilgilenmektedir.

Çoklu regresyon analizi bir bağımlı değişkene (y) birden fazla bağımsız değişkenin (x) etkisinin olduğu durumlarda bağımsız değişkenleri birlikte değerlendirebilmek için kullanılır. Çoklu regresyon analizinde fonksiyon elde

edilirken her bağımsız değişkenin bağımlı değişken ile doğrusal bir ilişkisi olduğu kabul edilmektedir (Ergün, 1995).

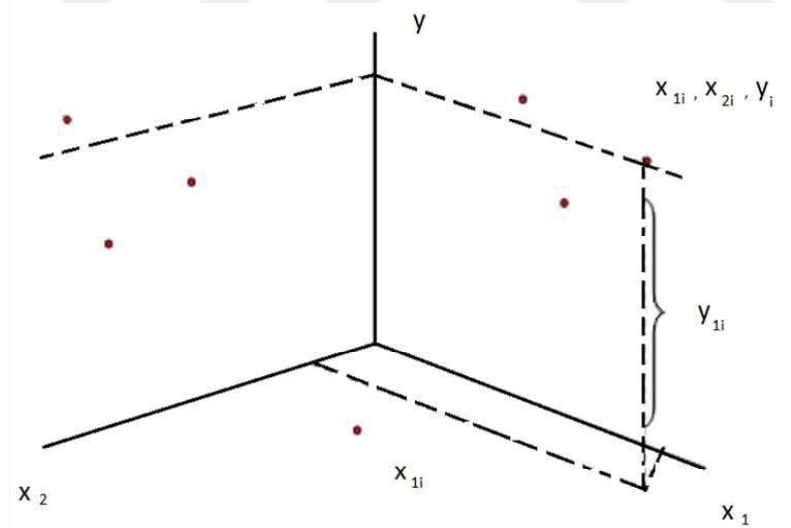
$$y = a + b_1 * x_1 + b_2 * x_2 + + b_n * x_n \quad (4.3)$$

Denklem 4.3' teki fonksiyondan yararlanarak değişkenler arasında bulunan çoklu ilişkinin bir tahmini Denklem 4.4' teki fonksiyon yardımıyla hesaplanabilir.

$$= a + \beta_1 * x_1 + \beta_2 * x_2 + + \beta_n * x_n \quad (4.4)$$

Denklem 4.4' teki katsayıların hesabı için en küçük kareler yönteminden yararlanarak teorik y değerleri ile gerçek y değerleri arasındaki farklar minimize edilir (Denklem 4.5).

$$\sum_{i=1}^n (y_i - (a + \beta_1 * x_{1i} + \beta_2 * x_{2i}))^2 \quad (4.5)$$



Şekil 4.29. En küçük kareler yüzeyi (Garson, 2008)

Şekil 4.29' daki gibi üç değişkenli bir modelde her nokta üç koordinata sahiptir. Bu durumda denklem bir doğru denklemi değil en küçük kareler yüzeyidir. Burada gerçek y değerleri (y_i) ile teorik y değerleri arasındaki uzaklıkların farklarının kareleri toplamı minimum olmalıdır. En küçük kareler yöntemi ile bu

üç katsayı Denklem 4.6, Denklem 4.7 ve Denklem 4.8' deki gibi hesaplanır (Garson, 2008).

$$\sum y = n * a + b_1 * \sum x_1 + b_2 * \sum x_2 \quad (4.6)$$

$$\sum x_1 * y = a * \sum x_1 + b_1 * \sum x_1^2 + b_2 * \sum x_1 * x_2 \quad (4.7)$$

$$\sum x_2 * y = a * \sum x_2 + b_1 * \sum x_1 * x_2 + b_2 * \sum x_2^2 \quad (4.8)$$

4.4.4.Çoklu regresyon metotları

Çoklu regresyon analizi yapılırken kullanılabilecek birçok yöntem mevcuttur. Bunlardan bazıları aşağıda kısaca anlatılmıştır.

Enter Metodu: Bağımsız değişkenlerin tek adımda bir blok olarak girilip değerlendirildiği metottur.

Forward (İleri doğru seçim) Metodu: Bağımlı değişken ile en yüksek pozitif veya negatif korelasyonu olan bağımsız değişken ilk önce seçilir. Bir değişken seçilip işleme alındığında bir sonraki eklenecek değişkeni belirlemek için geride kalan bağımsız değişkenlerle bağımlı değişken arasındaki korelasyonlara bakılır ve en yüksek korelasyona sahip bağımsız değişken bir sonraki aday olur.

Backward (Geriye Doğru Eleme) Metodu: İleri doğru seçimin tersine burada önce bütün bağımsız değişkenler seçilir ve sıra ile belli ölçütlere göre eleme yapılır. İlk önce en küçük kısmi korelasyon katsayısına sahip değişken incelenir. Öngörülen değerlerden büyük değere sahip değişken elenir.

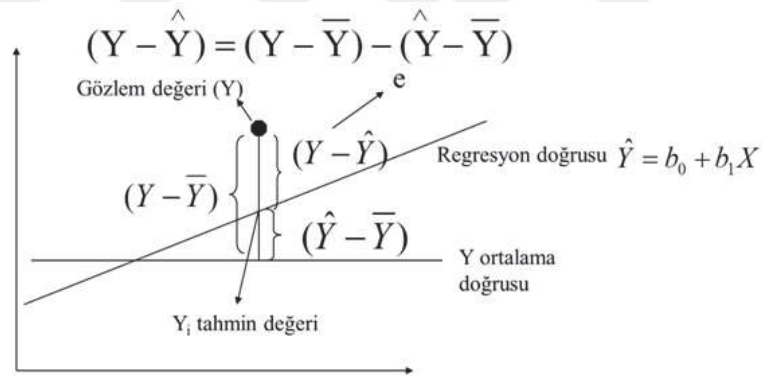
Stepwise (Adım adım seçme) Metodu: İlk olarak bağımsız değişken seçilir. İkinci değişken olarak en yüksek kısmi korelasyona sahip değişken alınır. Seçimler yüksek korelasyondan düşüğe doğru yapılır. Bağımsız değişkenler ölçütlere uyarsa regresyon analizine başlanır. İlk değişken seçildikten sonra Adım Adım Seçme İleri Doğru Seçme'den farklılaşır ve ilk değişkenin Geriye Doğru Elemede kontrol edilen ölçütlere uyup uymadığı kontrol edilir. Yani adım adım seçmede

hem İleri Doğru Seçme hem de Geriye Doğru Eleme işlemleri yapılır (Ergün, 1995).

Bu çalışmada yapılan çoklu regresyon analizlerinde enter ve stepwise yöntemleri kullanılmıştır.

4.4.5.Tahmin edilen regresyonun duyarlılığı

Regresyon denklemi tahmin edildikten sonra bu denklemin ilişkiyi ne derece açıkladığı ve bu denklem kullanılarak yapılacak tahminlerin ne derece hassas olacağının araştırılması gerekir. Bunun için gözlenen değerler ile tahmini değerler arasındaki farkı yazıp y' lerin ortalamasını buna ekleyip çıkarırsak aşağıdaki ifadeyi elde ederiz(Denklem 4.9). Bu ifadenin grafiksel karşılığı Şekil 4.30' da görülmektedir.



Şekil 4.30. Basit doğrusal regresyon modeli

$$\sum(Y - \bar{Y})^2 = \sum(\hat{Y} - \bar{Y})^2 + \sum(Y - \hat{Y})^2 \quad (4.9)$$

Daha sonra her iki tarafın kareleri alınıp tüm gözlemler için toplanırsa Denklem 4.10 elde edilir;

$$\sum(Y - \bar{Y})^2 = \sum(\hat{Y} - \bar{Y})^2 + \sum(Y - \hat{Y})^2 \quad (4.10)$$

Eğer gözlenen değerlerin hepsi tahmin edilen doğru üzerinde olsaydı, hata kareler toplamı “0” olacak ve uyumun çok iyi olduğu söylenebilecektir. Bu bilgiyi kullanarak, regresyon doğrusunun ne derece iyi tahmin edilmiş olduğunu regresyon kareler toplamının ortalama etrafındaki kareler toplamına oranına bakarak söyleyebiliriz. Bu orana “belirleme katsayısı” adı verilir ve R^2 ile gösterilir (Denklem 4.11).

$$R^2 = \frac{\text{regresyon kareler toplamı}}{\text{genel kareler}} = \frac{\sum(\hat{Y} - \bar{Y})^2}{\sum(Y - \bar{Y})^2} \quad (4.11)$$

R^2 ’nin 1’e yaklaşan değerleri bize uyumun iyi olduğunu belirtir ($0 < R^2 < 1$). Şekilden de görüldüğü gibi regresyon kareler toplamının büyümesi gözlem değerinin tahmin edilmiş regresyon doğrusuna yaklaşması anlamına gelmektedir ve bu da belirleme katsayısını arttırır (Ergün, 1995).

Korelasyon katsayısı regresyon modeli ile bulunan tahmini Y değerlerinin gerçek değerlere uygunluğunu ölçmede kullanılır. Korelasyon katsayısı -1 ile 1 arasında değişir. Katsayının -1 çıkması iki değişken arasında ters yönlü tam bir ilişkinin olduğunu, 1 çıkması ise doğru yönlü tam bir ilişkinin olduğunu ifade eder. Katsayının -1’e doğru yaklaşması, değişkenler arasında ters yönlü kuvvetli bir ilişkiyi gösterirken, 1’e yaklaşması değişkenler arasında doğru yönlü kuvvetli bir ilişkiyi ifade eder. Korelasyon katsayısının işareti, regresyon doğru veya eğrisine ait eğim katsayısının işaretidir. Korelasyon katsayısının karesi, belirleme katsayısını (determinasyon katsayısını) verir. Sınırlı sayıda veri üzerinden hesaplanan korelasyon katsayısı bir istatistiktir ve “r” ile gösterilir. Korelasyon katsayısı için genel formül Denklem 4.12 veya Denklem 4.13 ‘teki gibidir.

$$r = \pm \sqrt{\frac{\sum(\hat{Y} - \bar{Y})^2}{\sum(Y - \bar{Y})^2}} \quad (4.12)$$

$$r = \frac{\sum XY}{\sqrt{(\sum X^2)(\sum Y^2)}} \quad (4.13)$$

Bu formülde bütün değerler n katsayısı ile çarpılırsa sonuç değişmez ve korelasyon katsayısı:

$$r = \frac{n \sum XY - (\sum X)(\sum Y)}{\sqrt{[n \sum X^2 - (\sum X)^2][n \sum Y^2 - (\sum Y)^2]}} \quad (4.14)$$

olarak elde edilir(Denkelem 4.14)

Çoklu regresyon modelinde dikkat edilmesi gereken nokta belirlilik katsayısının modele dahil edilen değişken sayısı arttıkça artmasıdır. Bu durumda modele giren yeni değişkenin katkısı olup olmadığına belirlilik katsayısından karar vermek yanıltıcı olur. Bu yüzden hangi bağımsız değişkenin ilişkinin kuvvetine katkısı olduğunu anlamak için düzeltilmiş belirlilik katsayısına bakılmalıdır (Ural ve Kılıç, 2005).

Bu tez çalışmasında eldeki tüm zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetini etkileyen değişken parametreleri(plastik limit, plastisite indisi, su muhtevası, likitlik indisi, dane birim hacim ağırlık, boşluk oranı,optimum su muhtevası, numune çapı ve boyu gibi) belirleyebilmek ve aynı parametreleri kullanarak dayanım parametrelerini tahmin edebilmek için çok değişkenli lineer regresyon analizleri ile temsili denklemler elde edilmeye çalışılmıştır.

Kurulan ilişkilerin güvenilirliğinin saptanması için korelasyon katsayısı (R) ve determinasyon katsayısı R^2 yaygın olarak kullanılır. Korelasyon katsayısı $R \geq 0,8$ için güçlü $0,2 < R < 0,8$ için orta ve $R \leq 0,2$ için zayıf olarak sınıflandırılır (Smith, 1986).

R^2 değeri kurulan bağıntıların ne kadar sağlıklı olduğunu belirlemek için kullanılan en iyi katsayılarından biridir. Parametrelerin kullanılmasının uygun olmadığına veya sonuçla anlamlı ilişkisinin olup olmadığına tek değişkenli durumlarda R^2 , çok değişkenli durumlarda düzeltilmiş R^2 değerlerine bakılarak kanaat getirilmiş ve kurulacak modele alınıp alınmamasına bunlara dayanarak karar verilmiştir.

Bu çalışmada regresyon analiz sonuçlarının değerlendirilmesi için belirlilik (determinasyon) katsayısı ve düzeltmiş belirlilik katsayısı kullanılmıştır.



5. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

5.1. Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımına Su Muhtevasının Etkisi

Zeminlerin su muhtevalarının serbest basınç dayanımlarına etkisini belirlemek amacıyla farklı su muhtevalarında hazırlanan zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetleri belirlenmiş ve su muhtevasının değişimiyle meydana gelen mukavemet değişimleri grafikler halinde sunulmuştur. Serbest basınç mukavemetindeki değişimleri gösterebilmek amacıyla incelenen gruba ait en büyük serbest basınç q_{max} olarak adlandırılmış ve farklı durumlarda elde edilmiş her bir serbest basınç mukavemeti bu değere oranlanarak 0 ile 1 arasında q/q_{max} değerleri elde edilmiştir. Bu değer aynı zamanda incelenen grup içerisinde farklı durumlara ait serbest basınç değişim oranını belirlemekte yardımcı olmaktadır.

5.1.1. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımına su muhtevasının etkisi

Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin su muhtevası ve serbest basınç dayanımı arasındaki ilişkiyi belirleyebilmek amacıyla dinamik olarak hazırlanan Burdur kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.1' de, İstanbul kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.2' de, Mavi kil numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.3' te, Aliğa kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.4' te, Eşen kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.5' te, tüm zemin numunelerine ait likitlik indisi- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.6' da, İstanbul kili-Eşen kili numunelerine ait likitlik indisi- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.7' de ve Burdur kili-Mavi kil-Aliğa kili numunelerine ait likitlik indisi- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.8' de sunulmuştur.

Aşağıdaki grafikler (Şekil 5.1-Şekil 5.5) incelendiğinde dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zeminlerin serbest basınç dayanımının su muhtevasının artması ile azaldığı görülmektedir. Herbir zeminin numunelerinin su muhtevası

– serbest basınç dayanımı ilişkisi lineer, polinom, logaritmik, üs ve üstel olarak incelenmiş –negatif değerlerin olduğu durumlarda logaritmik ve üs ilişkiler incelenememiştir- diğerlerine göre en yüksek R² değerini verdiği için bu ilişkinin üstel olarak ifade edilmesinin uygun olacağı düşünülmüştür. Bu ilişki genel olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilir(Denklem 5.1)

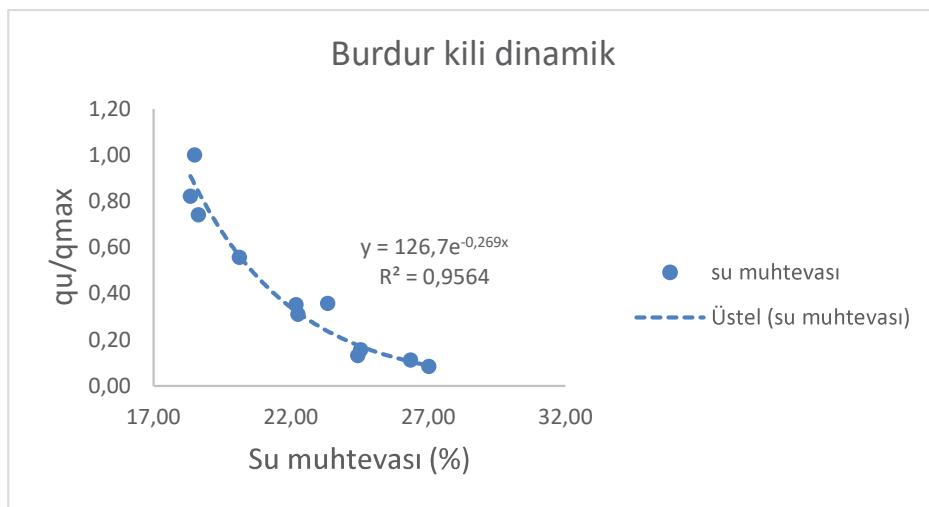
$$y = a * e^{-b \cdot x} \quad (5.1)$$

y : Serbest basınç dayanımı

x : Su muhtevası

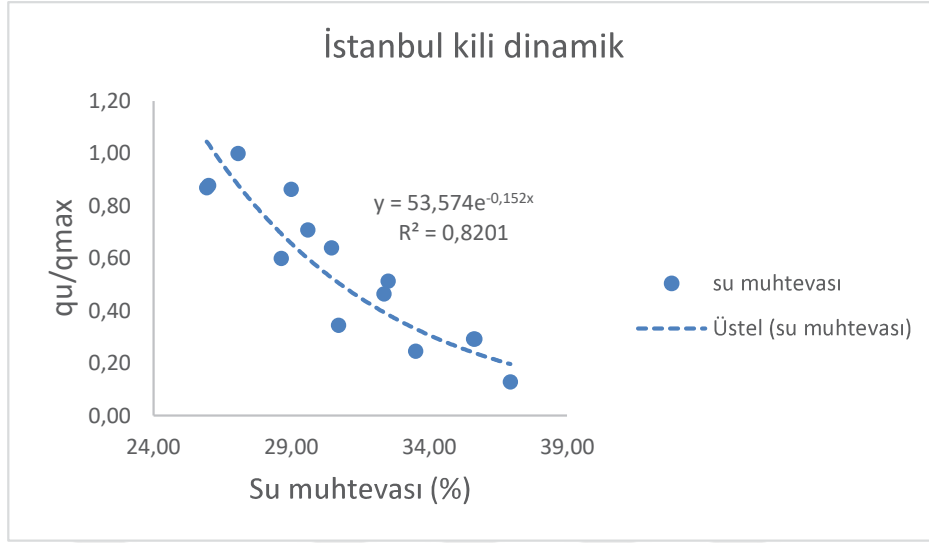
a , b : Her zemin için değişen sabit sayılar

Ayrıca Burdur kili numuneleri su muhtevası %18' den % 27' lere geldiğinde serbest basınç dayanımı %90 azalma göstermiş(Şekil 5.1), İstanbul kili numuneleri su muhtevası %25' den %38' lere geldiğinde serbest basınç dayanımı %90 azalma göstermiş(Şekil 5.2), Mavi kil numuneleri su muhtevası %16' dan %38' lere geldiğinde serbest basınç dayanımı %80 azalma göstermiş(Şekil 5.3), Aliğa kili numuneleri su muhtevası %26' dan %46' lara geldiğinde serbest basınç dayanımı %65 azalma göstermiş(Şekil 5.4) ve Eşen kili numuneleri su muhtevası %30' dan %47' lere geldiğinde serbest basınç dayanımı %80 azalma göstermiştir(Şekil 5.5). Burdur kilinin dinamik numuneleri için $q_{umax}=256,31$ kPa'dır(Şekil 5.1).



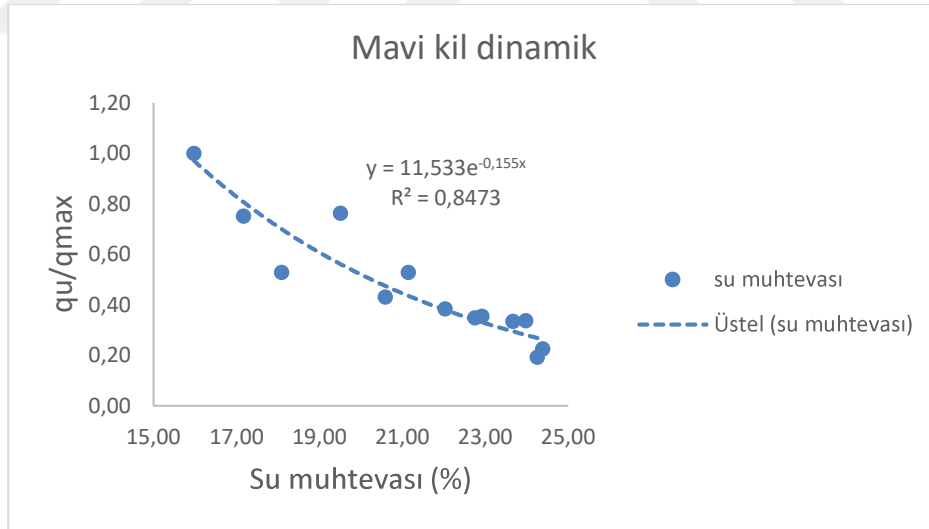
Şekil 5.1. Dinamik olarak sıkıştırılmış Burdur kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{umax} ilişkisi

İstanbul kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=289,27$ kPa'dır(Şekil 5.2).



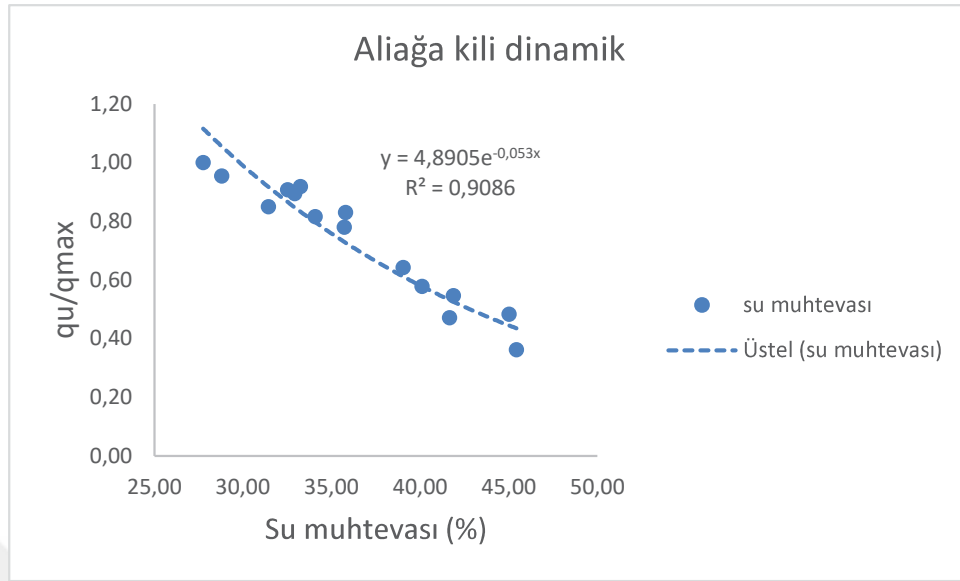
Şekil 5.2. Dinamik olarak sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{max} ilişkisi

Mavi kilin dinamik numuneleri için $q_{max}=492,37$ kPa'dır (Şekil 5.3).



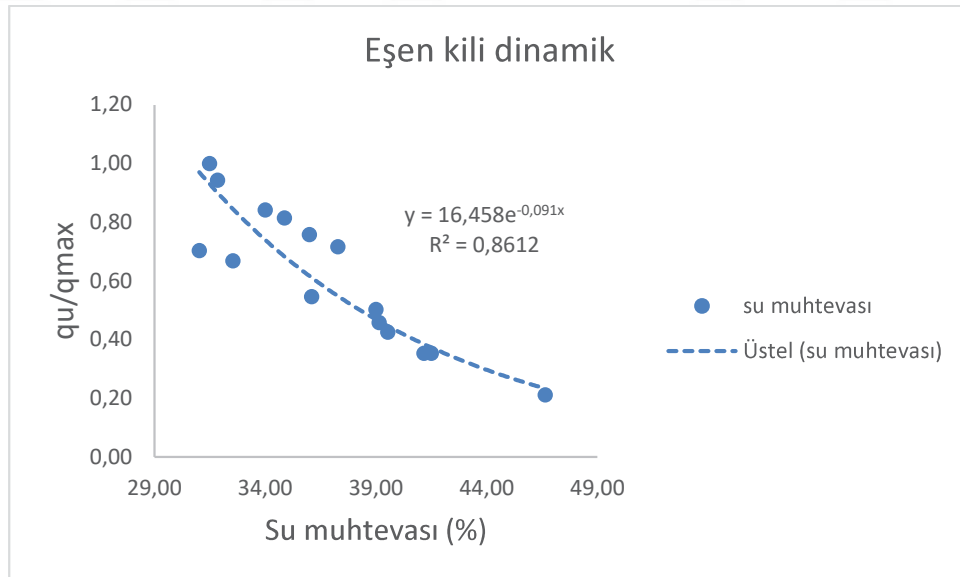
Şekil 5.3. Dinamik olarak sıkıştırılmış Mavi kil numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{max} ilişkisi

Aliğa kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=288,29$ kPa'dır(Şekil 5.4).



Şekil 5.4. Dinamik olarak sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{max} ilişkisi

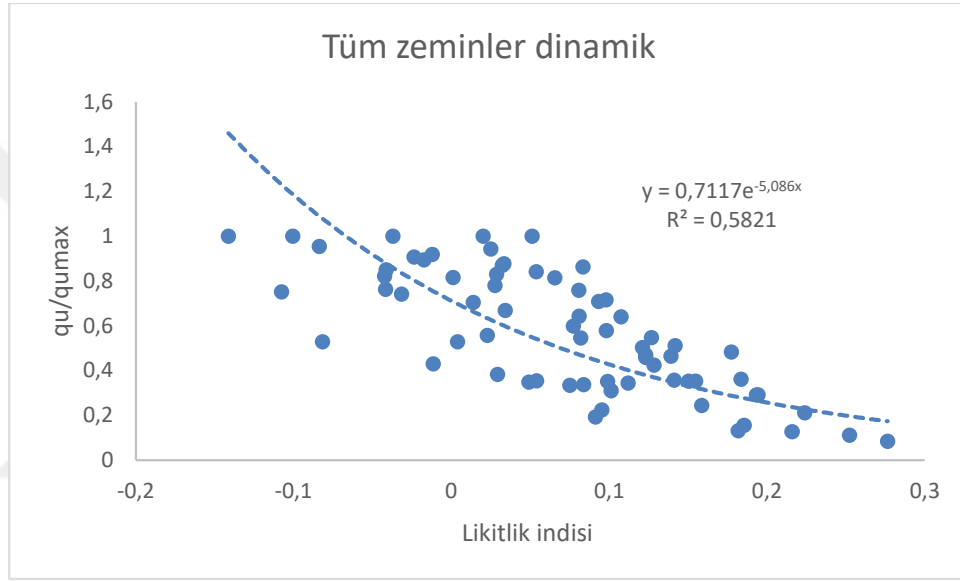
Eşen kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=395,31$ kPa'dır (Şekil 5.5).



Şekil 5.5. Dinamik olarak sıkıştırılmış Eşen kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{max} ilişkisi

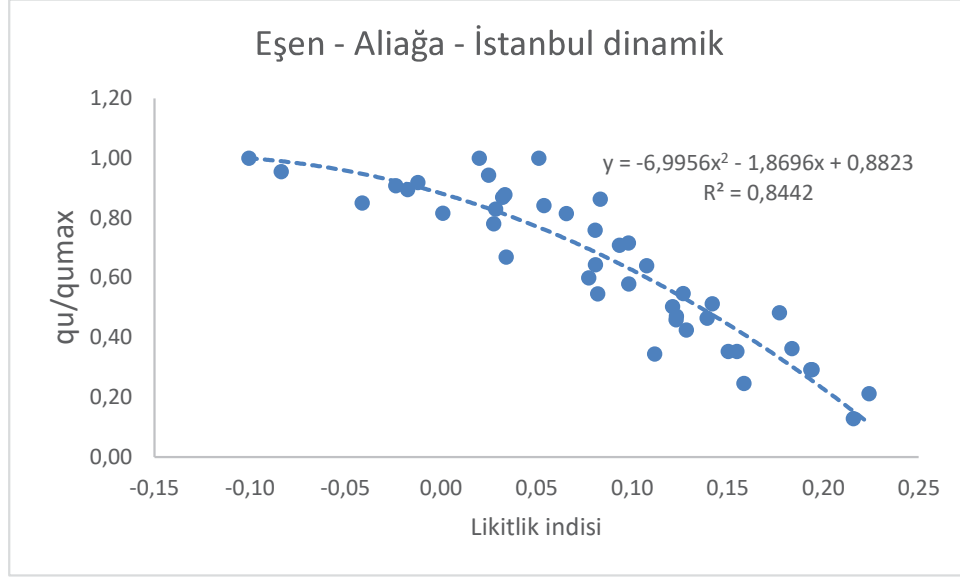
Sadece bir zemin numunesinin su muhtevası – serbest basınç dayanımı ve likitlik limiti-serbest basınç dayanımı ilişki ayrı olarak incelenmiş ve her iki

durum için de elde edilen denklemlerin ve R^2 değeri aynı çıkmış bu yüzden bunlarda su muhtevası kullanılmıştır(Şekil 5.1-Şekil 5.5). Ancak birden fazla zemin numunesinin aynı anda incelenmesi için su muhtevası kullanıldığında aralarında herhangi bir ilişki tanımlanamamış ve bu yüzden birden fazla numunenin birlikte değerlendirildiği durumlarda likitlik indisi ile serbest basınç dayanımı arasındaki ilişki incelenmiş ve elde edilen ilişkiler makul seviyelere gelmiştir. Bu durum su muhtevası – serbest basınç dayanımı ilişkisini kıvamın da etkilediğini göstermektedir.

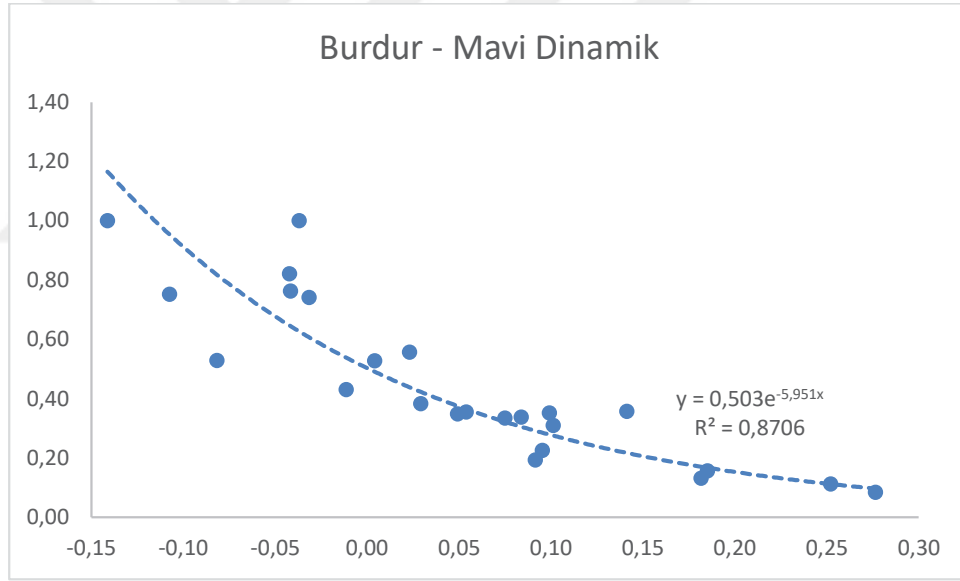


Şekil 5.6. Dinamik olarak sıkıştırılmış tüm zemin numunelerinin likitlik indisi – $q_u/q_{u_{max}}$ ilişkisi

Dinamik olarak sıkıştırılarak elde edilmiş tüm zemin numuneleri birlikte değerlendirildiğinde aradaki ilişki üstel olarak en iyi tanımlanabilmiş ancak R^2 değeri 0,58 ' e düşmüştür(Şekil 5.6). Bunun sebebinin plastisite indisinin etkili bir parametre olabileceği düşünülmüş ve plastisite indisi yüksek olan Eşen-Aliğa- İstanbul killeri birlikte (Şekil 5.7), plastisite indisleri düşük olan Mavi kil ve Burdur kili birlikte incelenmiştir(Şekil 5.8). Sonuçlar plastisite indisinin su muhtevası-serbest basınç ilişkisinde etkili bir parametre olduğunu doğrulamış ve R^2 değerleri sırasıyla 0,84, 0,87 elde edilmiştir.



Şekil 5.7. Dinamik olarak sıkıştırılmış Eşen kili, Aliğa kili ve İstanbul kili numunelerinin likitlik indisi – q_u/q_{umax} ilişkisi



Şekil 5.8. Dinamik olarak sıkıştırılmış Burdur kili ve Mavi kil numunelerinin likitlik indisi – q_u/q_{umax} ilişkisi

Grafiklerden görüldüğü gibi (Şekil 5.1-Şekil 5.8) dinamik olarak hazırlanan zemin numuneleri için su muhtevasının artması ile serbest basınç dayanımının azaldığı bunun sebeplerinin suyun sıkışabilirliğinin olmasından dolayı su miktarının artması ile uygulanan sıkıştırma enerjisinin büyük kısmının su tarafından emileceğinden sıkışmanın az oluşu, suyun kaydırıcı etkisi nedeniyle daneler arasında sürtmenin azalması ve su miktarının artması sonucu danelerinin birbirinden uzaklaşması sonucu kohezyon ve fiziksel çekimsel kuvvetlerinin azalması olabileceği tahmin edilmektedir.

Dinamik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin su muhtevası-serbest basınç dayanımı veya likitlik indisi-serbest basınç dayanımı ilişkisi aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.1).

Çizelge 5.1. Dinamik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin su muhtevası-serbest basınç dayanımı veya likitlik indisi-serbest basınç dayanımı ilişkisi

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Denklem y: q_u/q_{umax} x: Su muhtevası(%)	R ²
Burdur kili	Dinamik	$y = 126,7e^{-0,269x}$ x: Su muhtevası(%)	0,9564
İstanbul kili	Dinamik	$y = 53,574e^{-0,152x}$ x: Su muhtevası(%)	0,8201
Mavi kil	Dinamik	$y = 11,533e^{-0,155x}$ x: Su muhtevası(%)	0,8473
Aliağa kili	Dinamik	$y = 4,8905e^{-0,053x}$ x: Su muhtevası(%)	0,9086
Eşen kili	Dinamik	$y = 16,458e^{-0,091x}$ x: Su muhtevası(%)	0,8612
Tüm zeminler	Dinamik	$y = 0,7117e^{-5,086x}$ x: Likitlik indisi	0,5821
İstanbul-Eşen – Aliağa kili	Dinamik	$y = -6,9956x^2 - 1,8696x + 0,8823$ x: Likitlik indisi	0,8442
Burdur kili-Mavi kil	Dinamik	$y = 0,503e^{-5,951x}$ x: Likitlik indisi	0,8706

5.1.2. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımına su muhtevasının etkisi

Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin su muhtevası ve serbest basınç dayanımı arasındaki ilişkiyi belirleyebilmek amacıyla statik olarak hazırlanan Burdur kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil

5.9' da, İstanbul kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.10' da, Mavi kil numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.11' de, Aliğa kili numunelerine ait su muhtevası- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.12' de, tüm zemin numunelerine ait likitlik indisi- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.13' te, Burdur kili-Mavi kil-Aliğa kili numunelerine ait likitlik indisi- q_u/q_{umax} ilişkisi Şekil 5.14' te sunulmuştur.

Aşağıdaki grafikler (Şekil 5.9-Şekil 5.12) incelendiğinde statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zeminlerin serbest basınç dayanımının su muhtevasının artması ile azaldığı ancak İstanbul kili ve Mavi kil numunerli için çok kuru durumda serbest basınç dayanımının su muhtevasının artması ile bir miktar arttığı ve daha sonra düşmeye başladığı görülmektedir(Şekil 5.10, Şekil 5.11). (Malizia, 2016), çalışmasında böyle bir etkiden bahsetmiştir. Herbir zeminin numunelerinin su muhtevası – serbest basınç dayanımı ilişkisi lineer, polinom, logaritmik, üs ve üstel olarak incelenmiş –negatif değerlerin olduğu durumlarda logaritmik ve üs ilişkiler incelenememiştir- diğerlerine göre en yüksek R^2 değerini verdiği için ilişkinin ikinci dereceden polinom olarak ifade edilmesinin uygun olacağı düşünülmüştür(Denklem 5.2).

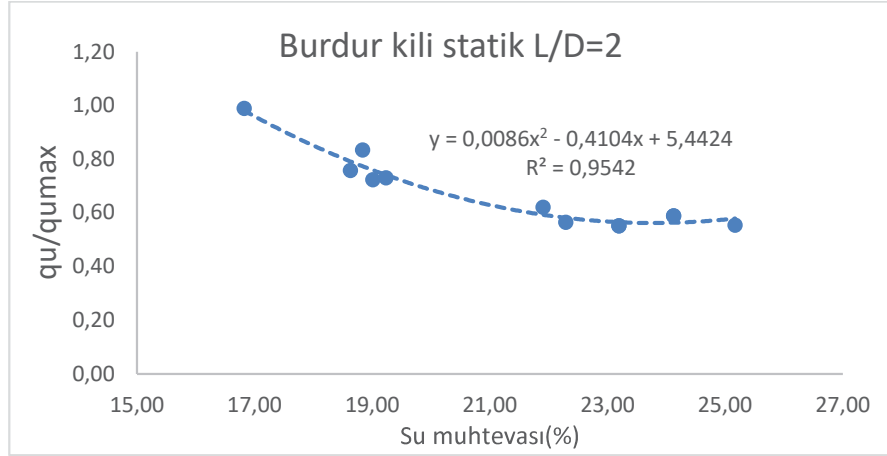
$$y = a * x^2 + b * x + c \quad (5.2)$$

y : Serbest basınç dayanımı

x : Su muhtevası

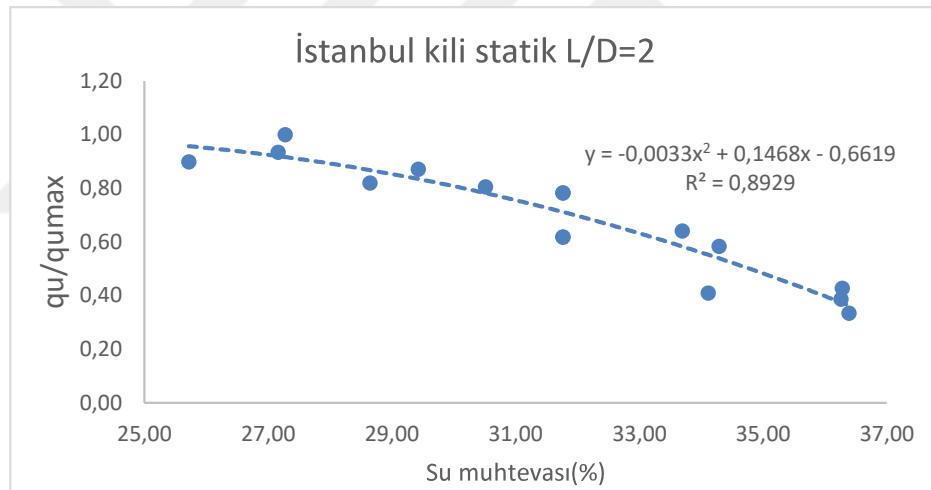
a , b, c : Her zemin için değişen sabit sayılar

Burdur kilinin statik numuneleri için $q_{umax}=276,6$ kPa'dır(Şekil 5.9).



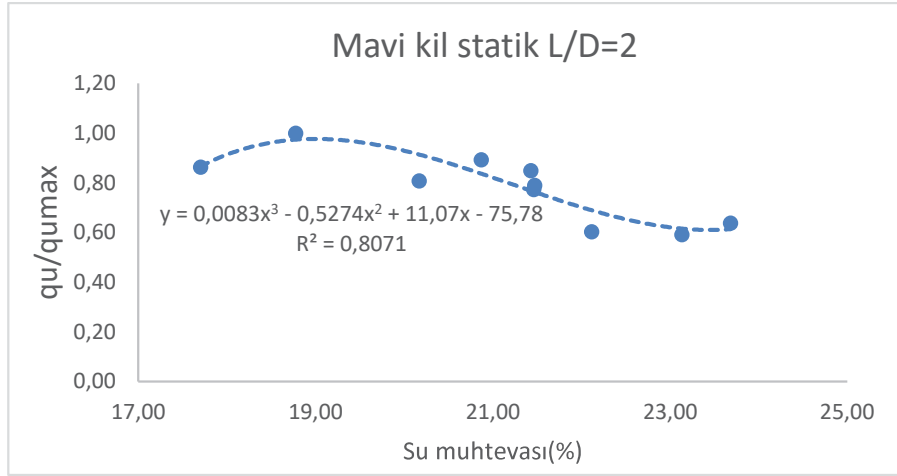
Şekil 5.9. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap=2 oranındaki Burdur kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{umax} ilişkisi

İstanbul kilinin statik numuneleri için $q_{umax}=306,51$ kPa'dır(Şekil 5.10).



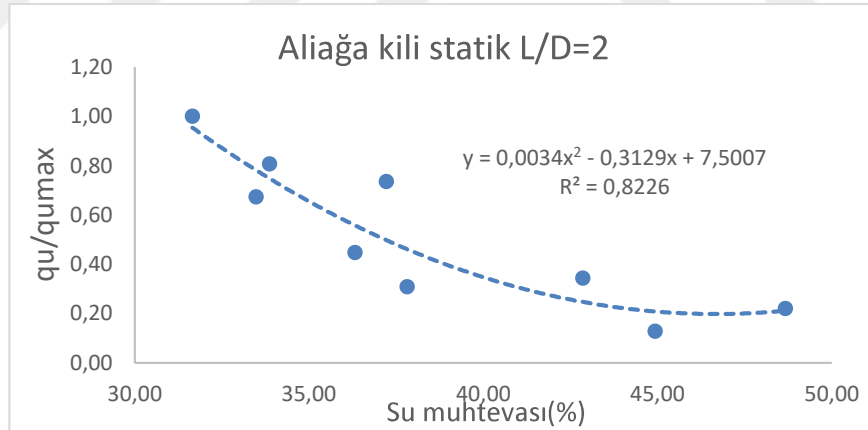
Şekil 5.10. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap=2 oranındaki İstanbul kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{umax} ilişkisi

Mavi kilin statik numuneleri için $q_{max}=276,44$ kPa'dır(Şekil 5.11).



Şekil 5.11. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap=2 oranındaki Mavi kil numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{max} ilişkisi

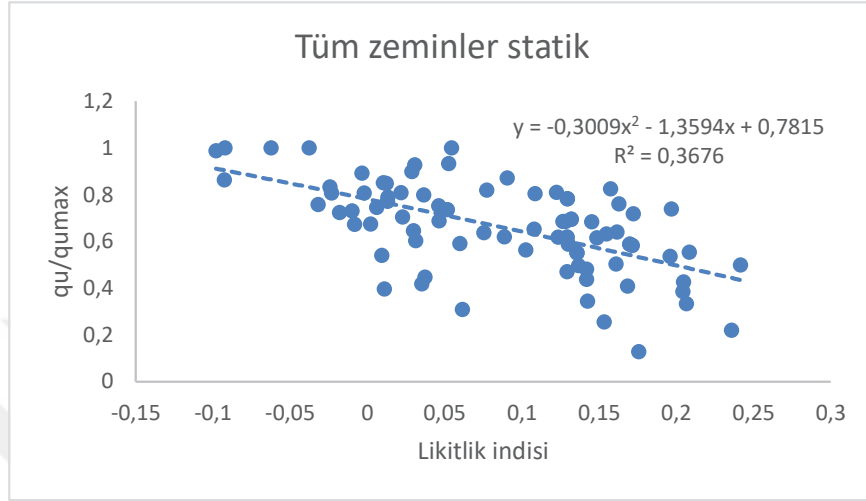
Aliğa kilinin statik numuneleri için $q_{max}=253,81$ kPa'dır(Şekil 5.12).



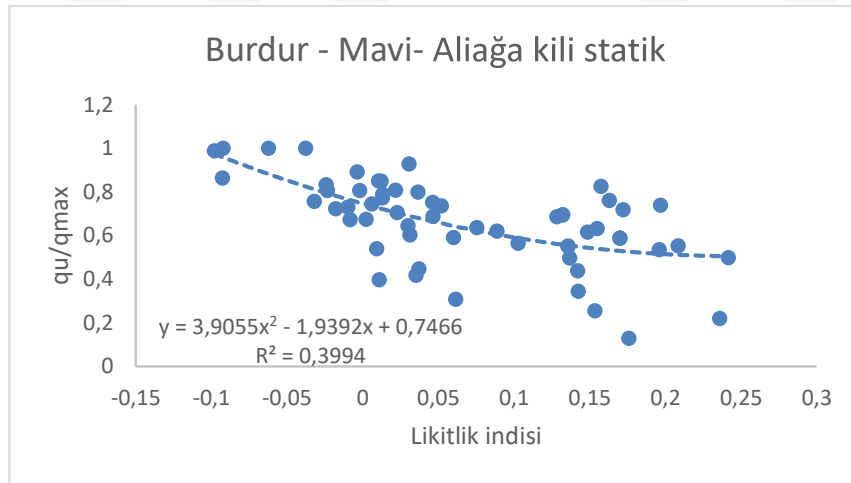
Şekil 5.12. Statik olarak sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerinin su muhtevası – q_u/q_{max} ilişkisi

Sadece bir zemin numunesinin su muhtevası – serbest basınç dayanımı ve likitlik limiti-serbest basınç dayanımı ilişki ayrı olarak incelenmiş ve her iki durum için de elde edilen denklemlerin ve R^2 değeri aynı çıkmış bu yüzden bunlarda su muhtevası kullanılmıştır(Şekil 5.9-Şekil 5.12). Ancak birden fazla zemin numunesinin aynı anda incelenmesi için su muhtevası kullanıldığında

aralarındaki ilişki için R^2 0,35 civarlarında elde edilmiş ve bu yüzden likitlik indisi ile serbest basınç dayanımı arasındaki ilişki de incelenmiş ancak bu durumda da R^2 değeri 0,37' lerce kalmıştır(Şekil 5.13). Burdur kili-Mavi kil – Aliğa kili birlikte incelendiğinde R^2 değeri 0,40 değerini almıştır(Şekil 5.14)



Şekil 5.13. Statik olarak sıkıştırılmış tüm zemin numunelerinin likitlik indisi – q_u/q_{max} ilişkisi



Şekil 5.14. Statik olarak sıkıştırılmış Burdur kili, Mavi kil ve Aliğa kili numunelerinin likitlik indisi – q_u/q_{max} ilişkisi

Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin su muhtevası-serbest basınç dayanımı veya likitlik indisi-serbest basınç dayanımı ilişkisi aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.2)

Çizelge 5.2. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin su muhtevası-serbest basınç dayanımı veya likitlik indisi-serbest basınç dayanımı ilişkisi

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Denklem y: q_u/q_{max}	R ²
Burdur kili	Statik	$y=0,0086x^2 - 0,4104x + 5,4424$ x: Su muhtevası(%)	0,954
İstanbul kili	Statik	$y = -0,0033x^2 + 0,1468x - 0,6619$ x: Su muhtevası(%)	0,89
Mavi kil	Statik	$y = 0,0083x^3 - 0,5274x^2 + 11,07x - 75,78$ x: Su muhtevası(%)	0,80
Aliağa kili	Statik	$y = 0,0034x^2 - 0,3129x + 7,5007$ x: Su muhtevası(%)	0,822
Tüm zeminler	Statik	$y = -0,3009x^2 - 1,3594x + 0,7815$ x: Likitlik indisi	0,367
Burdur-Mavi-Aliağa kili	Statik	$y = 3,9055x^2 - 1,9392x + 0,7466$ x: Likitlik indisi	0,399

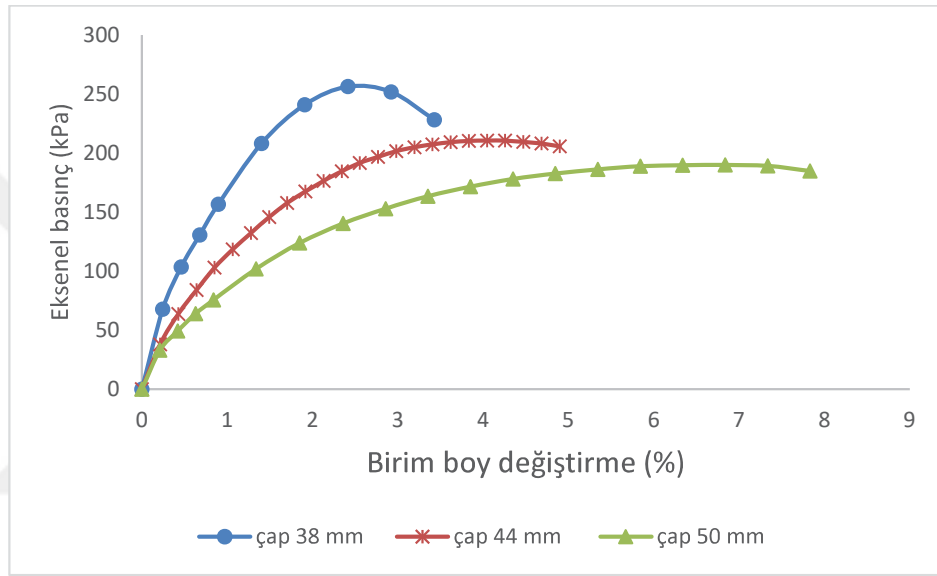
Statik olarak sıkıştırılan numuneler her zemin için ayrı değerlendirildiğinde su muhtevası – serbest basınç ilişkisi başarılı ifade edilebilmiştir ancak tüm zeminler birlikte değerlendirildiğinde bu ilişki matematiksel olarak başarılı şekilde ifade edilememiştir. Statik olarak sıkıştırılarak elde edilen numunelerin serbest basınç dayanımını su muhtevasının etkilediği ancak baskın daha başka parametrelerin de bu davranışa etki ettiği ya da statik hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımı değişiminin dinamik hazırlanan numunelere göre daha karmaşık bir yapıya sahip olduğu düşünülmektedir.

5.2. Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımına Numune Çapının Etkisi

Zeminlerin numune çaplarının serbest basınç dayanımlarına etkisini belirlemek amacıyla farklı çaplarda ve su muhtevalarında hazırlanan zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetleri serbest basınç deneyleri ile belirlenmiş ve deneylerde elde edilen birim boy kısalması-eksenel gerilme eğrileri sunulmuştur.

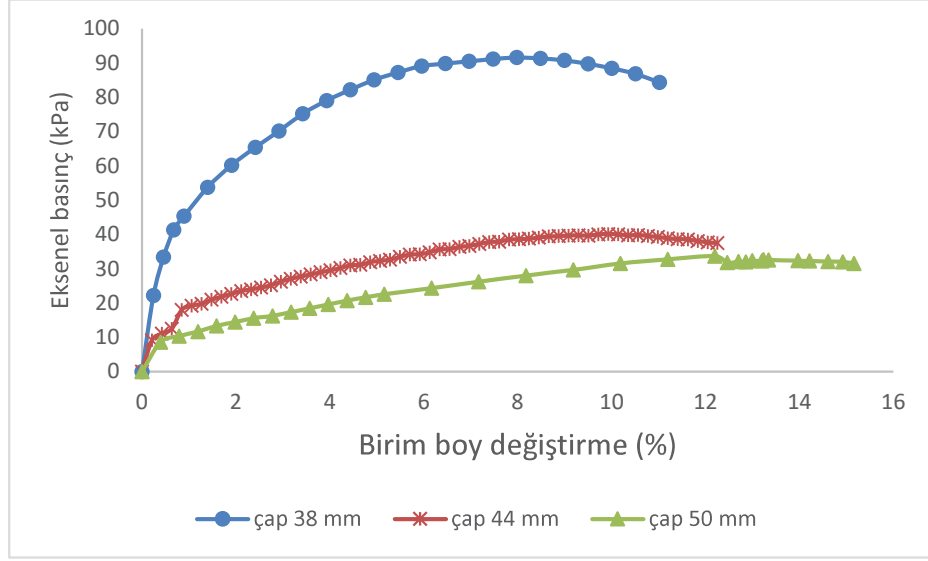
5.2.1. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan farklı su muhtevsındaki zemin numunelerinin serbest basınç deney eğrileri

Dinamik olarak hazırlanan farklı su muhtevalarında ve farklı çaplarda hazırlanan numunelere ait serbest basınç deney eğrileri Burdur kili numuneleri için (Şekil 5.15-5.18)' de, İstanbul kili numuneleri için (Şekil 5.19-5.21)' de, Eşen kili için (Şekil 5.22-5.24)' te, Mavi lik için (Şekil 5.25-5.27)'de ve Aliğa kili için (Şekil 5.28-5.31)' de gösterildiği gibidir.

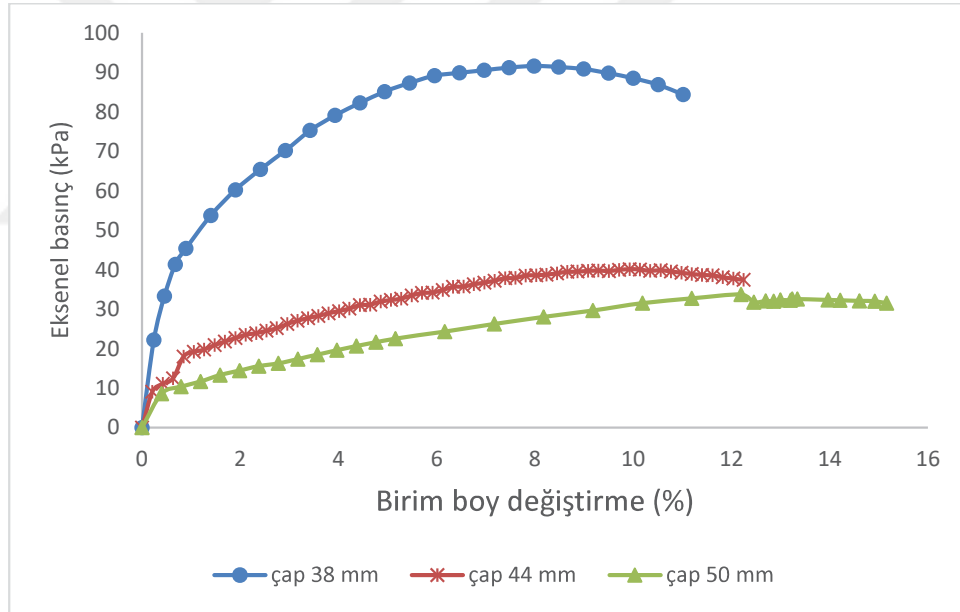


Şekil 5.15. Dinamik olarak %19 su muhtevsında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

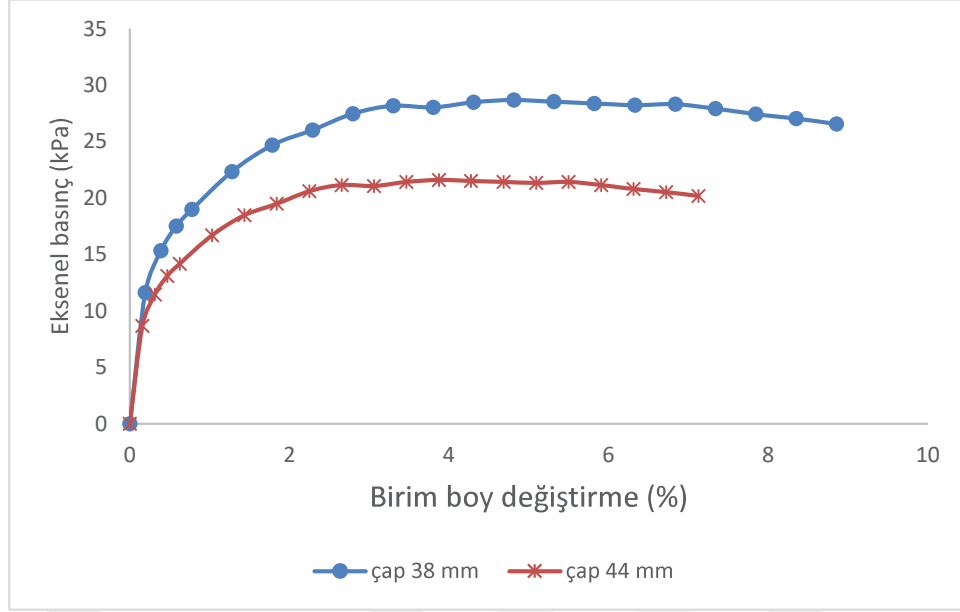
Optimum su muhtevasını aşan ıslak su muhtevalarında tüm numuneler sünek davranmakta, su muhtevasının optimum su muhtevasının altında olduğu durumlarda özellikle de plastik limitin altında 38 mm çapındaki numune gevrek kırılma gösterirken numune çapının artması ile sünekliğin arttığı gözlenmektedir(Şekil 5.15,5.19).



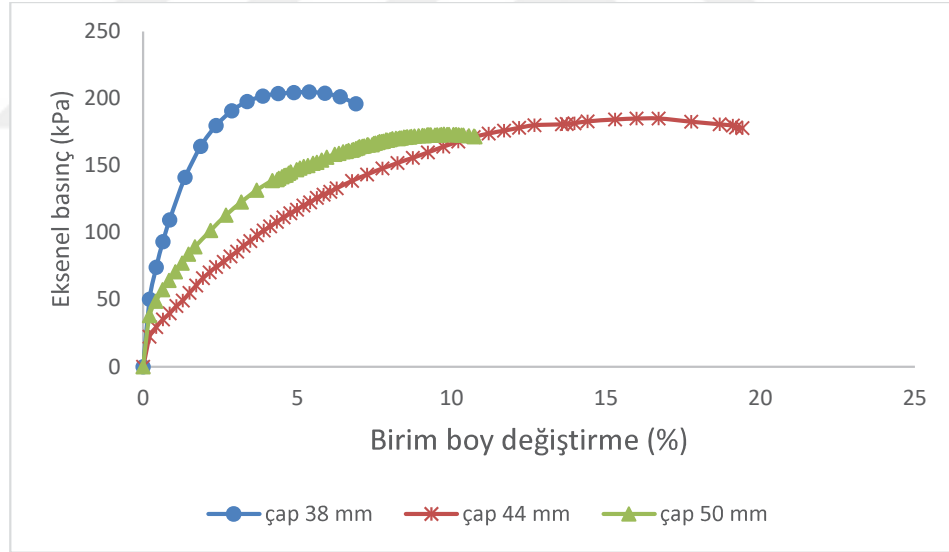
Şekil 5.16. Dinamik olarak %24 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



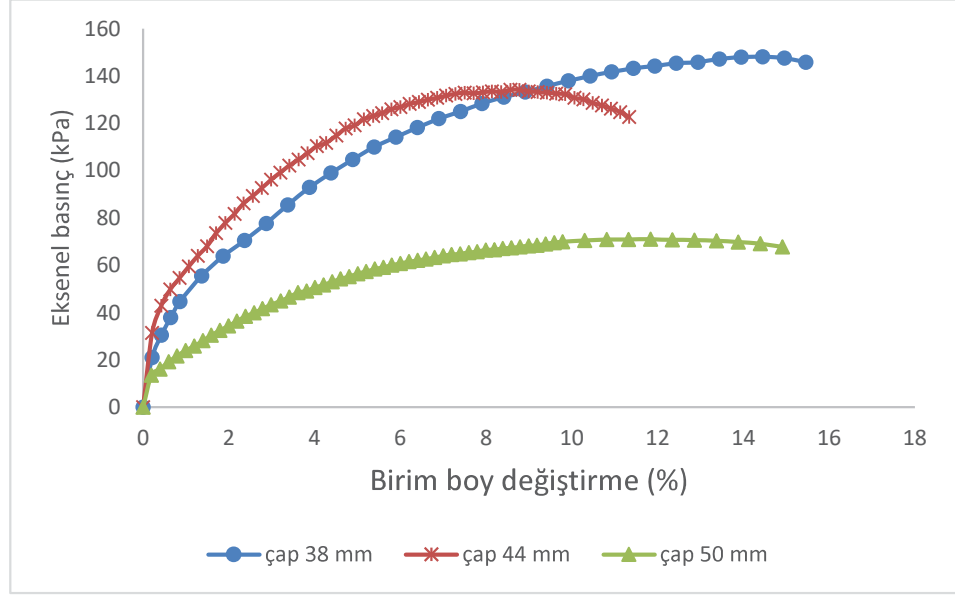
Şekil 5.17. Dinamik olarak %25 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



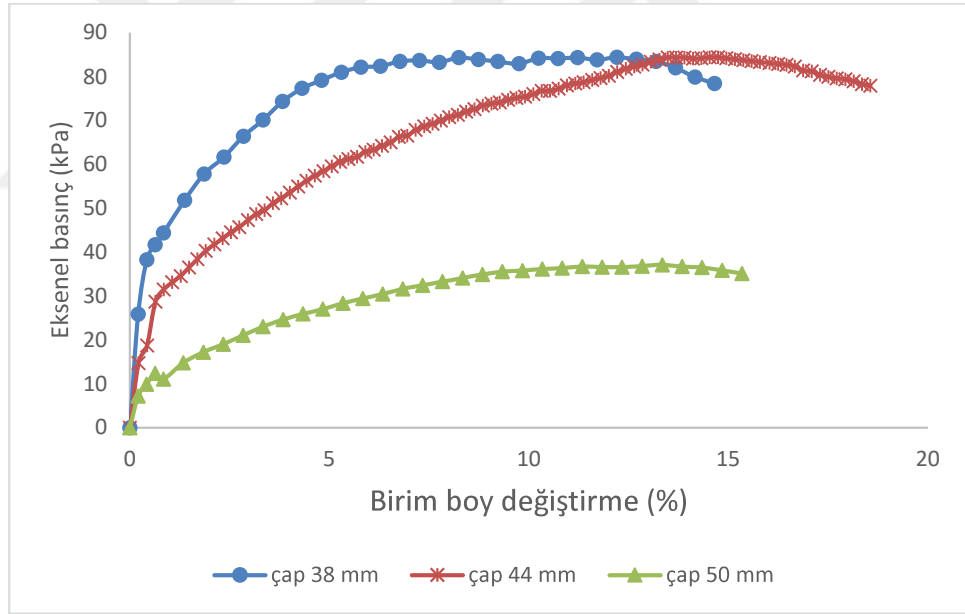
Şekil 5.18. Dinamik olarak %27 su muhtevasında sıkıştırılmış Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



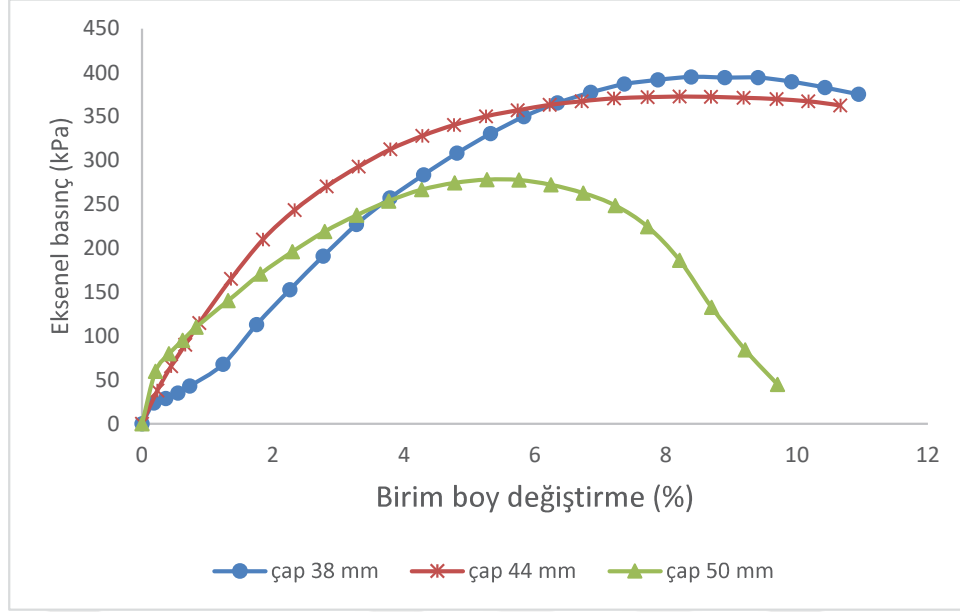
Şekil 5.19. Dinamik olarak %30 su muhtevasında sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



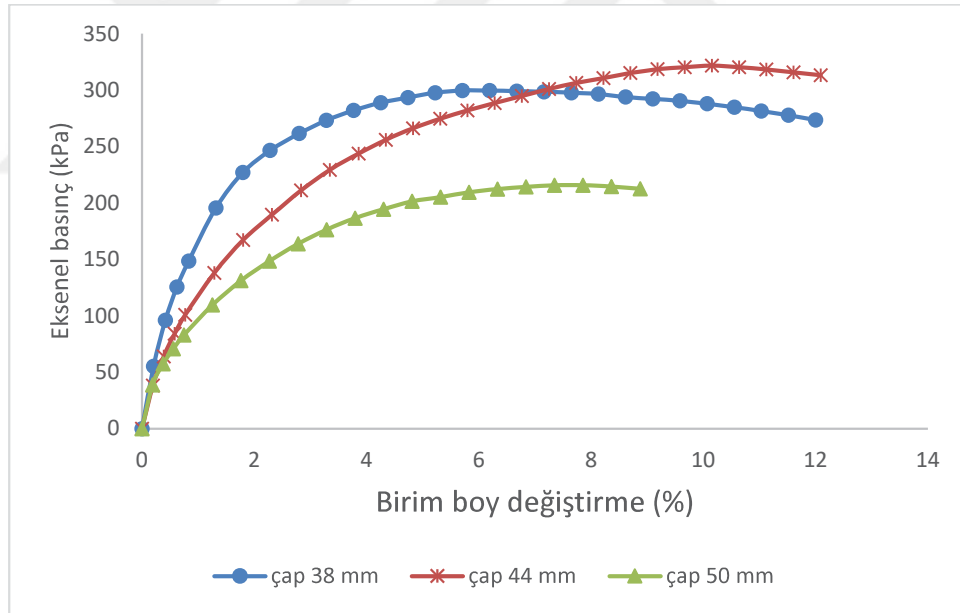
Şekil 5.20. Dinamik olarak %33 su muhtevasında sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



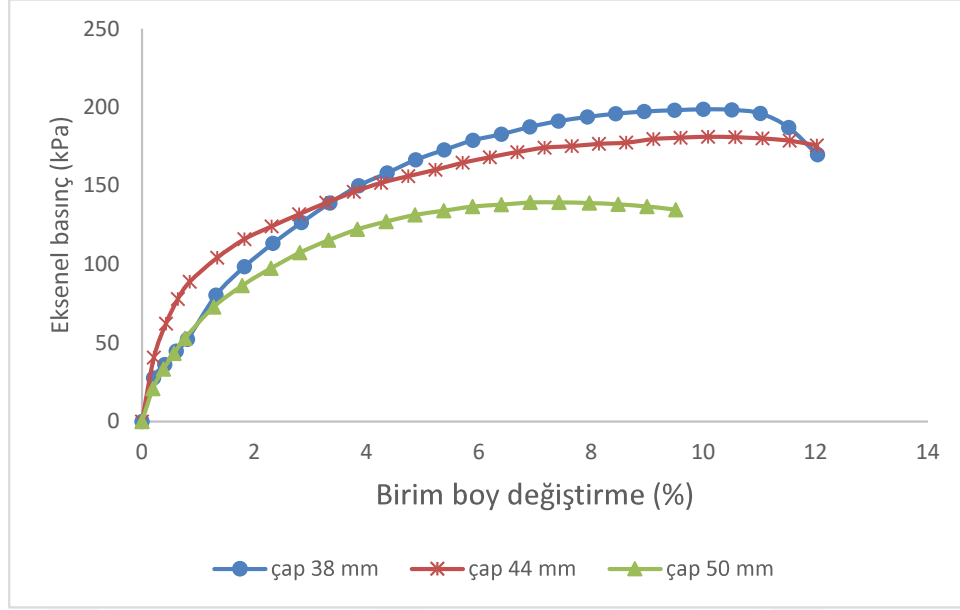
Şekil 5.21. Dinamik olarak %36 su muhtevasında sıkıştırılmış İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



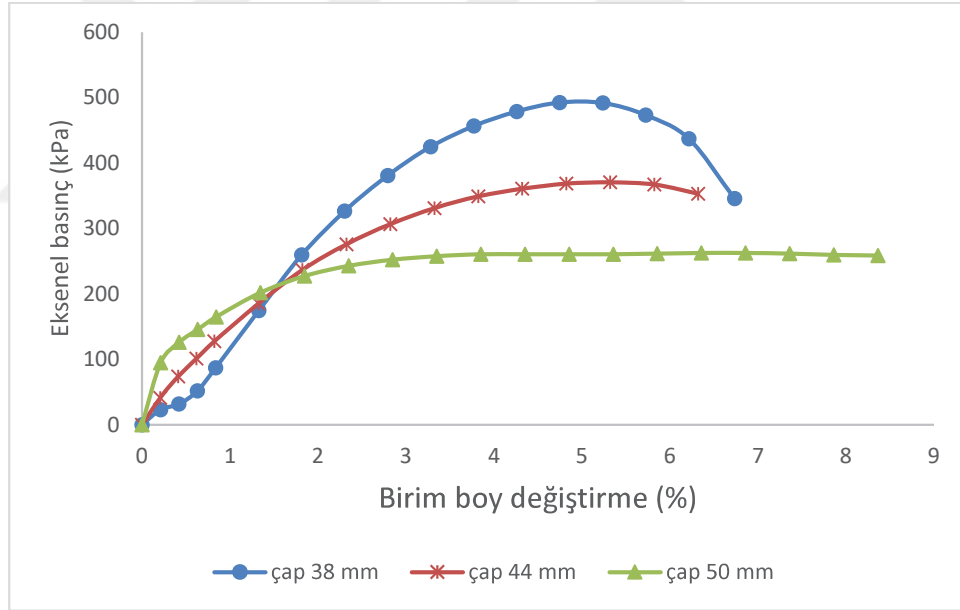
Şekil 5.22. Dinamik olarak %32 su muhtevasında sıkıştırılmış Eşen kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



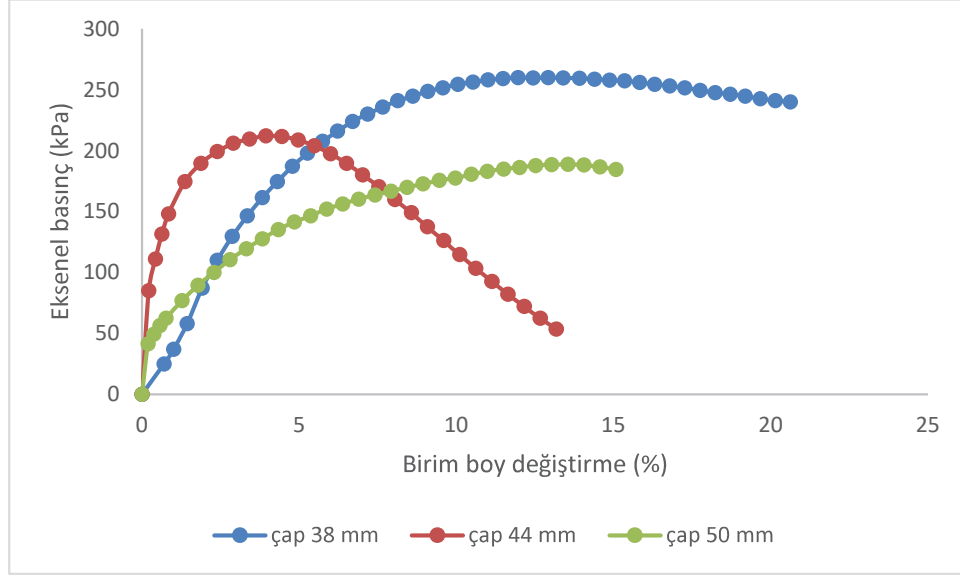
Şekil 5.23. Dinamik olarak %36 su muhtevasında sıkıştırılmış Eşen kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



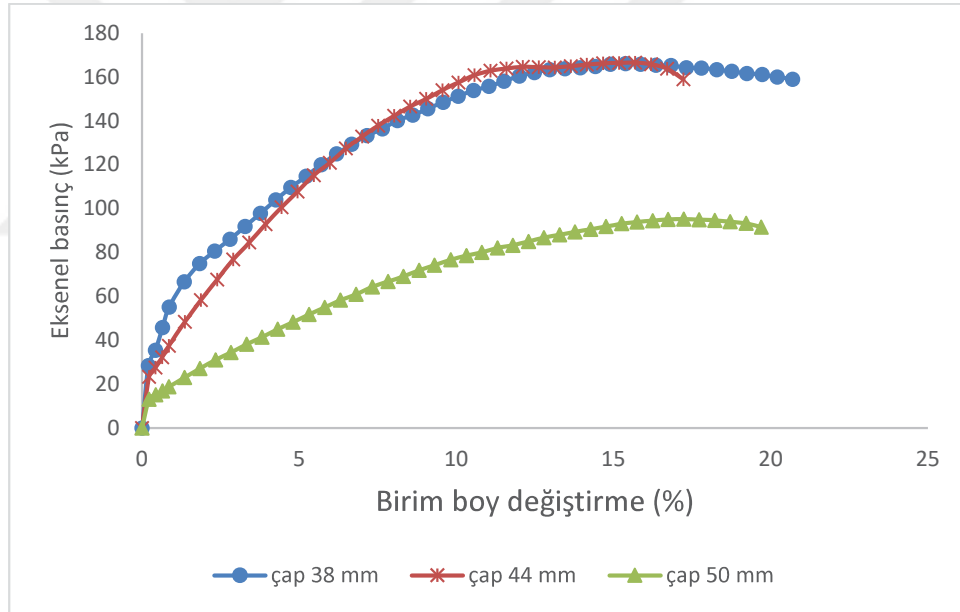
Şekil 5.24. Dinamik olarak %40 su muhtevasında sıkıştırılmış Eşen kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



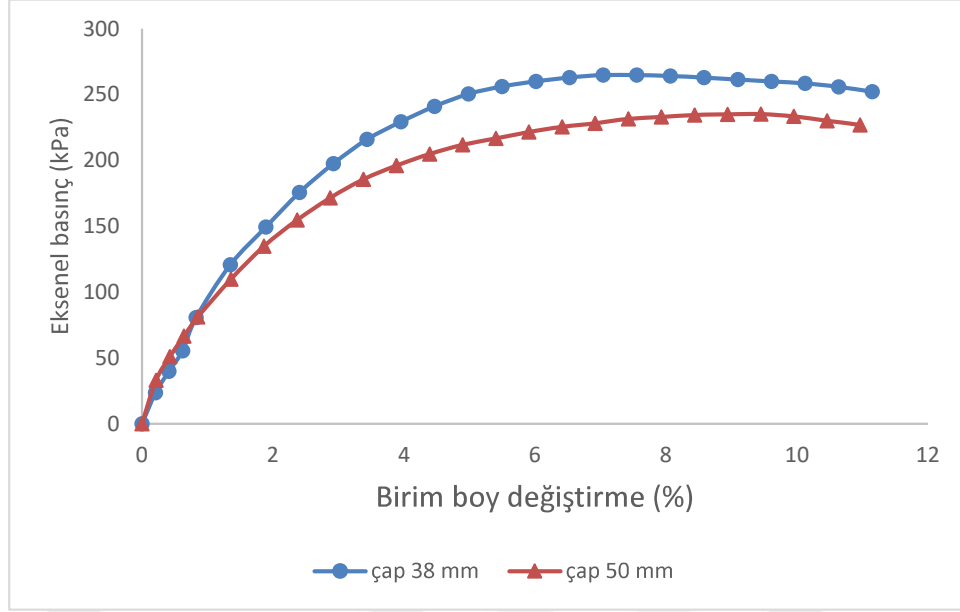
Şekil 5.25. Dinamik olarak %17 su muhtevasında sıkıştırılmış Mavi kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



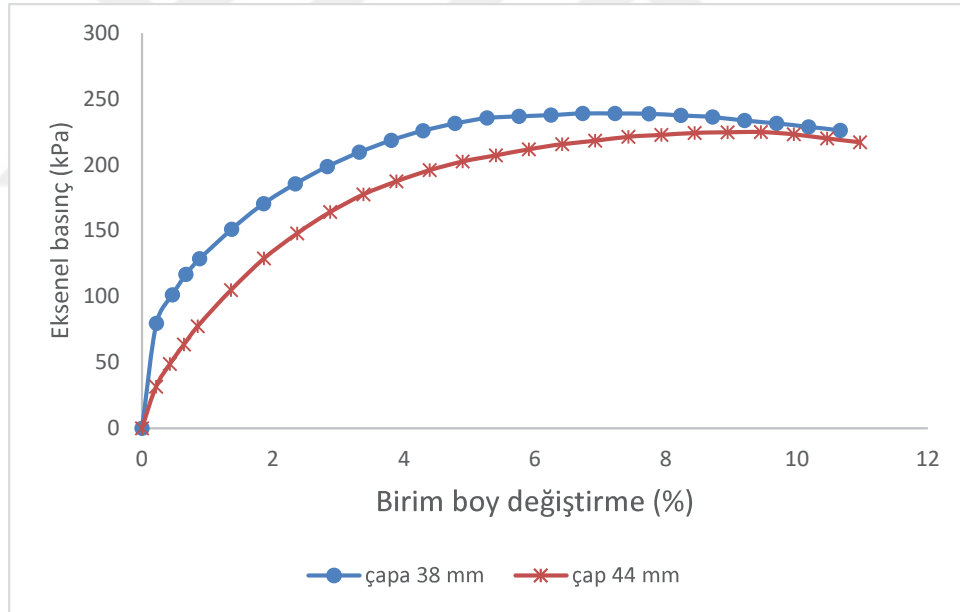
Şekil 5.26. Dinamik olarak %21 su muhtevasında sıkıştırılmış Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



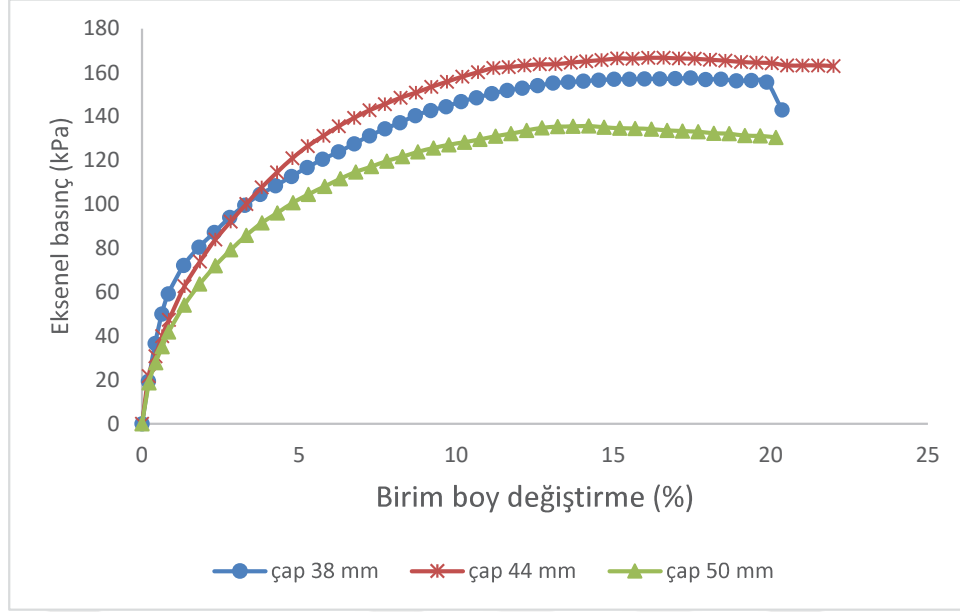
Şekil 5.27. Dinamik olarak %24 su muhtevasında sıkıştırılmış Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



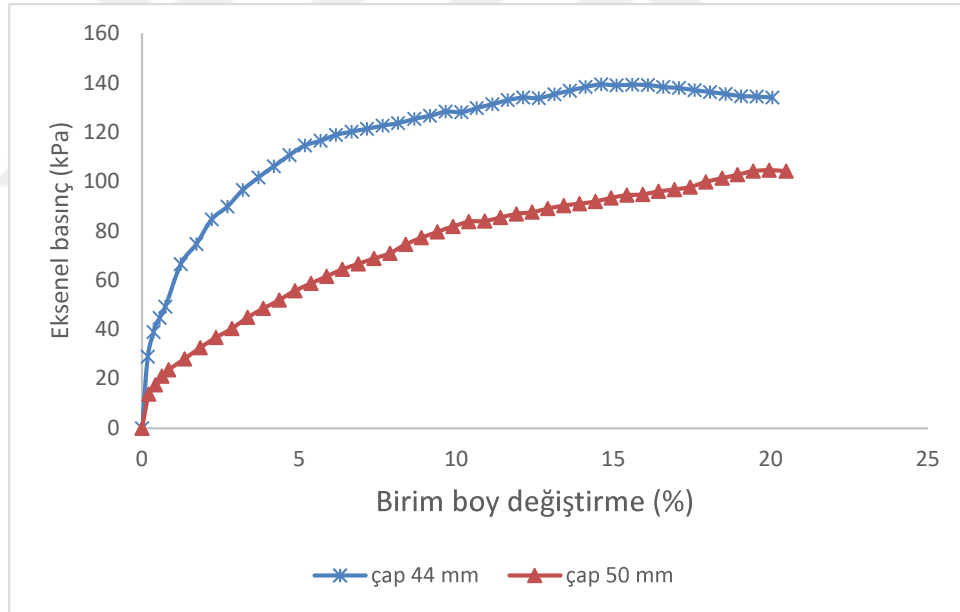
Şekil 5.28. Dinamik olarak %33 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



Şekil 5.29. Dinamik olarak %36 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



Şekil 5.30. Dinamik olarak %41 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



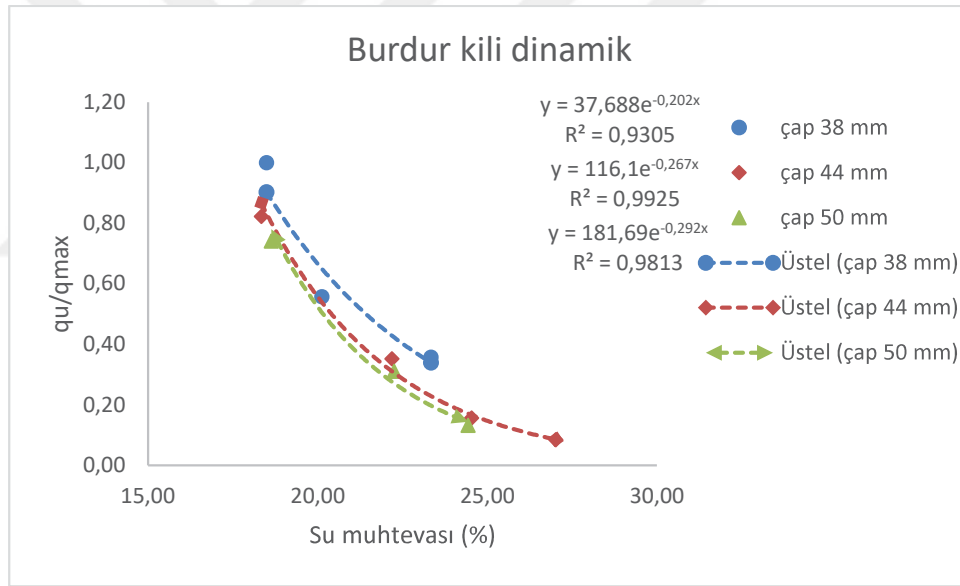
Şekil 5.31. Dinamik olarak %45 su muhtevasında sıkıştırılmış Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

5.2.2. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zemin numunelerinin çaplarının serbest basınç dayanımlarına etkisi

Dinamik olarak hazırlanan farklı su muhtevalarında ve farklı çaplarda hazırlanan kil numunelerinin serbest basınç mukavemetlerindeki değişimlere

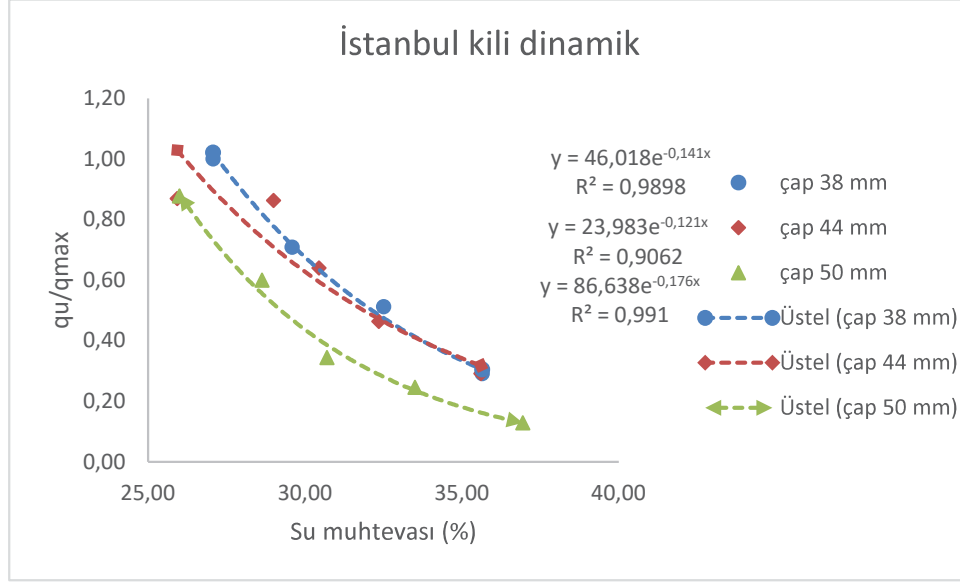
numune çapının farklı su muhtevalarında etkisini gösteren grafikler aşağıdaki gibidir(şekil 5.32-5.37). Serbest basınç mukavemetindeki değişimleri gösterebilmek amacıyla incelenen gruba ait en büyük serbest basınç q_{max} olarak adlandırılmış ve farklı durumlarda elde edilmiş her bir serbest basınç mukavemeti bu değere oranlanarak 0 ile 1 arasında q/q_{max} değerleri elde edilmiştir. Bu değer aynı zamanda incelenen grub içerisinde farklı durumlara ait serbest basınç değişim oranını belirlemekte yardımcı olmaktadır.

Burdur kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=256,31$ kPa'dır. Dinamik olarak hazırlanan Burdur kiline ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre su muhtevası % 24 civarlarında % 50' ye yakın azalma göstermiştir (şekil 5.32).



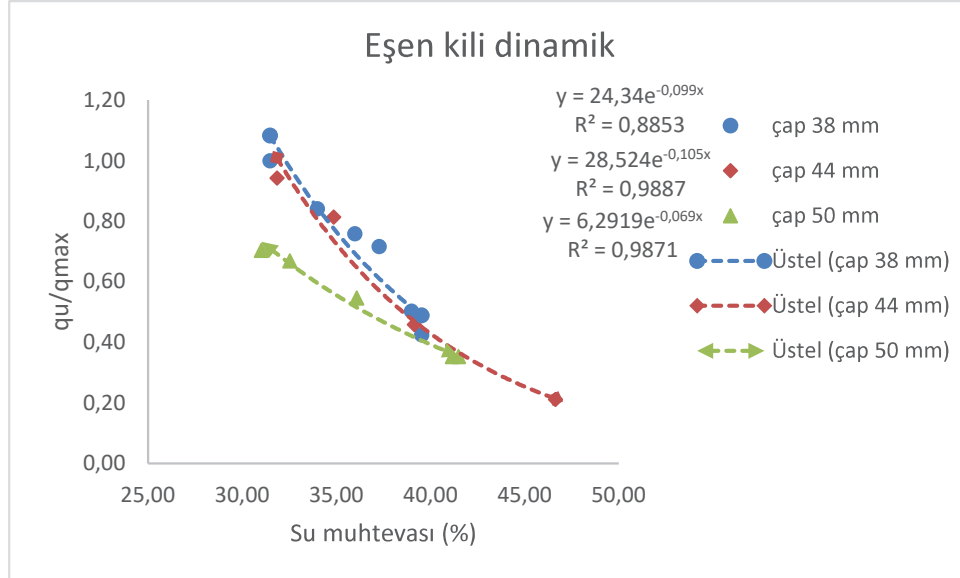
şekil 5.32. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Burdur kili numunelerinin su muhtevası- q_u/q_{max} ilişkisi

İstanbul kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=289,27$ kPa'dır. Dinamik olarak hazırlanan İstanbul kiline ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre su muhtevası % 27 civarlarında % 25'e yakın azalma göstermiştir (şekil 5.33).



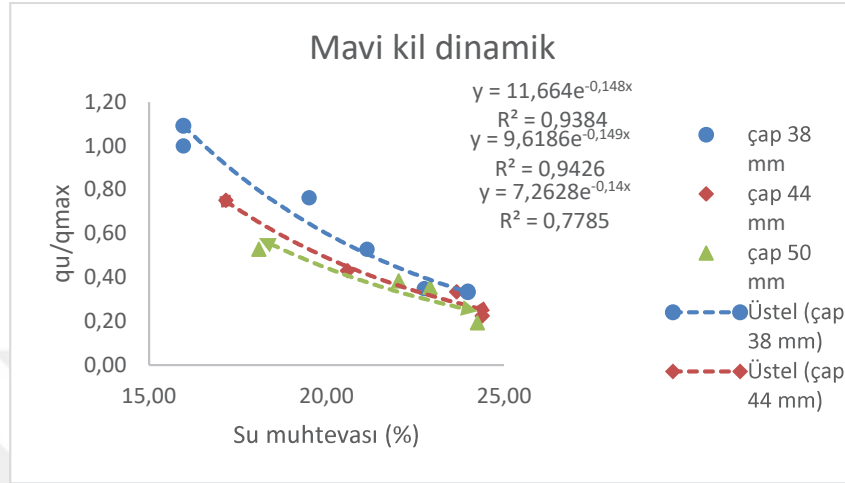
Şekil 5.33. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki İstanbul kili numunelerinin su muhtevası- q_u/q_{max} ilişkisi

Eşen kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=395,31$ kPa'dır. Dinamik olarak hazırlanan Eşen kiline ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre su muhtevası % 31 civarlarında % 30' a yakın azalma göstermiştir (Şekil 5.34).



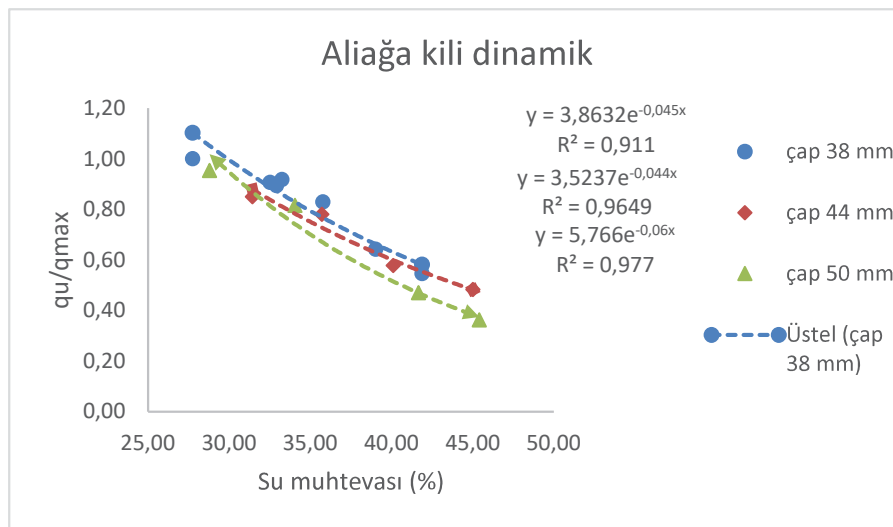
Şekil 5.34. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Eşen kili numunelerinin su muhtevası- q_u/q_{max} ilişkisi

Mavi kilin dinamik numuneleri için $q_{max}=492,37$ kPa'dır. Dinamik olarak hazırlanan Mavi kile ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre su muhtevası % 16 civarlarında % 25' e yakın azalma göstermiştir (Şekil 5.35).

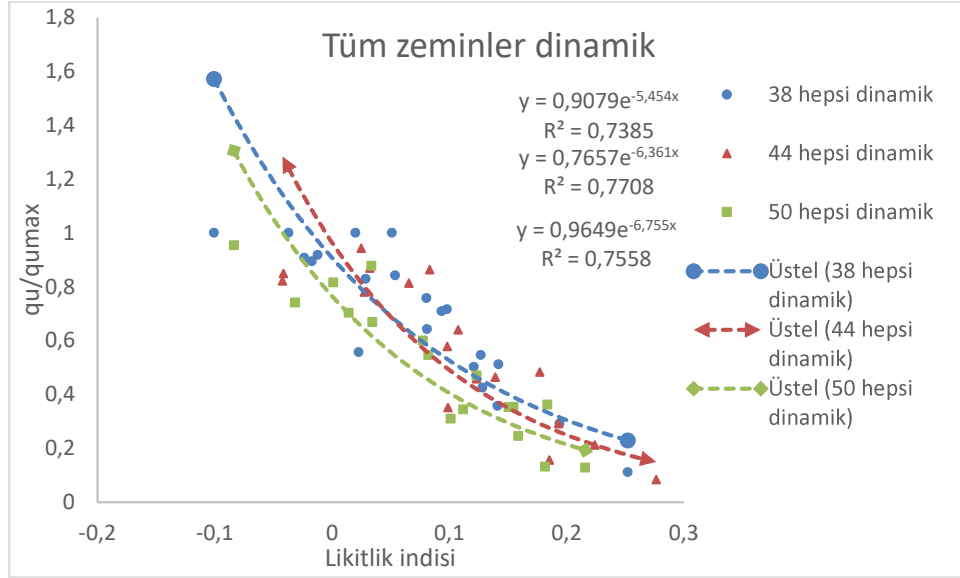


Şekil 5.35. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Mavi kil numunelerinin su muhtevası- q_u/q_{max} ilişkisi

Aliğa kilinin dinamik numuneleri için $q_{max}=288,29$ kPa'dır. Dinamik olarak hazırlanan Aliğa kiline ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre su muhtevası % 16 civarlarında % 25' e yakın azalma göstermiştir (Şekil 5.36).



Şekil 5.36. Dinamik olarak sıkıştırılmış farklı çaptaki Aliğa kili numunelerinin su muhtevası- q_u/q_{max} ilişkisi



Şekil 5.37. Dinamik olarak sıkıştırılmış tüm zemin numunelerinin farklı çaplar için likitlik indisi – q_u/q_{umax} ilişkisi

Dinamik olarak sıkıştırılan zemin numunelerinin çaplarının artması ile serbest basınç dayanımlarının azaldığı görülmüştür. Serbest basınç dayanımında meydana gelen azalmalar incelendiğinde ortalama %25-30 civarında olduğu, Burdur kilinde ise bu azalmanın %50 ye ulaştığı görülmüştür(Çizelge 5.3).Dinamik olarak sıkıştırılmış 50 mm çapındaki zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında 38 mm çapındaki numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma miktarları aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.3).

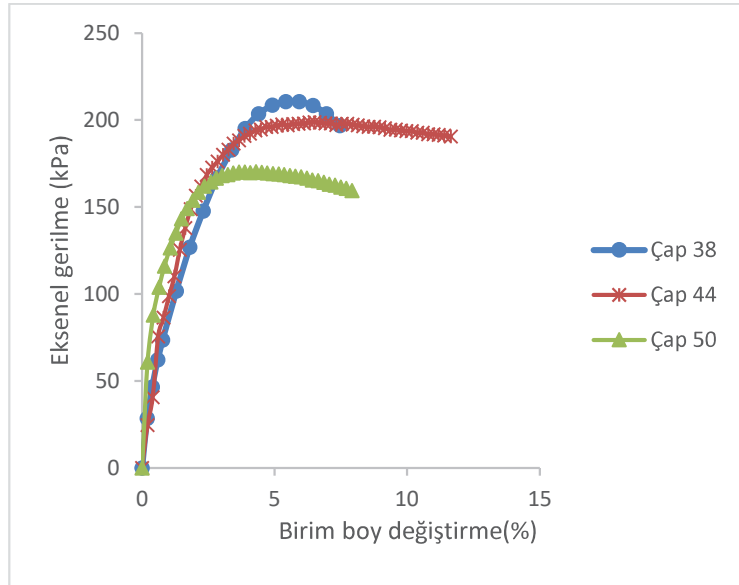
Çizelge 5.3. Dinamik olarak sıkıştırılmış 50 mm çapındaki zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında 38 mm çapındaki numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma oranları

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Serbest basınç dayanımındaki azalma (%)
Burdur kili	Dinamik	50
İstanbul kili	Dinamik	25
Eşen kili	Dinamik	30
Mavi kil	Dinamik	25
Aliağa kili	Dinamik	25

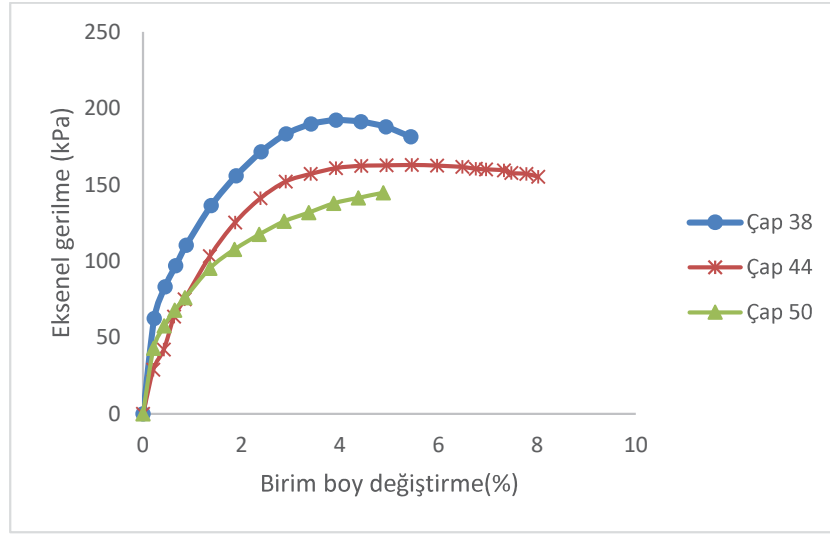
5.2.3. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip zemin numunelerinin farklı çaplar için serbest basınç deney eğrileri

Statik olarak sıkıştırılarak farklı su muhtevalarında ve farklı boy/çap oranlarında hazırlanan numunelere ait serbest basınç deney eğrileri Burdur kili numuneleri için (Şekil 5.38-5.40)' de, İstanbul kili numuneleri için (Şekil 5.41-5.43)' de, Mavi kil için (Şekil 5.44-5.46)'de ve Aliğa kili için (Şekil 5.47-5.49)' de gösterilmiştir. Tüm zemin numuneleri için genel olarak numune çapının artması ile serbest basınç dayanımında azalma görülmektedir(Şekil 5.38-Şekil 5.49) Çap artışı ile meydana gelen bu azalmanın çaptaki artış ile zemin numunesinin sahip olacağı gözenek ve mikro çatlak gibi fitri zayıf etmen miktarı olasılığının artması olabilir. Plastik limitin altında kalan yarı katı bazı kıvamlarda gevrek davranış beklenmesinin aksine çapı büyük olan numunelerde ani olmayan sünek kırılma gözlemlenmiştir(Şekil 5.45).

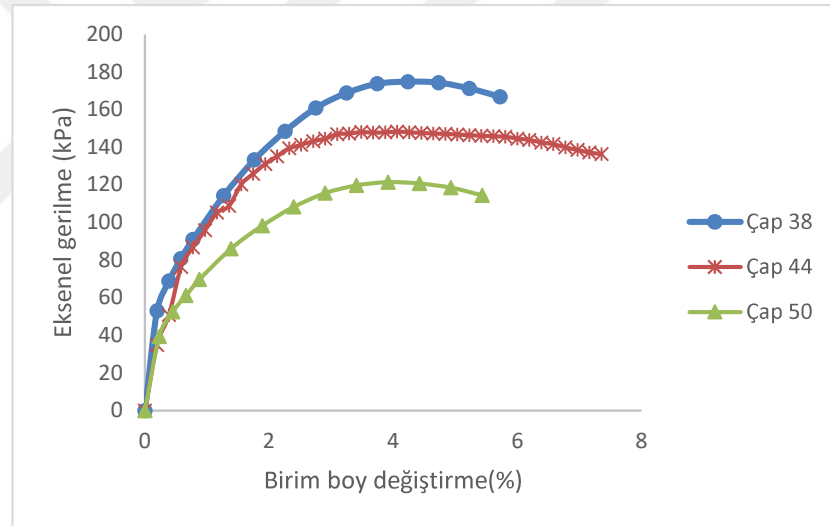
Statik olarak hazırlanan Burdur kiline ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre $L/D= 1,5$ numunelerde % 20 (Şekil 5.38), $L/D= 2$ numunelerde % 25 (Şekil 5.39) ve $L/D= 2,5$ numunelerde % 30 azalma göstermiştir (Şekil 5.40).



Şekil 5.38. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

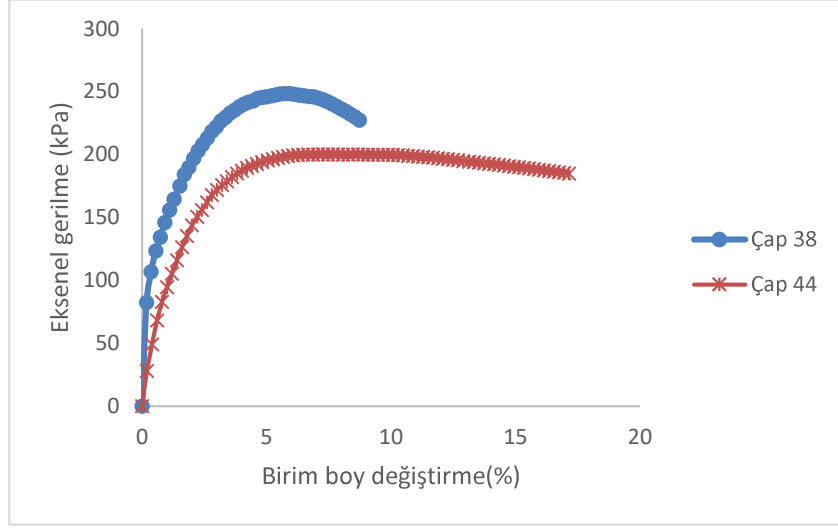


Şekil 5.39. Statik olarak sıkıştırılarak L/D=2 oranında hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

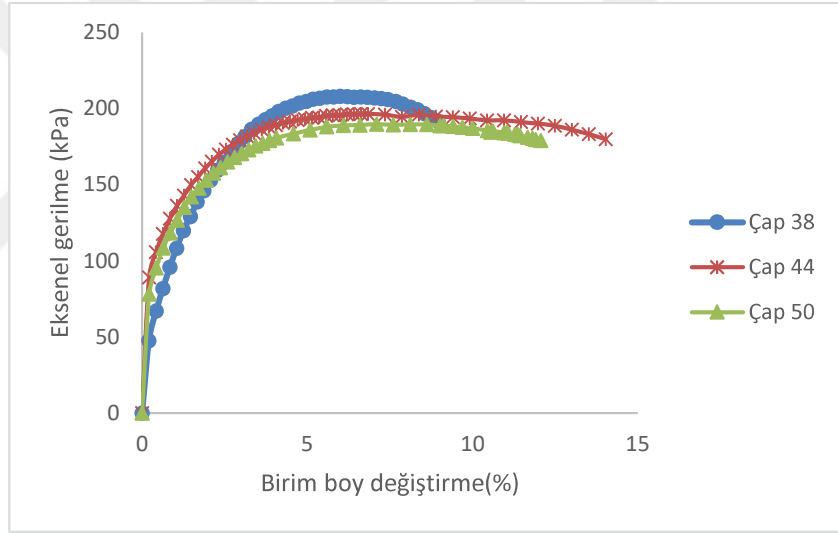


Şekil 5.40. Statik olarak sıkıştırılarak L/D=2.5 oranında hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

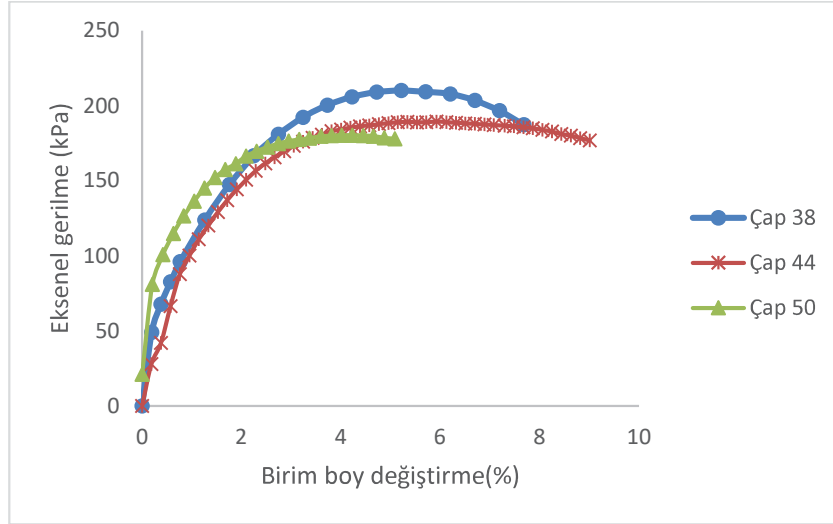
Statik olarak hazırlanan İstanbul kiline ait çapı 44 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre L/D= 1,5 numunelerde % 20 (Şekil 5.41), çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı ve çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre L/D= 2 numunelerde % 10 (Şekil 5.42) ve L/D= 2,5 numunelerde % 15 azalma göstermiştir (Şekil 5.43).



Şekil 5.41. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

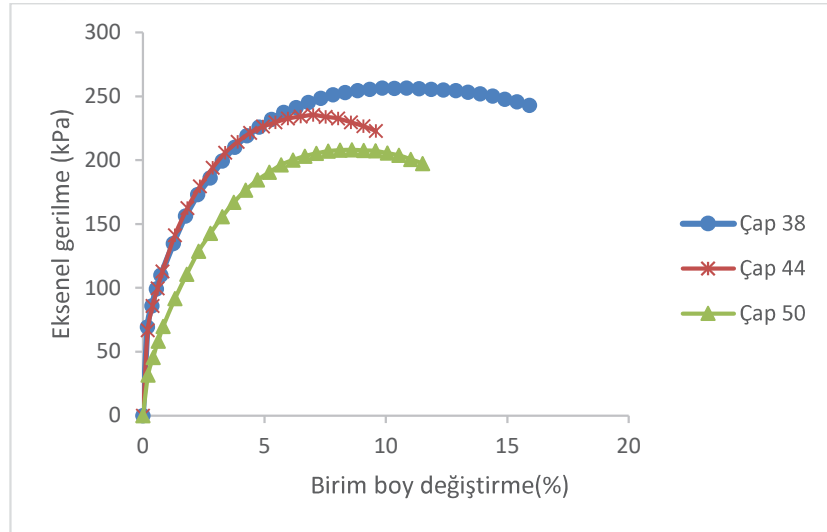


Şekil 5.42. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

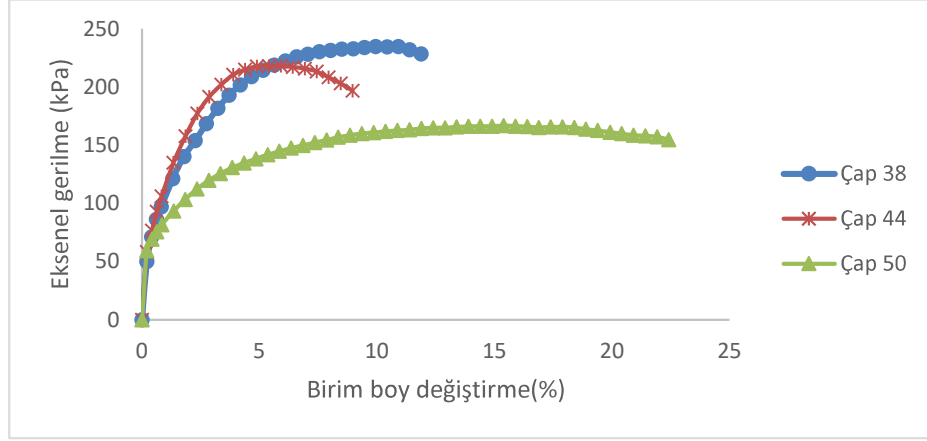


Şekil 5.43. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2.5$ oranında hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

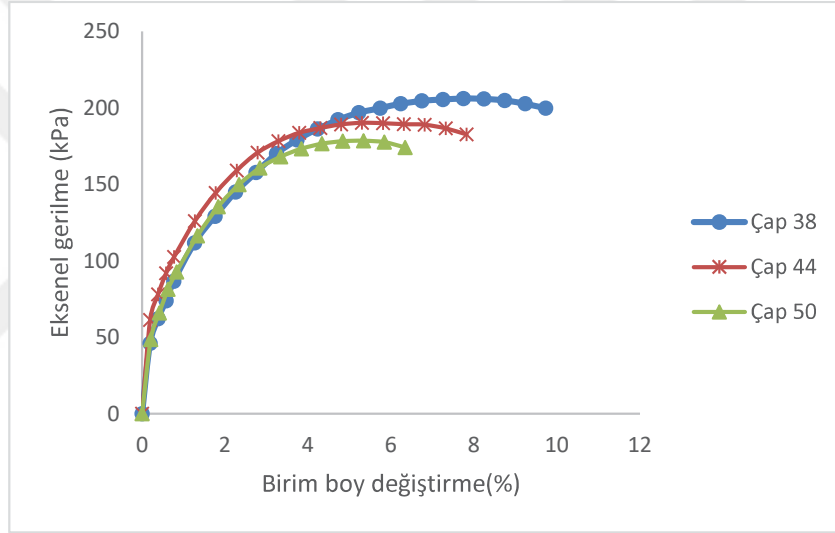
Statik olarak hazırlanan Mavi kile ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre $L/D= 1,5$ numunelerde % 20 (Şekil 5.44), $L/D= 2$ numunelerde % 30 (Şekil 5.45) ve $L/D= 2,5$ numunelerde % 15 azalma göstermiştir (Şekil 5.46).



Şekil 5.44. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

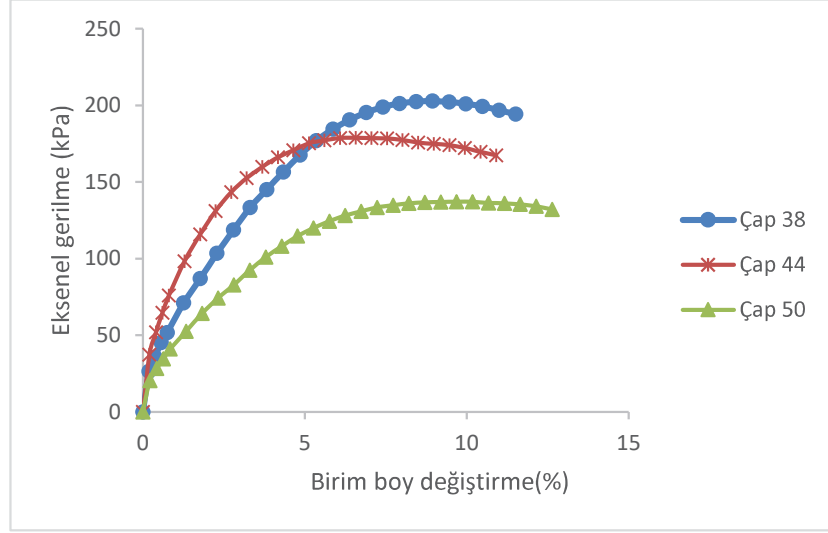


Şekil 5.45. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

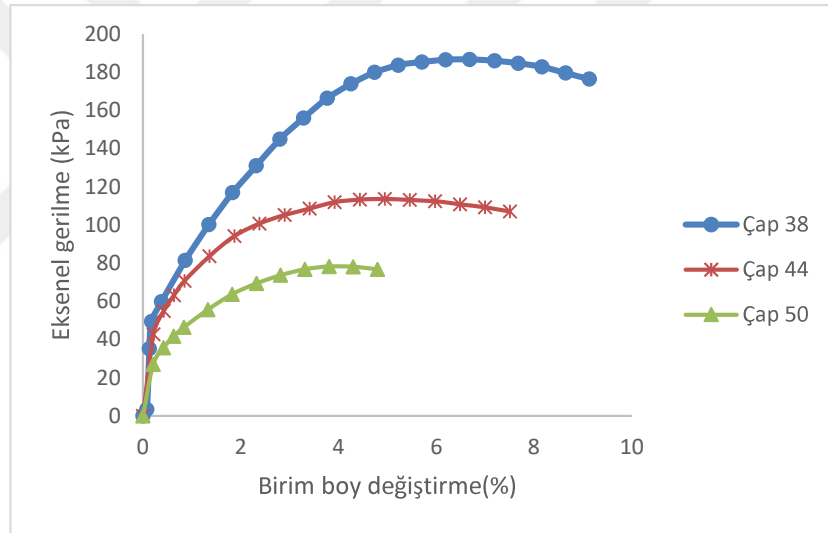


Şekil 5.46. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2,5$ oranında hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

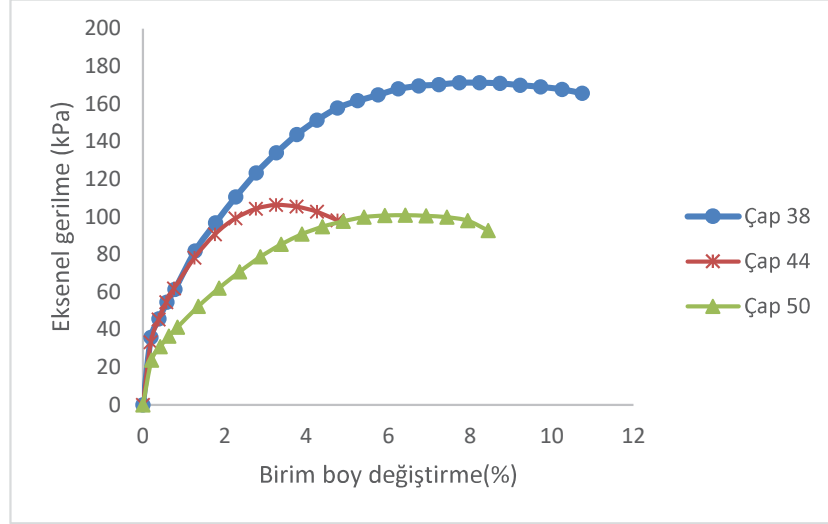
Statik olarak hazırlanan Aliğa kiline ait çapı 50 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımı, çapı 38 mm olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre $L/D= 1,5$ numunelerde % 33 (Şekil 5.47), $L/D= 2$ numunelerde % 58 (Şekil 5.48) ve $L/D= 2,5$ numunelerde % 42 azalma göstermiştir (Şekil 5.49).



şekil 5. 47. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=1.5$ oranında hazırlanan Aliağa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



şekil 5. 48. Statik olarak sıkıştırılarak $L/D=2$ oranında hazırlanan Aliağa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



Şekil 5.49. Statik olarak sıkıştırılarak L/D=2.5 oranında hazırlanan Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

5.2.4. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zemin numunelerinin çaplarının serbest basınç dayanımlarına etkisi

Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan farklı çaplarda hazırlanan kil numunelerinin serbest basınç mukavemetlerindeki değişimlere numune çapının etkisini gösteren grafikler aşağıdaki gibidir(Şekil 5.50-5.57). Serbest basınç mukavemetindeki değişimleri gösterebilmek amacıyla incelenen gruba ait 38 mm çapındaki numuneye ait serbest basınç mukavemeti $q_{u(D=38)}$ olarak adlandırılmış ve farklı çaplarda elde edilmiş her bir serbest basınç mukavemeti bu değere oranlanarak 0 ile 1 arasında $q/q_{u(D=38)}$ değerleri elde edilmiştir. Bu değer aynı zamanda incelenen grup içerisinde farklı çaplardaki serbest basınç değişim oranını göstermektedir.

Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zeminlerin serbest basınç dayanımının numune çapının artması ile azaldığı görülmektedir(Şekil 5.50-Şekil 5.57). Herbir zeminin numune çapı – serbest basınç dayanımı ilişkisi lineer, polinom, logaritmik, üs ve üstel olarak incelenmiş –negatif değerlerin olduğu durumlarda logaritmik ve üs ilişkiler incelenememiştir- diğerlerine göre en yüksek R^2 değerini verdiği için ilişkinin ikinci dereceden polinom olarak ifade edilmesinin

uygun olacağı görülmüştür. Numune çapı ve serbest basınç dayanımı arasındaki ilişki genel olarak aşağıdaki gibi ifade edilebilir(Denklem 5.3)

$$y = a * x^2 + b * x + c \quad (5.3)$$

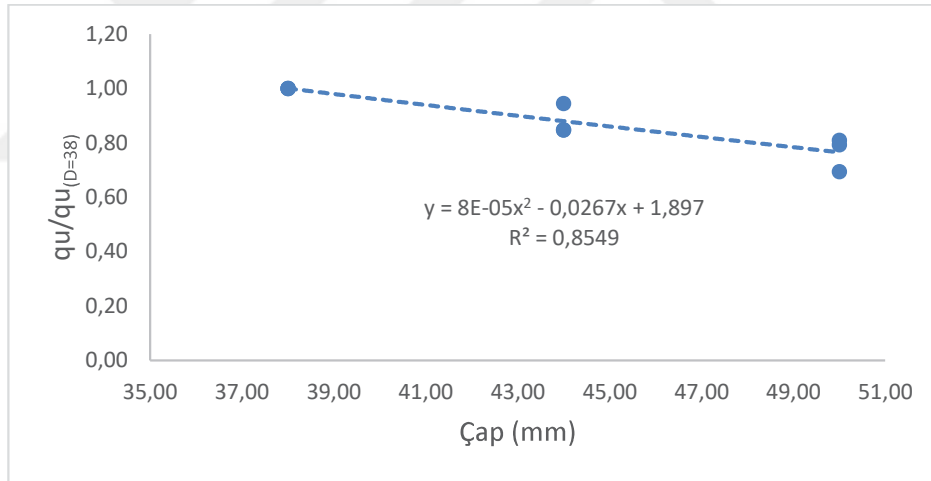
y : Serbest basınç dayanımı

x : Numune çapı

a , b , c : Her zemin için değişen sabit sayılar

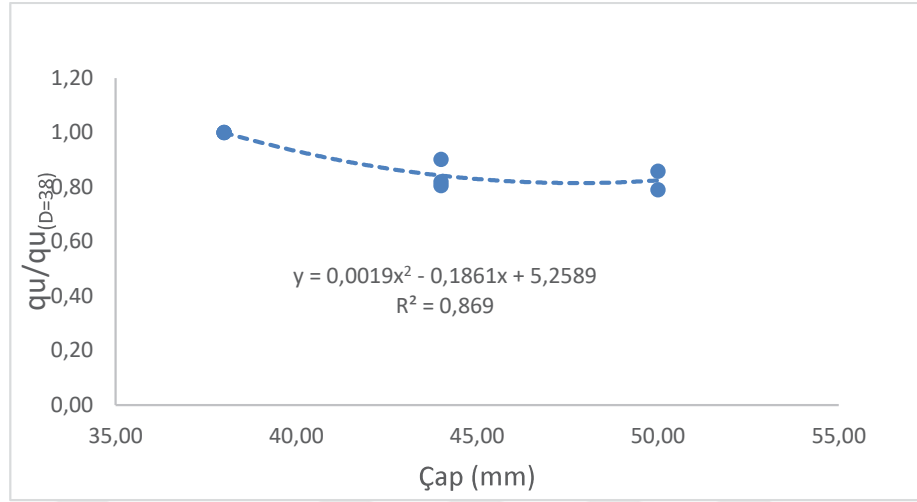
Zemin numunelerinin çap-serbest basınç dayanımı ilişkisi ikinci derece polinom ile ifade edilmiş ve bu ilişki için en düşük R^2 Aliğa kilinde 0.61 olarak elde edilmiş diğer zeminler için 0.83, 0.85 ve 0.86 olarak elde edilmiştir.

Burdur kilinin statik numuneleri için $q_{u(D=38)}$ $L/D=1,5$; $L/D=2$ ve $L/D=2,5$ için sırasıyla 210,59;192,28 ve 174,87 kPa'dır(Şekil 5.50).



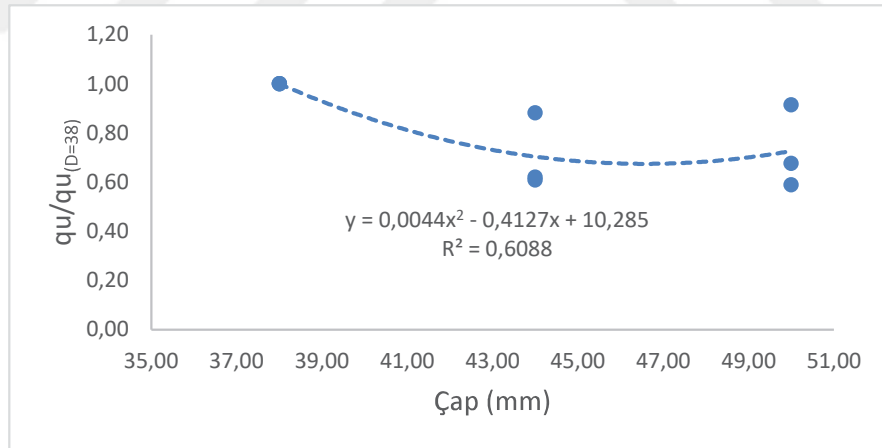
Şekil 5.50. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Burdur kili numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi

İstanbul kilinin statik numuneleri için $q_{u(D=38)}$ $L/D=1,5$; $L/D=2$ ve $L/D=2,5$ için sırasıyla 248,51; 239,91 ve 210,18 kPa'dır (Şekil 5.51).



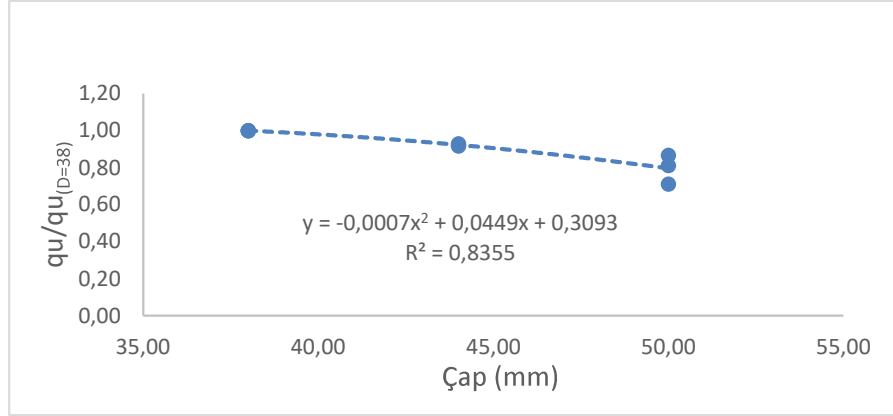
Şekil 5.51. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış İstanbul kili numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi

Aliğa kilinin statik numuneleri için $q_{u(D=38)}$ $L/D=1,5$; $L/D=2$ ve $L/D=2,5$ için sırasıyla 202,83; 186,86 ve 171,36 kPa'dır (Şekil 5.52).



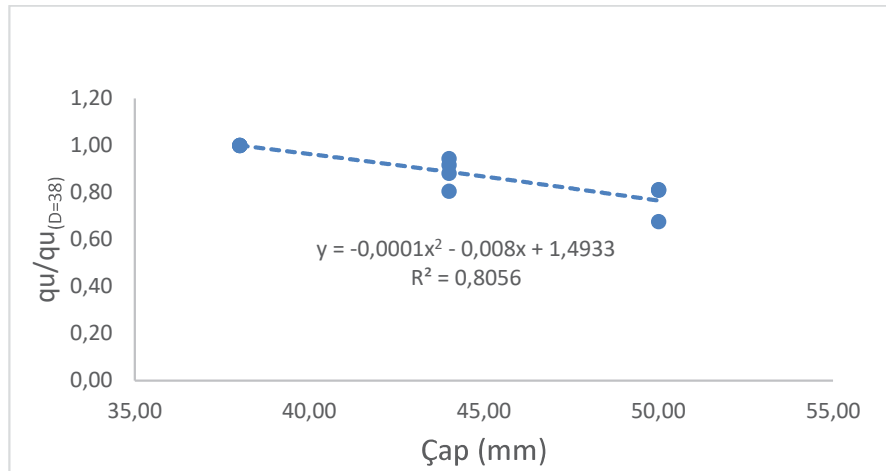
Şekil 5.52. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Aliğa kili numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi

Mavi kilin statik numuneleri için $q_{u(D=38)}$ $L/D=1,5$; $L/D=2$ ve $L/D=2,5$ için sırasıyla 256,53; 234,67 ve 206,07 kPa'dır (Şekil 5.53).

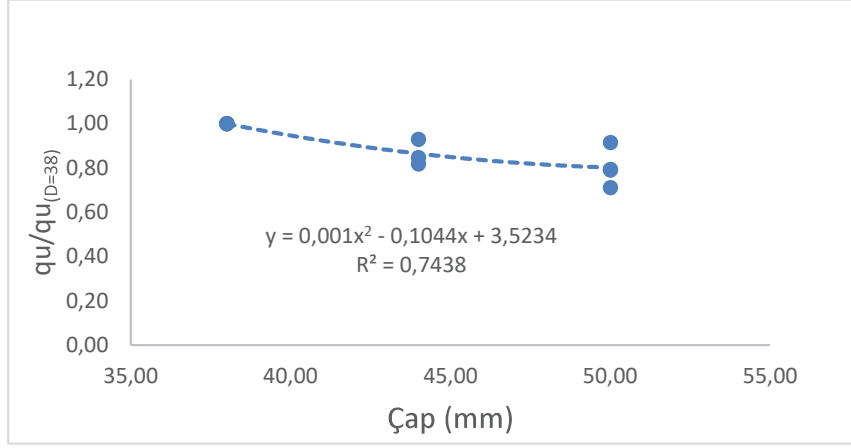


Şekil 5.53. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Mavi kil numunelerinin çap - $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi

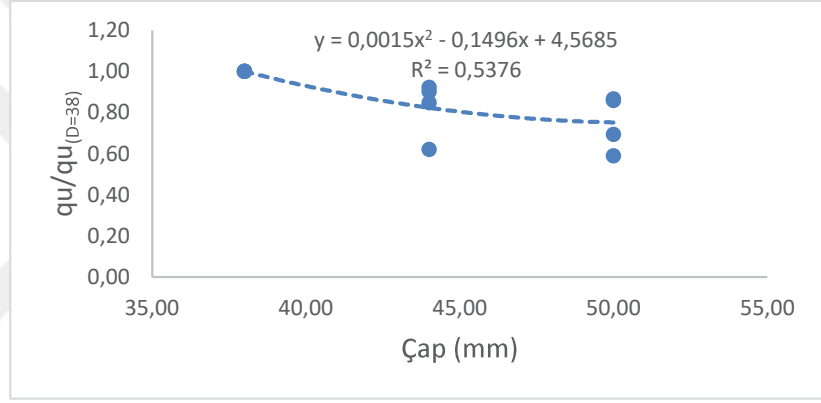
Tüm zeminler birlikte ele alınmak istendiğinde numune çapı- serbest basınç dayanımı arasındaki ilişki üs, üstel, lineer, logaritmik ve ikinci derece polinom için değerlendirilmiş ve en iyi ilişkiyi ikinci derece polinom vermiştir. $L/D=1,5$ olan zeminler için $R^2 = 0,80$ (Şekil 5.54), $L/D=2$ olan zeminler için $R^2 = 0,74$ (Şekil 5.55), $L/D=2,5$ olan zeminler için $R^2 = 0,53$ (Şekil 5.56) ve tüm zemin numuneleri için $R^2 = 0,63$ (Şekil 5.57) elde edilmiştir. Burdan da anlaşılmıştır ki boy/çap oranı $L/D=2,5$ ve sonrası için göçme davranışı karmaşık hale gelmekte, çap - serbest basınç ilişkisini ifade etmek zorlaşmaktadır.



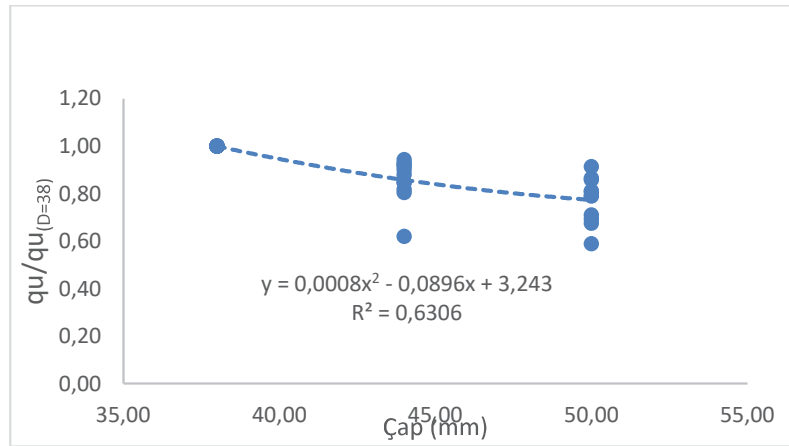
Şekil 5.54. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış $L/D=1.5$ boy/çap oranındaki tüm kil numunelerinin çap - $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi



Şekil 5.55. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış L/D =2 boy/çap oranındaki tüm kil numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi



Şekil 5.56. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış L/D =2.5 boy/çap oranındaki tüm kil numunelerinin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi



Şekil 5.57. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış tüm numunelerin çap – $q_u/q_{u(D=38)}$ ilişkisi

Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin çap-serbest basınç dayanımı ilişkisi aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.4).

Çizelge 5.4. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin çap-serbest basınç dayanımı ilişkisi

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Denklem $y: q_u/q_{u(D=38)}$	R^2
Burdur kili	Statik	$y = 8E-05x^2 - 0,0267x + 1,897$ x: Numune çapı (mm)	0,8549
İstanbul kili	Statik	$y = 0,0019x^2 - 0,1861x + 5,2589$ x: Numune çapı (mm)	0,869
Mavi kil	Statik	$y = -0,0007x^2 + 0,0449x + 0,3093$ x: Numune çapı (mm)	0,8355
Aliğa kili	Statik	$y = 0,0044x^2 - 0,4127x + 10,285$ x: Numune çapı (mm)	0,6088
Tüm zeminler L/D=1,5	Statik	$y = -0,0001x^2 - 0,008x + 1,4933$ x: Numune çapı (mm)	0,8056
Tüm zeminler L/D=2	Statik	$y = 0,001x^2 - 0,1044x + 3,5234$ x: Numune çapı (mm)	0,7438
Tüm zeminler L/D=2,5	Statik	$y = 0,0015x^2 - 0,1496x + 4,5685$ x: Numune çapı (mm)	0,5376
Tüm zeminler	Statik	$y = 0,0008x^2 - 0,0896x + 3,243$ x: Numune çapı (mm)	0,6306

Statik olarak sıkıştırılmış 50 mm çapındaki zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında 38 mm çapındaki numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma miktarları aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.5).

Çizelge 5.5. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin çapı 50 mm olan numunenin serbest basıncında çapı 38 mm olan numunenin serbest basıncına kıyasla meydana gelen azalma oranları

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Boy/çap oranı(L/D)	Serbest basınç dayanımındaki azalma $[q_{u(38)}-q_{u(50)}] / q_{u(38)}$ (%)
Burdur kili	Statik	1,5	20
		2	25
		2,5	30
İstanbul kili	Statik	1,5	20
		2	10
		2,5	15
Mavi kil	Statik	1,5	20
		2	30
		2,5	15
Aliağa kili	Statik	1,5	33
		2	58
		2,5	42

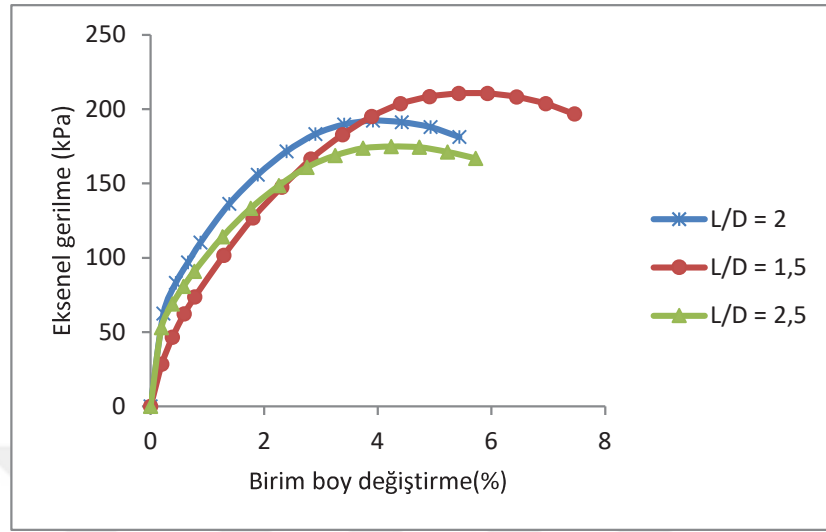
5.3. Statik Olarak Sıkıştırılarak Hazırlanmış Zemin Numunelerinin Serbest Basınç Dayanımlarına Numune Boy/Çap Oranının Etkisi

Zeminlerin numune boy/çap oranlarının serbest basınç dayanımlarına etkisini belirlemek amacıyla farklı boy/çap oranlarında hazırlanan zemin numunelerinin serbest basınç mukavemetleri serbest basınç deneyleri ile belirlenmiş ve deneylerde elde edilen birim boy kısalması-eksenel gerilme eğrileri herbir zemin numunesi için ve 38 mm, 44 mm ve 50 mm olmak üzere 3 farklı çap için aşağıda verilmiştir.

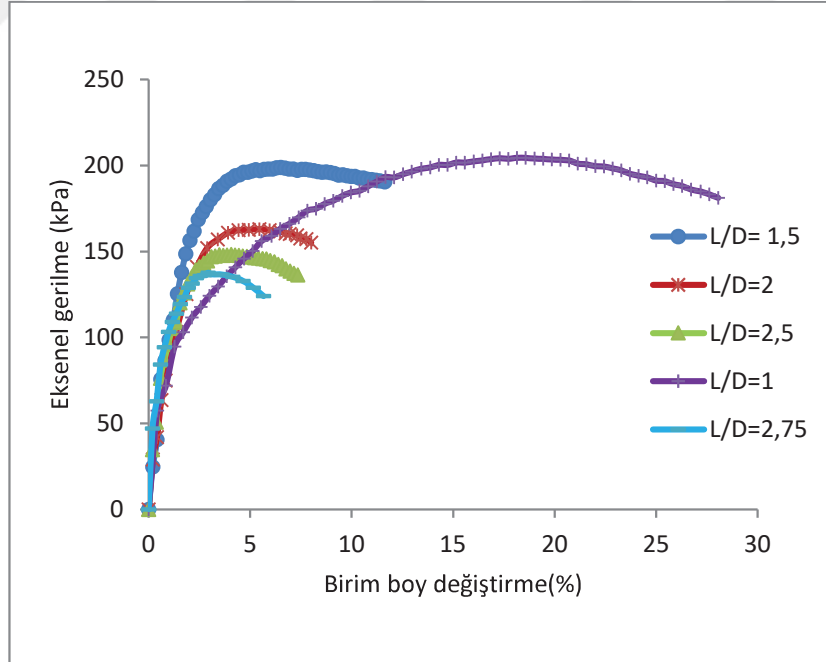
5.3.1. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış farklı çaptaki zemin numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

Statik olarak hazırlanan farklı boy/çap oranında ve farklı çaplarda hazırlanan Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri aşağıdaki gibidir(Şekil 5.58-5.60). Boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımı, boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre çapı 38 mm olan numunelerde % 20 (Şekil 5.58), çapı 44 mm

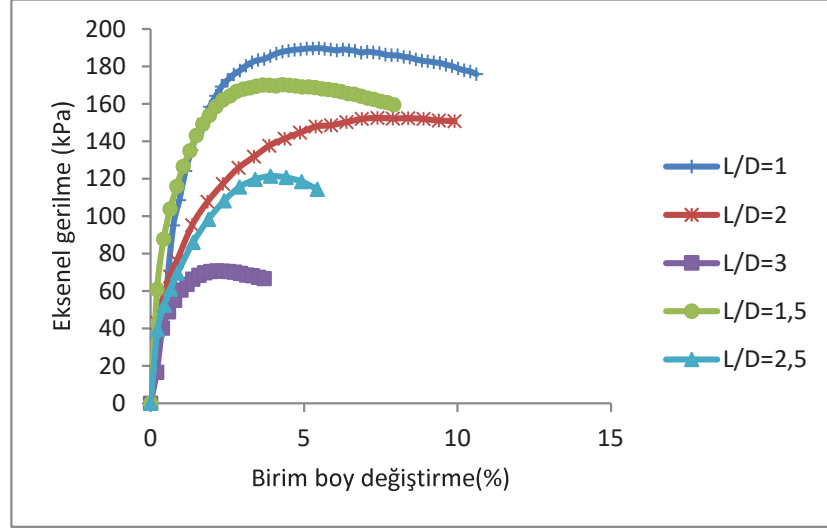
olan numunelerde % 25 (Şekil 5.59) ve çapı 50 mm olan numunelerde % 35 azalma göstermiştir (Şekil 5.60).



Şekil 5.58. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



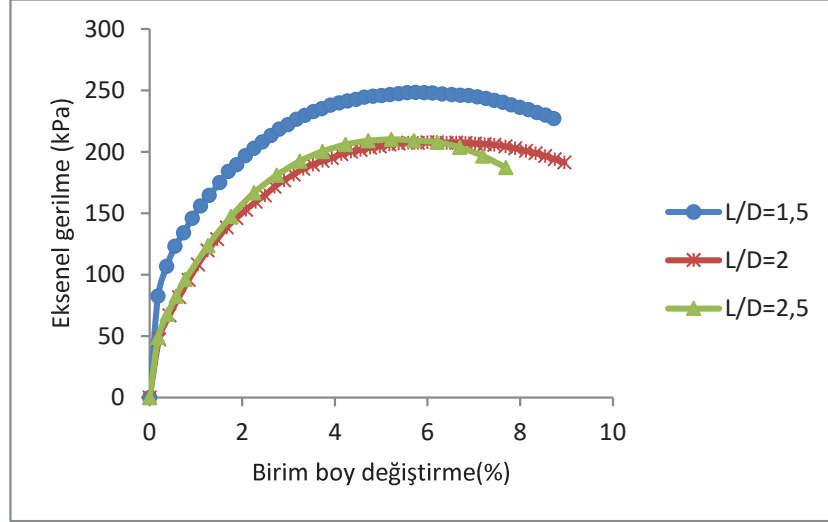
Şekil 5.59. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



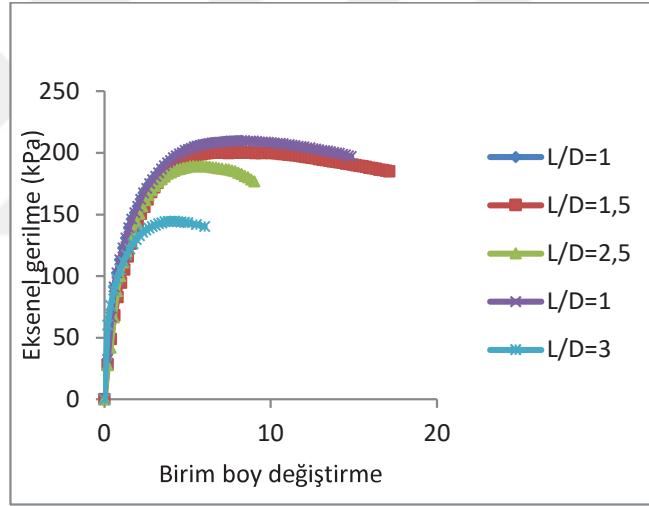
Şekil 5.60. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Burdur kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

Göçme davranışının boy/çap oranının azalması ile daha sünek aksi durumda ani ve gevrek kırılma şeklinde olduğu görülmüştür. Özellikle sünek davranış $L/D=1$ ve gevrek davranış $L/D=3$ olduğu durumlarda görülmekte(Şekil 5.59,Şekil 5.60) $L/D=2$ civarlarında net gözlenememektedir.

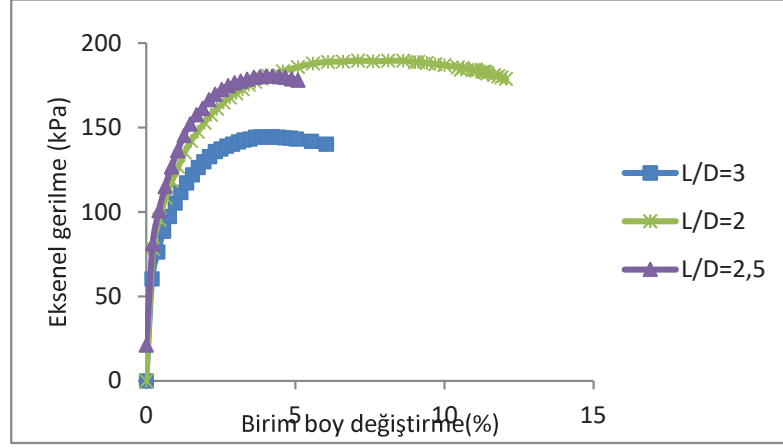
Statik olarak hazırlanan farklı boy/çap oranında ve farklı çaplarda hazırlanan İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri aşağıdaki gibidir(Şekil 5.61-5.63). Boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımı, boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre çapı 38 mm olan numunelerde % 15 (Şekil 5.61), çapı 44 mm olan numunelerde % 5 (Şekil 5.62) ve çapı 50 mm olan numunelerde % 10 civarında azalma göstermiştir (Şekil 5.63).



şekil 5.61. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

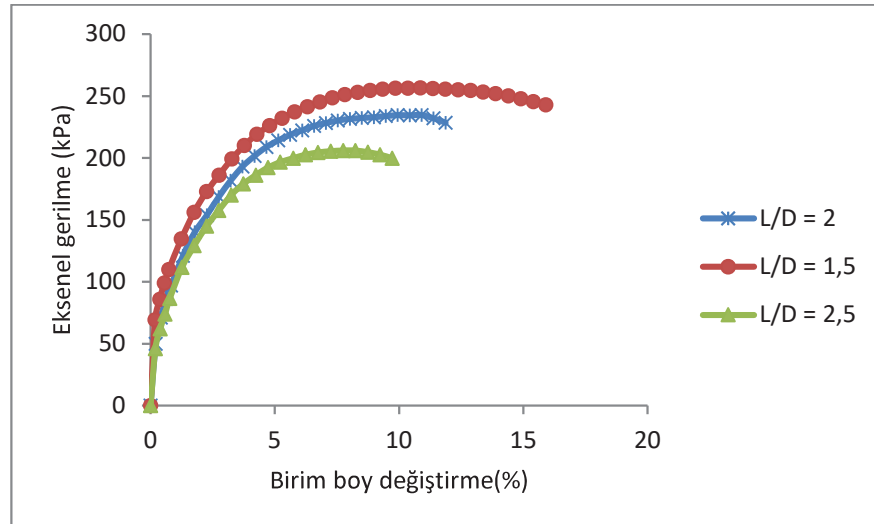


şekil 5.62. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

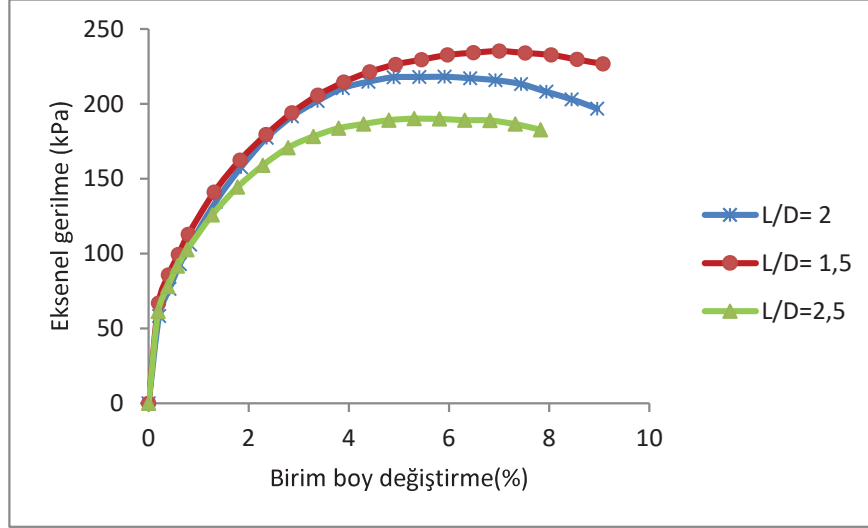


Şekil 5.63. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip İstanbul kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

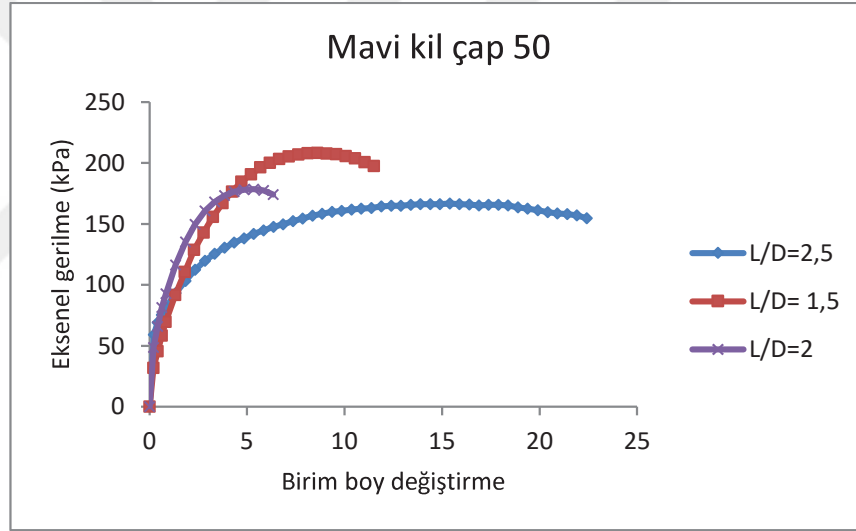
Statik olarak hazırlanan farklı boy/çap oranında ve farklı çaplarda hazırlanan Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri aşağıdaki gibidir(Şekil 5.64-5.66). Boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımı, boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre çapı 38 mm olan numunelerde % 20 (Şekil 5.64), çapı 44 mm olan numunelerde % 20 (Şekil 5.65) ve çapı 50 mm olan numunelerde % 20 civarında azalma göstermiştir (Şekil 5.66).



Şekil 5.64. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

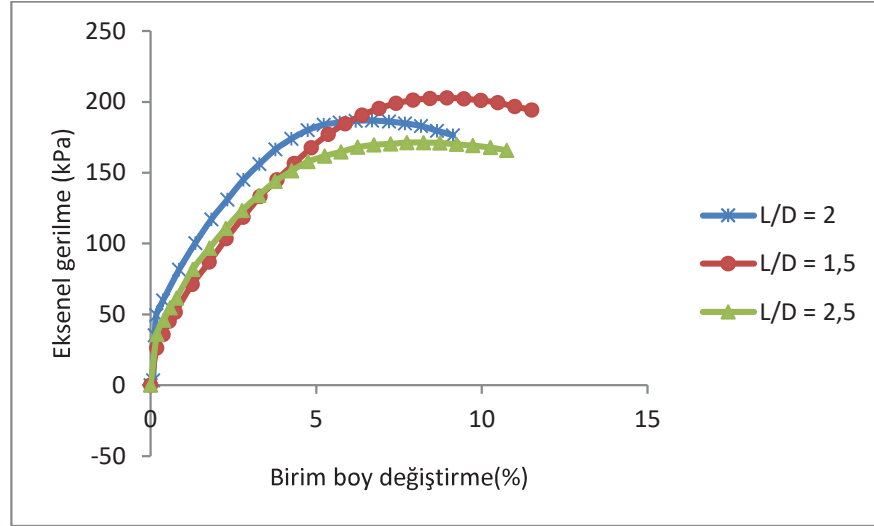


Şekil 5.65. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

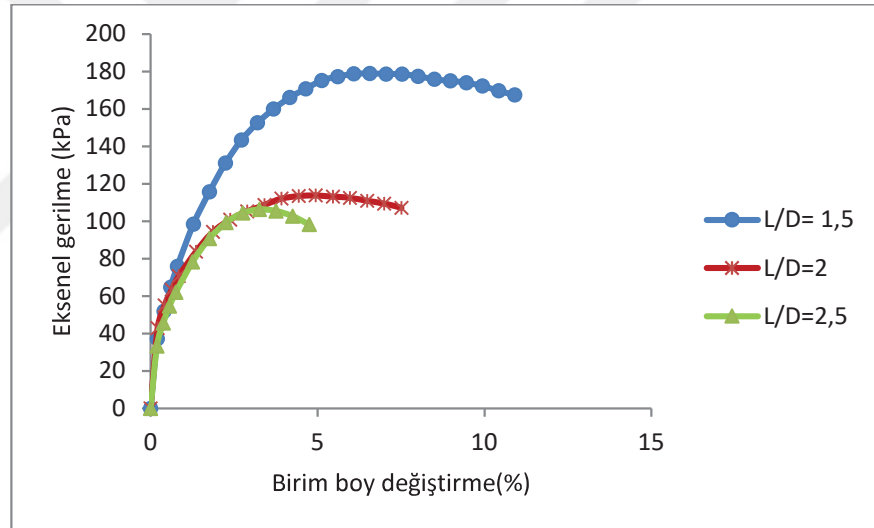


Şekil 5.66. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Mavi kil numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

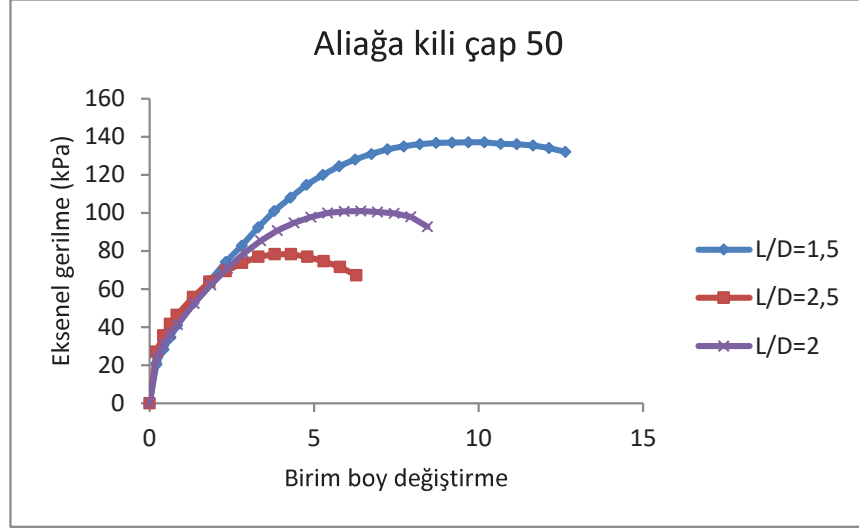
Statik olarak hazırlanan farklı boy/çap oranında ve farklı çaplarda hazırlanan Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri aşağıdaki gibidir (Şekil 5.67-5.69). Boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımı, boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımına göre çapı 38 mm olan numunelerde % 15 (Şekil 5.67), çapı 44 mm olan numunelerde % 40 (Şekil 5.68) ve çapı 50 mm olan numunelerde % 30 civarında azalma göstermiştir (Şekil 5.69).



şekil 5.67. Statik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



şekil 5.68. Statik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri



Şekil 5.69. Statik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında hazırlanan farklı boy/çap oranına sahip Aliğa kili numunelerine ait serbest basınç deney eğrileri

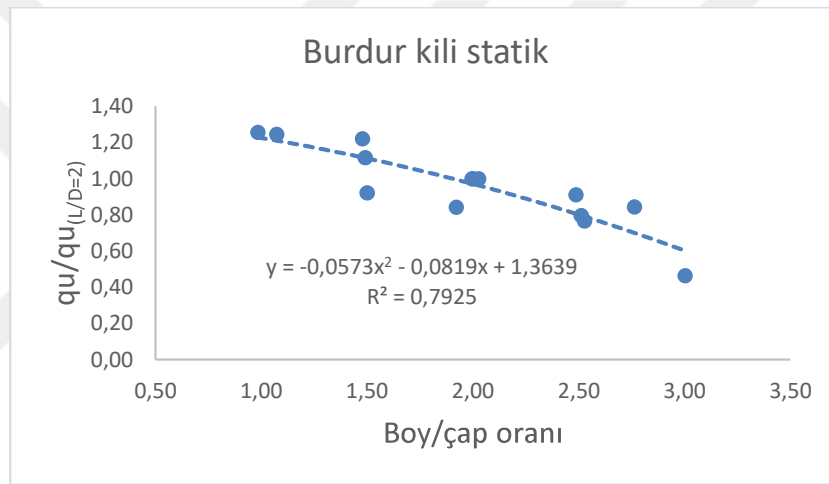
Tüm zemin numuneleri için boy/çap oranının artması ile serbest basınç dayanımının azaldığı bunun sebeplerinden birinin narinlikteki artış olabileceği düşünülmüştür(Şekil 5.58-Şekil 5.69). Ayrıca göçme davranışının boy/çap oranının azalması ile daha sünek aksi durumda ani ve gevrek kırılma şeklinde olduğu görülmüştür. Özellikle sünek davranış $L/D=1$ ve gevrek davranış $L/D=3$ olduğu durumlarda görülmektedir(Şekil 5.59,Şekil 5.60) $L/D=2$ civarlarında net gözlenememektedir.

5.3.2. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarına numune boy/çap oranının etkisi

Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan farklı boy/çap oranlarında hazırlanan kil numunelerinin serbest basınç mukavemetlerindeki değişimlere numunenin boy/çap oranının etkisini gösteren grafikler aşağıdaki gibidir(Şekil 5.73-5.77). Boy/çap oranı değişimi ile birlikte serbest basınç mukavemetindeki değişimleri gösterebilmek amacıyla incelenen gruba ait boy/çap oranı $L/D=2$ oranındaki numuneye ait serbest basınç mukavemeti $q_{u(L/D=2)}$ olarak adlandırılmış ve farklı boy/çap oranlarında ölçülen her bir serbest basınç mukavemeti bu değere oranlanarak 0 ile 1 arasında $q/q_{u(L/D=2)}$ değerleri elde edilmiştir. Bu değer aynı

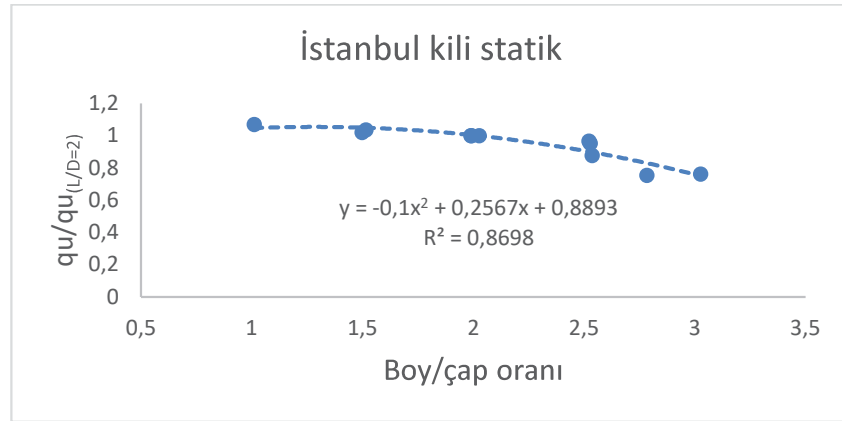
zamanda incelenen grup içerisinde farklı boy/çap oranlarında serbest basınç değişim oranını ifade etmektedir.

Burdur kilinin statik numuneleri için $q_{u(L/D=2)}$; $D=38$ mm, $D=44$ mm ve $D=50$ mm çaplarındaki numuneler için sırasıyla 228,29, 162,88 ve 152,52 kPa'dır. Serbest basınç dayanım değerlerinin $L/D= 2$ olan numunelerin serbest basınç dayanımına kıyasla değişimleri incelendiğinde, boy/çap oranı $L/D= 1$ olan olan numunelerin serbest basınç dayanımında %26 artış görülürken, $L/D= 3$ olan numunelerde serbest basınç dayanımında % 54' e varan azalma görülmüştür(Şekil 5.70).



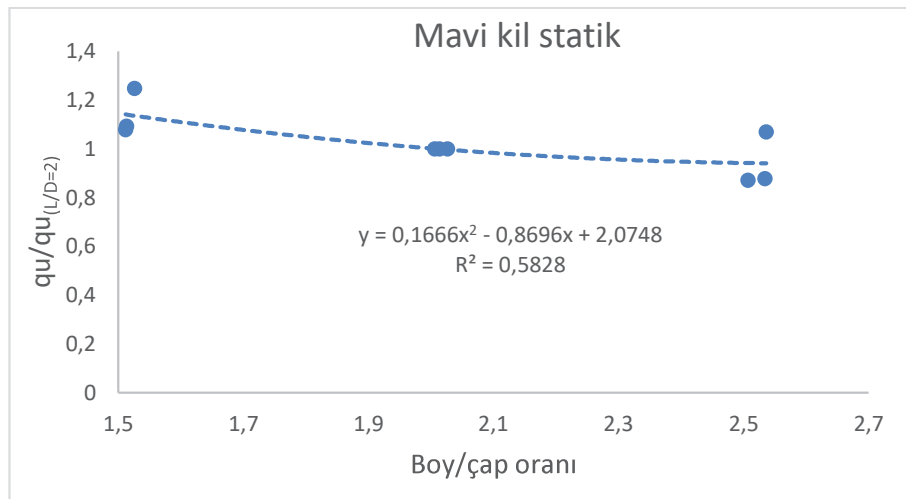
Şekil 5.70. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Burdur kili numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi

İstanbul kilinin statik numuneleri için $q_{u(L/D=2)}$; $D=38$ mm, $D=44$ mm ve $D=50$ mm için sırasıyla 239,91, 196,44 ve 189,64 kPa'dır. Serbest basınç dayanım değerlerinin $L/D= 2$ olan numunelerin serbest basınç dayanımına kıyasla değişimleri incelendiğinde, boy/çap oranı $L/D= 1$ olan olan numunelerin serbest basınç dayanımında %6 artış görülürken, $L/D= 3$ olan numunelerde serbest basınç dayanımında % 24' e varan azalma görülmüştür(Şekil 5.71).



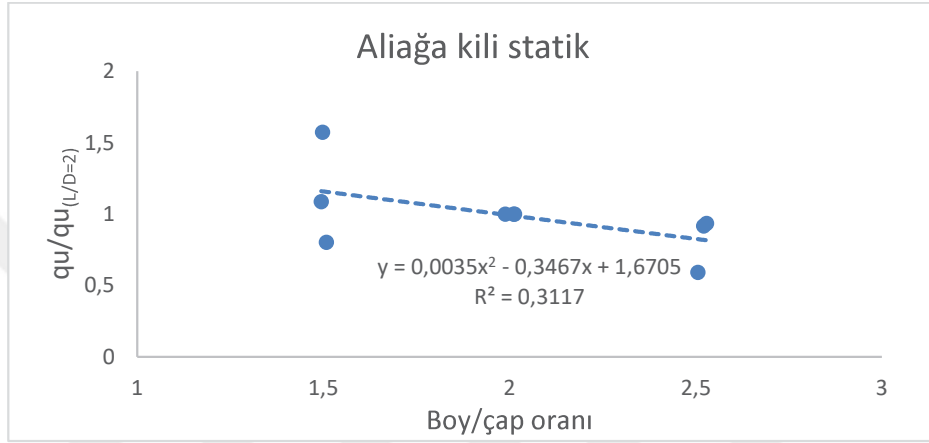
Şekil 5.71. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış İstanbul kili numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi

Mavi kilin statik numuneleri için aşağıdaki grafikte(Şekil 5.72) bahsedilen $q_{u(L/D=2)}$; D=38 mm, D=44 mm ve D=50 mm için sırasıyla 234,67, 218,16 ve 166,77 kPa'dır. Serbest basınç dayanım değerlerinin L/D= 2 olan numunelerin serbest basınç dayanımına kıyasla değişimleri incelendiğinde, boy/çap oranı L/D= 1 olan olan numunelerin serbest basınç dayanımında %24'e varan artış görülürken, L/D= 3 olan numunelerde serbest basınç dayanımında % 13' e varan azalma görülmüştür(Şekil 5.72).

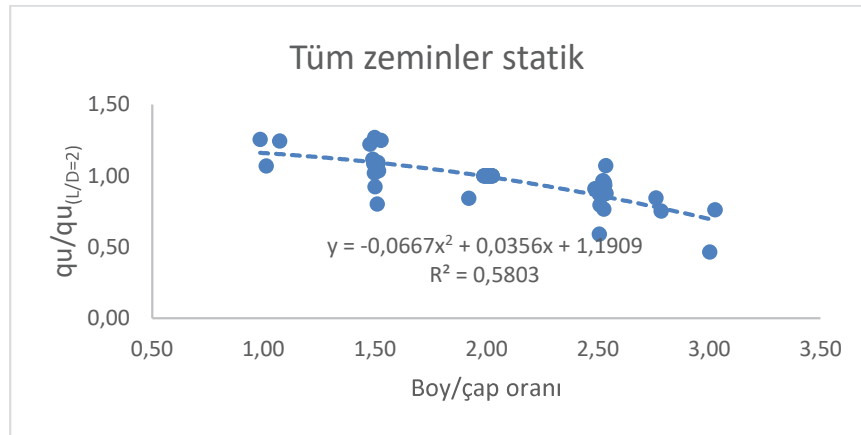


Şekil 5.72. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Mavi kil numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi

Aliğa kilinin statik numuneleri için aşağıdaki grafikte(Şekil 5.73) bahsedilen $q_{u(L/D=2)}$; D=38 mm, D=44 mm ve D=50 mm için sırasıyla 186,86, 113,75 ve 170,94 kPa' dır. Serbest basınç dayanım değerlerinin L/D= 2 olan numunelerin serbest basınç dayanımına kıyasla değişimleri incelendiğinde, boy/çap oranı L/D= 1 olan olan numunelerin serbest basınç dayanımında %57'ye varan artış görülürken, L/D= 3 olan numunelerde serbest basınç dayanımında % 40' a varan azalma görülmüştür(Şekil 5.73).



Şekil 5.73. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış Aliğa kili numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi



Şekil 5.74. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanmış tüm numunelerinin boy/çap oranı – $q_u/q_{u(L/D=2)}$ ilişkisi

Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan zemin numunelerinin boy/çap oranı – serbest basınç arasındaki ilişki ikinci derecen polinom olarak en iyi şekilde ifade

edilebilmiştir. Likitlik indisi $LI = 0,14$ civarında olan plastik kıvamdaki burdur ve istanbul kili için boy/çap oranı ile serbest basınç arasındaki ilişki sırasıyla $R^2 = 0,79$ (Şekil 5.70) ve $R^2 = 0,87$ (Şekil 5.71) ile ifade edilebilmişken, $LI=0,2$ civarlarında olan yarı kıvama yakın numunelerin çoğunlukta olduğu mavi kil ve aliağa killeri için bu ilişki sırasıyla $R^2 = 0,58$ (Şekil 5.72) ve $R^2 = 0,31$ (Şekil 5.73) ile ifade edilebilmiştir. Tüm zeminleri kapsayan küme için bu ilişki $R^2 = 0,58$ (Şekil 5.74) ile belirlenebilmiştir. Bu düşüştten çıkarılan sonuç kıvamın boy/çap oranı ile serbest basınç dayanımı ilişkisini etkilediği ve plastik olmayan kıvamlarda bu ilişkinin ifadesinin daha zor ve karmaşık olduğu, plastik kıvamda daha kolay ve başarılı olduğudur.

Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma miktarları aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.6).

Çizelge 5.6. Statik olarak sıkıştırılmış boy/çap oranı $L/D=2,5$ olan zemin numunelerinin serbest basınç dayanımlarında boy/çap oranı $L/D=1,5$ olan numunelerin serbest basınç dayanımlarına kıyasla meydana gelen azalma oranları

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Numune çapı(mm)	Serbest basınç dayanımındaki azalma $[q_{u(1,5)} - q_{u(2,5)}] / q_{u(1,5)} (\%)$
Burdur kili	Statik	38	20
		44	25
		50	35
İstanbul kili	Statik	38	15
		44	05
		50	10
Mavi kil	Statik	38	20
		44	20
		50	20
Aliağa kili	Statik	38	15
		44	40
		50	30

Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin boy/çap oranı-serbest basınç dayanımı ilişkisi aşağıdaki tabloda toplu olarak sunulmuştur(Çizelge 5.7).

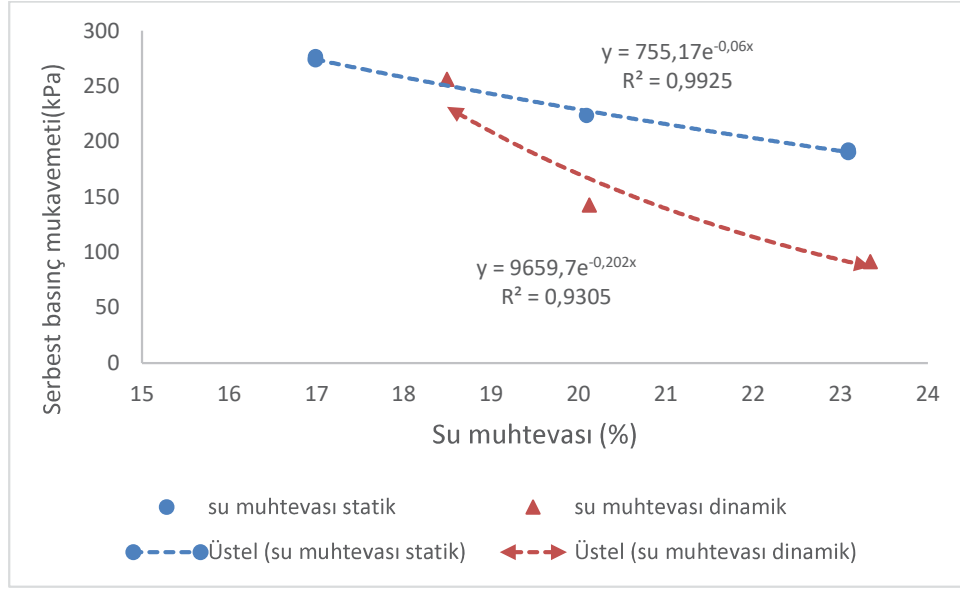
Çizelge 5.7. Statik olarak sıkıştırılmış zemin numunelerinin boy/çap oranı-serbest basınç dayanımı ilişkisi

Zemin İsmi	Sıkıştırma Yöntemi	Denklem y: $q_u/q_{u(L/D=2)}$ x: Boy/çap oranı	R ²
Burdur kili	Statik	$y = -0,0573x^2 - 0,0819x + 1,3639$ x: Boy/çap oranı	0,7925
İstanbul kili	Statik	$y = -0,1x^2 + 0,2567x + 0,8893$ x: Boy/çap oranı	0,8698
Mavi kil	Statik	$y = 0,1666x^2 - 0,8696x + 2,0748$ x: Boy/çap oranı	0,5828
Aliğa kili	Statik	$y = 0,0035x^2 - 0,3467x + 1,6705$ x: Boy/çap oranı	0,3117
Tüm zeminler	Statik	$y = -0,0667x^2 + 0,0356x + 1,1909$ x: Boy/çap oranı	0,5803

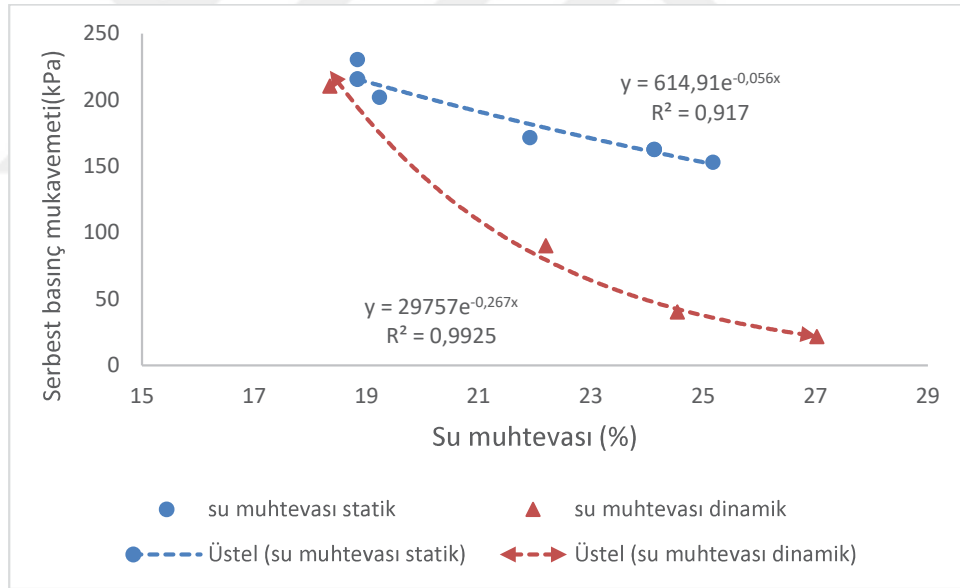
5.4. Zeminlerin Serbest Basınç Dayanımına Sıkıştırma Yönteminin Etkisi

Zemin numuneleri hazırlanırken kullanılan sıkıştırma yönteminin numunelerin serbest basınç dayanımlarına etkisini belirlemek amacıyla statik enerji ile ve dinamik enerji ile sıkıştırılarak aynı başlangıç şartlarında numuneler elde edilmiş ve bu numuneler serbest basınç deneyi ile kırılarak serbest basınç dayanımları belirlenmiştir. Herbir zemin numunesi için farklı çaplara ait numunelerin serbest basınç mukavemetlerinin su muhtevası ile birlikte değişimlerini gösteren grafikler aşağıda sunulmuştur(Şekil 5.75-Şekil 5.90).

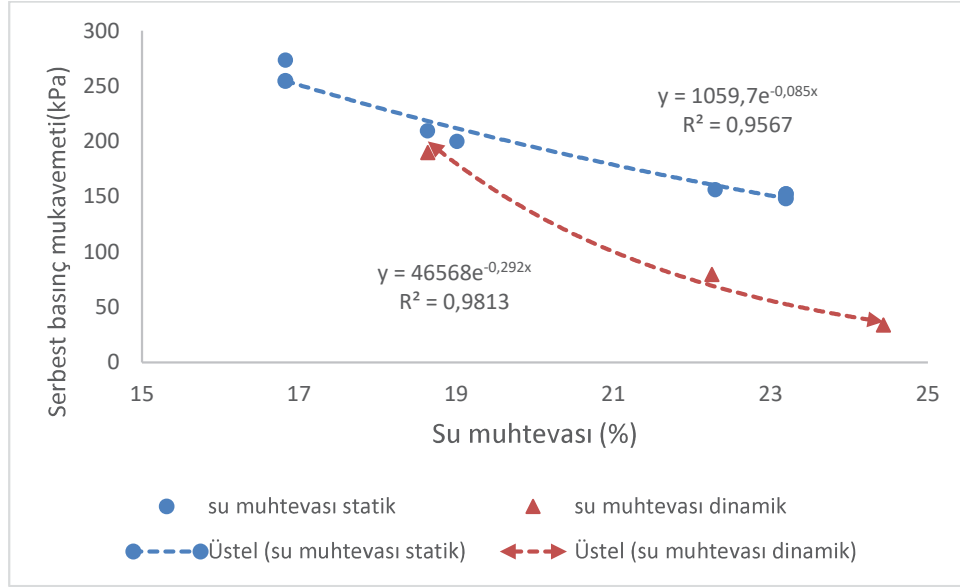
Burdur kilinin statik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max}=276,6$ kPa ve dinamik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max}=256,31$ kPa' dır (Şekil 5.78).



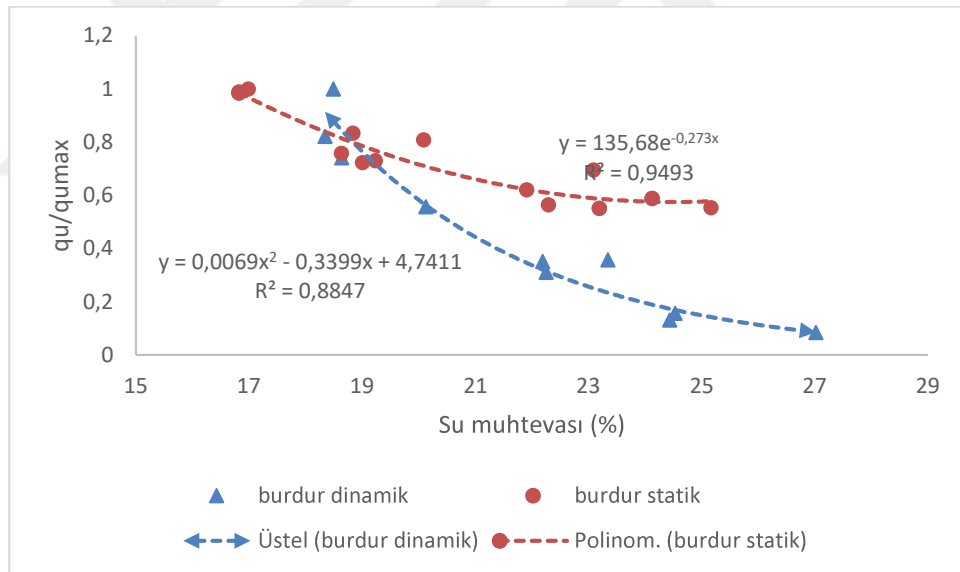
Şekil 5.75. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 5.76. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

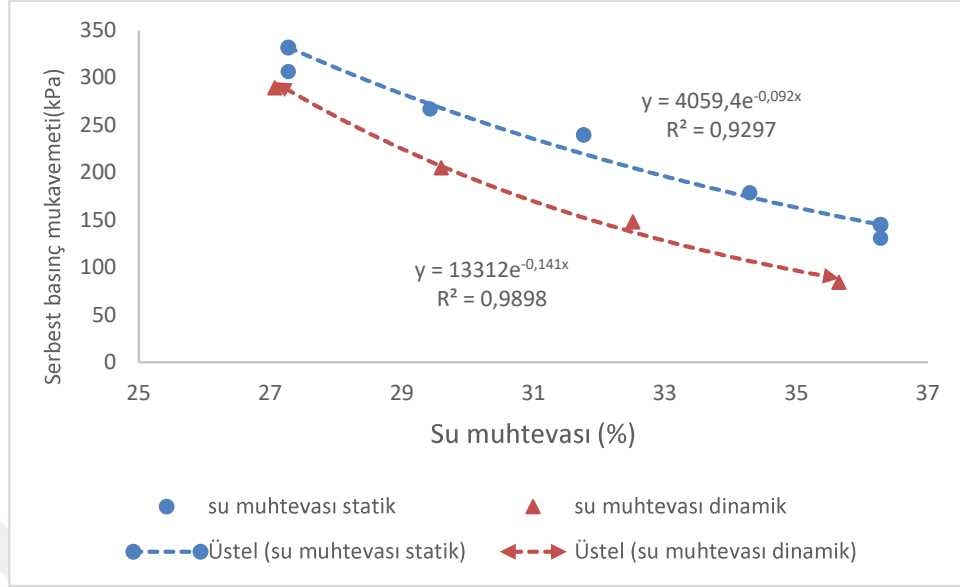


Şekil 5.77. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

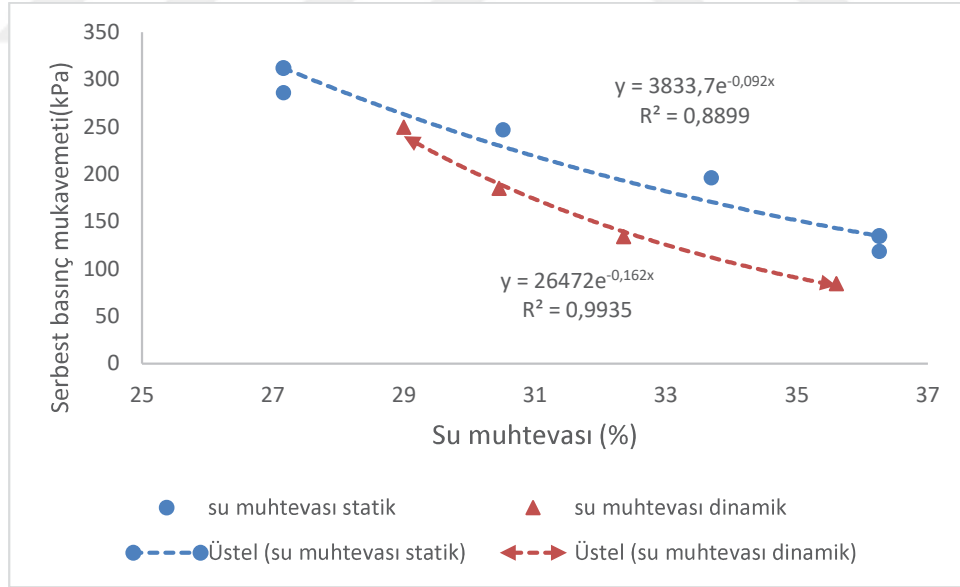


Şekil 5.78. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan tüm Burdur kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

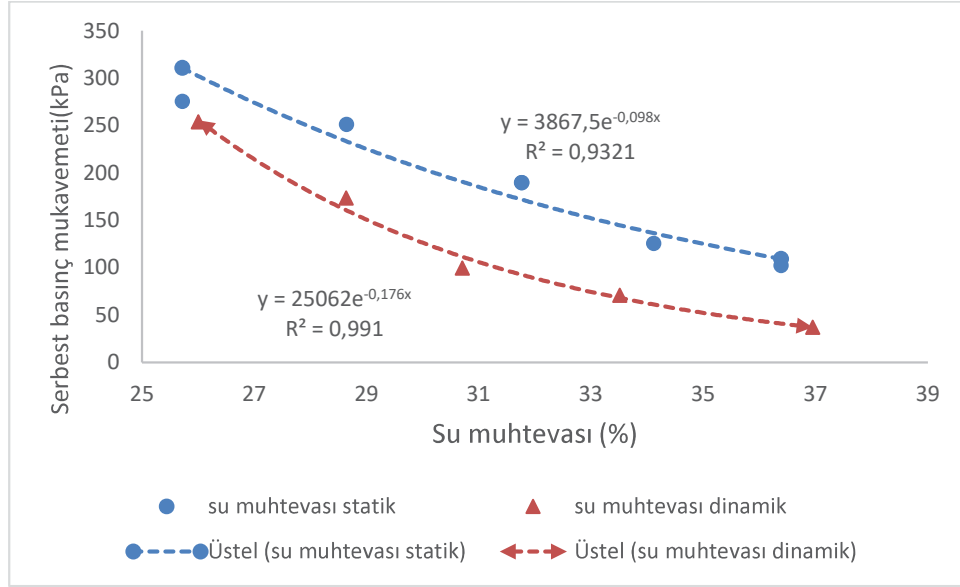
İstanbul kilinin statik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max} = 306,51 \text{ kPa}$ ve dinamik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max} = 289,27 \text{ kPa}$ dır (Şekil 5.82).



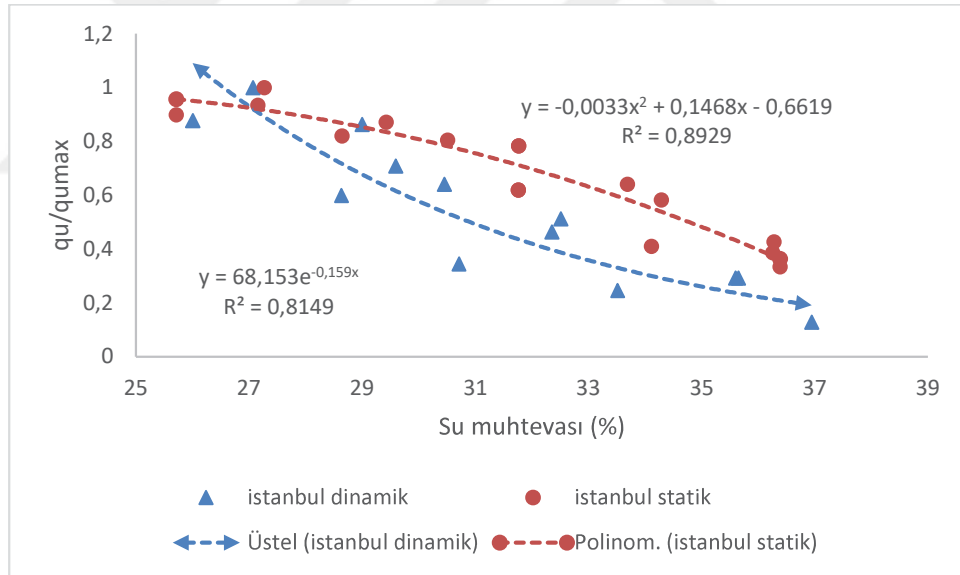
Şekil 5.79. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 5.80. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

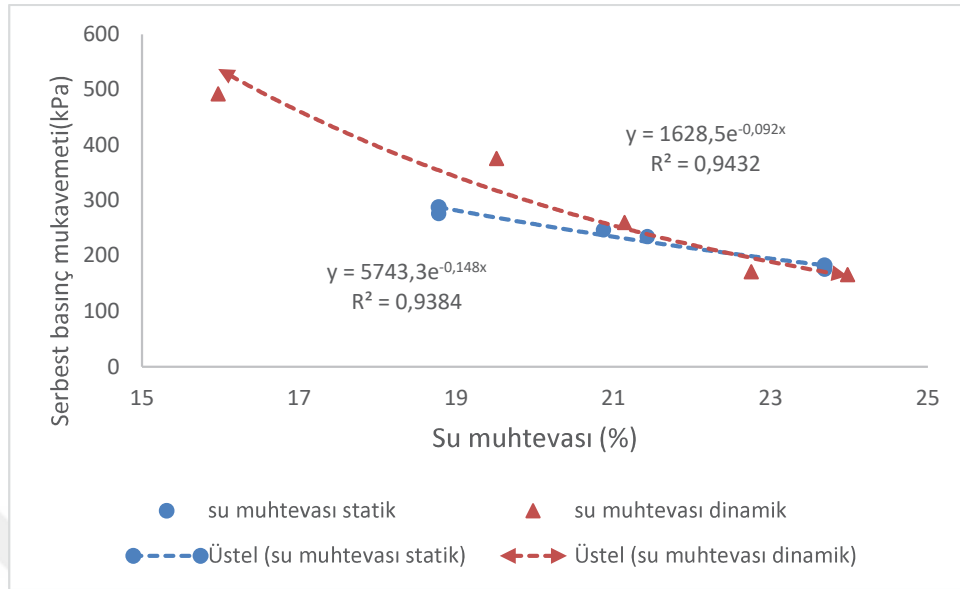


Şekil 5.81. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

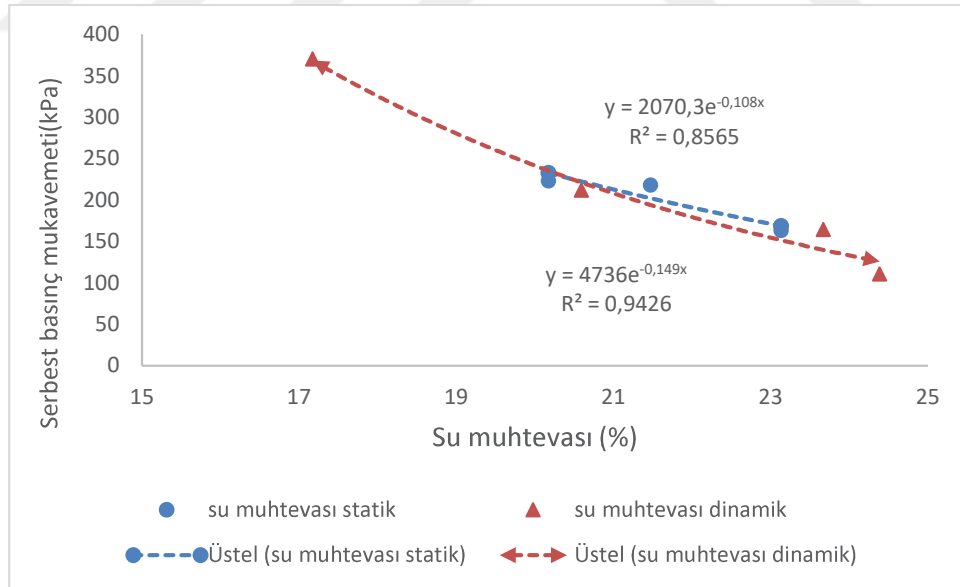


Şekil 5.82. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan tüm İstanbul kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

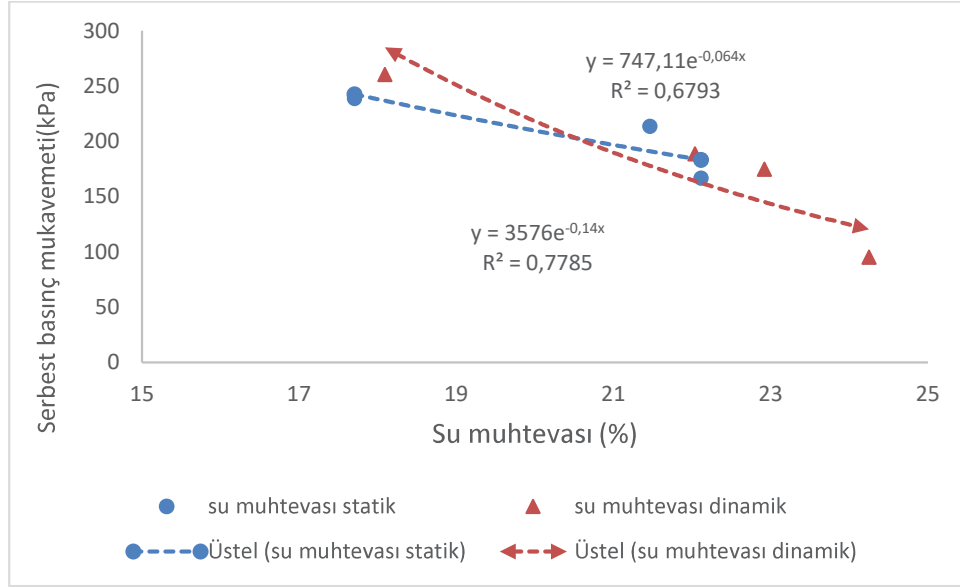
Mavi kilin statik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max}=276,44$ kPa ve dinamik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max}=492,37$ kPa' dır(Şekil 5.86).



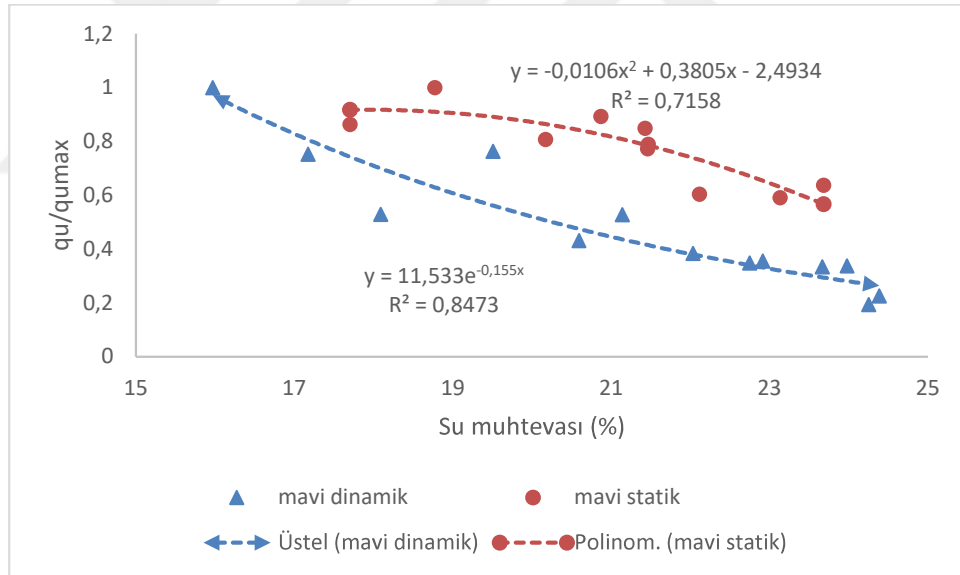
Şekil 5.83. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 5.84. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

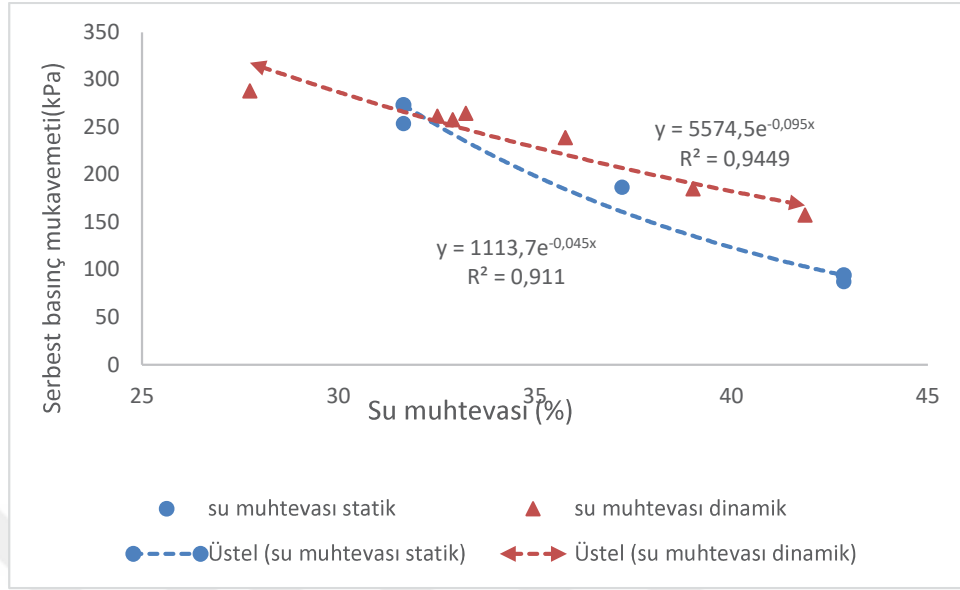


Şekil 5.85. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

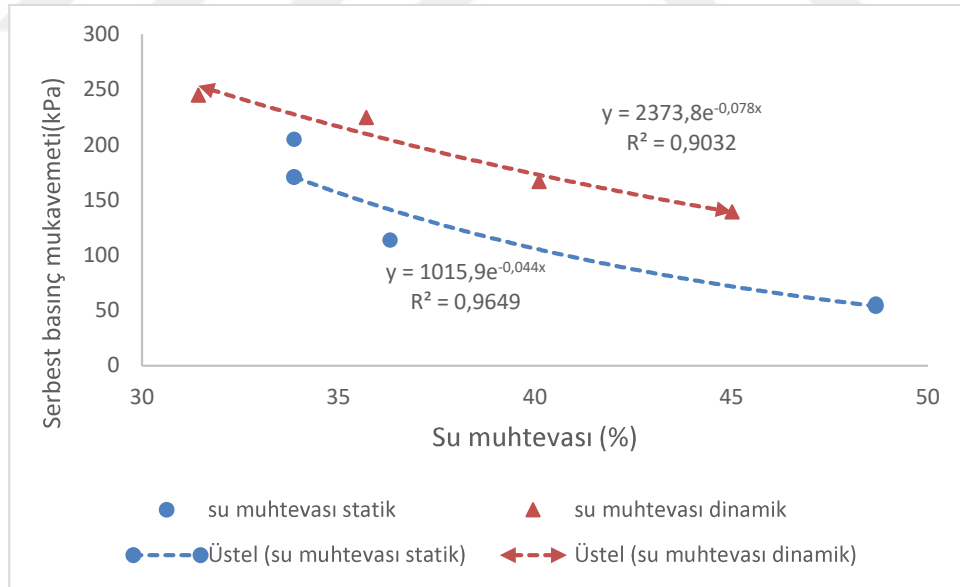


Şekil 5.86. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan tüm Mavi kil zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

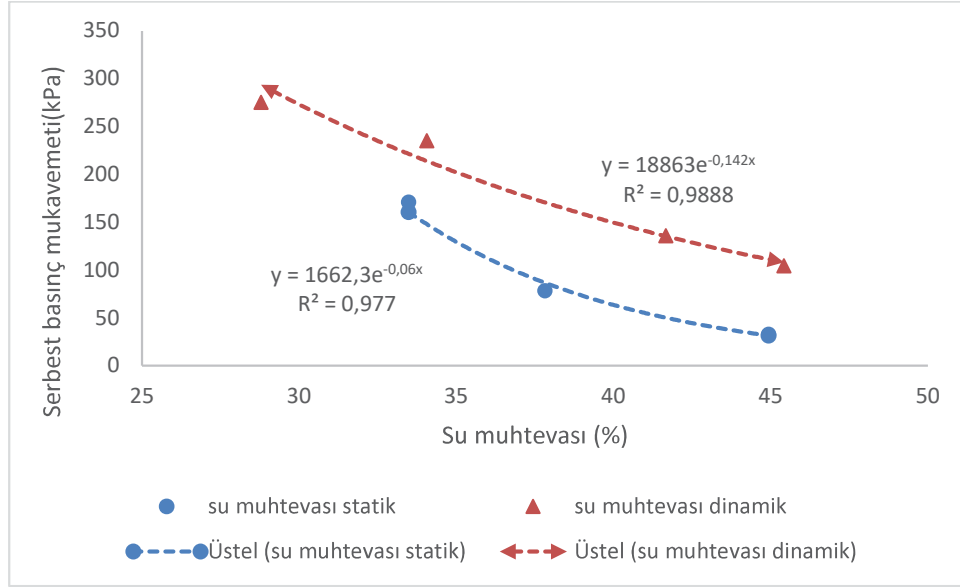
Aliğa kilinin statik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max}=253,81$ kPa ve dinamik olarak sıkıştırılan numuneleri için $q_{max}=288,29$ kPa' dır (Şekil 5.90).



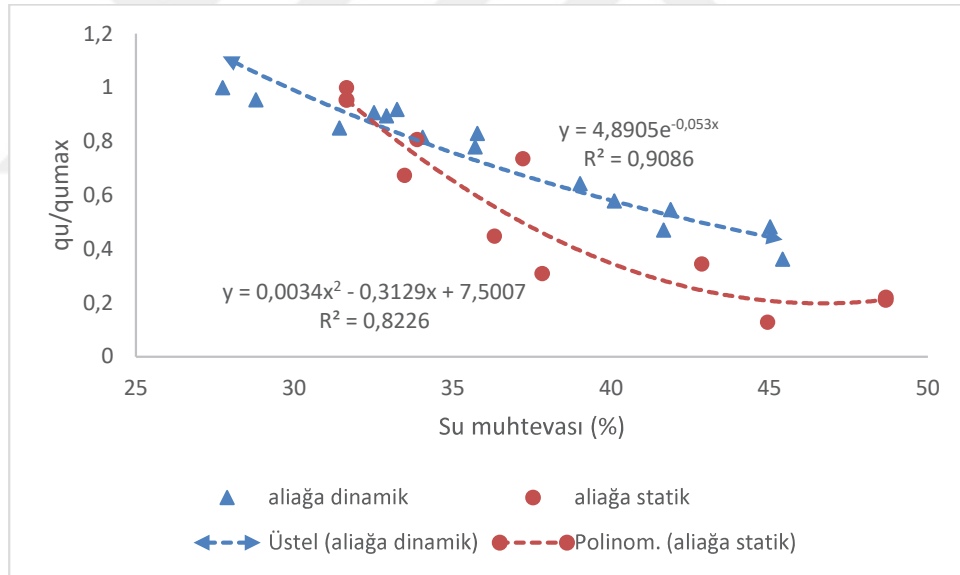
Şekil 5.87. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 38 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 5.88. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 44 mm çapında ve $L/D=2$ boy/çap oranında hazırlanan Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 5.89. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak 50 mm çapında ve L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi



Şekil 5.90. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak L/D=2 boy/çap oranında hazırlanan tüm Aliğa kili zemin numunelerinin su muhtevası - serbest basınç dayanımı ilişkisi

Zeminlerin hazırlanması esnasında kullanılan yöntemin etkisi plastik limit değeri etrafında çok azalmakta ve bu su muhtevasında her iki yöntemle hazırlanan numuneler de yakın serbest basınç mukavemetlerine sahip olmaktadır. Ancak plastik limitin altına ve üstüne geçildiğinde bu su

muhtevalarında statik ve dinamik yöntemle hazırlanmış numunelerin serbest basınç mukavemetleri arasında farklar olduğu görülmüştür. Aliğa kilinde plastik limitin altındaki su muhtevalarında statik sıkıştırma daha fazla dayanım sağlamakla birlikte(Şekil 5.90); Mavi kil, Burdur kili ve İstanbul kilinde statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numunelerin plastik limit su muhtevasının üstündeki değerlerde daha düşük serbest basınç dayanımlarına sahip oldukları görülmüştür (Şekil 5.78, Şekil 5.82, Şekil 5.86). Buradaki farklı davranışa sahip Aliğa kilinin içinde %15 oranında kum bulunması buna sebep olarak düşünülmektedir (Crispim vd., 2011).

5.5. Çoklu Regresyon Analizi Sonuçları

Serbest basıncı etkileyen parametreler ayrı ayrı değerlendirildiğinde dikkate alınamayan daha başka parametrelerin de olduğundan dolayı ilişkilerin tüm zeminler için belirlenmesi konusunda R^2 değerleri düşük çıkmıştır. Bu yüzden tüm parametrelerin aynı anda değerlendirilebilmesi için çoklu regresyon analizleri SPSS 17.0 istatistik analiz programı yardımıyla gerçekleştirilmiş ve sonuçlar tablolar haline sunulmuştur(Çizelge 5.8- Çizelge 5.11). Tablolarda verilen semboller ve açıklamaları aşağıdaki gibidir.

w	: Su muhtevası	s	: Doygunluk
PI	: Plastisite indisi	γ_s	: Dane birim hacim ağırlık
LI	: Likitlik indisi	ε_f	:Göçme anındaki birim boy
S(%)	: Kum yüzdesi		kısalması
D	: Çap	C(%)	: Kil yüzdesi
e^{-w}	: Exponansiyel su muhtevası	L/D	: Boy/çap oranı

Çoklu regresyon analizinde incenen değişkenlerin değerleri 0 ile 1 arasında getirilerek standardize katsayılar da elde edilmiştir. Standardize etme işlemi aşağıdaki denklem ile gerçekleştirilmiştir(Denklem 5.4)

$$x_{\text{standardize}} = \frac{(x_i - x_{\min})}{(x_{\max} - x_{\min})} \quad (5.4)$$

Çizelge 5.8. Statik ve dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan tüm numunelerin birlikte değerlendirildiği adım adım analiz çoklu regresyon model özeti

R	R ²	Düzeltilmiş R ²	Tahminin standart hatası(kPa)
0,89	0,79	0,77	36,61
Değişken	Katsayı	Standardize katsayı	Sabitsiz standardize katsayı
(Sabit)	1130,89	0,56	
w	-64,14	-4,46	-6,12
w ²	0,53	2,39	3,10
PI	10,20	1,02	2,24
LI	945,43	0,84	1,05
S(%)	10,94	0,35	0,86
D ²	-0,05	-0,10	-0,26
LI ²	-1279,46	-0,21	-0,25
e ^{-w}	1617482392,88	0,40	0,24
L/D	-35,64	-0,16	-0,13

Serbest basınç dayanımı dinamik ve statik olarak hazırlanan tüm numunelere ait küme için aşağıdaki gibi ifade edilebilir(Denklem 5.5)

$$q_u = -64,14 \cdot w + 0,53 \cdot w^2 + 10,20 \cdot PI + 945,43 \cdot LI + 10,94 \cdot S(\%) - 0,05 \cdot D^2 - 1279,46 \cdot LI^2 + 1617482392,88 \cdot e^{-w} - 35,64 \cdot L/D + 1130,89 \quad (5.5)$$

Çizelge 5.9. Dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan tüm numunelerin birlikte değerlendirildiği adım adım analiz çoklu regresyon model özeti

R	R ²	Düzeltilmiş R ²	Tahminin standart hatası(kPa)
0,96	0,91	0,90	30,70
Değişkenler	Katsayılar	Standardize katsayılar	Sabitsiz standardize katsayılar
(Sabit)	2040,24	1,10	
e	-856,48	-1,47	-1,92
PI	9,14	0,91	1,62
s	-9,74	-1,09	-0,95
w ²	0,10	0,44	0,48
D ²	-0,05	-0,11	-0,23
γ _s	-26,11	-0,12	-0,20
ε _f	3,90	0,16	0,19
e ^{-w}	803922366,38	0,20	0,12

Serbest basınç dayanımı dinamik olarak hazırlanan tüm numunelere ait küme için aşağıdaki gibi ifade edilebilir(Denklem 5.6)

$$q_u = -856,48 \cdot e + 9,14 \cdot PI - 9,74 \cdot s + 0,10 \cdot w^2 - 0,05 \cdot D^2 - 26,11 \cdot \gamma_s + 3,90 \cdot \varepsilon_f + 803922366,38 \cdot e^{-w} + 2040,24 \quad (5.6)$$

Çizelge 5.10. Statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan tüm numunelerin birlikte değerlendirildiği adım adım analiz çoklu regresyon model özeti

R	R ²	Düzeltilmiş R ²	Tahminin standart hatası(kPa)
0,95	0,91	0,90	17,70
Değişkenler	Katsayılar	Standardize katsayılar	Sabitsiz standardize katsayılar
(Sabit)	2535,27	1,81	
w	-54,12	-3,76	-6,71
PI	10,93	0,91	3,11
w ²	0,41	1,86	3,07
LI	656,53	0,58	0,97
γ _s	-54,95		-0,75
D	-3,75	-0,10	-0,34
(L/D) ²	-9,98	-0,17	-0,28
C(%)	-0,56	-0,96	-0,19

Serbest basınç dayanımı statik olarak hazırlanan tüm numunelere ait küme için aşağıdaki gibi ifade edilebilir(Denklem 5.7)

$$q_u = -54,12 \cdot w + 10,93 \cdot PI + 0,41 \cdot w^2 + 656,53 \cdot LI - 54,95 \cdot \gamma_s - 3,75 \cdot D - 9,98 \cdot (L/D)^2 - 0,56 \cdot C(\%) + 2535,27 \quad (5.7)$$

Tüm zeminler birlikte değerlendirildiğinde serbest basınç dayanımını tek değişkenle ifade etme başarısı düşmektedir. Bunun sebebi serbest basınç dayanımını etkileyen daha başka parametrelerin de olduğu bunların göz ardı edilerek davranışın açıklanamayacağını göstermiştir.

Çoklu regresyon analizleri sonucunda serbest basınç dayanımının su muhtevası, boşluk oranı, plastisite indisi, kıvam, dane birim hacim ağırlık, numune çapı ve boy/çap oranı gibi özelliklerden etkilendiği belirlenmiştir.



6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Tez çalışması kapsamında değerlendirilen numune çapı, numune boy/çap oranı, su muhtevası ve hazırlanırken kullanılan kompaksiyon yönteminin etkileri belirlenmek üzere serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları ve gerçekleştirilen çoklu regresyon analizleri incelendiğinde aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Optimum su muhtevasının %5 kuru ve ıslak tarafında su muhtevasının artması ile serbest basınç dayanımında %80' lere varan azalma görülmüştür.
- Plastik limit altında su muhtevasının artması ile statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan bazı numunelerin serbest basınç dayanımında bir miktar artış görülebilmekte ve daha sonra su muhtevasının artması ile düşmektedir.
- Plastik limit değerinin aşılması ile birlikte kırılma davranışının giderek sünek hale geçtiği, belli bir su muhtevasından sonra numunelerin varillenerek göçtüğü ve serbest basınç dayanımının daha fazla azalmadığı görülmektedir.
- Su muhtevası ile serbest basınç dayanımı arasındaki ilişkide kıvamın etkili olduğu görülmüştür.
- Plastik davranıştan yarı katı davranışa geçtiği su muhtevasından daha kuru bölgelerde zeminlerin göçme davranışları daha karmaşık ve zor ifade edilir hal almaktadır bu yüzden arazide ve laboratuvarda plastik davranışın olduğu bölgede çalışılması tavsiye edilir(Malizia, 2016)
- Plastisite indisi su muhtevası-serbest basınç dayanımını etkileyen önemli özelliklerden biridir ve zeminler değerlendirilirken bu parametrenin mutlaka göz önünde bulundurulması gereklidir.

- Tüm zemin numuneleri için genel olarak numune ϕ apının artması ile serbest basınç dayanımında azalma görölmektedir. 38 mm ve 50 mm ϕ aptaki numuneler arasında ortalama %25-30 civarında serbest basınç dayanımı kaybı görölmüştür.
- Plastik limitin altında kalan yarı katı bazı kıvamlarda gevrek davranış beklenmesinin aksine ϕ apı büyük olan numunelerde ani olmayan, sünek kırılma gözlenmiştir.
- Plastik limit üzerindeki su muhtevalarına ait numunelerin göçme davranışının sünek olarak gerçekleştiği, ani kırılma görölmediği ve numune ϕ apının artması ile serbest basınç dayanımının azaldığı söylenebilir.
- Boy/ ϕ ap oranının artması ile serbest basınç dayanımının azaldığı görölmekte ve bunun sebeplerinden birinin narinlikteki artış olabileceği düşünülmektedir.
- Göçme davranışının boy/ ϕ ap oranının azalması ile daha sünek, artması durumunda ani ve gevrek kırılma şeklinde olduğu görölmüştür.
- Yüksek boy/ ϕ ap oranlarında ve yarı katı durumda gerçekleşen kırılma davranışı karmaşıklaşmakta ve bu davranışı matematiksel olarak ifade etmek güçleşmektedir.
- Serbest basınç deneyi yapılacak numunelerin standart boyda ve ϕ apta elde edilememesi durumunda kullanılacak diğeri ölçülerin elde edilecek serbest basınç dayanım değerini değıştireceği göz önünde bulundurulmalı, mevcut standartların birbirinden farklı ölçüler vermiş olmalarından dolayı ortaya çıkacak farklı tasarım ve hesaplamalar konusunda daha titiz olunmalıdır.

- Zeminlerin hazırlanması esnasında kullanılan yöntemin etkisi, plastik limit değeri etrafında çok azalmakta ve plastik limit su muhtevasında her iki yöntemle hazırlanan numuneler de yakın serbest basınç dayanımlarına sahip olmaktadır.
- Plastik limitten daha ıslak ve daha kuru tarafa ilerledikçe statik ve dinamik yöntemle hazırlanmış numunelerin serbest basınç dayanımları arasında farklar oluştuğu görülmüştür. Bu farkı belirleyen etmenlerden birisi dane çapı dağılımıdır.
- Sıkıştırma işlemi yapılacak zeminin optimum su muhtevasının zeminin plastik limitinden uzak olması durumunda hangi sıkıştırma yönteminin optimum su muhtevasında daha yüksek serbest basınç dayanımları sağlayacağı ile ilgili ön çalışma yapılmalı ve bu ön çalışma doğrultusunda doğru sıkıştırma yöntemi belirlenmelidir.
- Birçok parametrenin aynı anda göz önüne alınabilmesi ve serbest basınç dayanımının açıklanabilmesi için çoklu lineer regresyon analizi gerçekleştirilmiş ve başarılı modeller kurulabilmiştir.
- Çoklu regresyon analizleri sonucunda serbest basınç dayanımının su muhtevası, boşluk oranı, plastisite indisi, kıvam, dane birim hacim ağırlık, numune çapı ve boy/çap oranı gibi özelliklerden etkilendiği belirlenmiştir.
- İlerleyen çalışmalarda daha geniş su muhtevası aralığında çalışmalar yapılarak kıvam, dane birim hacim ağırlık ve plastisite indisinin etkileri daha detaylı araştırılabilir.
- Bu çalışmada elde edilen tüm sonuçlar incelenen zemin numuneleri için; optimum su muhtevalarının %5 kuru ve ıslak taraflarını, 38 mm ile 50 mm çap ve $L/D = 1,5$ ile $L/D = 2,5$ boy/çap oranı aralığını kapsamaktadır.

KAYNAKLAR

- Aktaş, M., 1991. Influence of Specimen Diameter on Shear Strength Parameters of Clay Soils, Ankara: General Directorate of State Hydraulic Works.
- Al-Rkaby, A. H., Alafandi, Z. M., 2015. Size Effect on the Unconfined Compressive Strength and Modulus of Elasticity of Limestone Rock. EJGE, pp. 20,12,5143-5149.
- Alshamib, A., 2010. Mechanical Properties of Remoulded Soft Clay. UTHM.
- Amšiejus, J., Dirgeliene, N., Norkus, A., 2010. Analysis of Methods for Evaluation of Soil Shear Strength Parameters. Vilnius, Vilnius Gediminas Technical University, pp. 1077-1082.
- Arsoy, S., 2004. Granüler Zeminde Kayma Direnci Açısının Deformasyonla Değişmesi ve Potansiyel Kullanım Alanları. İstanbul, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, p. 22.
- Asmani, D. M. Y., Hafez, M., Shakri, M., 2013. Comparison between static and dynamic compaction for California Bearing Ratio (CBR). Electronic Journal of Geotechnical Engineering,, pp. 18, Y,5857–5869.
- ASTM D 422-63, 2002. Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 1-8.
- ASTM D698, 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort .
- ASTM D 854-02, 2002. Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer. Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, 1-7.
- ASTM D1557, 2012. Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort.
- ASTM D2166-00, 2000. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- Atkinson, 1992. A Note on Modelling Small Strain Stiffness in Cam Clay. Oxford, St Catherine's College, pp. 111-120.
- Atmaca, M., 2003. Yapı Temelleri ve Zeminler. Ankara: Mühendislik Yayıncılık.
- Aytekin, M., 2004. Deneysel Zemin Mekaniği. Ankara: Teknik Yayınevi.

- Azam, A., Cameron, D., 2013. Geotechnical Properties of Blends of Recycled Clay Masonry and Recycled Concrete Aggregates in Unbound Pavement Construction. *Journal of Materials in Civil Engineering*, pp. 25,6,788–798.
- Bandis, S., 1980. Experimental Studies of Scale Effects on Shear Strength, and Deformation of Rock Joints. Leeds: The University of Leeds.
- Bardet, J. P., 1997. Experimental Soil Mechanics. New Jersey: Prentice Hall.
- Belvisco, R., Clampoli, S., Cotecchia, V., Federico, A., 1985. Use of Cone Penetrometer to Determine Consistency Limits. *Ground Eng.*, pp. 18,5, 21–22.
- Bergado, D., Anderson, L., Miura, N., Balasubramaniam, A., 1996. Soft Ground Improvement in Lowland and Other Environments. New York: ASCE.
- Berilgen, S., Kılıç, H., Özaydın, K., 2007. Determination of Undrained Shear Strength for Dredged Golden Horn Marine Clay with Laboratory Tests.
- Bláhová, K., Ševelová, L., Pilařová, P., 2013. Influence of Water Content on the Shear Strength Parameters of Clayey Soil in Relation to Stability Analysis of A Hillside in Brno Region. *Acta Universitatis Agriculturae Et Silviculturae Mendelianae Brunensis*, pp. 56, 1583-1588.
- Brand, E., Brenner, R., 1981. Soft Clay Engineering. Amsterdam: Elsevier Scientific Publishing Company.
- Browne, M., 2006. Feasibility of Using a Gyratory Compactor to Determine Compaction Characteristics of Soil. Bozeman: Montana State University.
- BS-1377, 1990. Compaction Using Vibrating Hammer. British Standard Institute, London, England.
- Budhu, M., 2010. Soil Mechanics and Foundations. John Wiley & Sons.
- Casagrande, A., 1939. Ueber die Scherfestigkeit von Böden. *Bodenmechanik und neuzeitlicher Strassenbau*. Berlin: Volk und Reich.
- Cerato, A., Lunne, J., 2006. Specimen Size and Scale Effects of Direct Shear Box Test of Sands. *Geotechnical Testing Journal*, pp. 29,6.
- Chang-ming, W., 2004. Soil Mechanics. Changchun: Jilin University Press.
- Coduto, D., 2006. Geoteknik Mühendisliği İlkeler ve Uygulamalar. Ankara: Çevirenler Mollamahmutoğlu, M., Kayabalı, K., Gazi Kitabevi.
- Collins, K., McGown, A., 1974. The Form and Function of Microfabric Features in a Variety of Natural Soils. *Geotechnique*, pp. 5,2,223-254.

- Coulomb, C., 1776. An Attempt to Apply the Rules of Maxima and Minima to Several Problems of Stability Related to Architecture. Acad. R. Dci, pp. 7,343-382.
- Craig, R., 2012. Soil Mechanics. London: English Language Book Society.
- Crispim, F.A., Lima, D.C., Schaefer, C.E.G.R., Silva, C.H.C., Carvalho, C.A.B., Barbosa, P.S.A., Brandão, E.H., 2011. The Influence of Laboratory Compaction Methods on Soil Structure: Mechanical and Micromorphological Analyses. Soils and Rocks, pp. 34,1,91-98.
- Cunha, A., 1990. Scale Effect in Rock Mass. Balkema: Proceeding of International Workshop on Scale Effects in Rock Masses.
- Çokça, E., Erol, O., Armangil, F., 2004. Effects of Compaction Moisture Content on the Shear Strength of An Unsaturated Clay. Geotechnical and Geological Engineering, pp. 22, 285-297.
- Dadkhah, R., Gkafoori, M., Ajalloeian, R., Lashkaripour, G., 2010. The Effect of Scale Direct Shear Test on the Strength Parameters of Clayey Sand in Isfahan City, Iran. Journal of Applied Sciences, pp. 10,18,2027-2033.
- Darlington, W. J., Ranjith, P. G., Choi, S. K., 2011. The Effect of Specimen Size on Strength and Other Properties in Laboratory Testing of Rock and Rock-Like Cementitious Brittle Materials. Rock Mech Rock Eng, pp. 44,513-529.
- Das, B., 2002. Principles of Geotechnical Engineering, Fifth Edition. Brooks/Cole: Thomson Learning.
- Das, B. M., 2010. Principles of Geotechnical Engineering. Stamford: Cengage Learning.
- Federico, A., 1983. Relationships (c_u-w) and ($c_u-\sigma_v$) for Remolded Clayey Soils at High Water Content.
- Ferre, G., Topp, P., 2002. The Soil Solution Phase. Wisconsin: Soil Science Society of America, Inc..
- Garcia, A. J. H., Jaime, Y. N. M., Contreras, A. M. Z., Bastardo, L. D. S., Llovera, F. A. S., 2012. Savanna Soil Water Content Effect on Its Shear Strength-Compaction Relationship. Revista Científica UDO Agrícola, pp. 12, 2, 324-337.
- Ghosh, R., 2013. Effect of Soil Moisture in the Analysis of Undrained Shear Strength of Compacted Clayey Soil. Journal of Civil Engineering and Construction Technology, pp. 4,1,23-31.

- Güneyli, H., Rüßen, T., 2016. Effect of Length-To-Diameter Ratio on The Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil Specimens. Bull Eng Geol Environ, pp. 75, 793-806.
- Güven, C., 2007. Yüksek Plastisiteli Bir Kilde Kum Miktarının Kayma Mukavemetine Etkileri. Sakarya: Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Hamaker, H., 1937. The London- Van der Waals Attraction Between Spherical Particals. Physica 4.
- Harrison, A., 1987. Soil Organic Phosphorus- A Review of World Literature.. Oxon: CAB International.
- Hawkins, A. B., 1998. Aspects of Rock Strength. Bull Eng Geol Env, pp. 57,17-30.
- Head, K. H., 1992. Manual of Soil Laboratory Testing. London: Pentech Press.
- Head, K. H., 2006. Manual of Soil Laboratory Testing. London: Pentech Press.
- Hoek, E., Brown, E., 1980. Underground Excavations in Rock. London: The Institution of Mining and Metallurgy.
- Holtz, R., Kovacs, W., 1981. An Introduction to Geotechnical Engineering. New Jersey: Prentice Hall.
- Jamshidia, A., Nikudelb, M. R., Khomehchiyanb, M., Sahamieha, R. Z., 2016. The Effect of Specimen Diameter Size on Uniaxial Compressive Strength, P-Wave Velocity and the Correlation Between Them. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, pp. 11,1,13-19.
- John, M., 1972. The Influence of Length to Diameter Ratio on Rock Properties in Uniaxial Compression: A Contribution to Standardization in Rock Mechanics Testing. Rep S Afr CSIR ME, p. 1083.
- Kahnemouei, V. B., 2013. Farklı Statik Basınçlar Altında Sıkıştırılan Çimento Katkılı Kumun Serbest Basınç Dayanımının İncelenmesi. Ankara: Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Kahraman, S., Alber, M., 2006. Estimating Unconfined Compressive Strength and Elastic Modulus of A Fault Breccia Mixture of Weak Blocks and Strong Matrix. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., pp. 43,8,1277-1287.
- Kamei, T., Tokida, M., 1991. Influence of Specimen Size on Unconfined Compressive Strength and Deformation Characteristics of Cohesive Soils. Doboku Gakkai Ronbunshu, pp. 436,131-134.

- Kayabalı, K., Aktürk, Ö., Fener, M., Üstün, A. B., Dikmen, O., Harputlugil, F.H., 2015. Evaluation of Undrained Shear Strength of Fine-Grained Soils in Consideration of Soil Plasticity. *Yerbilimleri*, pp. 36,3,121-136.
- Khalid, U., Zia-ur-Rehman, Farooq, K., Mujtaba, H., 2015. Prediction of Unconfined Compressive Strength From Index Properties of Soils. *Sci.Int.(Lahore)*, pp. 7,5,4071-4075.
- Khera, R., Krizek, R., 1968. Effect of Principle Consolidation Stress Difference on Undrained Shear Strength. *Soil and Foundation*, pp. 8,1,1-17.
- Koncagül, E. C., Santi, P. M., 1999. Predicting the Unconfined Compressive Strength of The Breathitt Shale Using Slake Durability, Shore Hardness and Rock Structural Properties. *Int. J. Tock MEch & Min. Sci.*, pp. 36,139-153.
- Kouassi, P., Breyse, D., Girard, H., Poulain, D., 2000. A New Technique of Kneading Compaction in the Laboratory. *Geotechnical Testing Journal*, pp. 23,1, 72-82.
- Koumoto, T., Houlsby, G., 2001. Theory and Practice of the Fall Cone Test. *Geotechnique*, pp. 51,8,701-712.
- Lama, R., Gonano, L., 1976. Size-effect Considerations in the Assessment of Mechanical Properties of Rock Masses. Dhanbad.
- Lee, L., 2004. Predicting Geotechnical Parameters for Dredged Materials Using the Slump Test Method and index Property Correlations, U.S. Army Engineer Research and Development.
- Lee, L., Freeman, R., 2007. An Alternative Test Method for Assessing Consistency Limits. *Geotechnical Testing Journal*, pp. 30,4,1-8.
- Leroueil, S., Tavenas, F., Bihan, J., 1983. Characteristic properties of eastern Canada clays. *Canadian Geotechnic Journal*, pp. 20,4,681-705.
- Liu, M., 2011. Sydney Soil Model I : Theoretical Formulation.. *International Journal of Geomechanics,ASCE*, pp. 211-224.
- Lo, K. Y., 1970. The Optical Strength of Fissured Clays. *Geotechnique*, pp. 20,2,54-57.
- Londe, P., 1973. The Role of Rock Mechanics in the Reconnaissance of Rock Foundations. *Journal of Engineering Geology*, pp. 6,1.
- Malizia, J. P., 2016. Effect of Water Content and Density on Strength and Deformation Behavior of Clay Soils. Kent State University.

- Manish, K. M., Sudheerkumar, Y., Sreedeeep, S., 2014. Undrained Shear Strength of Cohesive Soils at Consistency Limits. International Journal Of Progresses in Civil Engineering, pp. 27-29.
- Matsuo, M., Asaoka, A., 1976. A Statistical Study on a Conventional Safety Factor Method. Soils and Foundaitons, pp. 16,1,75-90.
- Megep, 2006. MEGEP (Mesleki Eğitim ve Öğretim Sisteminin Güçlendirilmesi Projesi), İnşaat Teknolojisi, Zemin Deneyleri III. Ankara: Milli Eğitim Bakanlığı Yayınları.
- Mitchell, J., 1993. Fundamentals of Soil Behaviour. New York: John Wiley & Sons.
- Mogi, K., 1966. Some Precise Measurements of Fracture Strength of Rocks Under Uniform Compressive Stress. Felsmech Ingenieurogeol, pp. 4,41-55.
- Mogi, K., 2007. Experimental Rock MEchanics. London: Taylor and Francis.
- Monteiro, F. F., Carvalho, L. M. C., Moura, A. S., Aguiar, M. F. P., Marques, I. R., Matos, Y. M. P., 2016. Specimen Diameter Influence on Effective Shear Strength Parameters in Triaxial Tests. EJGE, pp. 21,07,4049-4060.
- Nabeshima, Y., Oda, K., Matsui, T., 1999. Performance of Mini-Triaxial Test and Its Practical Applications to Soil Investigation.. International Journal of Offshore and Polar Engineering , pp. 9,2,105-111.
- Nagaraj, H. B., Sridharan, A., Mallikarjuna, H. M., 2012. Re-examination of Undrained Strength at Atterberg Limits Water Contents. Geotech Geol Eng, pp. 30, 727-736.
- Nakase, A., 1967. The $\phi(u)=0$ Analysis of Stability and Unconfined Compression Strength. Soils and Foundaitons, pp. 7,2,35-50.
- Obasi, N. L., Anyaegbunam, A. J., 2005. Correlation of the Undrained Shear Strength and Plasticity Index of Tropical Clays. Nigerian Journal of Technology, pp. 24,2,1-9.
- Obert, L., Windes, S., Duvall, W., 1946. Standardized Tests for Determining the Physical Properties of Mine Rocks., Washington DC: US Bureau of Mines.
- O'Kelly, B. C., 2013. Atterberg Limits and Remolded Shear Strength -Water Content Relationships. ASTM Geotechnical Testing Journal, pp. 36, 6, 939-947.
- Olgun, M., 2008. Farklı Konsantrasyonlardaki Kimyasallarla Konsolide Edilmiş Kil Zeminlerin Kayma Mukavemeti ve Konsolidasyon Davranışlarının İncelenmesi. Konya: Selçuk Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.

- Olphen, H. V., 1977. An Introduction to Clay Colloid Chemistry. New York : Wiley Interscience.
- Orkan, M., Özer, M., Işık, N., 2004. Zemin Mekaniği Laboratuvar Deneyleri. Ankara: Gazi Kitabevi.
- Önalp, A., 2002. Geoteknik Bilgisi I Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Önalp, A., 2007. Geoteknik Bilgisi 1 Çözümlü Problemlerle Zeminler ve Mekaniği. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Özaydın, K., 1997. Zemin Mekaniği. İstanbul: Birsen Yayınevi Ltd.Şti..
- Özaydın, K., 2000. Zemin Mekaniği. İstanbul: Birsen Yayınevi Ltd. Şti..
- Özaydın, K., 2008. Zemin Mekaniği. İstanbul: Birsen Yayınevi Ltd. Şti..
- Palchik, V., Hatzor, Y., 2004. The influence of porosity on tensile and compressive strength of porous chalks. Rock. Mech. Rock. Eng. , pp. 37,331-341.
- Panahi, S. S., 2014. Yükseklik-Çap Oranının Killi Bir Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Üzerindeki Etkisinin Deneysel Olarak Araştırılması. Ankara: Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Park, S.-S., Jeong, S. W., 2015. Effect of Specimen Size on Undrained and Drained Shear Strength of Sand. Marine Georesources & Geotechnology, pp. 33, 361–366.
- Pauling, L., 1951. The Nature of the Chemical Bond. Cornell Iniversity Pres..
- Raman, K. V., Dayakar, P., Sankaran, S., 2015. Effect of L/D Ratio of UCC Specimen on Shear Strength of Clay Soil. Indian Journal of Science and Technology, pp. 8,32.
- Rüşen, T., 2011. Killi Zeminlerin Tek Eksenli Dayanımı Üzerinde Örnek Boyutu Etkisi. Adana: Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Salem, M., 2006. Stiffness of Unsaturated Compacted Clay at Small Strains. Austin: University of Texas.
- Satı, Y., 2016. Sıkıştırılmış İnce Daneli Zeminlerin Kayma Mukavemetinin Drenajlı Koşullarda İncelenmesi. İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Schofield, A., Wroth, C., 1968. Critical State Soil Mechanics. McGraw Hill.
- Scombe, B., 2004. Dynamic Compaction. New York: Spon Press.

- Shakoor, A., Bonelli, R., 1991. Relationship Between Petrographic Characteristics, Engineering Index Properties and Mechanical Properties of Selected Sandstones. *Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.*, pp. 28,55-71.
- Sharma, B., Bora, P. K., 2003. Plastic Limit, Liquid Limit and Undrained Shear Strength of Soil- Reappraisal. *Journal of Geotechnical and GEoenvironmental Engineering*, pp. 129,8,774-777.
- Shogaki, T., 2007. Effect of Specimen Size on Unconfined Compressive Strength Properties of Natural Deposits. *Soils and Foundations*, pp. 47,1,119-129.
- Shogaki, T., Moro, H., Matsuo, M., 1997. A Slope Stability Analysis Considering Undrained Strength Anisotropy of Natural Clay Deposits. *Tsuchi-to-Kiso, JGS*, pp. 45,8,13-16.
- Skempton, A., Northley, R., 1952. Sensitivity of Clays. *Geotechnique*, pp. 3,1,30-53.
- Stephenson, D., Triandafilidis, G., 1974. Influence of Specimen Size and Geometry on Uniaxial Compressive Strength of Rock. *Bull. Assoc. of Engng. Geologists*, pp. 11,1,29-47.
- Taylor, D., Leps, T., 1938. Shearing Properties of Ottawa Standard Sand as Determined by the MIT Strain-control Direct Shearing Machine. Boston, pp. 1-17.
- Terzaghi, K., Peck, R., 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Terzaghi, K., Peck, R., Mesri, G., 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. New York: John Wiley & Sons.
- Thuro, K., Plinninger, R., Zah, S., Schütz, S., 2001. Scale Effect in Rock Strength Properties. Part 1: Unconfined Compressive Test and Brazillian Test. Espoo, Helsinki University of Technology Finnish National Group of ISRM.
- Trauner, L., Dolinar, B., Misic, M., 2005. Relationship between the Undrained Shear Strength, Water Content, and Mineralogical Properties of Fine-Grained Soils. *International Journal of Geomechanics*, pp. 5,4,350-355.
- Tumluer, G., 2006. Çimento Katkılı Kumlu Zeminlerin Mukavemeti. Adana: Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Tuncay, E., Hasancebi, N., 2009. The Effect of Length to Diameter Ratio of Test Specimens on the Uniaxial Compressive Strength of Rock. *Bull Eng Geol Environ*, pp. 68,491-497.

- Tunç, A., 2002. Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları. İstanbul: Atlas Yayın Dağıtım.
- Turk, N., Dearman, W., 1986. A Correction Equation on the Influence of Length-to diameter Ratio on the Uniaxial Compressive Strength of Rocks. Engineering Geology, pp. 22,3,293-300.
- TS 1900-2.İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri-Bölüm 2: Mekanik Özelliklerin Tayini. Türk Standartları Enstitüsü, pp. 30-31, 55-59, Ankara, 2006.
- Ulusoy, R., Tureli, K., Ider, M., 1994. Prediction of Engineering Properties of A Selected Litharenite Sandstone From Its Petrographic Characteristics Using Correlation and Multivariate Statistical Techniques. Engineering Geology, pp. 37-135-157.
- Uysal, N., 2014. Polimer ile Stabilize Edilmiş Kumların Kayma Mukavemetinin Laboratuvar Deneyleri ile Belirlenmesi. İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Uzuner, B. A., 2007. Temel Zemin Mekaniği. Trabzon: Derya Kitabevi.
- Ünlü, T., Yılmaz, O., 2008. Investigation of the Shape Effect on The Uniaxial Compressive Strength of the Intact Rock. İzmir, pp. 121-141.
- Ürkmez, A., 2009. Kalıcı Kayma Mukavemetinin Tekrarlı Kesme Kutusu Deney Yöntemi ile Belirlenmesi. İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Vardanega, P., Haighb, S., 2014. The Undrained Strength – Liquidity Index Relationship. Canadian Geotechnical Journal, pp. 51, 9, 1073-1086.
- Venkatarama, B., Jagadish, K., 1993. The Static Compaction of Soils. Geotechnique, pp. 43,2,337-341.
- Vliet, M. R. A., Mier, J., 2000. Size Effect of Concrete and Sandstone. Heron, pp. 45,2,91-108.
- Vondrackova, T., Kmec, J., Cejka, J., Bartuska, L., Stopka, O., 2016. Evaluation of the Parameters Affecting the Cohesion of Fine Grained Soil. Earth and Environmental Science 44.
- Wang, L., 2014. Effect of Moisture Content, Void Ratio and Compacted Sand Content On the Shear Strength of Remolded Unsaturated Clay. EJGE, pp. 19,Q,4413-4426.
- Wesley, L. D., 2003. Residual Strength of Clays and Correlations Using Atterberg Limits. Geotechnique, pp. 53,7,669-672.

- Widodo, S., Ibrahim, A., Hong, S., 2012. Analysis of Different Equations of Undrained Shear Strength Estimations Using Atterberg Limits on Pontianak Soft Clay. Town and Urban Planning Architecture and Building Engineering, pp. 46-50.
- Wilbourn, K., 2007. Index Properties and Strength of Artificial Soil Using the Harvard Miniature Method, Houston: University of Houston.
- Wilbourn, K., 2007. Index Properties and Strength of Artificial Soil Using the Harvard Miniature Method, Houston: University of Houston.
- Wroth, C. P., Wood, D., 1978. The Correlation of Index Properties with Some Basic Engineering Properties of Soils. Canadian Geotechnic Journal, pp. 15,2,137-145.
- Wu, P., Matsushima, K., Tatsuoka, F., 2007. Effect of Specimen Size and Some Other Factors on the Strength and Deformation of Granular Soil in Direct Shear Tests. Geotechnical Testing Journal, pp. 31,1..
- Ximeng, L., Changyou, L., Weibin, G., Jiaojian, Q., 2015. The Effect of Specimen Height on the Uniaxial Compressive Experiment of Rocks. EJGE, pp. 20,7,1473-1486.
- Yaghoubi, E., Disfani, M. M., Arulrajah, A., Kodikara, J., 2017. Impact of Compaction Method on Mechanical Characteristics of Unbound Granular Recycled Materials. Road Materials and Pavement Design.
- Yilmaz, I., 2000. Evaluation of Shear Strength of Clayey Soils by Using Their Liquidity Index. Bull Eng Geol Env, pp. 227-229.
- Yi, S., Yang, E., Choi, J., 2006. Effect of Specimen Sizes, Specimen Shapes, and Placement Directions on Compressive Strength of Concrete. Nuclear Engineering and Design, pp. 236,2,115-127.
- Yoshinaka, R., 1976. Effect of Specimen Size on Strength of Rock Soils. Sekougijutsu, pp. 9,58-60.
- Zumrawi, M. M. E., Mohammed, L. A. D., 2016. Correlation of Placement Conditions and Soil Intrinsic Properties with Shear Strength of Cohesive Soils. Khartoum, University of Khartoum.

EKLER

EK A. Fotoğraflar



EK A. Fotoğraflar



Şekil A.1. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %27 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.2. Aliğa kiline ait 38 mm çap 76 mm boy %33 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.3. Aliğa kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %35,7 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.4. Aliğa kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %39 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.5. Aliğa kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %41,8 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.6. Aliğa kiline ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %31,4 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.7. Aliğa kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %40 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.8. Aliğa kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %48 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.9. Aliğa kiline ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %51 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



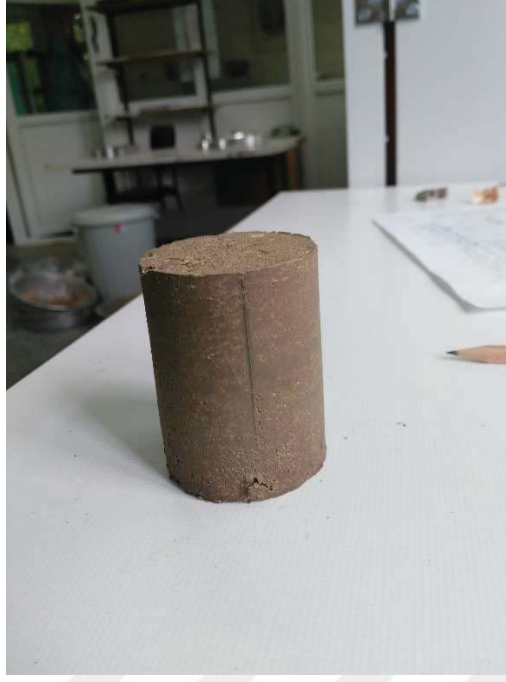
Şekil A.10. Burdur kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.11. Burdur kiline ait 38 mm $\varnothing$ 92 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.12. Burdur kiline ait 38 mm $\varnothing$ 107 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.13. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 67 mm boy %16,8 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.14. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 100 mm boy %18,6 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.15. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 100 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.16. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 100 mm boy %22,3 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.17. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 100 mm boy %23,2 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.18. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 123 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.19. Burdur kiline ait 50 mm $\varnothing$ 142 mm boy %22 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.20. Eşen kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %31,9 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.21. Eşen kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %34,2 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.22. Eşen kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %36 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.23. Eşen kiline ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %39 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



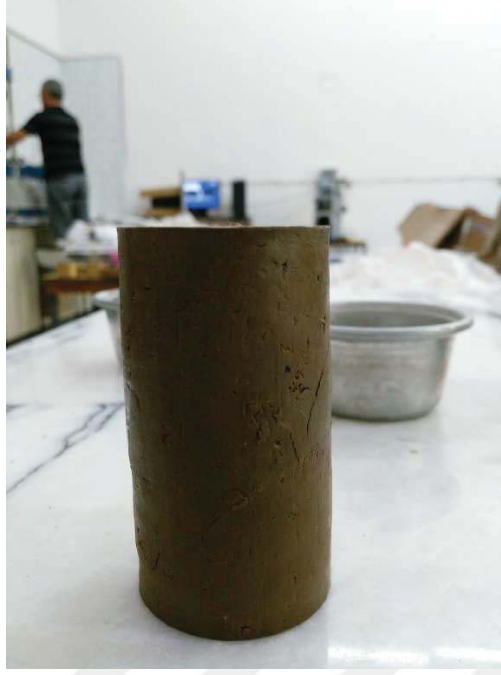
Şekil A.24. Eşen kiline ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %29,6 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.25. Eşen kiline ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %31,8 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.26. Eşen kiline ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %34,8 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.27. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %39,1 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.28. Eşen kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %46,6 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.29. Mavi kile ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %20 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.30. Mavi kile ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %21,1 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.31. Mavi kile ait 38 mm $\varnothing$ 76 mm boy %24 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.32. Mavi kile ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %17,1 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.33. Mavi kile ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %20,6 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.34. Mavi kile ait 44 mm $\varnothing$ 88 mm boy %23,7 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.35. Mavi kile ait 44 mm çap 88 mm boy %24,3 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.36. Mavi kile ait 50 mm çap 100 mm boy %28 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.37. Mavi kile ait 50 mm $\varnothing$ 120 mm boy %28 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.38. Mavi kile ait 50 mm $\varnothing$ 143 mm boy %28 su muhtevasında dinamik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.39. İstanbul kiline ait 44 mm çap 44 mm boy %32,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.40. İstanbul kiline ait 44 mm çap 66 mm boy %30,5 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.41. İstanbul kiline ait 44 mm $\varnothing$ 86 mm boy %30,5 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.42. İstanbul kiline ait 44 mm $\varnothing$ 87 mm boy %33,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.43. İstanbul kiline ait 44 mm çap 88 mm boy %36,2 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.44. İstanbul kiline ait 44 mm çap 111 mm boy %31,4 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.45. İstanbul kiline ait 44 mm çap 122 mm boy %32,5 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.46. İstanbul kiline ait 44 mm çap 151 mm boy %31,8 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.47. İstanbul kiline ait 50 mm çap 92 mm boy %33,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.48. İstanbul kiline ait 50 mm çap 51 mm boy %31,6 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.49. İstanbul kiline ait 50 mm çap 100 mm boy %34,1 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.50. İstanbul kiline ait 50 mm çap 101 mm boy %31,3 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.51. İstanbul kiline ait 50 mm çap 102 mm boy %25,7 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.52. İstanbul kiline ait 50 mm çap 126 mm boy %31,8 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf



Şekil A.53. İstanbul kiline ait 50 mm çap 151 mm boy %24 su muhtevasında statik olarak sıkıştırılarak hazırlanan numuneye ait serbest basınç deneyi sonrası fotoğraf

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Recep AKAN

Doğum Yeri ve Yılı : Adapazarı, 1986

Medeni Hali : Evli

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : recepakan@hotmail.com

Eğitim Durumu

Lise : Eskişehir Fatih Fen Lisesi, 2004

Lisans : SAÜ, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği

Yüksek Lisans : SDÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği

Mesleki Deneyim

SDÜ Mühendislik Fakültesi 2011--..... (halen)

Yayınları

Akan R., Uzundurukan S., Çimen Ö., Göksan T.S., Keskin S.N., Effects of layer depth on engineering properties of compacted soil samples. 2nd International Balkans Conference on Challenges of Civil Engineering, BCCCE, 876-881, 23-25 May 2013, Epoka University, Tirana, Albania.

Akan R., Keskin S.N., Jet Grout Yönteminin Zemin İyileştirmesine Katkısının ve Bu Yöntemde Kullanılan Parametrelerin Etkilerinin İrdelenmesi. Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi, 18(2), 22-26, 2014.

Akan R., Keskin S.N., Jet Grout Kolonlarının Serbest Basınç Mukavemetlerinin Tahmin Edilmesinde Çoklu Regresyon Yönteminin Kullanılması. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbeşinci Ulusal Kongresi, 575-585, 16 - 17 Ekim 2014, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Akan. R., Keskin. S.N., Numune Çapının ve Boyunun Kil Zeminlerin Serbest Basınç Mukavemetine Etkisi, Yedinci Geoteknik Sempozyumu, 209-220, 22-24 Kasım 2017, İstanbul Teknik Üniversitesi, İstanbul.