Kireç ile Stabilize Edilmiş Yüksek ve Düşük Plastisiteli Kil Zeminlerin Dayanımı Üzerinde Uzun Süreli Gecikmiş Kompaksiyonun Etkisi

Alper Başpınar

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Ağustos 2020

The Effect of Long-Term Delayed Compaction on the Strength of Lime-Stabilized High and Low Plasticity Clay Soils

Alper Başpınar

MASTER OF SCIENCE THESIS

Department of Civil Engineering

August 2020

Kireç ile Stabilize Edilmiş Yüksek ve Düşük Plastisiteli Kil Zeminlerin Dayanımı Üzerinde Uzun Süreli Gecikmiş Kompaksiyonun Etkisi

Alper Başpınar

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
Lisansüstü Yönetmeliği Uyarınca
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Geoteknik Bilim Dalında
YÜKSEK LİSANS TEZİ
Olarak Hazırlanmıştır

Danışman: Doç. Dr. Murat TÜRKÖZ

Ağustos 2020

ETİK BEYAN

Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü tez yazım kılavuzuna göre, Doç. Dr. Murat TÜRKÖZ danışmanlığında hazırlamış olduğum “Kireç ile Stabilize Edilmiş Yüksek ve Düşük Plastisiteli Kil Zeminlerin Dayanımı Üzerinde Uzun Süreli Gecikmiş Kompaksiyonun Etkisi” başlıklı YÜKSEK LİSANS tezimin özgün bir çalışma olduğunu; tez çalışmamın tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı; tezimde verdiğim bilgileri, verileri akademik ve bilimsel etik ilke ve kurallara uygun olarak elde ettiğimi; tez çalışmamda yararlandığım eserlerin tümüne atıf yaptığımı ve kaynak gösterdiğimi ve bilgi, belge ve sonuçları bilimsel etik ilke ve kurallara göre sunduğumu beyan ederim. 07/07/2020

Alper Başpınar

İmza



ÖZET

Vasıflı dolgu malzemesini temin etmenin zorluğu ve mühendislik yapılarının konumlanacağı araziye nakledilmesinin maliyetli olması, mevcut arazideki zeminin efektif çözümlerle kullanılabilir hale getirilmesini gerektirir. Bu çözüm yöntemlerinden biri olan kireç ile stabilizasyon, eski çağlardan beri tercih edilmektedir. Doğal bir malzeme olan ve kolayca temin edilebilen kirecin, ekonomik ve çevre dostu olmasının yanı sıra uygulanabilirliği de avantaj sağlamaktadır. Kireç katkılı zeminlerin kompaksiyon öncesi bekleme süresi, stabilizasyonun dayanım ve diğer parametreler açısından etkinliğini önemli ölçüde etkilemektedir. Bu duruma gecikmiş kompaksiyon adı verilir. Arazi koşullarında hava durumunun elverişsiz olması, ekipman yetersizliği vb. sebeplerden dolayı kompaksiyon gecikmesi yaşanabilmektedir. Bu nedenle gecikmiş kompaksiyonun stabilizasyona olan etkisinin incelenmesi, geoteknik mühendisliği açısından önem arz etmektedir.

Bu çalışmada bir yol projesinden alınan zemin örneklerinin çeşitli oranlarda sönmüş kireç katkısı ile karıştırıldıktan sonra gecikmiş kompaksiyonun zeminlerin dayanım özellikleri üzerindeki etkileri araştırılmıştır. Bu kapsamda, yüksek (CH) ve düşük (CL) plastisiteli iki ayrı kil zemin numunesine kuru ağırlıklarının % 0, 3, 6, 9, 12 ve 15'i oranında kireç eklenerek hazırlanan örnekler üzerinde, karışımdan hemen sonra ve yedi gün sonra Standart Proktor düzeyinde kompaksiyon deneyleri yapılmıştır. Gecikmiş kompaksiyonun ve kireç katkı yüzdesinin hem kompaksiyon karakteristiklerine hem de serbest dayanımına olan etkisini araştırmaya yönelik olarak toplam 22 adet kompaksiyon deneyi ve takibinde de kürsüz, 7 gün ve 28 gün küre bırakılan örnekler üzerinde de toplamda 64 adet serbest basınç deneyi yapılmıştır. Kireç muhtevasına bağlı olarak hemen ve gecikmiş kompaksiyonun, kompaksiyon karakteristikleri, serbest basınç dayanımı ve sekant modülü üzerindeki etkisi her iki zemin numunesi için karşılaştırmalı olarak incelenmiştir. Kireç katkısı ile yapılacak zemin stabilizasyonunda, özellikle uzun süreli gecikmiş kompaksiyon, zemin türüne bağlı olarak dayanım üzerinde önemli etkilere neden olduğu belirlenmiştir.

Anahtar kelimeler: Kil zemin, Kireç, Stabilizasyon, Gecikmiş Kompaksiyon, Yüksek Plastisite, Düşük Plastisite, Serbest Basınç Dayanımı

SUMMARY

Problems to access quality materials and cost of their transportation to the field, where engineering structures settle in, require to utilize local soil on site with effective solutions for usage. Stabilization of clay soils with lime is one of the most preferable methods since ancient times. Applicability of using lime as natural and easily obtainable material has an edge on other methods in addition to its economical and environmental profits. Waiting time of mixture consisting of lime, soil and water has substantial effects on the strength and other properties before any compaction. This situation is also known as delayed compaction or mellowing period. Unexpected reasons such as adverse weather conditions, deteriorated or inadequate equipment, can lead to delay in compaction and long waiting of soil mixture. Thus, effects of compaction delay in stabilization have great importance for geotechnical engineering.

In this study, the effects of delayed compaction in soil strength properties have been investigated after mixing soil samples provided from a road project with hydrated lime. On the samples which contain high (CH) and low (CL) plasticity clay soils mixed with (0,3,6,9,12,15% by dry weight) lime, compaction tests have been conducted with the Standard Proctor level right after mixing and after 7-day-cured. Due to determine the effects of delayed compaction and various lime addition, on compaction characteristics and compressive strength basis; 64 UCS tests have been done under non-cured, 7-day-cured and 28-day-cured conditions, after 22 compaction tests. Based on lime content, compaction characteristics, UCS and secant modulus are comparatively analyzed on either soil samples for delayed and non-delayed compaction effects. According to results, lime-stabilized clayey soils are significantly influenced by delayed compaction, especially for long-term.

Keywords: Clay Soil, Lime-Stabilization, Compaction Delay, High Plasticity, Low, Plasticity, Unconfined Compressive Strength

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans öğrenimimin başından son anına kadar desteğini esirgemeyen, birlikte çalışmaktan onur duyduğum tez danışmanım ve saygıdeğer hocam Doç. Dr. Murat TÜRKÖZ'e şükran ve minnetlerimi sunarım.

Geoteknik mühendisliğine bakışımı değiştiren, mesleki vizyonumu geliştiren Dr. Öğr. Üyesi Kamil Bekir AFACAN'a, her koşulda yanımda olduklarını hissettiğim sevgili aileme ve arkadaşlarıma teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET vi
SUMMARY vii
TEŞEKKÜR viii
İÇİNDEKİLER ix
ŞEKİLLER DİZİNİ xi
ÇİZELGELER DİZİNİ xiv
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ xv
1. GİRİŞ VE AMAÇ 1
2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI 2
3. KİL ZEMİNLER VE KİREÇLE STABİLİZASYON MEKANİZMASI 6
3.1. Zeminlerin Sınıflandırılması ve Kil Zeminler 6
3.1.1. Zeminlerin sınıflandırılması 6
3.1.2. Kil minerallerinin tanımlanması 7
3.2. Kil mineralleri 8
3.2.1. Kil minerallerin fiziko-kimyasal özellikleri 10
3.2.1.1 Spesifik yüzey alanı 10
3.2.1.2. Elektriksel iletkenlik 11
3.2.1.3. pH değeri 11
3.3. Kireç ile Kil Zeminlerin Stabilizasyon Mekanizması 11
3.3.1. Katyon değişimi 12
3.3.2. Flokülasyon ve aglomerasyon 13
3.3.3. Puzolanik reaksiyon 14
3.4. Stabilizasyon Seviyeleri 14
3.4.1. Zemin modifikasyonu 14
3.4.2. Zemin stabilizasyonu 14
3.4.3. Stabilize temel tabakası 15
3.5. Stabilizasyonu Etkileyen Faktörler 15
3.5.1. Stabilizer malzemenin dozajı 15
3.5.1.1. Eades ve Grim yöntemi 15

İÇİNDEKİLER (devam)

Sayfa

3.5.1.2. Plastisite indisinin azalması....16
3.5.1.3. Serbest basınç dayanımı deneyi....16
3.5.1.4. Kalifornia Taşıma Oranı deneyi (CBR)....17
3.5.2. Karıştırma....17
3.5.3. Kompaksiyon....17
3.5.4. Dane boyut dağılımı ve pulverizasyon....18
4. MATERYAL VE YÖNTEM....19
4.1.Materyal....19
4.1.1. Zemin numuneleri....19
4.1.2. Kireç....24
4.2. Yöntem....25
4.2.1. Örneklerin hazırlanması....25
4.2.2. Deneysel çalışmalar....26
4.2.2.1. Kompaksiyon deneyleri....26
4.2.2.2. Serbest basınç dayanımı deneyleri....27
5. BULGULAR VE TARTIŞMA....30
5.1. Kompaksiyon Karakteristikleri Üzerindeki Etkisi....30
5.2. Serbest Basınç Dayanımı Üzerindeki Etkisi....37
5.3. Sekant Modülü Üzerindeki Etkisi....47
6. SONUÇ VE ÖNERİLER....56
KAYNAKLAR DİZİNİ....59

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil **Sayfa**

3.1. Bilindik minerallerin plastisite kartı üzerinde gösterimi 7
3.2. Kaolinit yapısı 8
3.3. Montmorillonit yapısı 9
3.4. İllit yapısı 9
3.5. Klorit yapısı 10
3.6. Katyon değişimi 12
3.7. Flokülasyon ve aglomerasyon sonrası kil yapısı 13
4.1. Zemin örneklerinin tane dağılım eğrileri 21
4.2. Zemin numunelerinin plastisite kartındaki yerleri 22
4.3. Zemin numunelerinin kompaksiyon eğrileri 22
4.4. Zemin numunelerinin XRD paternleri 23
4.5. Standart Proktor kompaksiyon deneyi kalıbı ve tokmağı 27
4.6. Çalışmada kullanılan serbest basınç dayanımı (SBD) deney ekipmanı 28
5.1. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-1 için hemen kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri 31
5.2. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-1 için gecikmiş kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri 31
5.3. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-2 için hemen kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri 32
5.4. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-2 için gecikmiş kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri 32
5.5. Zemin-1 için farklı kireç yüzdelerinde, hemen kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi 35
5.6. Zemin-1 için farklı kireç yüzdelerinde, gecikmiş kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi 35
5.7. Zemin-2 için farklı kireç yüzdelerinde, hemen kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi 36
5.8. Zemin-2 için farklı kireç yüzdelerinde, gecikmiş kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi 36

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

5.9. Katksız zemin numunelerinin SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri ...37
5.10. Zemin-1 için hemen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri 38
5.11. Zemin-1 için gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri 38
5.12. Zemin-2 için hemen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri 39
5.13. Zemin-2 için gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri 39
5.14. Zemin-1 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucundaki ilişkiler 43
5.15. Zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucundaki ilişkiler 43
5.16. Zemin-1 için kür süreleri ve kompaksiyon gecikme sürelerine bağlı kireç muhtevası-ε_u ilişkileri 46
5.17. Zemin-2 için kür süreleri ve kompaksiyon gecikme sürelerine bağlı kireç muhtevası-ε_u ilişkileri 46
5.18. Zemin-1 için kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı sekant modülü (E_{50}) ilişkileri .49
5.19. Zemin-2 için kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı sekant modülü (E_{50}) ilişkileri .52
5.20. Zemin-1 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 7 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi 53
5.21. Zemin-1 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 28 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi 53

ŞEKİLLER DİZİNİ (devam)

Şekil **Sayfa**

5.22. Zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 7 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi 54
5.23. Zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 28 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi 54

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge **Sayfa**

4.1. Çalışmada kullanılan zeminlerin geoteknik özellikleri 20
4.2. Çalışmada kullanılan zemin numunelerinin kimyasal özellikleri.....24
4.3. Çalışmada kullanılan sönmüş kirecin kimyasal özellikleri 25
4.4. Deneysel çalışma programı 29
5.1. Zemin örneklerinin farklı kompaksiyon gecikme süreleri ve kireç muhtevalarında bulunan kompaksiyon karakteristikleri 34
5.2. Zemin-1 numunesi için serbest basınç dayanımı (q_{un}) ve göçme birim deformasyon (ε_u) değerleri.....41
5.3. Zemin-2 numunesi için serbest basınç dayanımı (q_{un}) ve göçme birim deformasyon (ε_u) değerleri.....42
5.4. Zemin-1 numunesi sekant modülü (E_{50}) değerleri 48
5.5. Zemin-2 numunesi sekant modülü (E_{50}) değerleri 51
5.6. Farklı kür süresi ve kompaksiyon serisi esasında E_{50}-q_{un} arasındaki doğrusal denklemler.....55

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	**Açıklama**
A	Aktivite
LL	Likit Limit
PL	Plastik Limit
PI	Plastisite İndisi
Gs	Özgül gravite
q_{un}	Serbest basınç dayanımı
ε_u	Göçme anındaki birim deformasyon
ε_{50}	Sekant modülü
MPa	Mega paskal
kPa	Kilo paskal

Kısaltmalar	**Açıklama**
ASTM	Uluslararası Amerikan Test ve Materyalleri Topluluğu
AASHTO	Amerikan Devlet Karayolları ve Ulaştırma İdareleri Birliği
SBD	Serbest Basınç Dayanımı
CBR	Kalifornia Taşıma Oranı
EBKY	En Büyük Kuru Yoğunluk
KGS	Kompaksiyon Gecikme Süresi
OSM	Optimum Su Muhtevası
USCS	Birleştirilmiş Zemin Sınıflama Sistemi
XRD	X-Işını Kırınımı

1. GİRİŞ VE AMAÇ

Yapıların üzerine inşa edildiği zayıf temeller, havaalanları, otoyol ve demiryolu yapıları gibi mühendislik yapıları için sorun teşkil edebilirler. En problemli zeminler düşük taşıma kapasitesine sahip killi zeminlerdir. Bu zeminler genellikle yüksek sıkışabilirlik, büzülme ve şişme karakteristikleri ve yüksek nem duyarlılığı gibi istenmeyen geoteknik özellikler sergileme potansiyeline sahiptir (Sakr vd., 2009; Sas vd., 2017; Lu vd., 2019). Bu tür zeminlerin geoteknik özelliklerinin iyileştirilmesine yönelik olarak stabilizasyon amaçlı çeşitli yöntemler geliştirilmiştir. Bu yöntemler arasında killi zeminlerin kireç katkısı kullanılarak stabilize edilmesi; uygun olmayan temel zeminin vasıflı dolgu malzemesi ile yer değiştirilmesini ortadan kaldırılarak hem ekonomik hem de daha çevreci bir uygulama olanağı sunar. Kireç, zeminlerin mühendislik özelliklerini geliştirmek için kullanılan en eski ve hala popüler olan katkı malzemelerinden biridir (Dash ve Hussain, 2012; Asgari vd., 2015). Killi zeminlerin kireç kullanarak stabilizasyonu, düşük maliyeti, teknik verimliliği ve çok fazla kireç arzı nedeniyle en yaygın kullanılan tekniktir (Winterkorn ve Pamukcu, 1991; Grubb vd., 2010; Portelinha vd., 2012; Ali ve Mohamed, 2017; Escolano vd., 2018).

İnşaat amaçlı kullanımlarını iyileştirmek için zeminlere kireç eklenmesi çok uzun bir geçmişe sahiptir. Günümüzde kil zeminlerin inşaatta kullanımını geliştirmek için kireç katkısıyla stabilizasyonu, dünya çapında yaygın olarak kullanılan bir tekniktir. Kireç stabilizasyonu; yol yapımında, alt temel ve taban zeminini iyileştirmek, demiryolu ve havaalanı inşaatında, dolgularda, köprü kenar ayakları ve istinat duvarları için kullanılacak dolgularda, kanal kaplamalarında ve temel döşemelerinin altındaki zeminin iyileştirilmesi için kullanılır (Anon, 1985, 1990; Basma ve Tuncer, 1991; Bell, 1996).

Bu çalışmada bir yol projesinden alınan zemin örneklerinin çeşitli oranlarda sönmüş kireç katkısı ile karıştırıldıktan sonra kompaksiyon geciktirilerek zeminin dayanım özellikleri üzerindeki etkileri araştırılmış, yüksek ve düşük plastisiteli iki zemin numunesi üzerine kuru ağırlığa oranla eklenen % 3, 6, 9, 12 ve 15 kireç muhtevasına bağlı olarak hemen ve gecikmiş kompaksiyonun, kompaksiyon karakteristikleri, serbest basınç dayanımı ve sekant modülü üzerindeki etkisi incelenmiştir.

2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

Kireç stabilize killi zeminlerin mühendislik davranışları üzerine kapsamlı çalışmalar yapılmıştır (TRB, 1987; Basma ve Tuncer, 1991; Bell, 1996; Kassim ve Chern, 2004; Rao ve Shivananda, 2005; Sakr vd., 2009; Ghobadi vd., 2014). Herhangi bir proje için kullanılacak kireç yüzdesi, stabilize edilecek zemin türüne bağlıdır. Bell (1996), zeminin maksimum modifikasyonu için gerekli olan optimum kireç ilavesinin normal olarak zeminin ağırlığının % 1 ila % 3 olduğunu ve daha fazla kireç ilavesinin plastik limit değerinde bir değişime neden olmayacağını, buna karşın zemin dayanımında artışa neden olacağını göstermiş ve optimum serbest basınç dayanım değerini elde etmek için %4-6 oranındaki kireç katkısının ideal olduğunu belirtmiştir. Bununla birlikte, diğer çalışmalarda zemin stabilizasyonunda kullanılacak kireç miktarının % 2 ile % 8 arasında olduğu ifade edilmiştir (Basma ve Tuncer, 1991).

Kavak ve Akyarlı (2007), kahverengi ve yeşil kile zemine ağırlıkça % 5 kireç eklenmesinin, Kaliforniya taşıma oranını (CBR) geliştirmek için yeterli olduğunu ve böylece yol dolgularının inşasında yararlı olduğunu belirtmiştir. Millogo vd.(2012), sönmemiş kirecin (ağırlıkça% 3'e kadar) lateritik çakıllar üzerindeki mikroyapısal, geoteknik ve mekanik özellikler üzerindeki etkisini incelemiş ve basınç dayanımı, çekme dayanımı ve Kaliforniya taşıma oranında artış rapor etmiştir.

Ghobadi vd. (2014), örselenmemiş killerin drenajsız kayma dayanımlarında ortam pH'ının yüksek (pH=9) ya da düşük (pH=3) olması durumunda artış meydana geldiğini gözlemlemişlerdir. Sırasıyla zemin ağırlığına oranla %1-3-5-7 kireç katkısı ile stabilizasyon sonucunda en iyi serbest basınç dayanımının 30 günlük kür süresi sonunda %7 kireç katkı muhtevasında elde edildiğini belirlemişlerdir.

Garzón vd. (2016), %3, 5 ve 7 kireç muhtevasına sahip (phyllite) kil zemin üzerinde Kaliforniya taşıma oranını, permeabilite ve kompaksiyon deneyleri yapmışlardır. Deneyler sonucunda artan kireç muhtevasıyla ilişkili olarak; likit limit, optimum su muhtevası ve CBR değerlerinde artış gözlenirken, en büyük kuru yoğunluk, plastisite indisi ve permeabilite katsayısında azalma gözlenmiştir.

Gidday vd.(2020), Etiyopya'nın güney bölgelerinden aldığı numuneyle dispersif özellik gösteren kil zemini sönmüş kireç kullanarak stabilize etmeye çalışmışlardır. Çift hidrometre deneyi ile zeminin dispersibilite özelliği belirlenmiş ve %3-5-7-9 kireç katkı muhtevalarında 7 ve 14 günlük kür süreleri sonunda zemindeki dispersif davranışın iyileştiği, katyon değişimini, serbest basınç dayanımı deneyini, CBR ve şişme yüzdesi değişimleri ile birlikte gözlemlemiştir. Deneyler sonucunda ideal kireç katkısı oranının %7-9 aralığında optimum olduğu öne sürülmüştür.

Kireç stabilizasyonu sonucunda killi zeminlerde likit limit azalır ve plastik limit artar ve plastisite indisi belirgin bir şekilde azalır (Sherwood, 1993; Parsons vd. 2001; Al-Rawas vd., 2005). Ayrıca, zeminin en büyük kuru yoğunluğu azalır, optimum su muhtevası artar ve daha yassılaşmış kompaksiyon eğrisi nedeniyle en büyük kuru yoğunluk değerinden düşük kuru yoğunluk değerlerinin elde edilebildiği sıkıştırma su muhtevası aralığı artar (Mallela vd. 2004; Sharma vd., 2018).

Literatür çalışması, kireç stabilizasyonunun etkinliğinin; kireç miktarı ve tipi, kilin minerolojik bileşimi, su içeriği, kuru yoğunluk, sıcaklık, gecikmiş kompaksiyon ve kirecin öğütme derecesi gibi birçok faktöre bağlı olduğunu göstermiştir (Bozbey ve Garaisayev, 2010). Bununla birlikte, gecikmiş kompaksiyon olarak tanımlanan, karışım (kireç, zemin ve su) ve kompaksiyon arasındaki zaman aralığının kireç katkılı zeminlerin özelliklerine etkisi üzerine yapılmış çalışmalar oldukça azdır. Gecikmiş kompaksiyon; genellikle zemine kireç ve su eklenmesi sonrası elde edilen karışım ile kompaksiyon arasında geçen süre olarak tanımlanır. Bu süreç literatürde; çürüme dönemi (rotting period), düzelme dönemi (amelioration period), yaşlanma dönemi (aging period) veya yumuşama dönemi (mellowing period) olarak da tanımlanmaktadır (Sweeney vd. 1988).

Çoğu zaman, ani yağmur, karışım sonrası kompakisyon ekipmanında olası bir arıza ve yetersiz çalışan gibi durumlardan dolayı sahada kompaksiyon gecikmesi kaçınılmaz olur. Bu duruma yeterince önem verilmemesine rağmen bu tür nedenlerden dolayı gecikmiş kompaksiyon sonuçlarını bilimsel olarak belirlemek için bazı çalışmalar yapılmıştır. (Mitchell ve Hooper, 1961; Sweeney vd., 1988; Osinubi, 1998; Gallage vd., 2012; Di Sante vd.,, 2015).

Mitchell ve Hooper (1961) tarafından yapılan bir çalışmada, gecikmiş kompaksiyonın % 4 dolomitik hidratlı kireç ile muamele edilmiş şişen kil zemin üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Sabit bir enerjide sıkıştırılarak hazırlanan örneklerin şişme özellikleri, yoğunluğu ve serbest basınç dayanımı değerleri üzerinde gecikmiş kompaksiyonun olumsuz etkiye neden olduğu, bununla birlikte, ilave sıkıştırmayla bu etkinin ortadan kaldırılabileceği bildirilmiştir.

Osinubi (1998), kireçle stabilize edilmiş lateritik zeminin kompaksiyon ve dayanım özellikleri üzerinde 3 saate kadar olan kompaksiyon gecikmelerinin etkisini araştırmıştır. Kireç ile stabilize edilmiş zeminin kompaksiyon ve dayanım özellikleri, kompaksiyon gecikme süresindeki artış ile azalmıştır.

Szendefy (2013) Macaristan'ın 21 noktasından topladığı numuneleri incelemiş, 10 farklı zemine %2-4-6 oranında sönmemiş kireç ekledikten sonra geciktirmeden kompakte edip etkilerini 1,7 ve 28 gün sonrasında gözlemlemiştir. İdeal kireç katkısıyla zeminlerin içsel sürtünme açısının(ϕ) 40°'ye kadar çıkabildiğini, kohezyon değerlerinin(c) ise ϕ kadar olmasa da önemli ölçüde arttığını görmüştür. Literatürün aksine, kireçle stabilizasyonun faydalı etkilerinin puzolanik reaksiyondan ziyade katyon değişimiyle alakalı olduğunu kanısına varmıştır. Kireçli stabilizasyonun sadece kurutulan ıslak zeminlerde geçerli olmadığını belirtmiş, m^2'ye 8-60kg aralığında kireç serpilen zemin tabakasının ıslatıldıktan sonra mekanik yöntemlerle karıştırılarak istenen sonuçların alınabileceğini öne sürmüştür.

Di Sante vd. (2015) %5 sönmüş kireç ile karıştırılan killi zemin üzerinde 48 saat sonra yapılan kompaksiyonun etkisini zeminin sıkışabilirliği ve permeabilite özelliklerindeki değişim açısından incelemişlerdir. Gecikmiş kompaksiyon kuru birim ağırlıkta önemli seviyede azalmaya ve yüksek efektif gerilmelerde sıkışalabilirliğin artmasına neden olmuştur. Bu nedenlerle, sönmüş kireç kullanılarak yapılacak stabilizasyonda kireç karışımından sonra kompaksiyonun gecikmeden yapılması önerilmiştir.

Amadi ve Okeiyi (2017) tropikal bölgelerden alınan lateritik zeminlere %0-2.5-5-7.5-10 oranlarında sönmüş ve sönmemiş kireçle stabilizasyon karşılaştırması yapmışlardır. Kompaksiyon öncesi 24 saat bekletilen numunelerde, sönmüş kireçle daha yüksek kuru

birim ağırlık yakalandığı; sönmemiş kirecin kısa zamanda daha düşük plastisite sağladığı, CBR baz alınınca sönmüş kirece oranla daha yüksek taşıma kapasite değerine ulaşıldığı, daha düşük şişme oranı ve büzülme potansiyeline ulaşıldığı, 28 günlük kür süresi sonrasında serbest basınç dayanımlarında, en yüksek dayanımın %7.5 ve %10 değerlerinde sönmemiş kireçle oluştuğu; zemine eklenen kireç yüzdesi arttıkça sönmemiş kireçte daha doğrusal, sönmüş kireçte ise artış ivmesini hafif kaybeden parabolik artış gözlemlenmiştir. Bu deneylerin sonunda sönmemiş kirecin, sönmüş kirece kıyasla daha faydalı olduğu ve %7.5-10 oranlarında katılmasının zemin stabilizasyonunda istenen değerlere daha fazla yaklaştıracağı çıkarımında bulunmuşlardır.

Sahoo vd.(2017) Hindistan'dan aldığı şişen zeminin kireçle stabilizasyonunda, kompaksiyon gecikmesinin plastisiteye ve kompaksiyon karakteristiklerine olan etkisini incelemişlerdir. Zemin numunelerine ağırlıkça %0-2-4-8-12 kireç ilave edilmiş ve 0-48 saat aralığındaki etkileri incelemiştir. Kirecin numuneye eklendikçe likit limiti azalttığı, ancak bu azalma oranının kireç miktarı arttıkça yavaşladığı; başlangıçtaki yüksek plastisite indisinin %4 kireç katkısına kadar ani düştüğü, %4 ve sonrasında bu düşüşün %12'ye kadar yavaşlaama eğiliminde olduğu gözlemlenmiştir. Kompaksiyonu 3 saat geciktirmenin maksimum kuru yoğunluğu artırdığı, ancak sonrasında azaltmaya başladığı, 6 saat geciktirmenin ise optimum olduğu sonucuna varılmıştır.

Ali ve Mohamed (2017), kireç ile stabilize edilmiş yüksek şişme potansiyeline sahip Wyoming Sodyum Bentonit kilinin fiziksel, mekanik ve hidrolik özelliklerine gecikmiş kompaksiyon ve ortam sıcaklığının etkilerini araştırmak için kapsamlı bir deneysel çalışma yapmıştır. Önceden belirlenmiş miktarlarda kil zemine kuru ağırlığının % 7'si kireç ilave edilerek hazırlanan tüm örnekler kompaksiyon öncesinde 20 °C ve 40 °C'lik iki farklı sıcaklıkta 0, 3, 6, 12, 24 ve 48 saat bekletilmiştir. Gecikmiş kompaksiyonun ilk 12 saat içinde ölçülen kuru birim ağırlıkta önemli bir düşüşe neden olarak, floküle kil yapısı ve tane yüzeylerinde gelişen çimentolaşmayı bozmuştur. Sonuçlar, kuru birim ağırlıktaki düşüşün, ilk 12 saatlik kompaksiyon gecikmesinden sonra sıcaklıktan bağımsız olduğunu göstermiştir.

3. KİL ZEMİNLER VE KİREÇLE STABİLİZASYON MEKANİZMASI

3.1. Zeminlerin Sınıflandırılması ve Kil Zeminler

3.1.1. Zeminlerin sınıflandırılması

İnşaat mühendisliği ve zemin mekaniğinde zeminler temel olarak iri daneli ve ince daneli olmak üzere iki grupta sınıflandırılır. Bu sınıflandırmanın kökleri zirai zemin bilimine kadar uzanmaktadır. Atterberg (1905) zeminleri sınıflandırırken dane çapından başka özelliklerin de var olabileceğini öne sürmüştür. Bu fikirden yola çıkarak ince daneli zeminlerin davranışı üzerinde kıvam limitlerini geliştirmiştir (Atterberg, 1911). Amerikan Karayolları Dairesi (US Bureau of Public Roads) Atterberg'in ince daneli zeminleri sınıflandırırken Atterberg'in kıvam limitlerini ve diğer basit deneyleri baz almıştır. Casagrande (1948) otoyollar, havaalanları, ziraat, jeoloji ve zemin bilimi adına birçok sistem tanımlamıştır.

Günümüzde Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) ve Amerikan Devlet Karayolları ve Ulaştırma İdareleri Birliği (AASHTO) yönetmelikleri zeminlerin sınıflandırılmasında inşaat mühendisleri için en yaygın kullanılan sistemlerdir.

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi (USCS) zeminleri iri daneli, ince daneli, organik zeminler ve turba olmak üzere dört ana kısımda inceler. Zeminlerin sınıflandırılması 75mm'lik açıklığa sahip elekten geçen malzeme ile yapılır. 200 no'lu elekten (0.075mm açıklıklı) geçebilen malzeme ince daneli, eleğin üstünde kalan malzeme ise iri daneli olarak tanımlanır. Dane çapı dikkate alındığında; 4.75-75mm aralığındaki malzeme çakıl (G), 0.075-4.75mm aralığındaki malzeme kum (S), 0.075mm altındaki malzemeler ise silt (M) ve kil (C) olarak adlandırılır. İnce daneli zeminlerin dane çapı ile tanımlanmasından sonra, silt ya da kil olarak ayrıştırılması kıvam limitleri ile belirlenmektedir.

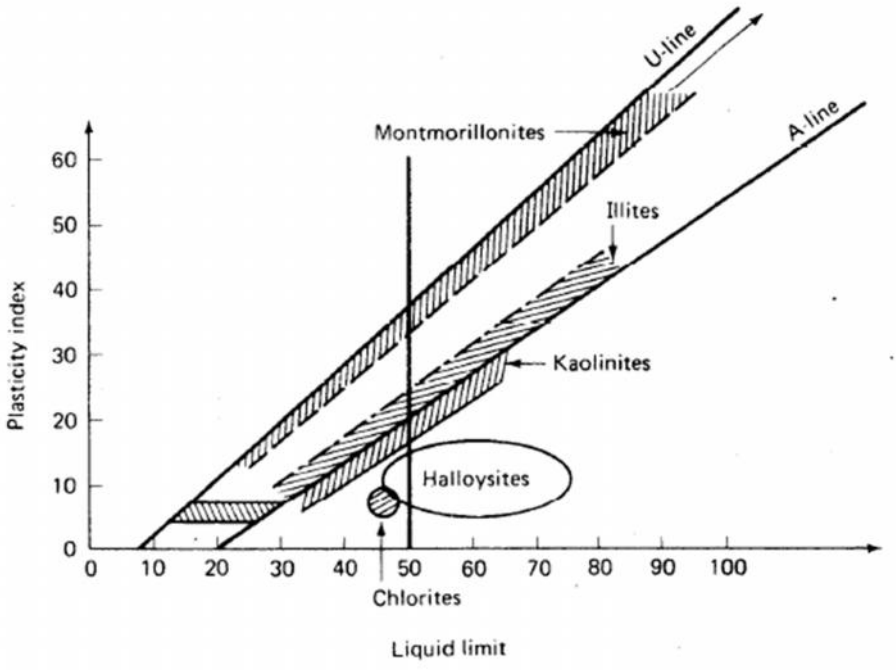
Amerikan Devlet Karayolları ve Ulaştırma İdareleri Birliği (AASHTO) ise dane çapı 2mm'den büyük malzemeleri çakıl (G), 0.075-2mm aralığındakileri kum (S), 0.002-

0.075mm aralığındakileri silt (M) ve 0.002'den küçük dane çapına sahip malzemeleri kil (C) olarak adlandırmaktadır. Her iki yönetmelikte de iri ve ince daneli zeminlerin ayrımı ve adlandırmaları aynı olmasına karşın, AASHTO'yu esas alarak killerin dane boyutu 0.002mm'den daha az malzemeler olduğunu belirtmek mümkündür.

3.1.2. Kil minerallerinin tanımlanması

Kil mineralleri çok küçük yapıda olduğundan bilindik optik minerolojik tekniklerle tanımlanamaz. Her biri farklı kristal yapılara sahip olduğundan, minerallerin her biri farklı X-Ray dağılımlarına sahiptir. Bilindik minerallerin yapılarından yola çıkmak tanımlanmamış kil yapısının içeriğini çözümlemeyi kolaylaştırır. Diferansiyel termal analiz (DTA) ve elektron mikroskobuyla görüntüleme kil yapısını tanımlamak için ipuçları verir.

Casagrande'nin Atterberg limitlerini kullanarak, aktif ve inaktif killeri saptaması da bir diğer yöntemdir. Atterberg limit değerlerini (PI ve LL) Casagrande'nin plastisite kartını üzerinde yerleştirerek (Şekil 3.1), farklı mineralleri konumlarına göre tanımlanabilir (Holtz ve Kovacs, 1981).

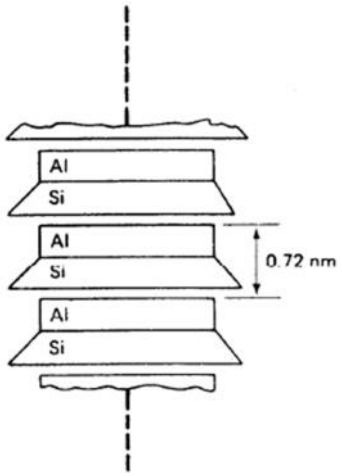


Şekil 3.1. Bilindik minerallerin plastisite kartı üzerinde gösterimi (Mitchell, 1976)

3.2. Kil mineralleri

Kil mineralleri, kayaç yapıların zamanla kimyasal aşınması sonucunda meydana gelmiş çok küçük kristalize yapılardır. Kimyasal açıdan hidro alüminosilikat ve diğer metalik iyonlardan oluşur. Tüm kil mineralleri, 1μm'den küçük çapta, ancak elektron mikroskobuyla gözlemlenebilen kristallerdir. Bu kristaller levha ya da pul şeklinde görünüme sahip olup, birbirini izleyen atomik bir yapıda yerleşmiştir. Yerleşimler tetrahedral (silika) ve oktahedral (alümina) şeklinde tabakalaşır. Oktahedral tabakalarda katyon değişimi farklı kil mineralleri oluşumuna sebebiyet verir. Bu değişimler sonucu farklı yapılarda düzinelerce kil minerali oluşsa da mühendislik açısından belli başlı birkaç kil mineralini tanımlamamız yeterlidir.

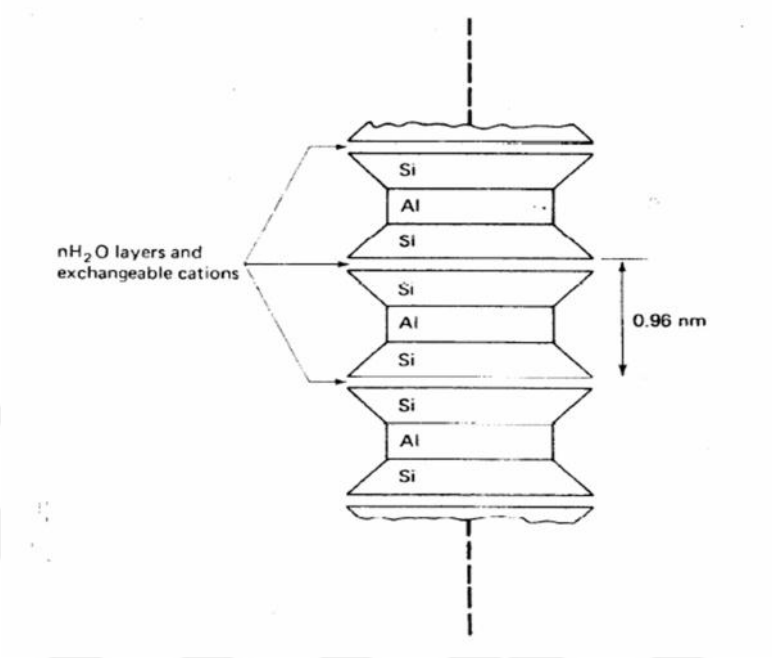
Kaolinit: Birbirini izleyen silika ve alümina tabakalarına sahiptir. 1:1 oranındaki bu tabakalar birbirine kenetlenip tek tabaka şeklini alır ve iki yönde de diğer tabakalar arasında aynı kenetlenme devam eder. Silika ve alümina tabakalarının oluşturduğu tek tabaka 0.72nm genişliğindedir (Şekil 3.2). Tabakalar birbirine güçlü hidrojen bağlarıyla bağlı olduğundan hidrasyon oluşumuna engel teşkil eder ve tabakalar birleşerek(yaklaşık 70-100) daha büyük kristal oluşumlara dönüşür.



Şekil 3.2. Kaolinit yapısı (Holtz ve Kovacs, 1981)

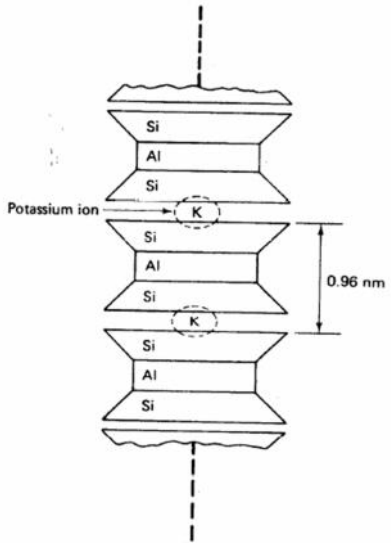
Montmorillonit: İki silika tabakasının bir alümina tabakasına kenetlenmesiyle meydana gelir. Bu 2:1 oranında oluşan yeni tabakanın genişliği 0.96nm'dir ve tıpkı kaolinit gibi iki yönde diğer tabakalar arasındaki kenetlenmeler devam eder (Şekil 3.3). Silika tabakaları birbirine Van Der Waals kuvvetiyle bağlı olduğundan dolayı, ortamda negatif

yük eksikliği oluşur, bu durum da su ve diğer iyonların komşu silika tabakaları arasına girip ayırabilmesine neden olur. Bu nedenle montmorillonit içeren zeminler şişmeye karşı duyarlı ve su muhtevasını artırmaya meyillidir.



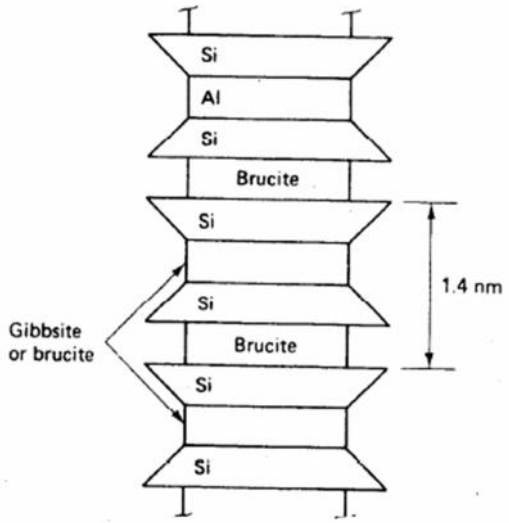
Şekil 3.3. Montmorillonit yapısı (Holtz ve Kovacs, 1981)

İllit: Tıpkı montmorillonit gibi 2:1 oranında tabakalanma sergiler. Montmorillonitten farklı olarak tabakalar birbirine silika yapıların arasındaki hekzagonal boşluğun izomorfik yerleşen potasyum atomlarının kurduğu bağ ile bağlıdır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4. İllit yapısı (Holtz ve Kovacs,1981)

Klorit: Birbirine bağlı iki silika ve bir alümina tabakasının arasına alüminyum(jipsit) ya da magnezyum(brusit) tabakalarının yerleşmesiyle meydana gelir (Şekil 3.5). Bu durum 2:1:1 şeklinde ifade edilir. Tabakalar arasına su sızdırmaya ve şişmeye karşı duyarlı olsa da, montmorillonit kadar suya karşı hassas değildir.



Şekil 3.5. Klorit yapısı (Holtz ve Kovacz,1981)

3.2.1 Kil minerallerin fiziko-kimyasal özellikleri

3.2.1.1 Spesifik yüzey alanı

Spesifik yüzey alanı, malzemenin yüzey alanının hacmine bölünmesi ile elde edilen orandır. Dane boyutu küçüldükçe, spesifik yüzey alan artacağından, yüzeyi ıslatmak için gereken su miktarı da artacaktır. Bu nedenle ince daneli zeminlerin, iri daneli zeminlere kıyasla daha fazla su muhtevası içermesi beklenir.

Öte yandan katyon değişimi ve flokülasyon spesifik yüzey alan ile bağlantılıdır. Spesifik yüzey alanın artması yarılma yüzeylerini de beraberinde arttıracağından iyonların birbirine daha fazla yakınlaşmasına sebep olur ve double layer (çifte tabaka) oluşumu kalınlaşır. Killerin stabilizasyon mekanizmasında detaylıca anlatılacağı üzere double layer kalınlığı katyon değişimi ve flokülasyonu doğrudan etkilemektedir.

3.2.1.2. Elektriksel iletkenlik

Killerin su ile oluşturduğu ortamda mevcut iyon yoğunluğuna bağlı olarak elektriksel iletkenlik oluşmaktadır. Elektriksel iletkenlik; zeminin minerolojisi, dane boyut dağılımı, boşluk oranı, gözenek boyut dağılımı, gözeneklerin bağlantısallığı, suya doygunluk derecesi, gözenek suyunun tuzluluk oranı ve sıcaklığa bağlı olarak değişkenlik göstermektedir (Hasan vd., 2018). Solüsyondaki kil yoğunluğunun artması, su ile temas eden yüzey alanı büyüteceğinden ortama daha fazla iyon salınmasına sebep olur ve elektriksel iletkenlik artmaktadır.

3.2.1.3. pH değeri

Ortamın pH değeri ve pH değerinin değişimi, killerin su ile etkileşiminde göz önünde bulundurulması gereken kıstaslar arasında yer almaktadır. Kil-su karışımındaki iyon hareketliliği, ortama eklenen stabilizer malzeme vb. nedenlerle ortamın pH değeri değişmektedir. Su ile temas eden kenar yüzeyler düşük pH değerine sahip ortamlarda H^+ iyonlarının tutunmasına bağlı olarak pozitif yüke sahip olur, yüksek pH değerine sahip ortamlarda ise OH^- iyonlarının tutunmasına bağlı olarak negatif yüklenir. pH değerinin artışı, kenar yüzeylerdeki negatif yüklerin Si-OH ayrışması veya pozitif yüklerin Al-OH ayrışmasından kaynaklanarak ortamdaki yük yoğunluğunun azalmasına sebebiyet verir (Ghobadi vd.,2014; Gratchev ve Sassa, 2009).

3.3. Kireç İle Kil Zeminlerin Stabilizasyon Mekanizması

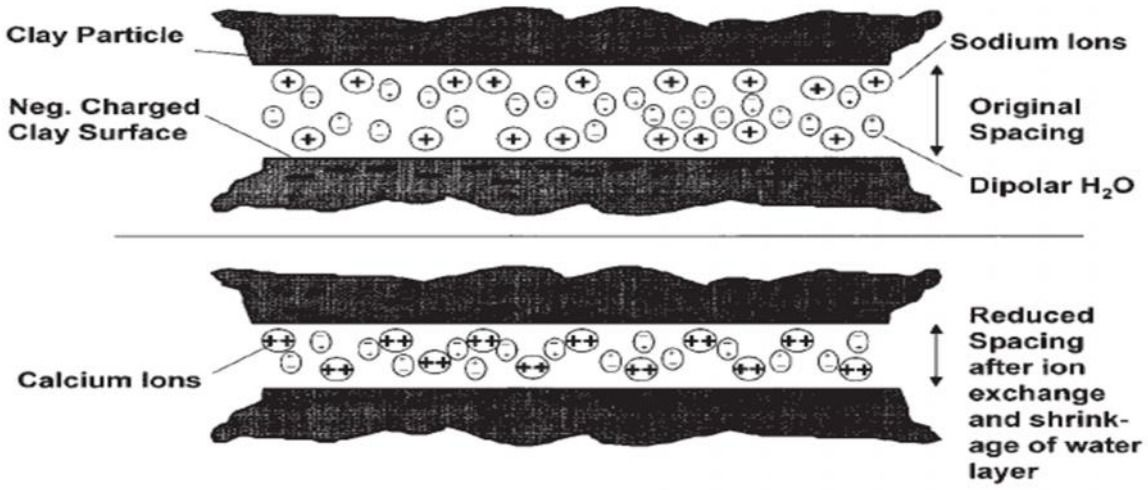
Killi zeminlerin yüksek likit limit ve plastisiteye sahip olması, suyla tepkimeye girip şişmeye duyarlı olması, maksimum kuru yoğunluklarının düşük olması, düşük taşıma kapasitesine sahip olması ve buna benzer birçok etmenden dolayı çeşitli malzemelerle killi zeminler stabilize edilir ve istenmeyen etkiler azaltılmaya ya da ortadan kaldırılmaya çalışılır. Kireç de tarihteki eski çağlardan bu yana zemini stabilize etmenin en yaygın yöntemlerinden biridir. Killi zeminlerin kireçle stabilizasyonu çeşitli süreçlerden oluşmaktadır.

3.3.1. Katyon değişimi

Katyon değişimi kirecin killi zemine eklenmesiyle birlikte hemen gerçekleşmeye başlayan tepkimedir. Kil minerali tetrahedral silika ve oktahedral alümina tabakaların birbirine iyonik ve kovalent bağlarla bağlanması sonucu oluşur. Bu tabakalanmada alüminyumun magnezyum ile yer değiştirmesi, tabakalar arasındaki yarılma yüzeyinde yük eşitsizliğine yol açar. Bu eşitsizliği nötralize etmek için, çift kutuplara sahip katyon ve su molekülleri negatif yüke sahip yarılma yüzeylerine yönelir ve "double layer" adı verilen çifte tabaka oluşur. Double layer kaygan yapıdadır ve kalınlaştıkça zeminin plastisitesi ve aktifliği artar. Sodyum ve potasyum (Na^+, K^+) gibi monovalent katyonlar, su molekülleriyle birlikte double layer içindeki mevcut katyonlardır. Ancak bu katyonlar, kalsiyum (Ca^{2+}) gibi daha büyük valense sahip olanlarla kolayca yer değiştirebilir. Grim (1962), sodyum iyonlarının belirli bir sıra ile öncelikli yer değiştirilebileceğinden bahsetmiştir.

$$Na^+ < K^+ < Ca^{2+} < Mg^{2+} < Al^{3+}$$ (Grim, 1962)

Kireç gibi kalsiyum bazlı zemin katkıları, monovalent katyonun yerini alan kalsiyum iyonlarını ortaya çıkarır. Bu iyonların mevcut katyonlarla değişimi sonucunda, daha yüksek yük yoğunluğuna sahip iyonlar double layer kalınlığını önemli ölçüde azaltır ve kıvam koyulaşır (Şekil 3.6). Bu süreç genellikle birkaç saat içinde gerçekleşir (Prusinki ve Bhattacharja,1999; Szendefy,2013; Firoozi vd.,2017).



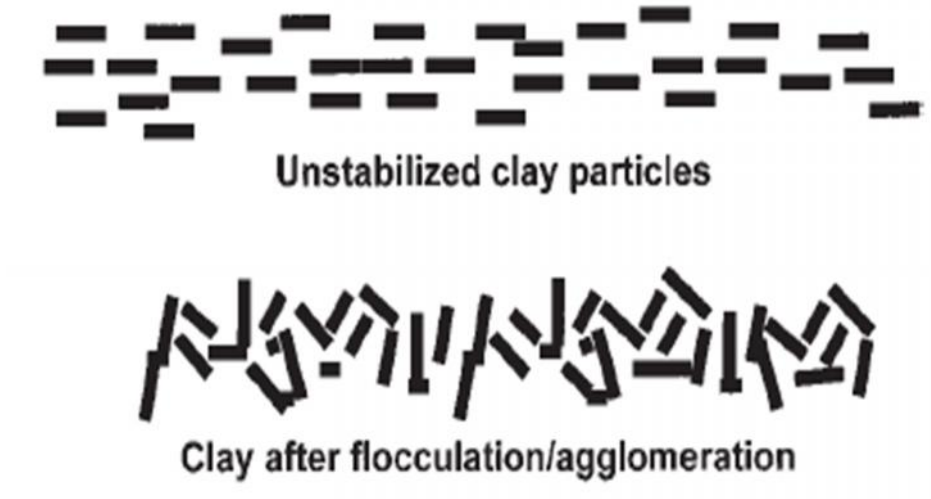
Şekil 3.6. Katyon değişimi (Prusinki ve Bhattacharja,1999)

3.3.2. Flokülasyon ve aglomerasyon

Katyon değişimini flokülasyon ve aglomerasyon takip eder. Flokülasyon, kil parçalarının birbirine paralel ve düz yapıda dağınık durmasının, daha rastgele ve kenar-köşe şeklinde konumlanmasına dönüşümüdür. Flokülasyon yüksek elektrik yoğunluğuna sahip içeriğe, yüksek pH değerine ve katyon değişimi sonucunda double layer kalınlığının azalmasına yorulur.

Aglomerasyon ise tutucu malzemenin kil yüzeyinde birikmesi sonucu, floküle yapıdaki kil parçalarının birbirini arasında zayıf bağlar oluşturmasıdır. Aglomerasyon sonucunda ince daneli zemin daha büyük dane boyutuna sahip olup zemin dokusunu değiştirir (Şekil 3.7).

Katyon değişiminden dolayı double layer incelmesi, bunun sonucunda gerçekleşen flokülasyon ve aglomerasyonun içsel sürtünme açısını arttırması; plastisitenin azalmasına, kayma dayanımının artmasına ve zemin dokusunun iyileşmesine neden olur (Prusinki ve Bhattacharja,1999; Szendefy,2013; Firoozi vd.,2017).



Şekil 3.7. Flokülasyon ve aglomerasyon sonrası kil yapısı
(Prusinki ve Bhattacharja,1999)

3.3.3. Puzolanik reaksiyon

Kireç ve çimento gibi kalsiyum içerikli stabilizasyonlarda meydana gelir. Kalsiyumun dahil olduğu ortamın pH değerinin yükselmesi, kil yapısındaki silika ve alüminaların çözünürlüğünü ve reaktivitesini arttırır. Kalsiyum iyonlarının silika ve alümina ile birleşmesinin (Denklem 3.1 ve 3.2), kil örgüsünün tutucu malzeme şeklini almaya zorladığı kabul edilir.

$$Ca(OH)_2 + SiO_2 \rightarrow C\text{-}S\text{-}H \qquad (3.1)$$

$$Ca(OH)_2 + Al_2O_3 \rightarrow C\text{-}A\text{-}H \qquad (3.2)$$

Bu doğrudan çözünen bir tepkime olmamasına rağmen, kalsiyum hidroksitin birbirine komşu kil tabakalarla tepkimesinin puzolanik ürünlerin çökelti şeklini almasına sebep olduğu aglomerasyon sürecini açıklamamıza yardımcı olur. Puzolanik reaksiyonun gerçekleşmesi aylar ve yıllar alabilecek kadar yavaştır, zemin dayanımını önemli ölçüde arttırır ve dane yapısını iyileştirir. Yüksek pH değerine sahip ortam, puzolanik reaksiyonun uzun süre devam etmesi için korunmalıdır.

3.4.Stabilizasyon Seviyeleri

3.4.1. Zemin modifikasyonu

Stabilize amaçlı zemine eklenen malzeme, zeminin dokusunu, taşıma kapasitesini ve sıkışabilirliğini geliştirmek için kullanılır. Bu seviyede çoğunlukla dayanım ve kalıcılık hedeflenmemektedir. Zemin modifikasyonu için en yaygın amaçlardan biri, inşaat alanı için stabil bir platform oluşturmaktır. “Çimento/kireç ile modifiye edilmiş zemin” bu seviye için kullanılan tanımlardandır.

3.4.2. Zemin stabilizasyonu

Yüksek miktarda stabilizer malzeme, bu seviyedeki işleri iyileştirmek ve kalıcılığı sağlamak için zemine eklenir. Yol temellerine uygulanan stabilizasyon işlemi örnek olarak gösterilebilir. “Çimento/kireç ile stabilize edilmiş zemin” bu seviye için kullanılan tanımlardandır.

3.4.3. Stabilize temel tabakası

En yüksek miktarda kullanılan stabilizer malzeme, sadece zeminin kalıcı olarak stabilizasyonu için değil, aynı zamanda inşaat öncesinde temelin dayanımını ve sağlamlığını arttırmak için zemine eklenir. “Çimentolu/kireç takviyeli temel” bu seviye için kullanılan tanımlardandır.

3.5. Stabilizasyonu Etkileyen Faktörler

3.5.1. Stabilize malzemenin dozajı

Stabilizasyonda kullanılan malzemenin dozajı zemin özelliklerinin değişiminin seviyesini belirler. Zemine eklenen malzemenin içerdiği kalsiyum iyon miktarı stabilizasyonda önemli rol oynamaktadır ve ilk etapta plastisitenin azalmasıyla zemindeki doku değişimini bir an önce ortaya çıkarmaktadır. Portland çimentoda bu kalsiyum iyon kaynaklı değişimler görülmekle birlikte hidrasyon sonucu, iyon değişimi için kalsiyuma kenetlenen alümina (C-A-H) ve silika (C-S-H) açığa çıkarır ve iyon değişimini güçlendirir. Aynı zamanda açığa çıkan tutucu malzeme uzun süreli puzolanik tepkimeleri sonuçlandırıp, kireç ve çimento ilave edilen zemindeki stabilizasyonun kalıcılığını sağlamaktadır. Gereken stabilizer malzeme miktarı, stabilizasyonun Bölüm **3.4.**te örnek verilen seviyelerine ve sürecine bağlıdır.

3.5.1.1. Eades ve Grim yöntemi

Eades ve Grim (1966), ASTM C977 ekine uygun olan kalsiyumu sağlamak için gerekli kireç miktarını bulmak adına bir yöntem geliştirmiştir. Testlerde suya doygun kireçli çözeltinin pH’ı için yaklaşık olarak 12.5 derece baz alınmıştır. Suya doygunluğun sürdürülmesi gerektiğinden test başladıktan 1 saat sonra 12.4 pH derecesine ulaşmak için zemin-su ortamına yeteri kadar kireç eklenmelidir. Testler esnasında katyon değişimi meydana gelebilir, ancak bu durum bütün sistemi etkilemez ve bu esnada oluşabilecek dayanım artışları hesaba katılmamaktadır.

Silika (C-S-H) oluşumuna bağlı olarak bir dayanım artışı elde edilir ve silika oluşumu zeminin minerolojik bileşenlerine göre çeşitlilik göstermektedir. Bu nedenle dayanımın artış yüzdesini belirlemek için dayanım testi yapılması gerektiğini öne sürmüşlerdir.

Eades ve Grim yöntemindeki testler stabilizerin kireç olması durumunda geçerli olmaktadır. Portland çimento içeriğindeki alkali iyonlar (K^+ ve Na^+), çimento su ile etkileşime girildiğinde ortama hemen salınmaktadır. Ortamdaki alkali iyonlar, dakikalar içinde pH'ı 12-13 derecelere çıkardığından, bu yöntem çimento için uygulanamamaktadır.

3.5.1.2. Plastisite indisinin azalması

Bu yöntem Bölüm 3.5.1.1.e bir alternatiftir ve stabilizasyonda kullanılan malzeme miktarını belirlemeye yardımcı olur. Hem kireç hem de portland çimento için uygulanabilmektedir. Zeminin plastisite indisi Atterberg limit deneyi ile saptanır (ASTM D4318). Düşük plastisite indisi zeminin minimum büzülme-şişme potansiyelini ve zemin dayanımındaki iyileşmeleri kanıtlar niteliktedir. Plastisite indisini 10-15'in altına indiren stabilizer malzeme miktarı ideal olarak belirlenir.

3.5.1.3. Serbest basınç dayanımı deneyi

Stabilize malzeme miktarını belirlemek için, Serbest Basınç Dayanımı (SBD) deneyleri en yaygın dayanım deneylerinde biridir. Serbest Basınç Dayanımı deneyleri, çimento ve kireç için farklı standartlara sahiptir (ASTM D1633 ve ASTM D5102). Bu standartlar arasındaki en önemli farklardan biri, kireçli numunenin test için 1 saat bekletilmesi gerekirken, çimento-zemin karışımının bileşenlerinin numune elde edilmeden 4 saat öncesinde ıslatılması gerekliliğidir. Kil zeminler ıslandığında önemli oranda dayanım kaybetmektedir ve standartlar arasındaki bu fark, istenen dayanımı elde edecek stabilize malzeme miktarını belirlerken göz önünde bulundurulmalıdır.

3.5.1.4. Kalifornia Taşıma Oranı deneyi (CBR)

Kalifornia Taşıma Oranı deneyi (CBR) ASTM standardına göre bir diğer dayanım deneyidir (ASTM D1883). Doğrudan dayanım yerine bir taşıma endeksi hesaplanır. Zemin numunesine önceden tanımlanmış bir mesafeden itki uygulanır. Şişme potansiyelini hesaplamak mümkündür. Islak ortamda uygulanmaya elverişlidir. Stabilize olmayan kuru killer çok yüksek dayanıma sahip olsa bile, ıslandığında dayanım kaybına uğrayacağından ıslak ortamda testin uygulanabilirliği önem arz eder. Gerekli stabilizer malzeme miktarı istenen dayanım değerlerine ulaşıldığında belirlenebilir.

3.5.2. Karıştırma

Zeminde stabilizasyon sonrası istenen özelliklerin değişimi için katkı malzemesi ile zemin yeterince birbirine karışmalıdır. Kireç ve çimento, yapılarındaki farklılıklar gereği değişik şartlarda zemine karıştırılır. Kireç karışımları günlerce kürde kalabilmesine rağmen, çimento stabilizasyon için zemine hemen katılır. Bunun en önemli sebebi; çimento stabilizasyon esnasında optimum değerlere hızlı bir şekilde ulaşırken, kirecin istenen değerleri yakalaması için zaman gereklidir.

Zemin ile katkı malzemesi karıştırma işlemi, yerinde karıştırma veya tesiste karıştırma şeklinde gerçekleştirilebilir. Bir diğer yöntem olarak önceden su ile karıştırılıp bulamaç haline getirilmiş katkı malzemesi, zemine basınçla enjekte edilebilir veya püskürtülerek yerinde karıştırma işlemi uygulanabilir. Stabilizasyon esnasında bıçaklı ya da dönel karıştırıcı iş makineleri kullanılabilirken, sabit merkezli karıştırıcı ile de malzemenin zemine tatbiki mümkündür.

3.5.3. Kompaksiyon

Optimum su muhtevasına sahip zeminin kompaksiyonu, maksimum yoğunluğu ve en yakın sıkışma oranının elde edilmesine olanak sağlar. Bu koşullar sağlanırsa kompaksiyon sonrası zemin en yüksek dayanımına ulaşır. Kompaksiyon için laboratuvar ortamında genel olarak Standart Proktor ve Modifiye Proktor deneyleri kullanılmaktadır.

Stabilizasyon için zemine uygulanacak kompaksiyon yöntemi ve katkı malzemesi birbirleri ile doğrudan bağlantılıdır. Kennedy vd.(1987) çimento ile stabilizasyonda düşük kompaksiyon enerjisinin zemin ile daha iyi sonuçlar verdiğini, kireç ile stabilizasyonda ise yüksek kompaksiyon enerjisinin istenen sonuçlara ulaşmakta yararlı olduğunu gözlemlemişlerdir.

Kompaksiyon gecikmesi de stabilizasyonu doğrudan etkileyen faktörlerdendir. Christensen (1969) 11 farklı kil zemin üzerinde yaptığı çalışmalarda, maksimum kuru yoğunluğun çimento ile stabilizasyon için 19.2 kg/m^3, kireç ile stabilizasyon için 59.2 kg/m^3 olmak üzere düşük seviyede azaldığını gözlemlemiştir. 24 saatlik kompaksiyon gecikmesi ile çimento ile stabilize edilen zeminin maksimum kuru yoğunluğunun daha da düştüğü, kireç ile stabilize edilen zeminin ise maksimum kuru yoğunluk açısından değişkenlik göstermediği sonucuna varmıştır. Basınç dayanımı açısından incelendiğinde ise bu gecikmenin; çimento ile stabilize edilmiş numunelerin, gecikme olmadan sıkıştırılan numunelere kıyasla dayanımını düşürdüğü, kireç ile stabilize edilmiş numunelerde ise yarısından daha azında dayanımın düştüğü sonucuna varmıştır.

3.5.4. Dane boyut dağılımı ve pulverizasyon

Dane boyut dağılımı ve danelerin pulverizasyonu (toz haline getirilmesi), zeminin katkı malzemesi ile etkileşiminde önemli bir rol oynamaktadır. Davidson vd.(1965) kireç ile stabilize edilmiş zeminlerde bulunan büyük parçaların dayanımı azalttığını öne sürmüş, 150 günlük kür süresinin sonrasında bile dayanım değerlerinin bu büyük parçalarda iyileşme göstermediği şeklinde örneklemiştir.

4. MATERYAL VE YÖNETEM

4.1.Materyal

4.1.1. Zemin numuneleri

Çalışmada kullanılan zemin numuneleri, bir yol projesinde yüzeyinden yaklaşık 0.5 m derinlikte kazılan çukurlardan alınmıştır. Kazılan zemin numuneleri plastik torbalara konularak Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Geoteknik laboratuvarına taşınmıştır. Zemin numunelerini tanımlamak için; elek analizi, hidrometre analizi (ASTM D 422-63), kıvam limitleri (ASTM D 4318) ve özgül ağırlık (ASTM D 854) deneyleri ilgili ASTM standartları esasında yapıldı. Numunelerin tane dağılım eğrileri Şekil 4.1'de ve plastisite kartı üzerindeki yerleri de Şekil 4.2'de gösterilmektedir.

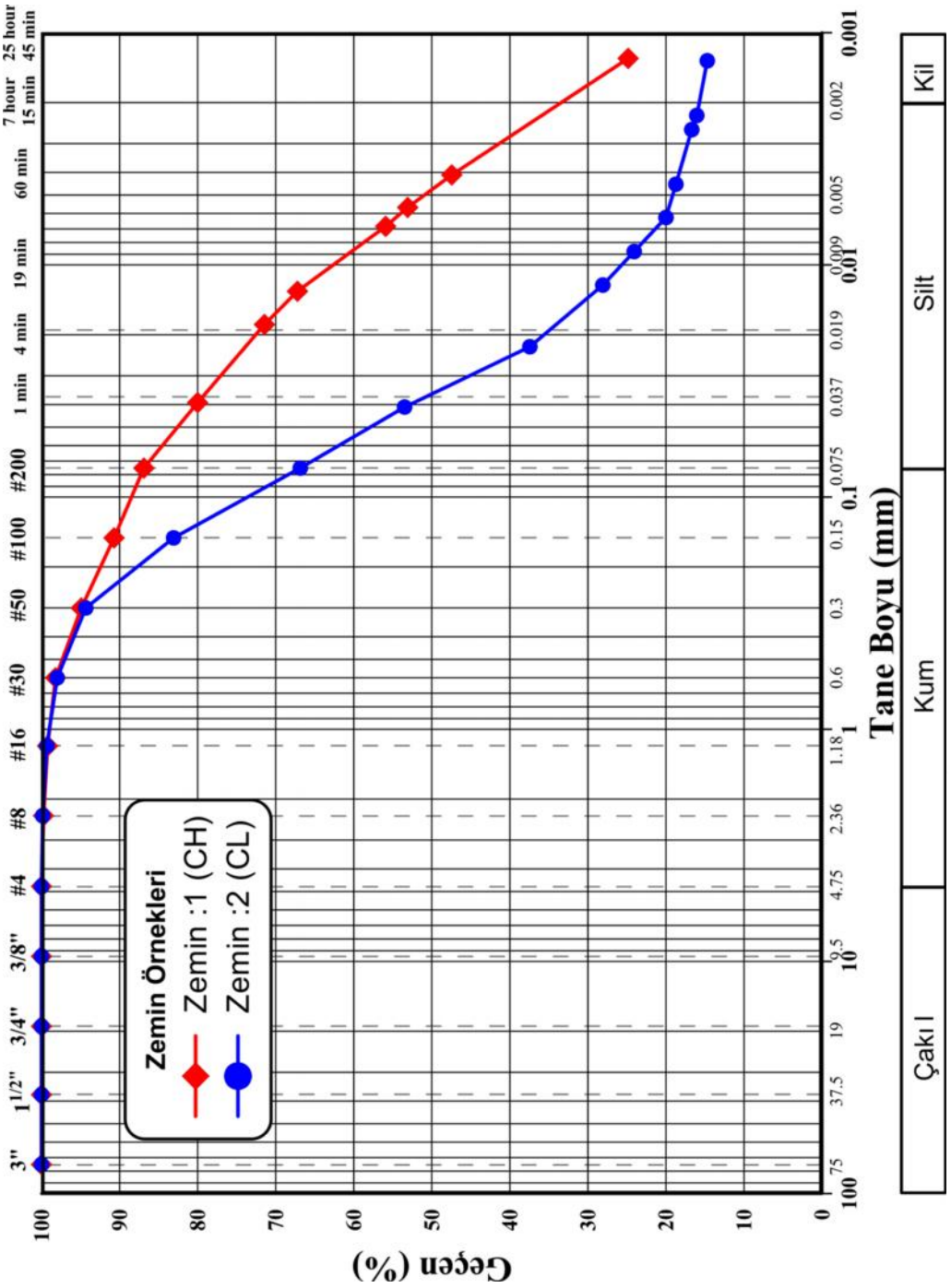
Tane dağılım deney sonuçlarından zemin-1; % 0 çakıl, % 6 kum, % 60 silt ve % 34 kil tanelerinden oluşurken, zemin-2 ise % 0 çakıl, % 32 kum, % 52 silt ve % 16 kil taneleri içermektedir. Zemin-1, zemin-2 ile karşılaştırıldığında hem içerdiği ince muhtevası (% 94) hem de kil muhtevası (%34) açısından daha aktif bir zemindir. Aktivite (A) değerlerine de bakıldığında zemin1'in (A=1.03) zemin-2'den (A=0.81) daha yüksek aktivite değerine sahip olduğu görülmektedir. Zemin-1 ve zemin-2 numunelerinin özgül ağırlık (Gs) değerleri sırasıyla 2.73 ve 2.69 olarak belirlenmiştir. Tanımlama deney sonuçlarından zemin-1 ve zemin-2 numuneleri Birleştirilmiş Toprak Sınıflandırma Sistemine (USCS) (ASTM D 2487) göre de sırasıyla yüksek plasitisiteli kil (CH) ve düşük plastisiteli kil toprağı (CL) olarak sınıflandırılmıştır.

Zemin numunelerin en büyük kuru yoğunluk ve optimum su muhtevası olarak tanımlanan kompaksiyon karakteristiklerini amacıyla Standart Proktor enerji seviyesinde kompaksiyon deneyleri ASTM D 698 standardında yapılmıştır. Numunelerin kompaksiyon eğrileri Şekil 4.3'de sunulmaktadır. Çalışmada kullanılan zeminlerin geoteknik özellikleri toplu olarak Çizelge 4.1'de verilmiştir.

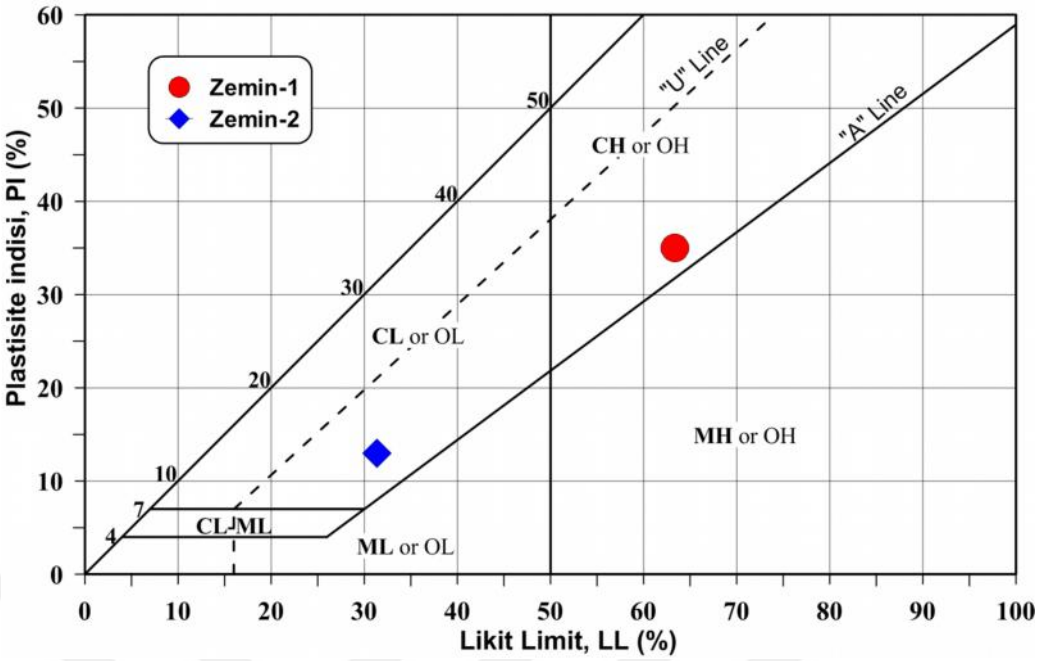
Çizelge 4.1. Çalışmada kullanılan zeminlerin geoteknik özellikleri.

Özellik	**Zemin-1**	**Zemin-2**
Tane Boyutu		
Çakıl (%)	-	-
Kum (%)	6	32
Silt (%)	60	52
Kil (%)	34	16
Kıvam Limitleri		
Likit limit (%)	64	32
Plastik limit (%)	29	19
Plastisite indisi (%)	35	13
Özgül gravite, Gs	2.73	2.69
Zemin sınıfı (USCS)	CH	CL
Aktivite, A	1.03	0.81
Maksimum kuru yoğunluk (Mg/m^3)	1.535	1.563
Optimum su muhtevası (%)	25.4	20.9

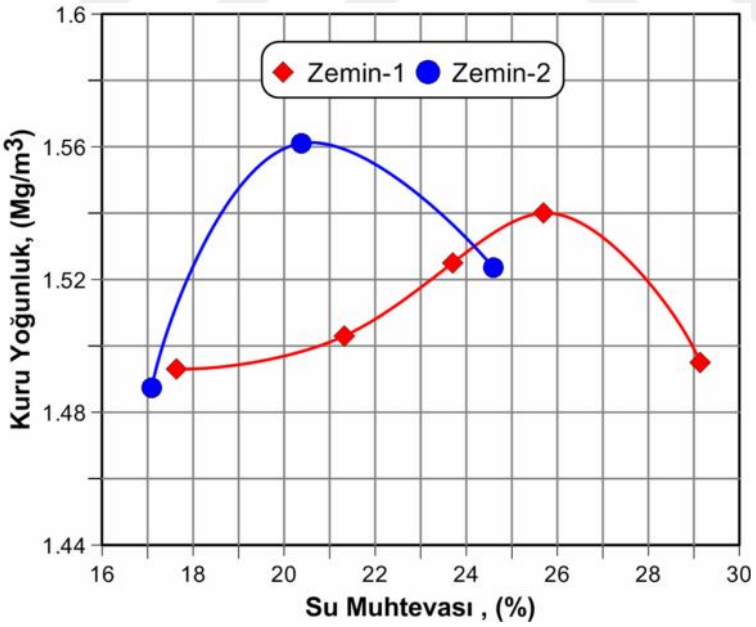
Şekil 4.3'den de görülebileceği gibi yüksek plastisiteli kil olarak sınıflandırılan ve zemin-2'ye oranla bünyesinde daha fazla ince tane ihtiva eden zemin-1 daha düşük en büyük kuru yoğunluk ve daha yüksek optimum su muhtevası değerleri vermiştir. Bu durum bünyesinde fazla oranda ince tane içeren zeminlerin daha az ince tane içeren zeminlere oranla daha yüksek optimum su muhtevasında daha düşük en büyük kuru yoğunluk değerleri sunduğu yaklaşımını desteklemektedir.



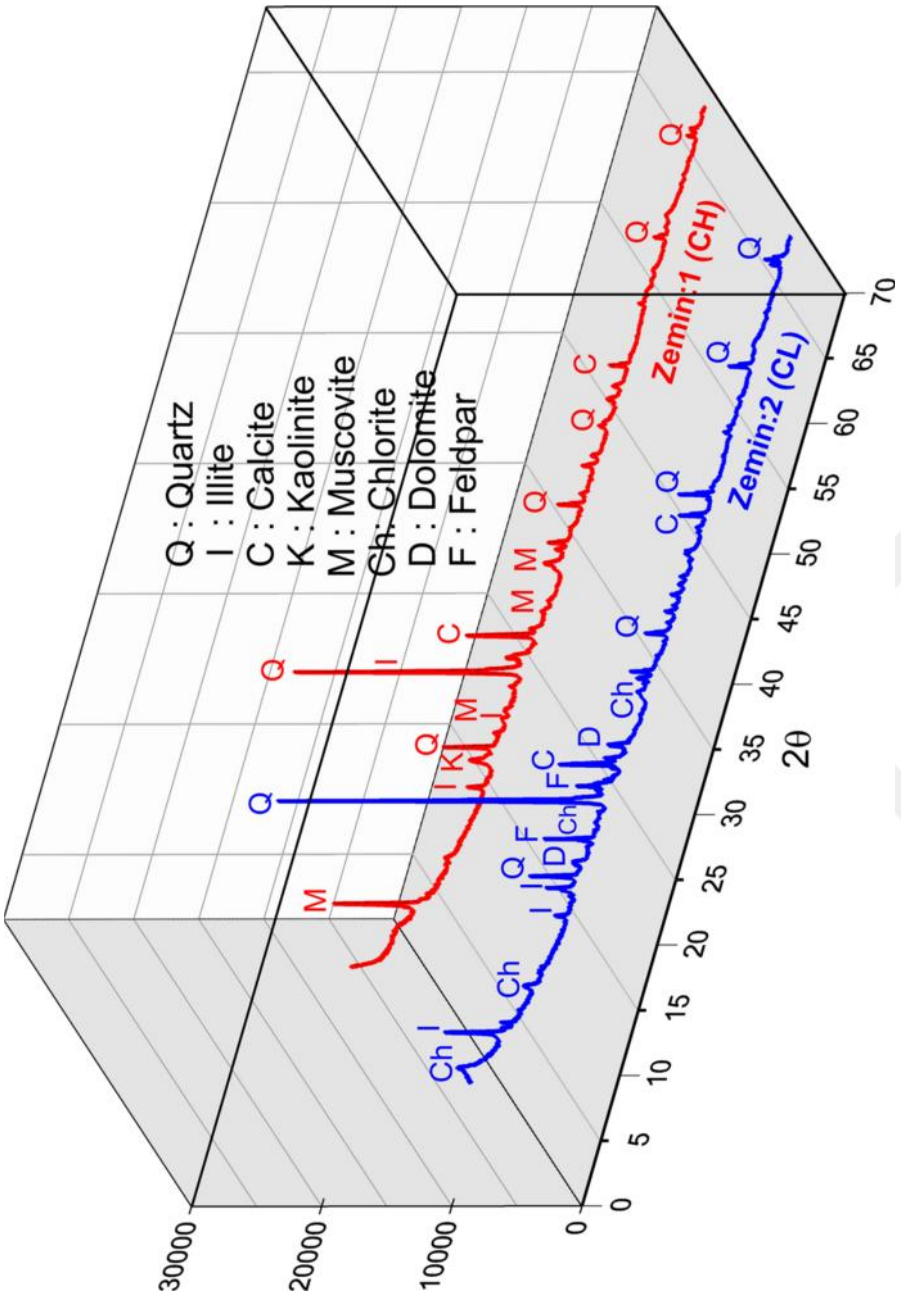
Şekil 4.1. Zemin örneklerinin tane dağılım eğrileri



Şekil 4.2. Zemin numunelerinin plastisite kartındaki yerleri



Şekil 4.3. Zemin numunelerinin kompaksiyon eğrileri



Şekil 4.4. Zemin numunelerinin XRD paternleri

Numunelerin X-ışını kırınımı (XRD) ve kimyasal analiz deneyleri Eskişehir Osmangazi Üniversitesi, Merkezi Araştırma Laboratuvarı Uygulama ve Araştırma Merkezi (ARUM) bünyesinde yapılmış olup sırasıyla Şekil 4.4 ve Çizelge 4.2' de sunulmaktadır. Zemin numunelerinin X-ışını kırınımı (XRD) modelleri, kil fraksiyonu olarak kaolinit ve illitin yanı sıra az miktarda kil olmayan kuvars, kalsit ve feldspat minerallerin varlığını göstermektedir. İlaveten, zemin-1 muhtevasında zemin-2'ye oranla az miktarda da olsa smektit (montmorillonit) kil minerali daha fazladır.

Kimyasal analiz sonuçları değerlendirildiğinde, her iki zemin numunesinin de esas olarak silika (zemin-1 için % 52.14 ve zemin-2 için % 55.15) ve alüminyum oksitten (zemin-1 için % 16.58 ve zemin-2 için % 12.67) oluştuğu görülmektedir. Moore ve Jones (1971), özellikle kireç ile stabilize edilmiş zeminlerin uzun dönem dayanımları üzerinde mevcut silisin mevcut alüminyumdan daha önemli olduğunu ifade etmiştir. Zemin numunelerinin kimyasal özelliklerinden de görülebileceği gibi zemin-2'nin sahip olduğu mevcut silis miktarı zemin-1'den fazladır. Bu nedenle de zemin-2'nin kireçle stabilizasyonu sonrası uzun dönem dayanımın zemin-1'den büyük olması muhtemeldir.

4.1.2. Kireç

Bu çalışmada, ticari olarak satılan standart toz halinde elde edilen sönmüş kireç, incelenen zeminlerin stabilizasyonunda kullanılmıştır. Kullanılan kirecin kimyasal özellikleri Çizelge 4.3'de sunulmaktadır. Çizelge 4.3'den kullanılan kirecin az miktarda alümina, demir ve alkali oksitlere ilaveten çimento ana bileşenlerinden olan CaO içeriğinin önemli seviyede yüksek olduğu görülebilmektedir.

Çizelge 4.2. Çalışmada kullanılan zemin numunelerinin kimyasal özellikleri

Bileşim	**Zemin-1 (CH) (%)**	**Zemin-2 (CL) (%)**
SiO_2	52.14	55.15
Al_2O_3	16.58	12.67
Fe_2O_3	6.47	4.58
CaO	5.13	7.62
MgO	1.68	3.68
Na_2O	0.22	1.34
K_2O	1.17	2.89
Kızdırma kaybı	11.75	10.83

Çizelge 4.3. Çalışmada kullanılan sönmüş kirecin kimyasal özellikleri

Bileşim	**Sönmüş kireç (%)**
SiO_2	6.00
Al_2O_3	1.70
Fe_2O_3	0.70
CaO	86.90
MgO	0.70
Na_2O	0.06
K_2O	0.18
Kızdırma kaybı	6 (maks.)

4.2. Yöntem

4.2.1. Örneklerin hazırlanması

Araziden alınarak laboratuvara getirilen zemin numuneleri, sahip oldukları doğal su muhtevalarından dolayı topak halde olduklarından dolayı 24 saat boyunca 105 ° C'de bir etüvde kurutuldu. Numunelerin içerdiği yüksek ince dane muhtevasından dolayı hava kurutması uzun zaman alacağından ve devam eden deneylerde aynı başlangıç durumun temsil edilmesindeki kolaylıktan dolayı etüv kurutması tercih edildi. Etüv kurutmasından çıkan numunelerin üniform dağılımını elde etmek için numuneler plastik tokmakla ufalanarak 4 no'lu elekten geçirildi. Elenen numuneler büyük bir kap içinde harmanlanarak çuvallara aktarıldı. Laboratuvar ortamının sahip olduğu nemden dolayı, sabit su muhtevasına sahip olmaları için yaklaşık 2 hafta çuvallar içinde bekletildi. Sabit başlangıç su muhtevasına sahip numuneler, kuru ağırlıklarının % 3, 6, 9, 12 ve 15'i oranında 5 farklı kireç muhtevasında ayrı ayrı homojen olarak karıştırıldı.

Örneklerin hazırlanmasında gerekli olacak kompaksiyon karakteristiklerini (optimum su muhtevası ve en büyük kuru yoğunluk) belirlemek için Standart Proktor enerji seviyesinde kompaksiyon deneyleri 2 aşamada gerçekleştirildi. İlk aşamada, karışımdan hemen sonra gecikme olmadan, artan su muhtevalarında kompaksiyon deneyleri yapıldı. İkinci aşamada zemin ve kireç karışımlarına belirli oranda su eklenerek elde edilen harmanlanmış karışımlar çift katlı plastik poşetlerde 7 (yedi) gün boyunca kontrollü bir ortamda tutuldu. Kompaksiyon gecikmesinin kompaksiyon karakteristikleri üzerindeki etkilerini belirlemek amacıyla yedi gün bekletilen karışımlar üzerinde tekrardan artan su muhtevalarında kompaksiyon deneyleri yapıldı.

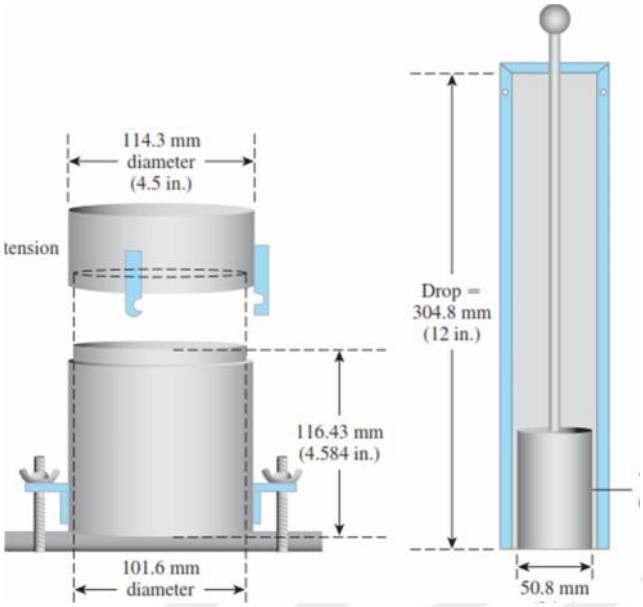
Sonuç olarak, her bir kireç katkı yüzdesinde, hem karışımdan hemen sonra hem de karışımdan yedi gün sonra yapılan kompaksiyon deneylerinde, serbest basınç deneyinde kullanılacak örnekleri hazırlamak için gereken optimum su muhtevası ve en büyük kuru yoğunluk değerleri belirlenmiştir.

4.2.2. Deneysel çalışmalar

Deneysel çalışmalar, gecikmiş kompaksiyonun ve kireç katkı yüzdesinin hem kompaksiyon karakteristiklerine hem de serbest dayanımına olan etkisini araştırmaya yönelik olarak Çizelge 4,4'de gösterildiği gibi gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda her bir kireç katkı seviyesinde toplamda 22 adet kompaksiyon deneyi ve takibinde de kürsüz, 7 gün ve 28 gün küre bırakılan örnekler üzerinde de toplamda 64 adet serbest basınç deneyi yapılmıştır.

4.2.2.1.Kompaksiyon deneyleri

Kompaksiyon deneyleri, Standart Proktor yöntemi esasında 600 kN-m/m^3 enerji seviyesinde gerçekleştirilmiştir. Çizelge 4.4'de sunulduğu şekliyle iki aşamada iki aşamada yapılmıştır. Şekil 4.5'de deney de kullanılan kompaksiyon kalıbı ve tokmağının detayları sunulmuştur.



Şekil 4.5. Standart Proktor kompaksiyon deneyi kalıbı ve tokmağı (Das, 2010)

Kireç ve zemin kompaksiyon deneyinden önce homojen bir karışım elde edilinceye kadar karıştırıldı. Daha sonra tüm karışımlara başlangıç kompaksiyon deneyi için gerekli su ilave edilerek tekrar karıştırıldı. Örnekler 101.6 mm çapa ve 944 cm^3 hacme sahip kalıp içerisinde 3 tabaka halinde ve her tabakaya 2.5 kg'lık tokmağın 30.5 mm yükseklikten düşürülmesi ile ulaşılan enerji altında sıkıştırıldı. Sıkışan zemin kütlesinde azalma oluncaya kadar deney yaklaşık %3 su muhtevası artışlarıyla tekrarlandı.

4.2.2.2. Serbest basınç dayanımı deneyleri

Stabilize edilmiş zeminlerin dayanım özelliklerinin değerlendirilmesinde serbest basınç dayanımı (SBD) deneyi en çok tercih edilen deney yöntemidir. Bu çalışmada, sıkıştırılarak hazırlanan katkılı örnekler üzerinde serbest basınç dayanımı (q_u) deneyleri, ASTM D2166-00 standardına göre yapıldı. Çizelge 4.4'de sunulduğu gibi sıkıştırılmış örnekler üzerinde iki seri deney gerçekleştirildi. İlk seri deneyler karışımdan hem sonra bulunan kompaksiyon karakteristiklerinde, ikinci seri deneylerde gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde bulunan kompaksiyon karakteristiklerinde 100 mm yükseklik ve 50 mm çapa sahip paslanmaz çelik tüpler içinde sıkıştırılmış örnekler üzerinde yapıldı.

Tüplerden hidroik kriko ile çıkarılan örneklerin boyutları ve kütleleri kontrol edildi. Kireçle stabilize edilmiş kil zeminlerin dayanımını etkileyen farklı değişkenler arasında

kür süresi büyük bir önem taşımaktadır. Stabilizasyonun dayanım üzerindeki etkisi zamanın, sıcaklığın ve nemin bir fonksiyonudur (Mitchell ve Hooper, 1961). Bu nedenle, kür süresinin örneklerin dayanımı üzerindeki etkisini incelemek amacıyla kontrol edilen örnekler streç filmlere sarılarak 7 gün ve 28 gün boyunca laboratuvar ortamında desikatör içinde bekletildi. Serbest basınç deneyleri dakikada 1 mm deformasyon uygulayan otomatik bir yükleme makinesi ile yapıldı (Şekil 4.6).



Şekil 4.6. Çalışmada kullanılan serbest basınç dayanımı (SBD) deney ekipmanı

Çizelge 4.4. Deneysel çalışma programı

Kireç muhtevası (%)	Kompaksiyon Deneyleri				Serbest Basınç Deneyleri											
					Zemin-1						Zemin-2					
					KGS (Hemen)			KGS (7-gün)			KGS (Hemen)			KGS (7-gün)		
	Zemin-1		Zemin-2		Kür süresi (gün)			Kür süresi (gün)			Kür süresi (gün)			Kür süresi (gün)		
	KGS* (Hemen)	KGS (7-gün)	KGS (Hemen)	KGS (7-gün)	0	7	28	0	7	28	0	7	28	0	7	28
0	x	-	x	-	x	-	-	-	-	-	x	-	-	-	-	-
3	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
6	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
9	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
12	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
15	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x

**KGS = Kompaksiyon gecikme süresi*

5. BULGULAR VE TARTIŞMA

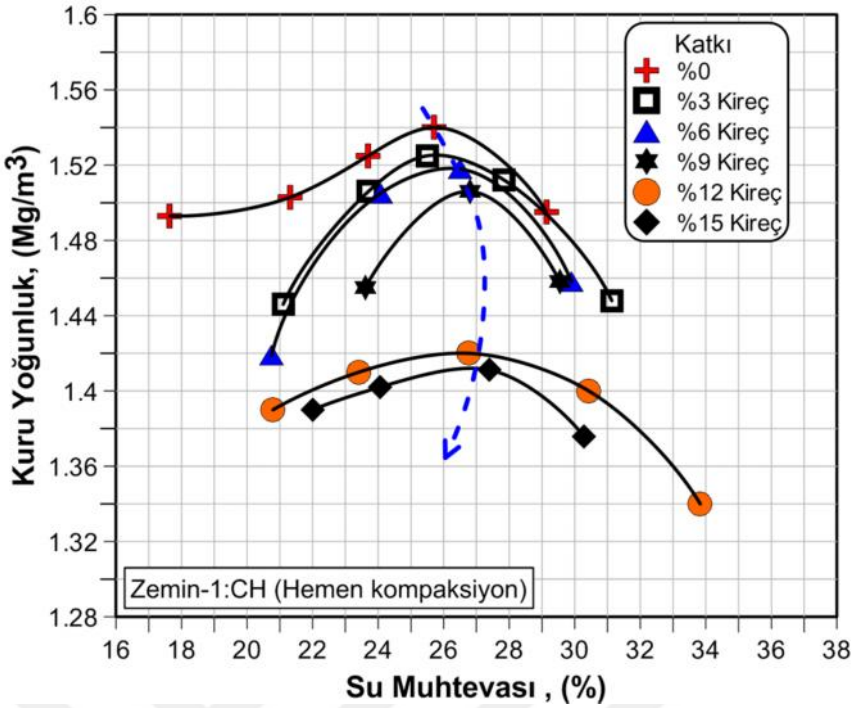
Gecikmiş kompaksiyonun ve kireç muhtevasının hem yüksek (zemin-1) hem de düşük plastisiteli (zemin-2) kil zeminlerin kompaksiyon ve dayanım karakteristiklerine olan etkisi 3 kısımda değerlendirilmiştir.

5.1. Kompaksiyon Karakteristikleri Üzerindeki Etkisi

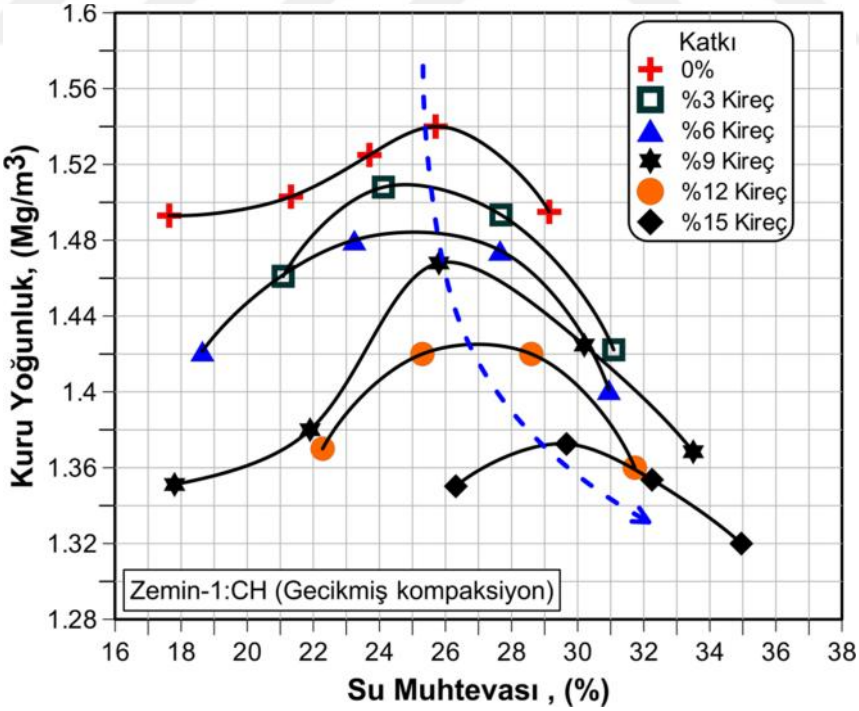
Standart Proktor deneyi yöntemi esasında, farklı kireç katkı yüzdelerinde yapılan hemen ve gecikmiş kompaksiyon deneylerinden elde edilen kompaksiyon eğrileri zemin-1 ve zemin-2 için sırasıyla Şekil 5.1, 5.2, 5.3 ve 5.4'te sunulmaktadır. Genel olarak değerlendirildiğinde, her iki zeminde de artan kireç yüzdesine bağlı olarak en büyük kuru yoğunlukta azalma ve optimum su muhtevasında artışlar görülmüştür. Benzer davranış Cheng vd. (2018) tarafından yapılan çalışmada da gözlenmiştir. Kireç stabilizasyonu, kompaksiyon eğrisini yatıklaştırdığından, istenen kuru yoğunluğun daha geniş bir su muhtevası aralığında elde edilebilmesini sağlar. Bu nedenle de kireç ile yapılan stabilizasyon çimentodan daha toleranslı su muhtevası aralığını mümkün kılar.

Zemin numuneleri üzerinde farklı kireç katkı yüzdelerinde yapılan hemen ve gecikmiş kompaksiyon eğrilerinden kompaksiyon karakteristikleri belirlenmiş ve sayısal değerleri Çizelge 5.1'de, en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkileri de zemin-1 ve zemin-2 için sırasıyla Şekil 5.5, 5.6, 5.7 ve 5.8'de verilmiştir.

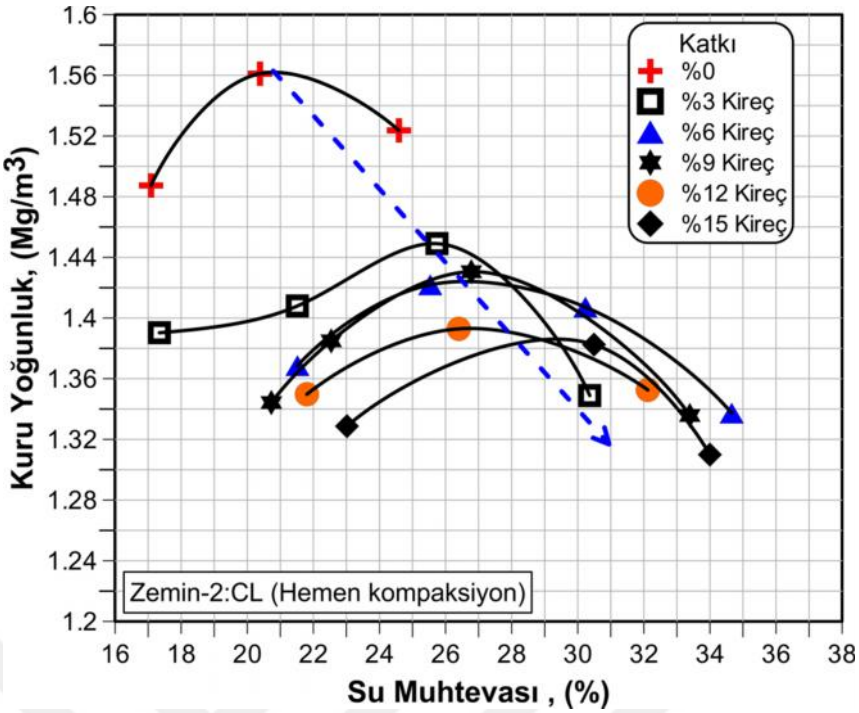
Zemin-1 numunesinin katkısız durumda en büyük kuru yoğunluk (EBKY) değeri 1.541 Mg/m^3'dür. Hemen kompaksiyon sonrası %9 kireç katkı seviyesine kadar olan katkı yüzdelerinde EBKY değerinde düşük miktarda bir azalma gözlenirken, %12 kireç yüzdesinde EBKY da (1.420 Mg/m^3) önemli seviyede azalma gözlenmiş ve %15 seviyesinde (1.412 Mg/m^3) çok değişmemiştir. % 3, 6, 9, 12 ve 15 kireç yüzdelerinde EBKY değerlerinde sırasıyla %1.04, %1.36, %2.27, %7.85 ve % 8.37 oranında azalma olmuştur.



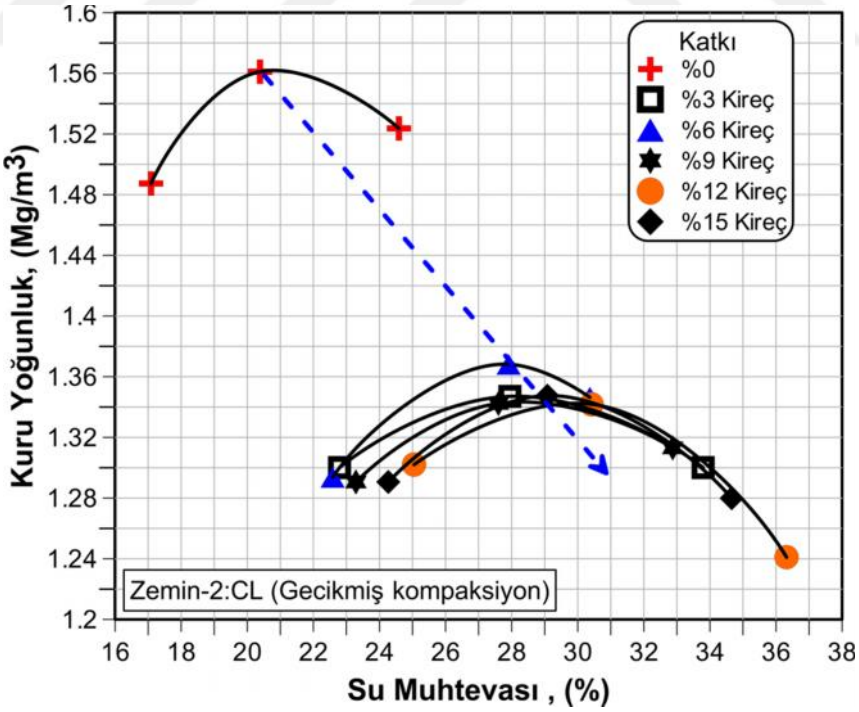
Şekil 5.1. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-1 için hemen kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri



Şekil 5.2. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-1 için gecikmiş kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri



Şekil 5.3. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-2 için hemen kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri



Şekil 5.4. Farklı kireç yüzdelerinde Zemin-2 için gecikmiş kompaksiyon sonrası kompaksiyon eğrileri

Gecikmiş kompaksiyon sonrasında ise EBKY değeri artan kireç katkı yüzdesiyle birlikte sürekli bir azalma göstermiştir. %12 kireç katkısında EBKY 1.427 Mg/m^3, %15 katkı seviyesinde de 1.373 Mg/m^3'e düşmüştür. Diğer bir ifadeyle gecikmiş kompaksiyon sonrası % 3, 6, 9, 12 ve 15 kireç yüzdelerinde EBKY değerlerinde sırasıyla %2.01, %3.57, %4.67, %7.40 ve %10.90 oranında azalma olmuştur. Kompaksiyon gecikmesi hemen yapılan kompaksiyona oranla EBKY değerlerinde ilave bir azalmaya sebep olmuştur. Ali ve Mohamed (2017) tarafından belirtildiği gibi, bu azalmanın nedeni, kireçle stabilize kilin kompakisyon gecikmesi sırasında katyon değişiminin ve hızlı büyüyen çimentolu bileşiklerinin çok ince tanelerin bir arada tutulmasını sağlayan flokülasyona bağlanabilir. Kompaksiyon karakteristiklerindeki bu değişimler gecikmiş kompaksiyon sırasında bekleyen karışım aşamasında kireç ve zemin arasında devam eden reaksiyon nedeniyledir. Daha fazla su kaybına neden olan ve kompaksiyona karşı direnci artıran zayıf çimentolaşma dolayısıyla gelişen daha büyük tane kümeleşmesi EBKY değerlerinde önemli azalmaya neden olmuştur.

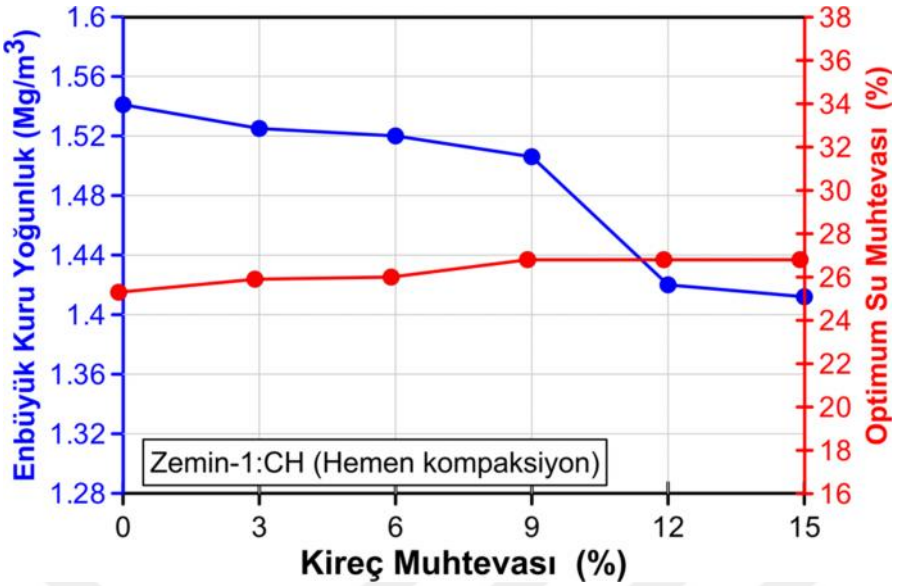
Düşük plastisiteli özellik gösteren zemin-2 açısından değerlendirildiğinde ise hemen kompaksiyon ve gecikmiş kompaksiyon deneyleri sonrasında özellikle düşük kireç yüzdelerinde EBKY değerlerinde önemli derecede bir azalma olmuştur. Şekil 5.3. ve Şekil 5.4'de görüldüğü gibi, % 3 kireç katkı seviyesinde kuru yoğunlukta ani bir azalma olmuştur ve artan katkı seviyesinde kuru yoğunlukta önemli bir değişiklik gözlenmemiştir. Kompaksiyon karakteristiklerindeki değişim sınırlı kalmıştır. Katkısız durumda zemin-2'nin belirlenen EBKY değeri 1.563 Mg/m^3'dür. Hemen kompaksiyon sonrası deneylerden % 3, 6, 9, 12 ve 15 kireç yüzdelerinde EBKY değerlerinde sırasıyla %7.17, %8.89, %8.39, %10.88 ve %11.40 oranında azalma, gecikmiş kompaksiyon sonrasında da %13.82, %12.35, %14.08, %14.08 ve %13.76 oranında daha belirgin azalma olduğu belirlenmiştir. Kuru yoğunluktaki bu azalma, kompaksiyon gecikmesi sırasında gevşek durumda bekleyen karışımda gelişen çimentolanmaya atfedilir. Başka bir deyişle, kompaksiyon deneyindeki gecikme kil partikülleri arasında daha sıkı bağlanmaya neden olacak şekilde kil tanelerinin aglomerasyonuna neden olmuştur. Zeminde bulunan su molekülleri veya diğer iyonların yerini alan kalsiyum iyonları dağınık çift su tabakasında azalmaya neden olur. Bu durum, tanelerin birbirine yaklaşmasına ve foloküle yapı kazanarak uygulanana kompaksiyon enerjisine daha fazla direnç göstermesine sebep olur. İlaveten, zeminin floküle yapısı nedeniyle sahip olduğu

boşluklarda su molekülleri hapsolur. Böylece kireç katkılı zeminlerin optimum su muhtevaları artar ve en büyük kuru yoğunlukları azalır. Fazla miktarda eklenen kireç zeminin boşlularına girer (Sahoo vd., 2017). Bu nedenlerden dolayı, %3'den fazla kireç ilavesi EBKY da önemli bir değişim olmazken OSM'sı hızla artmıştır.

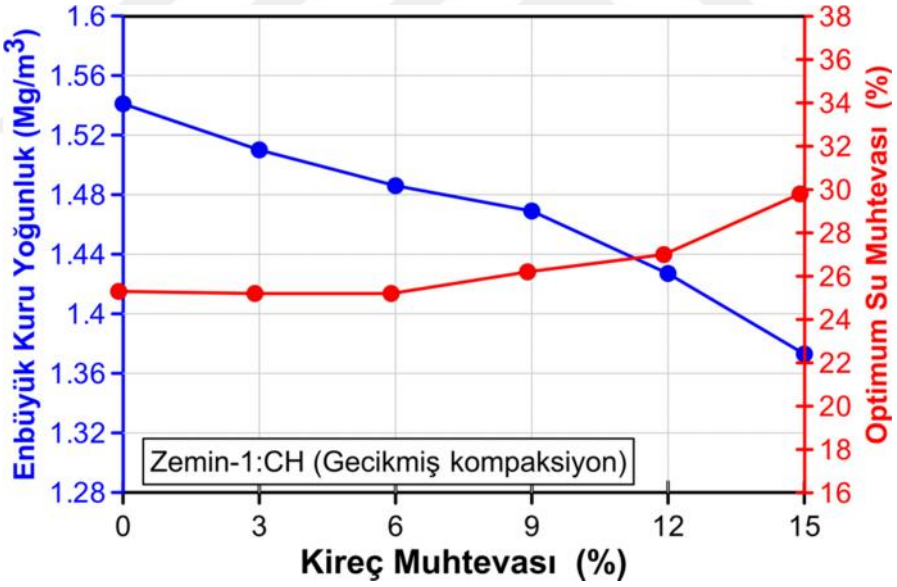
Çizelge 5.1. Zemin örneklerinin farklı kompaksiyon gecikme süreleri ve kireç muhtevalarında bulunan kompaksiyon karakteristikleri

Kireç Muhtevası (%)	**Zemin-1 (CH)**				**Zemin-2 (CL)**			
	KGS* (Hemen)		**KGS (7-gün)**		**KGS (Hemen)**		**KGS (7-gün)**	
	EBKY ** **(Mg/m^3)**	**OSM** *** **(%)**	**EBKY (Mg/m^3)**	**OSM (%)**	**EBKY (Mg/m^3)**	**OSM (%)**	**EBKY (Mg/m^3)**	**OSM (%)**
0	1.541	25.3	-	-	1.563	20.90	-	-
3	1.525	25.9	1.510	25.2	1.451	25.30	1.347	28.00
6	1.520	26.0	1.486	25.2	1.424	26.70	1.370	28.50
9	1.506	26.8	1.469	26.2	1.432	26.20	1.343	28.00
12	1.420	26.8	1.427	27.0	1.393	26.40	1.343	29.80
15	1.412	26.8	1.373	29.8	1.385	29.80	1.348	29.08

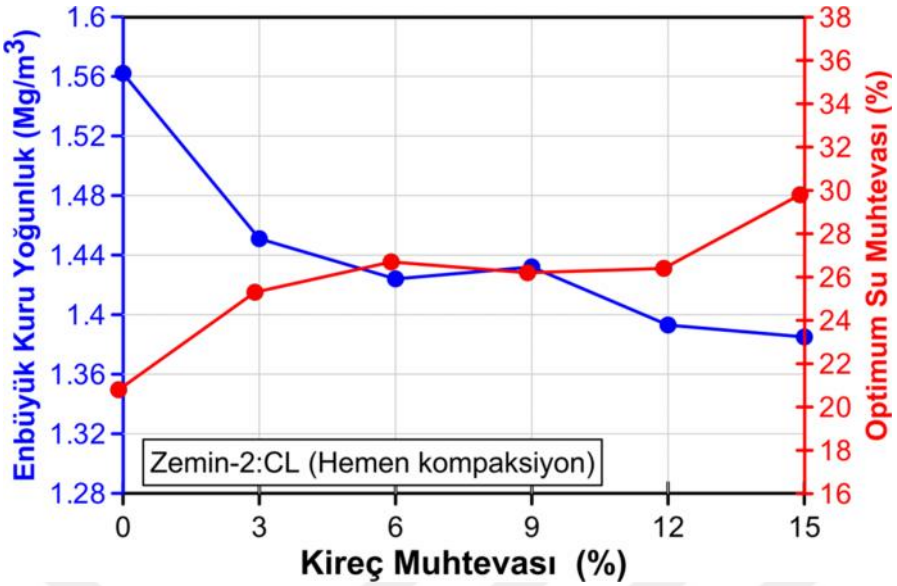
**KGS = Kompaksiyon gecikme süresi*
***EBKY= En büyük kuru yoğunluk*
****OSM = Optimum su muhtevası*



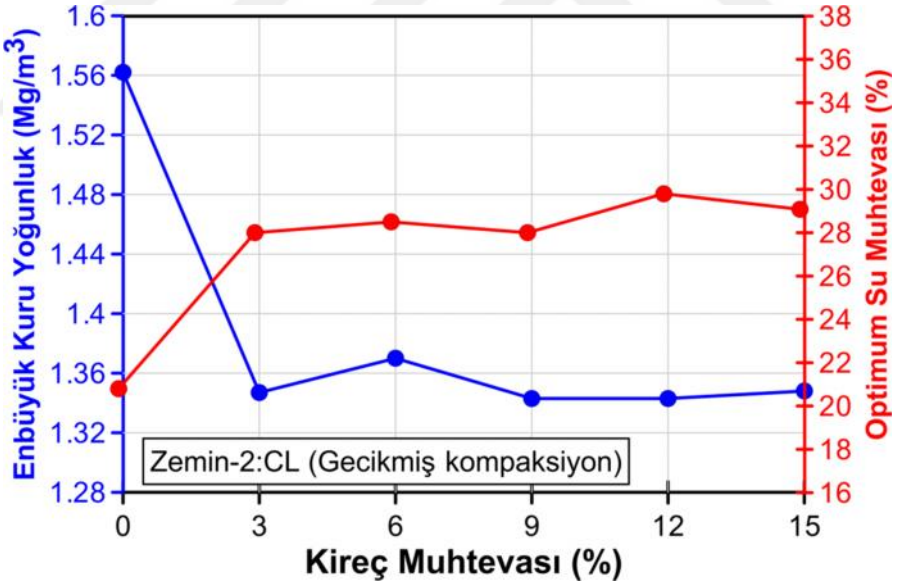
Şekil 5.5. Zemin-1 için farklı kireç yüzdelerinde, hemen kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi



Şekil 5.6. Zemin-1 için farklı kireç yüzdelerinde, gecikmiş kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi



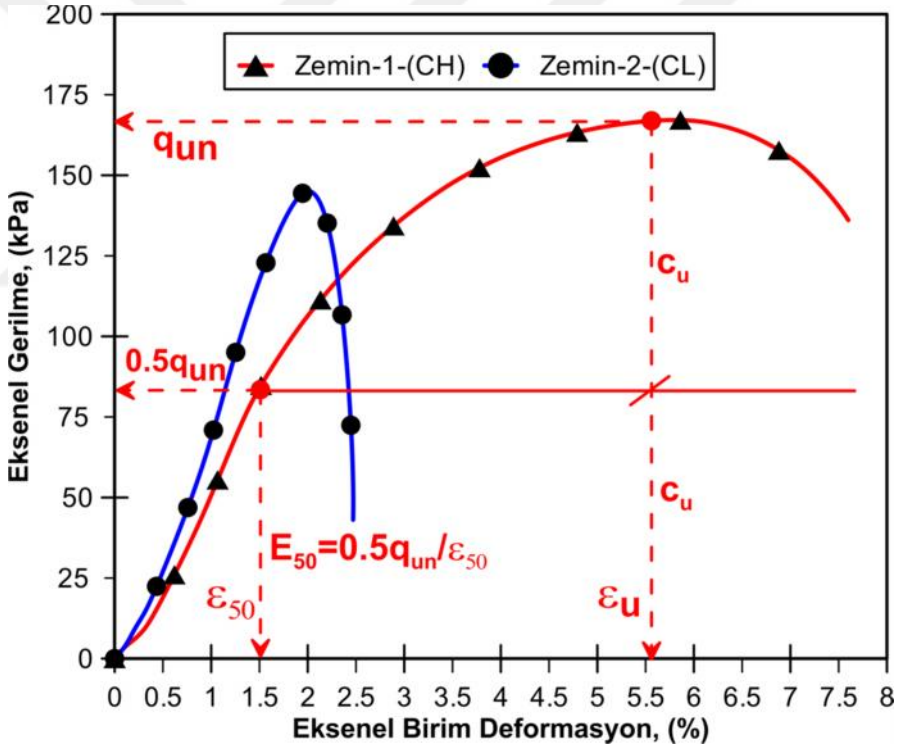
Şekil 5.7. Zemin-2 için farklı kireç yüzdelerinde, hemen kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi



Şekil 5.8. Zemin-2 için farklı kireç yüzdelerinde, gecikmiş kompaksiyon sonrası en büyük kuru yoğunluk-optimum su muhtevası ilişkisi

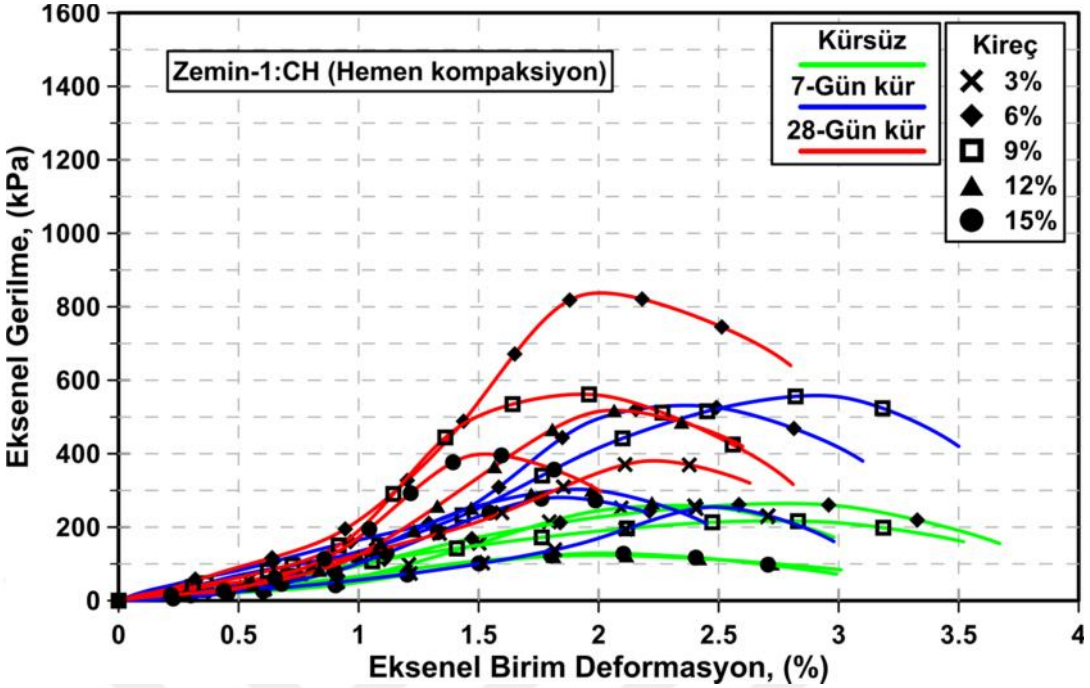
5.2. Serbest Basınç Dayanımı Üzerindeki Etkisi

Deneyler, kompaksiyon gecikme süresinin kireç ile stabilize edilmiş zeminlerin serbest basınç dayanımı (SBD) üzerindeki etkisini araştırmak ve kür süresi boyunca dayanım değişikliğini değerlendirmek için yapılmıştır. Şekil 5.9'da katkısız zemin numunelerin SBD deney sonucu gerilme-deformasyon eğrileri gösterilmiştir. Zemin-1 % 5.56 birim deformasyon seviyesinde 166.9 kPa serbest basınç dayanımı (q_{un}) değerine, zemin-2 ise %1.95 birim deformasyon seviyesinde 144.5 kPa serbest basınç dayanımı değerine ulaşmıştır. Yüksek plastisiteli özellik gösteren zemin-1, düşük plastisiteye sahip zemin-2'ye oranla daha büyük birim deformasyon değerinde göçerek, sünek bir davranış sergilemiştir.

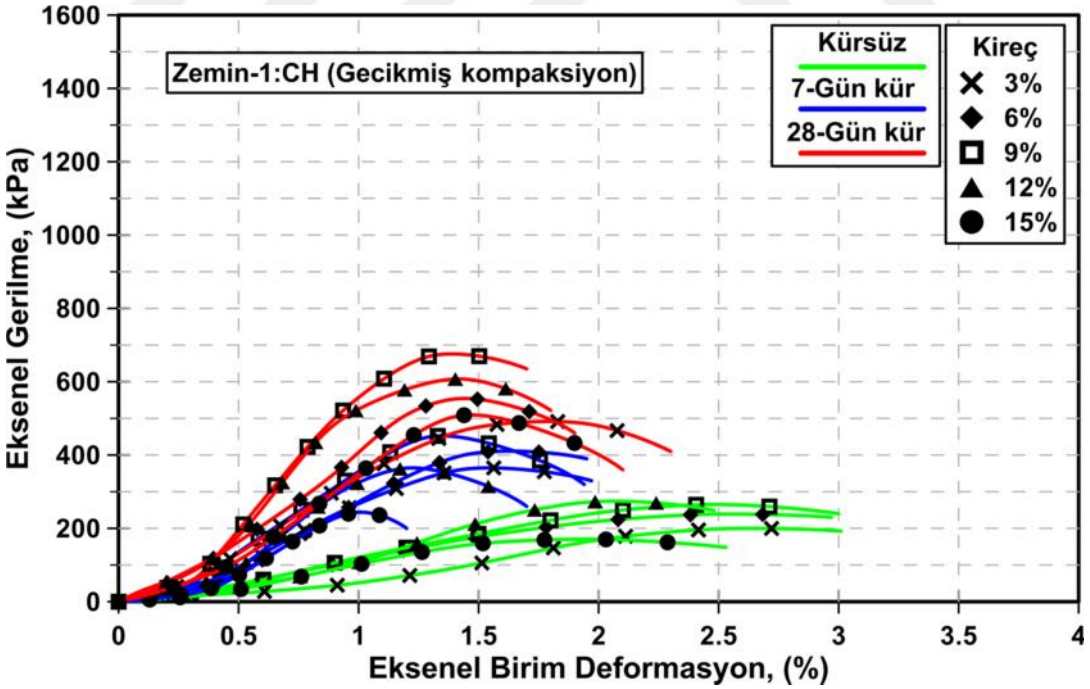


Şekil 5.9. Katksız zemin numunelerinin SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri

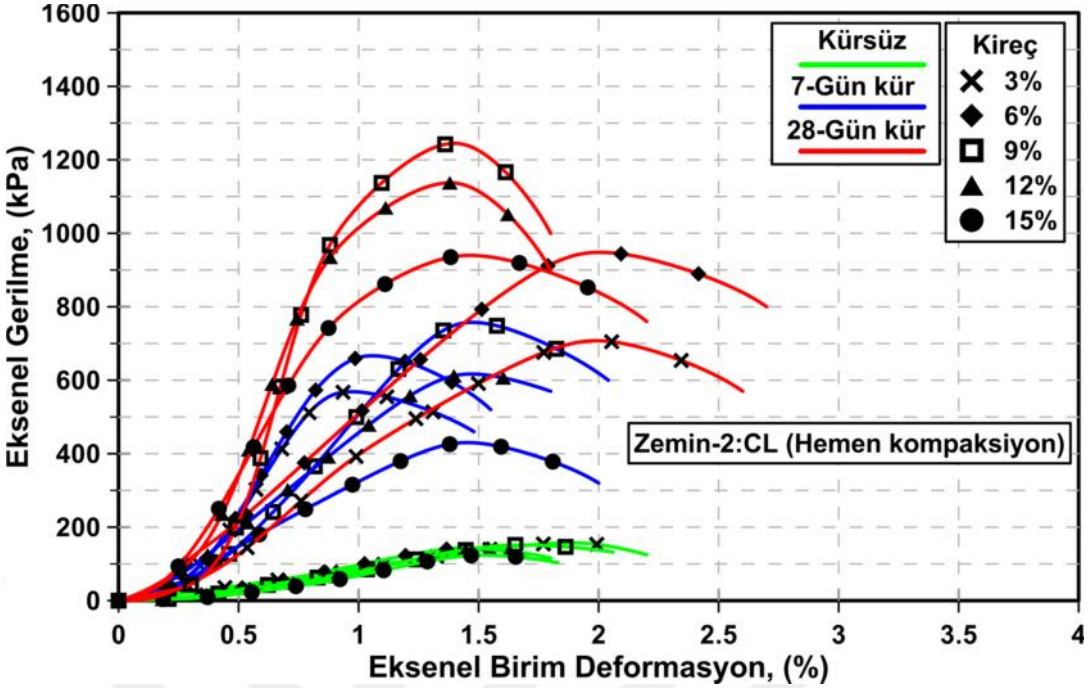
Zemin-1 ve zemin-2 için hemen ve gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı, SBD deneyi sonucunda elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri Şekil 5.10, 5.11, 5.12 ve 5.13'de sunulmuştur.



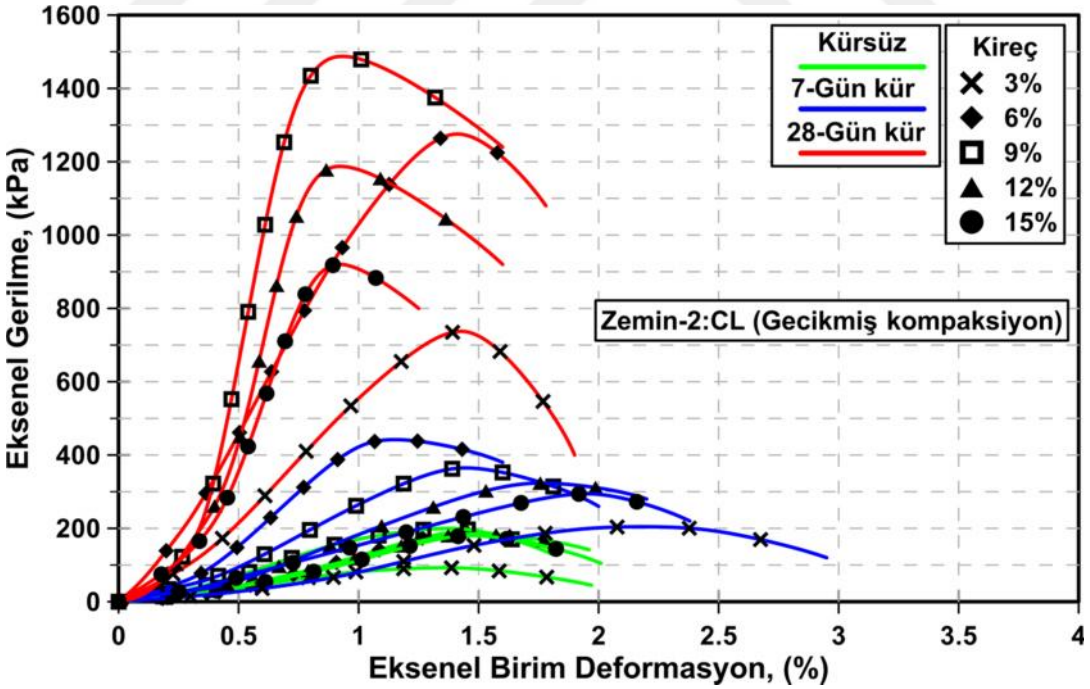
Şekil 5.10. Zemin-1 için hemen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri



Şekil 5.11. Zemin-1 için gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri



Şekil 5.12. Zemin-2 için hemen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri



Şekil 5.13. Zemin-2 için gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucu gerilme-deformasyon eğrileri

Tepe (veya göçme:q_{un}) noktasına kadar, serbest basınç dayanımı deneyi sonucunda ulaşılan gerilme-deformasyon eğrisi altındaki alan nihai dayanım değerindeki deformasyon enerjisi veya enerji sönümleme kapasitesi olarak tanımlanır ve dayanıklılığın değerlendirilmesinde kullanılır (Mirzababaei vd., 2013).

Şekil 5.10 ve 5.11'den de görüldüğü gibi, zemin-1 üzerinde yapılan deneylerden gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanan örneklerin sergilediği eğrilerin enerji sönümleme kapasiteleri hemen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanan örneklerin enerji sönümleme kapasitelerinden daha düşüktür. Örneğin; hemen kompaksiyon serisinde %6 kireç muhtevasında 28 gün kür sonrasında ulaşılan eğrinin sergilediği enerji sönümleme kapasitesinin aynı durumda gecikmiş kompaksiyon serisinde ulaşılan eğrinin sergilediği enerji sönümleme kapasitesinden daha büyük olduğu görülmektedir. Diğer bir ifadeyle gecikmiş kompaksiyon serilerinde (Şekil 5.11) zemin örnekleri daha gevrek bir davranış göstererek daha düşük bir dayanıma göçmüştür.

Şekil 5.12 ve 5.13'de zemin-2 için elde edilen gerilme-deformasyon eğrileri görülmektedir. Gecikmiş kompaksiyon serisinde yapılan deneylerden elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerinin hemen kompaksiyon serilerine oranla daha büyük enerji sönümleme kapasiteleri ve dolayısıyla daha büyük dayanım sağlayacağı görülebilmektedir. Özelikle 28 gün kür süresi sonrası gecikmiş kompaksiyon serilerinde daha büyük eğri altı alan sergilemiştir. %9 kireç muhtevasında 28 gün kür koşullarında yapılan deney verilerinden gecikmiş kompaksiyon sonrası ulaşılan gerilme-deformasyon eğri aynı koşullarda hemen kompaksiyon sonrası elde edilen eğriden daha büyük bir alana sahiptir. Diğer bir ifadeyle gecikmiş kompaksiyon serilerinde özellikle 28 gün kür sonrası hemen serilerine oranla daha büyük dayanımlar belirlenmiştir.

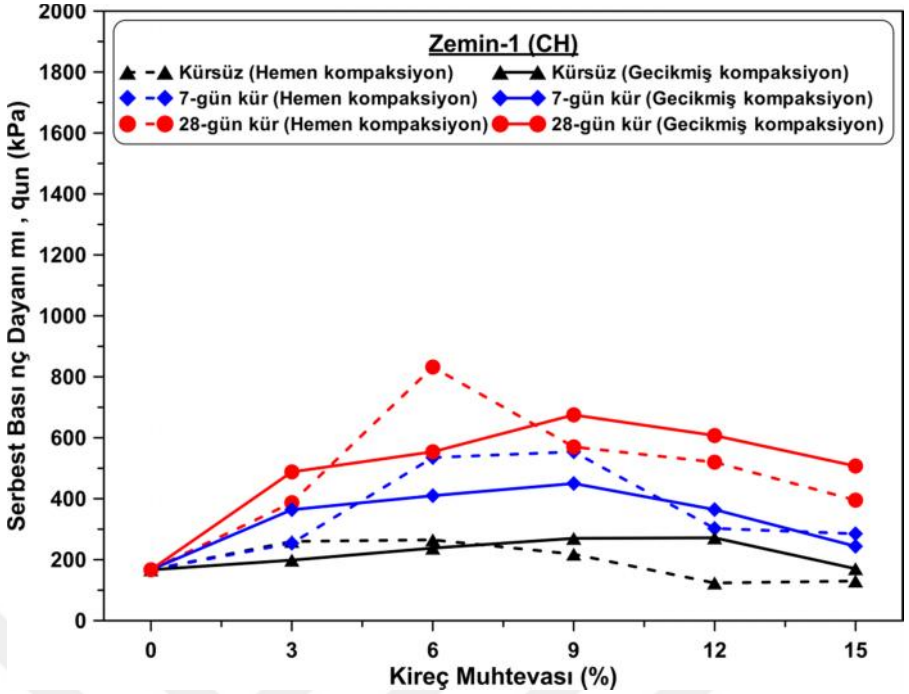
Çizelge 5.2 ve 5.3'de zemin-1 ve zemin-2 için gecikmiş ve hemen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin farklı kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneylerinde gerilme-deformasyon eğrilerinden elde edilen serbest basınç dayanımları (q_{un}) ve göçme birim deformasyon (ε_u) sonuçları verilmiştir.

Çizelge 5.2. Zemin-1 numunesi için serbest basınç dayanımı (q_{un}) ve göçme birim deformasyon (ε_u) değerleri

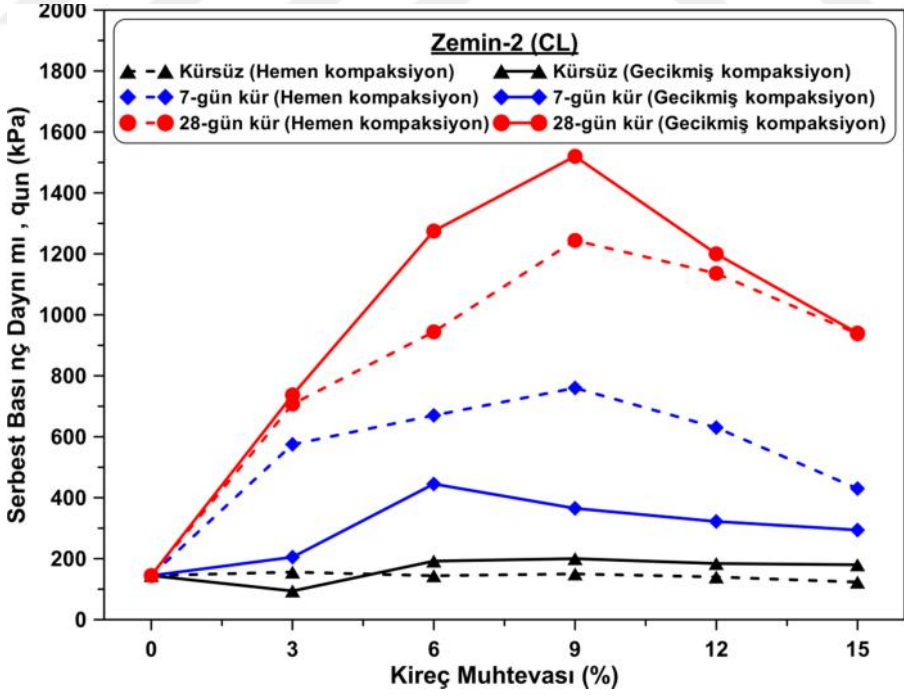
Kireç (%)	**Hemen Kompaksiyon Serisi**					
	Kürsüz		**7-gün kür**		**28-gün kür**	
	ε_u (%)	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**
0	5.56	166.9	5.56	166.9	5.56	166.9
3	2.30	260.0	2.47	254.0	2.25	387.0
6	2.80	265.0	2.30	535.0	1.95	832.0
9	2.75	218.0	3.00	554.0	1.85	570.0
12	1.99	123.5	1.94	302.6	2.05	520.0
15	1.99	130.0	1.90	285.0	1.47	395.2
Kireç (%)	**Gecikmiş Kompaksiyon Serisi**					
	Kürsüz		**7-gün kür**		**28-gün kür**	
	ε_u (%)	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**
0	5.56	166.9	5.56	166.9	5.56	166.9
3	2.50	198.5	1.50	364.0	1.70	488.0
6	2.44	238.0	1.60	410.0	1.37	554.0
9	2.60	270.0	1.30	450.0	1.35	675.0
12	1.96	271.8	1.20	364.4	1.43	607.4
15	1.90	170.3	1.00	244.0	1.42	507.2

Çizelge 5.3. Zemin-2 numunesi için serbest basınç dayanımı (q_{un}) ve göçme birim deformasyon (ε_u) değerleri.

Kireç (%)	**Hemen Kompaksiyon Serisi**					
	Kürsüz		**7-gün kür**		**28-gün kür**	
	ε_u (%)	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**
0	1.95	144.5	1.95	144.5	1.95	144.5
3	1.95	155.9	1.00	575.0	1.96	707.0
6	1.47	144.0	1.07	670.0	1.94	944.0
9	1.60	150.0	1.50	760.0	1.42	1249.0
12	1.50	140.0	1.54	630.0	1.41	1136.0
15	1.47	123.0	1.42	430.0	1.42	938.0
Kireç (%)	**Gecikmiş Kompaksiyon Serisi**					
	Kürsüz		**7-gün kür**		**28-gün kür**	
	ε_u (%)	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**	**ε_u (%)**	**q_{un}(kPa)**
0	1.95	144.5	1.95	144.5	1.95	144.5
3	1.35	94.0	2.20	205.0	1.44	737.0
6	1.46	192.0	1.15	445.0	1.44	1275.0
9	1.40	200.0	1.41	365.0	1.00	1520.0
12	1.44	184.0	1.65	322.0	0.96	1200.0
15	1.44	180.0	1.97	294.0	0.98	940.0



Şekil 5.14. Zemin-1 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucundaki ilişkiler



Şekil 5.15. Zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucundaki ilişkiler

Şekil 5.14. ve 5.15'de de sırasıyla zemin-1 ve zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı SBD deneyi sonucundaki ilişkiler sunulmuştur.

Zemin-1 numunesi üzerinde yapılan SBD deney sonuçlarının sunulduğu Çizelge 5.2 ve Şekil 5.14'den hemen kompaksiyon serilerinde kür süresiyle gelişen dayanım artışı gecikmiş kompaksiyon serilerine oranla daha büyüktür. Katkısız durumda 166.9 kPa olan SBD değeri, hemen serilerinde yapılan deneylerde 7-gün kür süresi sonucunda %9 kireç muhtevasında 554 kPa'ya ve 28-gün kür süresi sonucunda da %6 kireç muhtevasında 832 kPa'ya yükselmiştir. %9'dan fazla kireç muhtevalarında ise hem 7-gün hem de 28-gün kür sonrası deneylerde dayanım değerlerinde azalma olmuştur. Gecikmiş kompaksiyon serisi SBD deneylerinden %9 kireç muhtevasında 7-gün ve 28-gün kür sonrası sırasıyla 450 kPa ve 675 kpa dayanım değerlerine ulaşılmıştır. Her iki seride de artan kür süresi ile dayanımda artışlar görülmüş olmasına rağmen gecikmiş kompaksiyon serilerinde elde edilen dayanım değerleri hemen kompaksiyon serisinde elde edilenlerden düşük gerçekleşmiştir. Yüksek plastisiteli özellik gösteren zemin-1 numunesi üzerinde dayanım açısından kompaksiyon gecikmesinin olumsuz etkisi olmuştur.

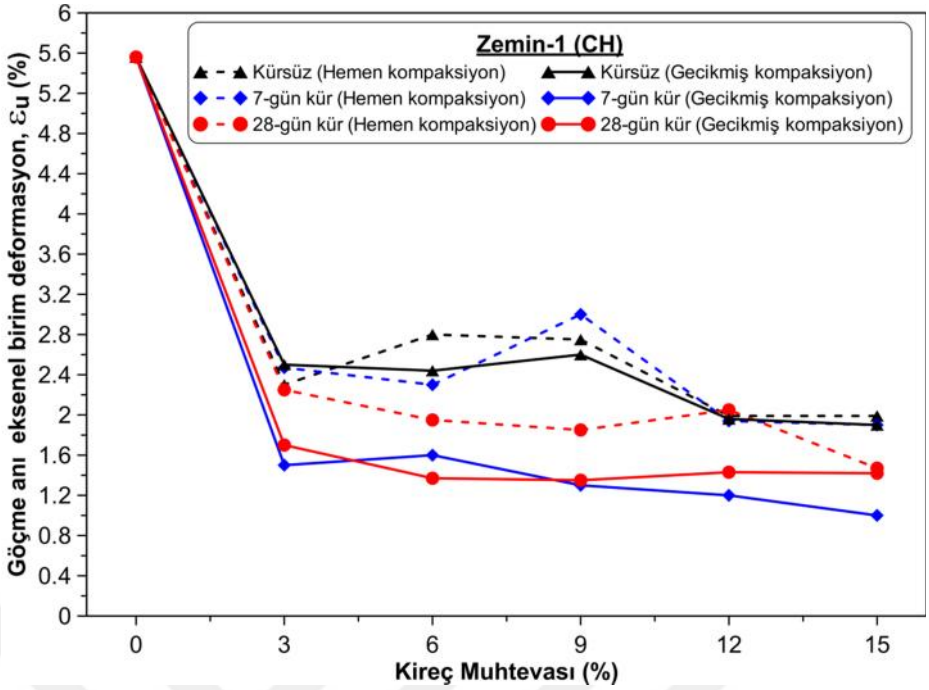
Çizelge 5.3 ve Şekil 5.15'te zemin-2 numunesi üzerinde yapılan SBD sonuçları sunulmuştur. Şekil 5.15'den görülebileceği gibi hemen kompaksiyon serisinde kürsüz dayanım değerlerinde önemli bir değişim olmamıştır. Kür süresinin atmasıyla birlikte dayanımda önemli artışlar olmuştur. SBD deney sonuçlarından, kireç içeriğini % 3'ten %9'a yükseldiğinde, 7 ve 28 gün kür için sırasıyla 575 kPa'dan 760 kPa'ya ve 707 kPa'dan 1249 kPa'ya yükselmiştir. Benzer sonuçlar Jahandari vd. (2019) ve Tebaldi vd. (2016) tarafından yapılan çalışmalarda da gözlendi. % 9'dan fazla kireç katkısı, dayanım değerlerinde azalmaya yol açmıştır. Zeminin kil içeriğinin düşük olduğu düşünüldüğünde, % 9'dan fazla kireç zemindeki kil ile yeterince reaksiyona girememiştir.

Zemin-2 örnekleri üzerinde gecikmiş kompaksiyon serisi SBD deney sonuçları değerlendirildiğinde, artan kireç yüzdesiyle birlikte 28-gün kür uygulanmış örneklerde bulunan dayanım değerleri kürsüz ve 7-gün kür koşullarında bulunan dayanım değerlerinden çok daha yüksektir. Kürsüz ve 7-gün kür koşullarındaki örneklerin SBD değerleri yaklaşık %6 kireç muhtevasında en büyük değerlerine ulaşırken, 28-gün kür

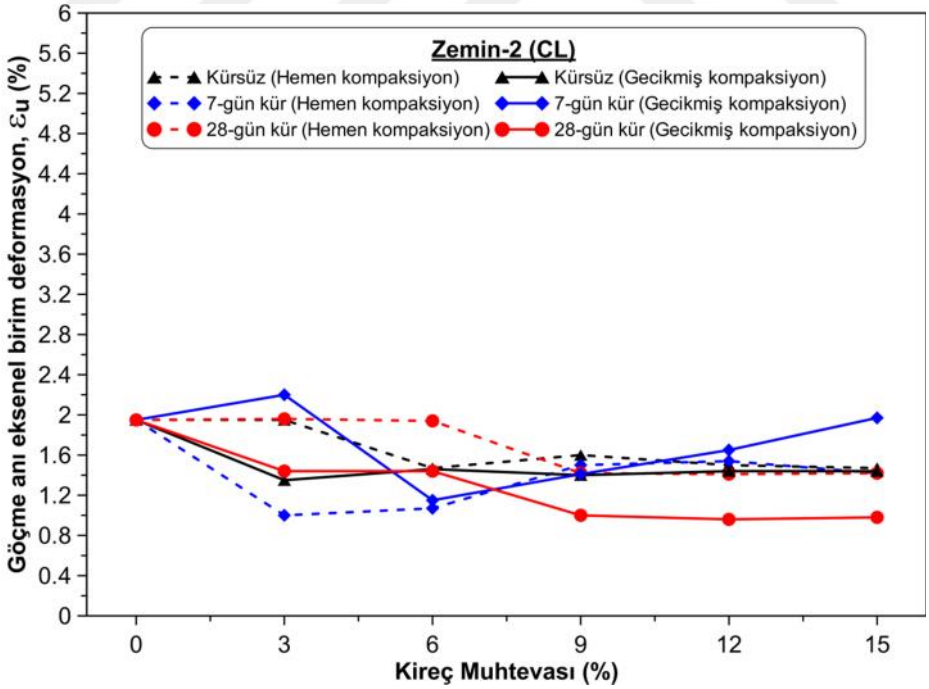
koşulundaki örneklerde %9 kireç muhtevasında en büyük SBD değerlerine ulaşmıştır. Çizelge 5.3'te gecikmiş kompaksiyon serisi kapsamında sunulan verilerden, %9 kireç muhtevasında örneklerin SBD değerleri 7 ve 28-gün kür sonrası sırasıyla 365 kPa'dan 1520 kPa'ya yükselmiştir. Başka bir deyişle, gecikmiş kompaksiyonun SBD değerleri üzerindeki etkisi 28 gün boyunca kür bırakılan örneklerde çok daha belirgin olmuştur.

Kireç katkılı zeminlerin dayanımları üzerinde zemin içindeki ince tane miktarı ve baskın kil mineral türü önemli bir etkiye sahiptir. Ford vd. (1982) tarafından yapılan çalışmada, baskın kil mineralinin montmorillonit olduğu zeminlerin kireç ile stabilizasyonunda serbest basınç dayanımlarında önemli artışlar olmadığı, kullanılan kirecin çoğunun, dayanımı artıracak çimentolu bileşikler oluşturmak yerine çok büyük yüzey alanına sahip montmorillonitin değişimi için kullanıldığı sonucuna varılmıştır. İlaveten kireç ile yapılan iyileştirmenin performansı üzerinde zemin sahip olduğu kimyasal bileşimde önemli bir etkiye neden olur. Özellikle mevcut silisin uzun dönemli dayanım kazancı için mevcut alüminadan daha önemli olduğu Moore ve Jones (1971) tarafından yapılan çalışmada ifade edilmiştir. Dolayısıyla, yüksek plastisiteli ve zemin-2 ye oranla bünyesinde fazla miktarda montmorillonit türü kil minerali ve düşük silis bulunan zemin-1 numunesinin kireç ile stabilizasyonu sonucunda dayanımdaki artışlar zemin-2 ye oranla daha düşük olmuştur.

Şekil 5.16. ve Şekil 5.17'de sırasıyla zemin-1 ve zemin-2 için kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı nihai serbest basınç dayanımı değerlerinde ulaşılan göçme anı birim deformasyon (Ɛu) ilişkileri sunulmuştur. Her iki zemin ve her iki kompaksiyon serileri sonucunda genel olarak artan kireç muhtevası ve kür süresiyle zemin örnekleri katkısız örneklere oranla çok daha düşük birim deformasyon değerlerinde göçmüştür. Özellikle katkısız ve kürsüz durumda zemin-1'de görülen yüksek göçme anı birim deformasyon değeri (Ɛu=%5.56) erken dönem olarak da değerlendirilen 7-gün kür sonrası yapılan deneyler de %1 seviyelerine kadar düşerek gevrek bir davranış sonrası aniden göçmüştür. Şekil 5.17'den zemin-2 numunesinin artan kireç ve süresine bağlı göçme anı birim deformasyon değerlerinde çok önemli bir değişim görülmemektedir. Hemen ve gecikmiş kompaksiyon serilerinde hazırlana örneklerin göçme anı birim deformasyon değerlerinde kür süresi ve kireç muhtevasının etkisi sınırlı olmuştur.



Şekil 5.16. Zemin-1 için kür süreleri ve kompaksiyon gecikme sürelerine bağlı kireç muhtevası- Ɛu ilişkileri



Şekil 5.17. Zemin-2 için kür süreleri ve kompaksiyon gecikme sürelerine bağlı kireç muhtevası- Ɛu ilişkileri

5.3. Sekant Modülü Üzerindeki Etkisi

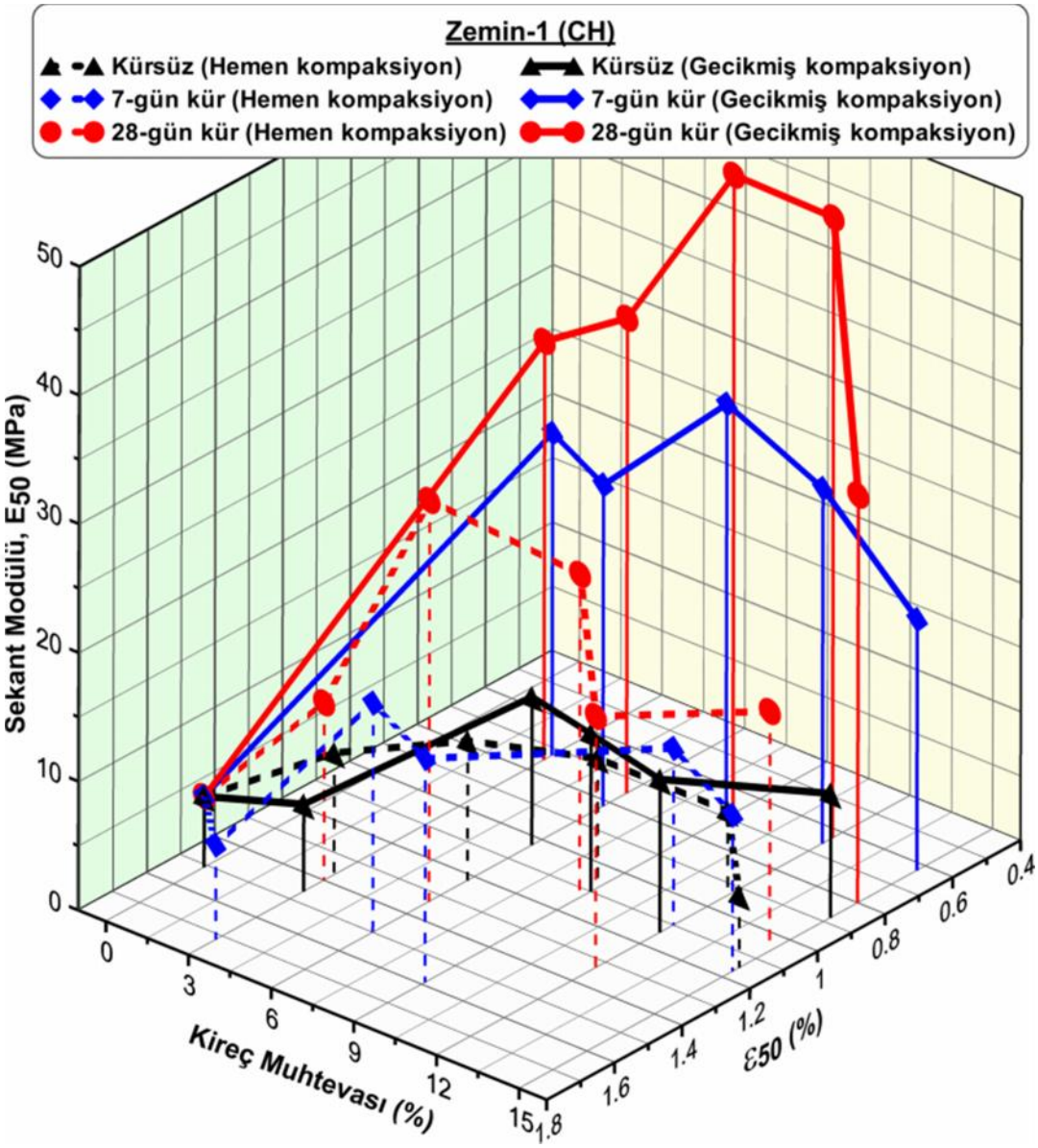
Önemli bir malzeme parametresi olan sekant modülü (E_{50}) Şekil 5.9'da sunulduğu şekliyle, serbest basınç dayanımı eğrisi üzerinde en büyük dayanım değerinin (q_{un}) %50'sine karşılık bulunan değerin, o noktadaki birim deformasyon değerine (ε_{50}) oranı olarak tanımlanmıştır. Zeminler doğrusal olmayan malzeme özelliği gösterdiğinden sekant modülü etki alanındaki ortalama gerilme seviyesine bağlıdır. Birçok durumda gerilme-deformasyon eğrisi artan birim deformasyon seviyelerinde aşağı doğru azalma eğiliminde olmasından dolayı, zemin dayanımının bir diğer göstergesi olan sekant modülü azalır.

Literatürde, sekant modülü için iki farklı adlandırma görülmüştür. Bu parametreyi, Poulos ve Davis (1980), zeminin elastisite modülü (Young modülü), Briaud (2001), Ranjan ve Rao (2014) zeminin sekant modülü olarak adlandırmıştır. Bu modül her iki başlıkta da aynı anlama sahiptir. Bununla birlikte, genellikle heterojen bir malzeme olan zeminler çok düşük deformasyon değerlerinde elastik olarak davrandıklarından sekant modülü esasında değerlendirme yapılır.

Zemin-1 için elde edilen sekant modülü değerleri Çizelge 5.4'te ve bu veriler kullanılarak oluşturulan ilişkiler de Şekil 5.18'de gösterilmiştir. Artan kür süresiyle birlikte her iki seri sonucunda da sekant molülünde artış olmuştur. Gecikmiş kompaksiyon serilerinde elde edilen değerler hemen serilerinden elde edilenlere oranla daha büyük olmuştur. Katkısız ve kürsüz durumda zemin-1 numunesinin 5526.5 kPa olan sekant modülüne, gecikmiş kompaksiyon serisinde, 7-gün ve 28-gün kür sonrası özellikle %9 kireç muhtevasında sırasıyla 32142.9 (32.142 MPa) ve 49632.4 kPa (49.632 MPa) değerine çıkmıştır. Şekil 5.18'de gecikmiş kompaksiyon serisi sonunda hem 7-gün hem de 28-gün kür sonrası elde edilen sekant modüllerinin hemen serileri ile karşılaştırıldığında daha büyük olduğu görülmektedir.

Çizelge 5.4. Zemin-1 numunesi sekant modülü (E_{50}) değerleri

Kireç (%)	**Hemen Kompaksiyon Serisi**								
	Kürsüz			**7-gün kür**			**28-gün kür**		
	$0.5q_{un}$ (kPa)	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**
0	83.5	1.51	5526.5	83.5	1.51	5526.5	83.5	1.51	5526.5
3	130.0	1.37	9489.1	127.0	1.72	7383.7	193.5	1.40	13821.4
6	132.5	1.22	10860.7	267.5	1.50	17833.3	416.0	1.33	31184.4
9	109.0	1.08	10092.6	277.0	1.59	17421.4	285.0	1.13	25154.5
12	61.8	0.94	6569.1	151.3	1.10	13754.5	260.0	1.33	19548.9
15	65.0	1.15	5652.2	142.5	1.17	12179.5	197.6	1.06	18641.5
Kireç (%)	**Gecikmiş Kompaksiyon Serisi**								
	Kürsüz			**7-gün kür**			**28-gün kür**		
	$0.5q_{un}$ (kPa)	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**
0	83.5	1.51	5526.5	83.5	1.51	5526.5	83.5	1.51	5526.5
3	99.3	1.46	6797.9	182.0	0.73	25068.9	244.0	0.75	32533.3
6	119.0	1.03	11553.4	205.0	0.82	25000.0	277.0	0.75	36933.3
9	135.0	1.10	12272.7	225.0	0.70	32142.9	337.5	0.68	49632.4
12	135.9	1.14	11921.1	182.2	0.66	27606.1	303.7	0.63	48206.3
15	85.2	0.88	9676.1	122.0	0.63	19520.0	253.6	0.80	31700.0



Şekil 5.18. Zemin-1 için kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı sekant modülü (E_{50}) ilişkileri

Zemin-2 üzerinde yapılan deney sonuçlarından kür süresine ve kireç muhtevasına bağlı hemen ve gecikmiş kompaksiyon serilerinde zemin-1'e oranla çok daha büyük sekant modülü değerlerine ulaşılmıştır. Çizelge 5.5 ve Şekil 5.19'dan katkısız ve kürsüz durumda 6881 kPa olan sekant modülü hemen ve gecikmiş kompaksiyon serilerinde 28-gün kür sonrası %9 kireç muhtevasında sırasıyla 92835.8 kPa (92.835 MPa) ve 138181.8 kPa (138.181 MPa) değerleri vermiştir. Gecikmiş kompaksiyon serisi deneylerde, özellikle 28-gün kür süresi ile birlikte kireç katkısı sekant modülünde önemli bir artışa neden olmuştur.

Şekil 5.20 ve Şekil 5.21'de zemin-1 ile ilgili, Şekil 5.22 ve Şekil 5.23'de de zemin-2 ile ilgili farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 7-gün ve 28-gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkileri değerlendirilmiştir. Terashi vd. (1980)'de yapılan çalışmada E_{50} ile q_{un} arasında doğrusal (lineer) bir ilişkinin olduğu gösterilmiştir. Bu çalışmada da E_{50} ile q_{un} arasında yüksek belirlilik katsayısı (R^2) seviyesinde pozitif doğrusal ilişkilerin olduğu belirlenmiştir.

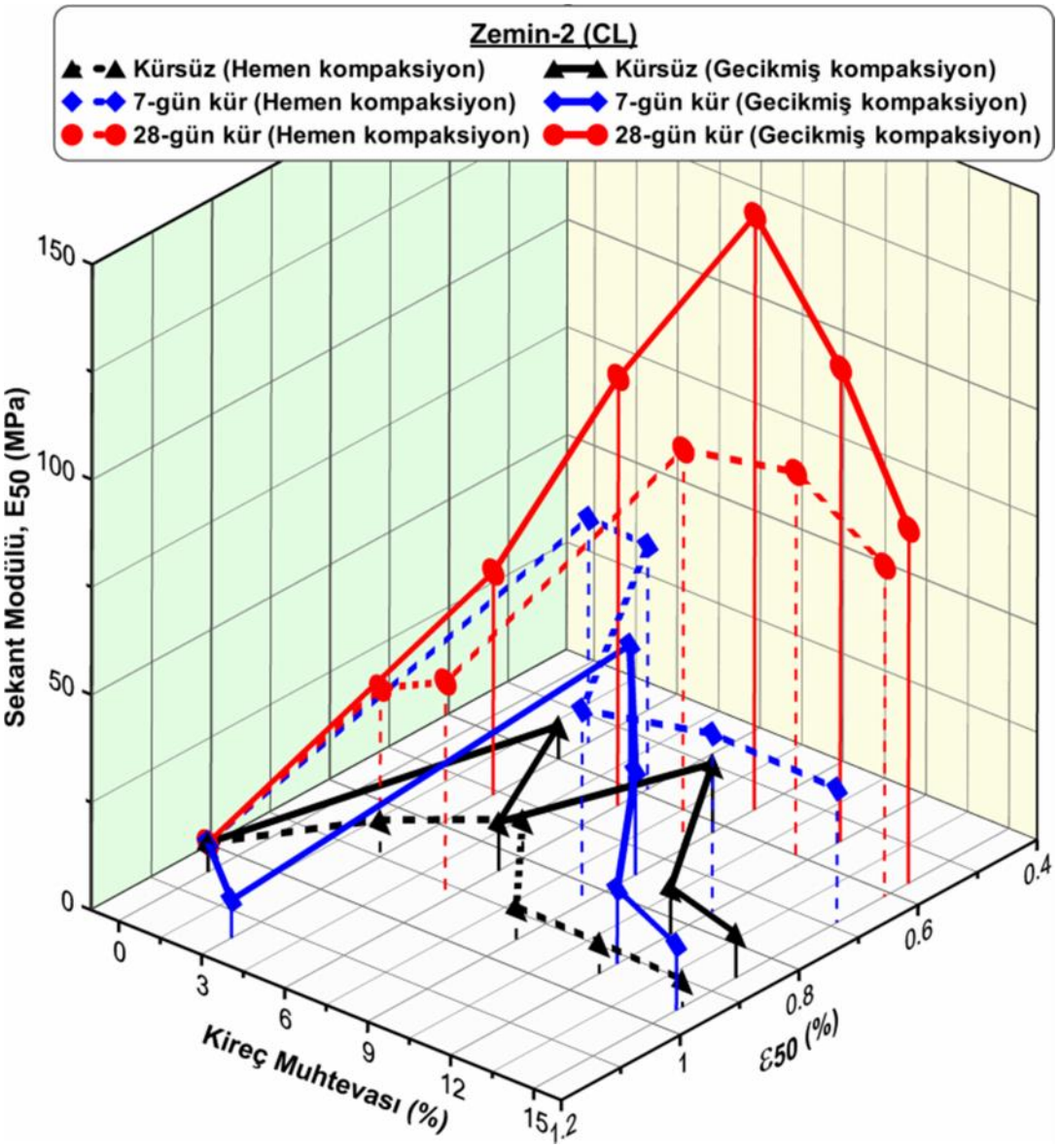
Zemin-1 örneklerinde (Şekil 5.21) E_{50} ile q_{un} arasında hemen ve gecikmiş kompaksiyon serilerinde sırasıyla, 7-gün kür sonrası yaklaşık R^2=0.83 ve R^2=0.86 ve 28-gün kür sonrası ise R^2=0.94 ve R^2=0.92 belirlilik katsayısı seviyesinde doğrusal ilişkiler görülmüştür. 28-gün kür sonrası el edilen belirlilik katsayısı (R^2) değerleri daha yüksektir.

Zemin-2 örneklerinde ise (Şekil 5.22) E_{50} ile q_{un} arasında hemen ve gecikmiş kompaksiyon serilerinde sırasıyla, 7-gün kür sonrası yaklaşık R^2=0.81 ve R^2=0.82 ve 28-gün kür sonrası ise R^2=0.89 ve R^2=0.97 belirlilik katsayısı seviyesinde doğrusal ilişkiler bulunmuştur.

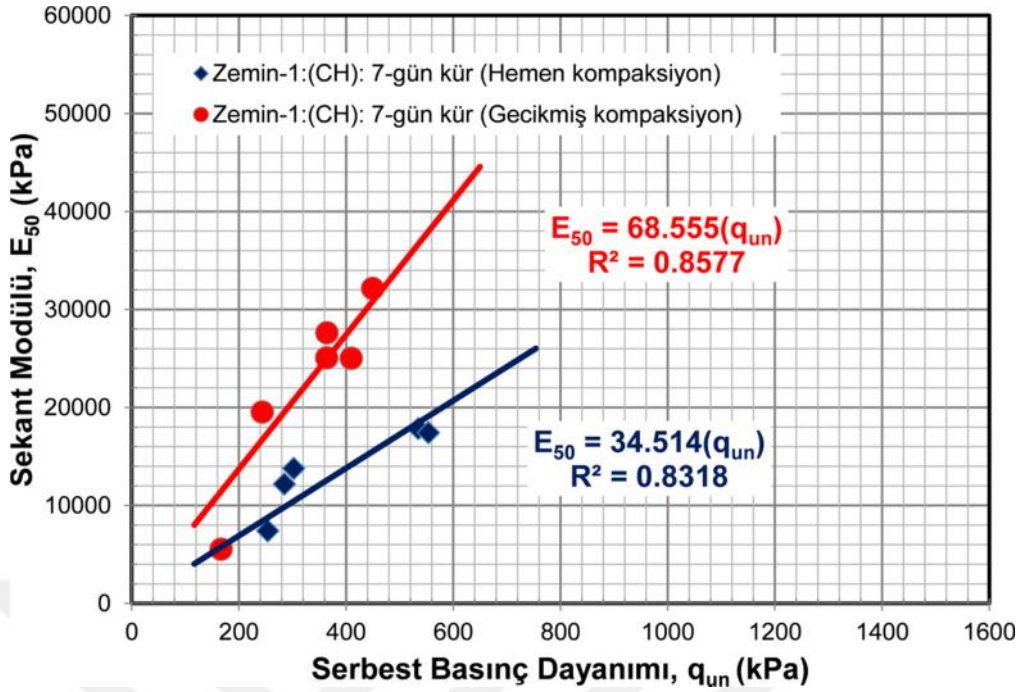
28-gün kür sonrası el edilen belirlilik katsayısı (R^2) değerleri 7-gün kür sonrası elde edilen belirlilik katsayısı değerlerinden daha yüksektir.

Çizelge 5.5. Zemin-2 numunesi sekant modülü (E_{50}) değerleri

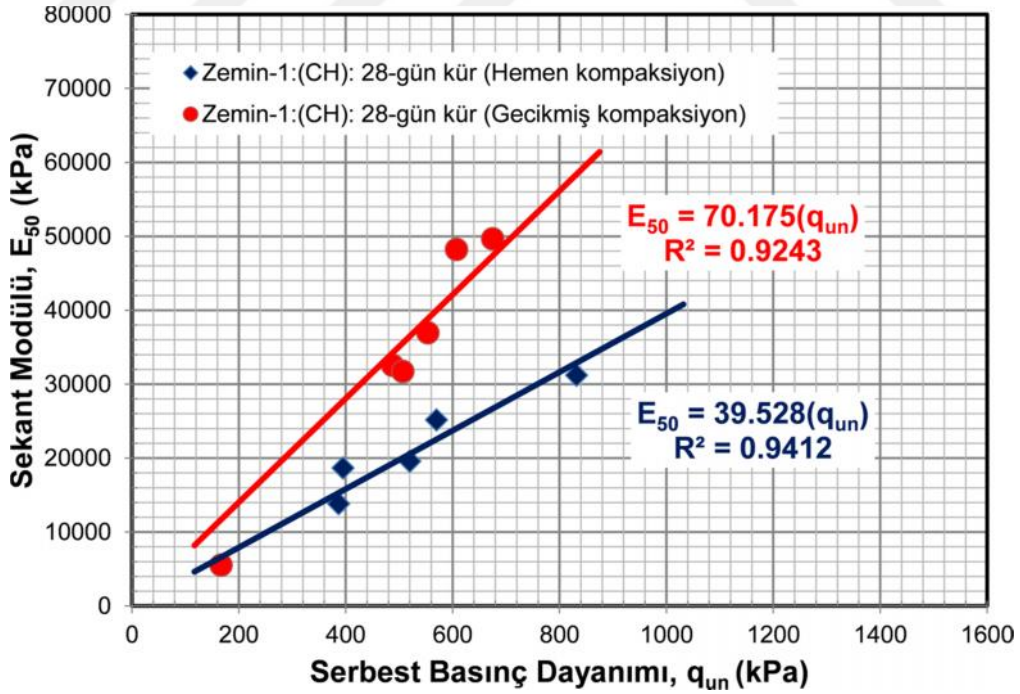
Kireç (%)	**Hemen Kompaksiyon Serisi**								
	Kürsüz			**7-gün kür**			**28-gün kür**		
	$0.5q_{un}$ (kPa)	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**
0	72.3	1.05	6881.0	72.3	1.05	6881.0	72.3	1.05	6881.0
3	78.0	0.90	8661.1	287.5	0.55	52272.7	353.5	0.90	39277.8
6	72.0	0.80	9000.0	335.0	0.59	56779.7	472.0	0.93	50752.7
9	75.0	0.95	7894.7	380.0	0.84	45238.1	624.5	0.67	92835.8
12	70.0	0.95	7368.4	315.0	0.76	41447.4	568.0	0.62	91612.9
15	61.5	0.95	6473.7	215.0	0.69	31159.4	469.0	0.61	76885.2
Kireç (%)	**Gecikmiş Kompaksiyon Serisi**								
	Kürsüz			**7-gün kür**			**28-gün kür**		
	$0.5q_{un}$ (kPa)	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**	**$0.5q_{un}$ (kPa)**	**ε_{50} (%)**	**E_{50} (kPa)**
0	72.3	1.05	6881.0	72.3	1.05	6881.0	72.3	1.05	6881.0
3	47.0	0.60	7833.3	102.5	1.15	8913.0	368.5	0.71	51901.4
6	96.0	0.84	11428.6	222.5	0.62	35887.1	637.5	0.64	99609.4
9	100.0	0.62	16129.0	182.5	0.75	24333.3	760.0	0.55	138181.8
12	92.0	0.83	11084.3	161.0	0.92	17500.0	600.0	0.55	110091.7
15	90.0	0.86	10465.1	147.0	0.96	15312.5	470.0	0.57	82456.1



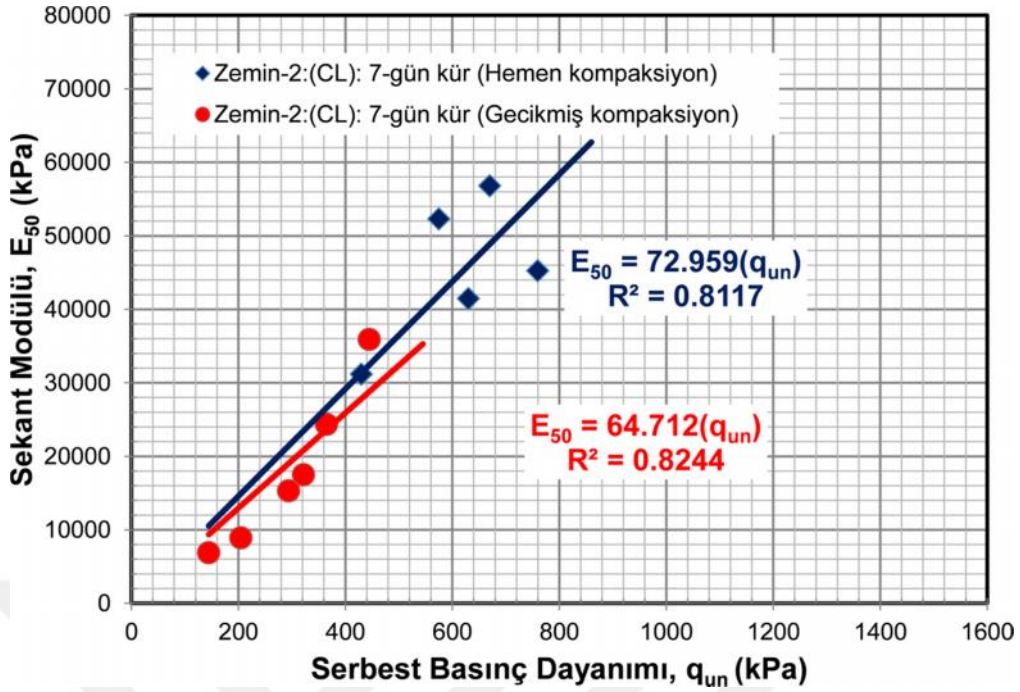
Şekil 5.19. Zemin-2 için kür süreleri ve kireç yüzdelerine bağlı sekant modülü (E_{50}) ilişkileri



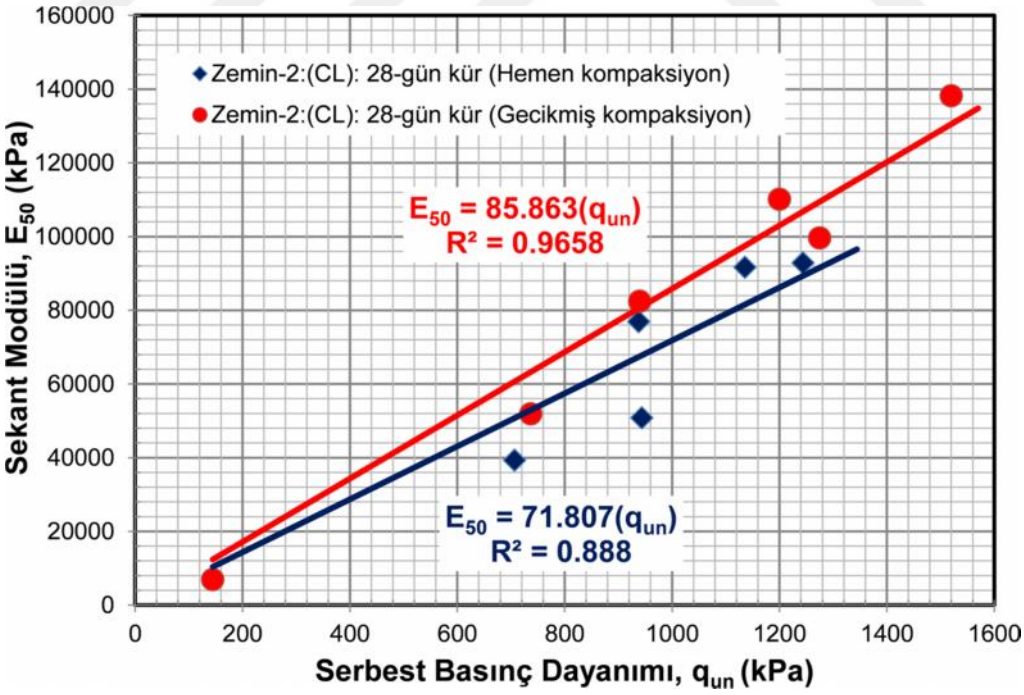
Şekil 5.20. Zemin-1 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 7 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi



Şekil 5.21. Zemin-1 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 28 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi



Şekil 5.22. Zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 7 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi



Şekil 5.23. Zemin-2 için farklı kompaksiyon gecikme sürelerine ait kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanmış örneklerin 28 gün kür sonrası E_{50}-q_{un} ilişkisi

Çizelge 5.6. Farklı kür süresi ve kompaksiyon serisi esasında E_{50}-q_{un} arasındaki doğrusal denklemler

Zemin	**Kür süresi**	**Kompaksiyon serisi**	**Denklem**	**R^2**
Zemin-1 (CH)	7-gün kür	Hemen	$E_{50}=34.514(q_{un})$	0.83
		Gecikmiş	$E_{50}=68.555(q_{un})$	0.86
	28-gün kür	Hemen	$E_{50}=39.528(q_{un})$	0.94
		Gecikmiş	$E_{50}=70.175(q_{un})$	0.92
Zemin-2 (CL)	7-gün kür	Hemen	$E_{50}=72.959(q_{un})$	0.81
		Gecikmiş	$E_{50}=64.712(q_{un})$	0.82
	28-gün kür	Hemen	$E_{50}=71.807(q_{un})$	0.89
		Gecikmiş	$E_{50}=85.863(q_{un})$	0.97

Çizelge 5.6'da farklı kür süresi ve kompaksiyon serisi esasında E_{50}-q_{un} arasındaki doğrusal ilişkiler toplu olarak sunulmuştur. Her iki zemin numunesinde de gecikmiş kompaksiyon serilerinde genel olarak yüksek belirlilik katsayısı değerlerine ulaşılmıştır. İlaveten gecikmiş kompaksiyon serilerinde elde edilen doğrusal denklemlerde hemen serilerine oranla daha büyük çarpan katsayısı değerleri bulunmuştur.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Kil zeminlerin kireç katkısı kullanılarak stabilizasyonu hem ekonomik hem de çevresel etkilerden dolayı en çok tercih edilen yöntemdir. Stabilizasyon sonrası zeminin mühendislik özelliklerinde ortaya çıkan gelişme, kireç katkılı zeminlerin dolgularda kullanılmasına imkan tanır. Dolguda kullanılmak için farklı kompaksiyon enerjilerinde arazide sıkıştırılarak yerleştirilmeleri sırasında oluşması muhtemel sıkışma gecikmesi, katkılı zeminlerin performansı üzerinde önemli bir etkiye neden olur.

Bu tez çalışmasında, kireç ile stabilize edilmiş yüksek (zemin-1:CH) ve düşük (zemin-2:CL) plastisiteli kil zeminlerin dayanımına, kompaksiyon süresinin etkisi detaylı olarak araştırılmıştır. İki farklı özellikte kil zemin numunesine farklı yüzdelerde eklenen sönmüş kireç katkısı ile oluşturulan karışımların kompaksiyon karakteristikleri; karışımdan hemen sonra ve karışımdan yedi gün sonra yapılan (gecikmiş) kompaksiyon deneyleriyle belirlenmiştir. Belirlenen kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanan numuneler üzerinde farklı kür süreleri de dikkate alınarak serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Kireç muhtevasına bağlı olarak hemen ve gecikmiş kompasiyonun; kompaksiyon karakteristikleri, serbest basınç dayanımı ve sekant modülü üzerindeki etkisi incelenmiş olup, elde edilen sonuçlar ve öneriler aşağıda özet olarak sunulmuştur.

- Yüksek plastisiteli (zemin-1:CH) ve düşük plastisiteli (zemin-2:CL) kil zeminlerinin her ikisinde de karışımdan hemen sonra yapılan kompaksiyon deneylerinde artan kireç yüzdesine bağlı olarak en büyük kuru yoğunlukta azalma ve optimum su muhtevasında artışlar olmuştur. Kireç stabilizasyonu ile kompaksiyon eğrisini yatıklaştığından, istenen kuru yoğunluk daha geniş bir su muhtevası aralığında elde edilebilmektedir.

- Yüksek plastisiteli kil zeminde kompaksiyon gecikmesi hemen yapılan kompaksiyona oranla en büyük kuru yoğunluk değerlerinde ilave bir azalmaya neden olmuştur. Kompaksiyon karakteristiklerindeki bu değişimler gecikmiş kompaksiyon sırasında bekleyen karışımda kireç ve zemin arasında devam eden kimyasal reaksiyon nedeniyledir. Kompaksiyon sırasında sıkışmaya karşı direnci

artıran zayıf çimentolaşma dolayısıyla gelişen daha büyük tane kümeleşmesi en büyük kuru yoğunluk (EBKY) değerinde azalmaya sebep olmuştur.

- Düşük plastisiteli özellik gösteren zemin-2 numunesinde, hemen kompaksiyon ve gecikmiş kompaksiyon deneyleri sonrasında özellikle düşük kireç yüzdelerinde EBKY değerlerinde önemli derecede bir azalma olmuştur. % 3 kireç katkı seviyesinde kuru yoğunlukta ani bir azalmayla birlikte artan kireç katkı yüzdelerinde kuru yoğunlukta önemli bir değişiklik olmamıştır. Tanelerin birbirine yaklaşmasına ve floküle yapı kazanarak uygulanan kompaksiyon enerjisine daha fazla direnç göstermesine katkı sağlayan kompaksiyon gecikmesi sonrasında, %3'den fazla kireç ilavesi EBKY da önemli bir değişime neden olmazken optimum su muhtevası (OSM) hızla artmıştır.

- Yüksek plastisiteli zemin numunesi için gecikmiş kompaksiyon karakteristiklerinde hazırlanan kireç katkılı zemin örnekleri üzerinde yapılan serbest basınç dayanımı (SBD) deneylerinden elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerinde enerji sönümleme kapasitelerinde düşüş olduğu belirlenmiştir. Gecikmiş kompaksiyon serilerinde hazırlanan kireç katkılı zemin örnekleri daha gevrek bir davranış göstererek daha düşük bir dayanımla göçmüştür. Düşük plastisiteli kil numunesinde ise gecikmiş kompaksiyon serisinde yapılan deneylerden elde edilen gerilme-deformasyon eğrilerinden daha büyük enerji sönümleme kapasiteleri sunduğu görüşmüştür.

- Yüksek plastisiteli zemin numunesi üzerinde yapılan SBD deney sonuçlarından hemen kompaksiyon serilerinde kür süresiyle gelişen dayanım artışı gecikmiş kompaksiyon serilerine oranla daha büyük bulunmuştur. Her iki seride de artan kür süresi ile dayanımda artışlar görülmüş olmasına rağmen gecikmiş kompaksiyon serilerinde elde edilen dayanım değerleri hemen kompaksiyon serisinde elde edilenlerden düşüktür. Yüksek plastisiteli özellik gösteren zemin-1 numunesi için gecikmiş kompaksiyonun dayanım açısından olumsuz bir etkisi olmuştur. Düşük plastisiteli zemin-2 örnekleri üzerinde gecikmiş kompaksiyon serisinde elde edilen SBD değerleri kür süresinin artışıyla birlikte yüksek değerler vermiştir. Gecikmiş kompaksiyon serisi kapsamında, %9 kireç muhtevasında örneklerin SBD değerleri

7 ve 28-gün kür sonrası sırasıyla 365 kPa'dan 1520 kPa'ya yükselmiştir. Gecikmiş kompaksiyonun SBD değerleri üzerindeki etkisi 28 gün boyunca kürde bırakılan örneklerde çok daha etkili olmuştur.

- Düşük plastisiteli kil (zemin-2) üzerinde yapılan deney sonuçlarından kür süresine ve kireç muhtevasına bağlı olarak hemen ve gecikmiş kompaksiyon serilerinde yüksek plastisiteli kil (zemin-1)'e oranla çok daha büyük sekant modülü değerlerine ulaşılmıştır. Gecikmiş kompaksiyon serisi deneylerde, özellikle 28-gün kür süresi ile birlikte kireç katkısı sekant modülünde önemli bir artışa neden olmuştur.

- Farklı kür süresi ve kompaksiyon serisi bağlamında E_{50}-q_{un} arasındaki doğrusal ilişkiler elde edilmiş olup, her iki zemin numunesinde de gecikmiş kompaksiyon serilerinde genel olarak yüksek belirlilik katsayısı (R^2) değerlerine ulaşılmıştır. İlaveten gecikmiş kompaksiyon serilerinde elde edilen doğrusal ilişkilerde hemen serilerine oranla daha büyük çarpan katsayısı değerleri bulunmuştur.

Kireç katkısı kullanılarak yapılacak zemin stabilizasyonunda, özellikle uzun süreli gecikmiş kompaksiyon, zemin türüne bağlı olarak mühendislik özelliklerinde önemli etkilere neden olmaktadır. Yüksek plastisiteli kil zeminlerde uygulanacak kireç stabilizasyonunda karışım sonrası beklemeden (hemen) yapılacak kompaksiyonun dayanım açısından daha olumlu olacağı, düşük plastisiteli kil zeminlerde ise gecikmiş kompaksiyonun dayanım üzerinde olumlu etkisinin olacağı önerilmektedir.

KAYNAKLAR DİZİNİ

Al-Rawas, A. A., Hago, A., Al-Sarmi, H., 2005, Effect of lime, cement and Sarooj (artificial pozzolan) on the swelling potential of an expansive soil from Oman, Building and Environment, 40(5), p: 681–687.

Ali, H., Mohamed, M., 2017, The effects of compaction delay and environmental temperature on the mechanical and hydraulic properties of lime-stabilized extremely high plastic clays, Applied Clay Science, 150, p: 333-341.

Amadi, A. ve Okeiyi, A., 2017, Use of quick and hydrated lime in stabilization of lateritic soil: comparative analysis of laboratory data, International Journal of Geo-Engineering. 8:3.

Anon., 1985, Lime Stabilization Construction Manual, 8th Edn.; National Lime Association, Arlington, USA.

Anon., 1990, Lime Stabilization Manual. British Aggregate Construction Materials Industry, London.

Asgari, M.R., Baghebanzadeh Dezfuli, A., Bayat, M., 2015, Experimental study on stabilization of a low plasticity clayey soil with cement/lime, Arabian Journal of Geosciences, 8(3), p: 1439-1452.

ASTM C977-18, 2018, Standard Specification for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D422-63, 2007, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D698-12e2, 2012, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Standard Effort (12 400 ft-lbf/ft3 (600 kN-m/m3)), ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D854-14, 2014, Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D1633-17, 2017, Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D1883-16, 2016, Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

ASTM D2166 / D2166M-16, 2016, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D2487-17e1, 2017, Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System), ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D4318-17e1, 2017, Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA.

ASTM D5102-09, 2009, Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Compacted Soil-Lime Mixtures (Withdrawn 2018), ASTM International, West Conshohocken, PA.

Atterberg, A., 1905, The rational classification of sands and gravel, Chemiker-zeitung, Vol.29.

Atterberg, A., 1911, The behavior of clays with water, their limits of plasticity and their degrees of plasticity, Kungliga Lantbruksakademiens Handlingar och Tidskrift, Vol. 50.

Basma, A.A., and Tuncer, E.R., 1991, Effect of lime on volume change and compressibility of expansive clays, Transportation Research Board, 1296, p: 54-61.

Behnood, A., 2018, Soil and clay stabilization with calcium- and non-calcium-based additives: A state-of-the-art review of challenges, approaches and techniques, Transportation Geotechnics, Volume 17, Part A, P: 14-32.

Bell, F.G., 1996, Lime stabilization of clay minerals and soils, Engineering Geology, 42(4), p: 223-237.

Bozbey, I., and Garaisayev, S., 2010, Effect of soil pulverization quality on lime stabilization of an expansive clay, Environmental Earth Science, 60(6), p: 1137–1151.

Briaud, J.L., 2001, Introduction to Soil Moduli, Geotechnical News, BiTech Publishers Ltd, Richmond, B.C., Canada.

Casagrande, A., 1948, Classification and Identification of Soils, Transactions of the American Society of Civil Engineers.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Cheng, Y., Wang, S., Li, J., Huang, X., Li, C., Wu, J., 2018, Engineering and mineralogical properties of stabilized expansive soil compositing lime and natural pozzolans, Construction and Building Materials 187, p: 1031–1038.

Cheshomi, A., Eshaghi, A., Hassanpour, J., 2017, Effect of lime and fly ash on swelling percentage and Atterberg limits of sulfate-bearing clay, Applied Clay Science Volume 135, p: 190-198.

Christensen, A. P., 1969, Cement Modification of Clay Soils, Research and Development Bulletin RD002.01S, Portland Cement Association, Skokie, Ill.

Das, B.M. 2010, Principles of Geotechnical Engineering, Seventh Edition, Cengage Learning, Stamford, 666 Pages,USA.

Dash, S. ve Hussain, M., 2012, Lime Stabilization of Soils: Reappraisal, Journal of Materials in Civil Engineering. 24, p: 707-714.

Davidson, D. T., Demirel, T., Handy, R.L., 1965, Soil Pulverization and Lime Migration in Soil-Lime Stabilization, In Highway Research Record 92, Highway Research Board, National Research Council, Washington D.C., 1965, p: 103–126.

Di Sante, M,. Evelina, F., Mazzieri, F., Pasqualini, E., 2014, Time of reactions in a lime treated clayey soil and influence of curing conditions on its microstructure and behaviour, Applied Clay Science, 99.

Di Sante, M., Fratalocchi, E., Mazzieri, F., Brianzoni, V., 2015, Influence of delayed compaction on the compressibility and hydraulic conductivity of soil–lime mixtures, Engineering Geology, 185, p: 131–138.

Eades, J.L. ve Grim, R.E., 1966, A Quick Test to Determine Lime Requirements For Lime Stabilization, Committee on Lime and Lime-Fly Ash Stabilization, 45th Annual Meeting.

Escolano, F., Sánchez, J.R., Pacheco-Torres, R., Cerro-Prada, E., 2018, Strategies on reuse of clayey expansive soils as embankment material in urban development areas: A case study in new urbanized zones, Applied Sciences, 8, 764.

Firoozi, A.A., Olgun,C.G., Firoozi, A.A., Baghini, M.S., 2017, Fundamentals of soil stabilization, Geo-Engineering 8:26.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Ford, C. M., Moore, R.K., Hasek, B.F., 1982, Reaction Products of LimeTreated Southeastern Soils, In Transportation Research Record 839, TRB, Washington, D.C., p: 38-40.

Gallage, C., Cochrane, M., Ramanujam, J., 2012, Effects of lime content and amelioration period in double lime application on the strength of lime treated expansive sub-grad e soils, Proceedings of the 2nd International Conference on Transportation Geotech niques, Hokkaido University, Sapporo, Japan; In Miura, Seiichi, Ishikawa, Tatsuya, Yoshida, Nobuyuki, Hisari, Yoshio, & Abe, Nagato (Eds.), Taylor and Francis Gro up, p: 99–104.

Garzón, E., Cano, M., O'Kelly, B. C., Sánchez-Soto, P. J., 2016, Effect of Lime on Stabilization of Phyllite Clays, Applied Clay Science, 123, p: 329–334.

Ghobadi, M.H., Abdilor, Y., Babazadeh, R., 2014, Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters, Bulletin of Engineering Geology and Environment, 73(2), p: 611-619.

Gidday, B.G., Mittal, S., 2020, Improving the characteristics of dispersive subgrade soils using lime, Heliyon Volume 6, Issue 2.

Gratchev, I.B. ve Sassa, K., 2009, Cyclic behavior of fine-grained soils at different pH values, J Geotech Geoenviron Eng 135(2), p: 271–279.

Grim, R.E., 1962, Applied Clay Mineralogy, McGraw-Hill Book Company, New York.

Grubb, D.G., Malasavage, N.E., Smith, C.J., Chrysochoou, M., 2010, Stabilized Dredged Material. II: Geomechanical Behavior, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 136, Issue 8.

Hasan, M.F., Abuel-Naga, H., Broadbridge, P., Leong, E.C., 2018, Series-parallel structureoriented electrical conductivity model of saturated clays, Applied Clay Science 162, p: 239–251.

Holtz, R.D., Kovacs, W.D., 1981, An Introduction to Geotechnical Engineering, Prentice Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey.

Jahandari, S., Saberian, M., Zivari, F., Li, J., Ghasemi, M., Vali, R., 2019, Experimental study of the effects of curing time on geotechnical properties of stabilized clay with lime and geogrid, International Journal of Geotechnical Engineering, 13(2), p: 172-183.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Kassim, K. ve Chern, K., 2004, Lime stabilized Malaysian cohesive soils, Jurnal Kejuruteraan Awam 16.

Kavak, A. ve Akyarlı, A., 2007, A field application for lime stabilization, Environmental G eology, 51(6), p: 987-997.

Khalifa, A.Z., Cizer, Ö., Pontikes, Y., Heath, A., Patureau, P., vd., 2020, Advances in alkaliactivation of clay minerals, Cement and Concrete Research, Volume 132.

Kennedy, T.W., Smith, R., Holmgreen Jr., R.J., and Tahmoressi, M., 1987, An Evaluation of Lime Cement Stabilization, In Transportation Research Record 1119, TRB, National Research Council, Washington, D.C., p: 11–25

Lambe, T. W. et. Whitman, V. R., 1969, Soil Mechanics, John Wiley and Sons, New York, p: 576.

Lu, W., Miao, L., Zhang, J., Zhang, Y., Li, J., 2019, Characteristics of deformation and damping of cement treated and expanded polystyrene mixed lightweight subgrade fill under cyclic load, Applied Sciences, 9:167.

Mallela, J., Harold Von Quintus, P., Smith, K.L., Consultants, E., 2004, Consideration of lime stabilized layers in mechanistic-empirical pavement design, The National Lime Association, Arlington, Virginia, USA.

Millogo, Y., Morel, J.C., Traoré, K., Ouedraogo, R., 2012, Microstructure, geotechnical and mechanical characteristics of quicklime-lateritic gravels mixtures used in road construction, Construction and Building Materials, 26(1), p: 663-669.

Mirzababaei, M., Miraftab, M., Mohamed, M. and McMahon, P., 2013, Unconfined compression strength of reinforced clays with carpet waste fibers, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 139(3), p: 483-493.

Mitchell, J.K., Hooper, D.R., 1961, Influence of time between mixing and compaction on properties of a lime-stabilized expansive clay, Highway Research Board Bulletin, 304, p:14-31

Mitchell, J.K., 1976, Fundamentals of Soil Behavior, John Wiley & Sons Inc., New York.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Moore, J. C. and R. L. Jones., 1971, Effect of Soil Surface Area and Extractable Silica, Alumina, and Iron on Lime Stabilization Characteristics of Illinois Soils, In Highway Research Record 351, TRB, National Research Council, Washington, D.C., p: 87-92.

Osinubi, K. J. , 1998, Influence of compactive efforts and compaction delays on limetreated soil, Journal of Transportation Engineering-ASCE, 124(2), p: 149-155.

Parsons, R.L., Johnson, C.P., Cross, S.A., 2001, Evaluation of soil modification mixing procedures, Proceeding of 80th Annual Meeting, Transportation Research Board. National Research Concil, Washington, D.C.

Pereira, R.S., Emmert, F., Miguel, E.P., Gatto, A., 2018, Soil Stabilization with Lime for the Construction of Forest Roads, Floresta e Ambiente, 25:2 .

Portelinha, F.H.M., Lima, D.C., Fontes, M.P.F., Carvalho, C.A.B., 2012, Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement:An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers, Soils and Rocks, São Paulo, 35(1): 51-63.

Poulos, H. G. and Davis, E. H., 1980, Pile Foundations Analysis and Design, John Wiley and Sons, New York, chapter 5.5, p: 101 - 104, 307.

Prusinski, J. R., ve Bhattacharja, S., 1999, Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils, Transportation Research Record, vol 1652, Issue 1, p: 215–227.

Ranjan,G. ve Rao, A.S.R., 2014, Basic and Applied Soil Mechanics, New Age International, 2nd. Ed., Chapter 10.11, p: 328 - 330.

Rao, S.M., Shivananda, P., 2005, Compressibility behavior of lime-stabilized clay, Geotechnical and Geological Engineering, 23, p: 309-319.

Sahoo, S.P., Singh, S.P., Das,R., 2017, Effects of Delay Time on Plasticity and Compaction Characteristics of Lime Modified Expansive Soil, Indian Geotechnical Conference, IIT Guwahati, India.

Sakr, M.A., Shahin, M.A., Metwally, Y.M., 2009, Utilization of lime for stabilization soft clay soil of high organic content, Geotechnical and Geological Engineering, 27, p: 105-113.

KAYNAKLAR DİZİNİ (devam)

Sas, W., Głuchowski, A., Gabryś, K., Soból, E., Szymański, A., 2017, Resilient modulus characterization of compacted cohesive subgrade soil, Applied Sciences, 7:370.

Sharma, L.K., Sirdesai, N.N., Sharma, K.M., Singh, T.N., 2018, Experimental study to examine the independent roles of lime and cement on the stabilization of a mountain soil: A comparative study, Applied Clay Science, 152, p: 183-195.

Sherwood, P. T., 1993, Soil stabilization with cement and lime, State of Art Review, HMSO, London.

Sweeney, D.A., Wong, D.K.H., Fredlund, D.G., 1988, Effect of lime on highly plastic clay with special emphasis on aging, Transportation Research Board, 1190, p: 13–23.

Szendefy, J., 2013, Impact of the soil-stabilization with lime, 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.

Tebaldi, G., Orazi, M., Orazi, U.S., 2016, Effect of freeze– thaw cycles on mechanical behavior of lime-stabilized soil, Journal of Materials in Civil Engineering, 28:6.

Terashi, M., Tanaka, H., Mitsumoto, T., Niidome, Y., Homma, S., 1980. Fundamental properties of lime and cement treated soils. Report of the Port and Harbour Research Institute, 22 (1), p: 69–96.

Transportation Research Board, 1987, State of the Art Report 5: Lime Stabilization - Reactions, Properties, Design and Construction, Washington

Türköz M., 2006, Şişen Killerin Kireç Katkısı İle Stabilizasyonu ve Eskişehir Meşelik Killerine Uygulanması, Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Müh. Mim. Fak. Dergisi, C.XIX, s.2.

Vitale, E., Deneele, D., Russo, G., Ouvrard, G., 2016, Short-term effects on physical properties of lime treated kaolin, Applied Clay Science, Volumes 132–133, P: 223-231.

Winterkorn, H.F. ve Pamukcu, S., 1991, Soil Stabilization and Grouting, In: Fang HY, Foundation Engineering Handbook, Springer, Boston, MA.