T.C.
İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ-CERRAHPAŞA
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

DOKTORA TEZİ

DEMİRYOLLARINDA ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN SÜRDÜRÜLEBİLİRLİĞİ

İlker ŞAHİNOĞLU

DANIŞMAN
Prof. Dr. Mustafa KARAŞAHİN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

İnşaat Mühendisliği Programı

İSTANBUL-2020

Bu çalışma 17.12.2020 Tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İnşaat Mühendisliği Programı Doktora Tezi olarak kabul edilmiştir.

TEZ JÜRİSİ

Prof. Dr. Mustafa KARAŞAHİN
İstanbul Gelişim Üniversitesi
Mühendislik ve Mimarlık Fakültesi

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

Doç. Dr. Mustafa Kubilay KELEŞOĞLU
İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Mühendislik Fakültesi

Prof. Dr. Abdullah Hilmi LAV
İstanbul Teknik Üniversitesi
İnşaat Fakültesi

Prof. Dr. Hilmi Berk ÇELİKOĞLU
İstanbul Teknik Üniversitesi
İnşaat Fakültesi

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

ÖNSÖZ

Doktora öğrenimim boyunca, her türlü bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşarak yardımlarını esirgemeyen çok değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Mustafa KARAŞAHİN'e teşekkür ve şükranlarımı sunarım.

Tez çalışmalarım süresince her türlü görüş ve önerileri ile katkı sağlayan tez izleme komitesindeki değerli hocalarım Prof. Dr. İlknur BOZBEY ve Prof. Dr. Abdullah Hilmi LAV'a teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım. Çalışmamın deneysel aşamasında yardımlarını esirgemeyen değerli hocalarım Dr. Öğr. Üyesi Altan YILMAZ ve Dr. Öğr. Üyesi Erdinç KESKİN'e, tezimin nümerik modelleme ile ilgili bölümlerinde desteklerini esirgemeyen değerli arkadaşlarım Araş. Gör. Dr. Sinan SARĞIN ve İnş. Yük. Müh. Hidayet Kemal UYAR'a teşekkürlerimi sunarım.

Hayatım boyunca maddi ve manevi her türlü desteği sağlayan, bugünlere gelmemde çok büyük emekleri olan anneme, babama ve tüm aileme teşekkür ve şükranlarımı sunarım.

Tez çalışmam süresince her koşulda bana sabırla destek olan sevgili eşim Kevser'e teşekkür ederim.

Aralık 2020 İlker ŞAHİNOĞLU

İÇİNDEKİLER

Sayfa No

ÖNSÖZ ..... **iv**
İÇİNDEKİLER ..... **v**
ŞEKİL LİSTESİ ..... **xi**
TABLO LİSTESİ ..... **xviii**
SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ ..... **xx**
ÖZET ..... **xxii**
SUMMARY ..... **xxiv**
1. GİRİŞ **1**
2. GENEL KISIMLAR **4**
2.1. DEMİRYOLU HAT YAPISI 4
2.1.1. Balastlı Demiryolu Hattı ve Bileşenleri 4
2.1.1.1. Ray *5*
2.1.1.2. Bağlantı Elemanları *7*
2.1.1.3. Travers *9*
2.1.1.4. Balast *11*
2.1.1.5. Altbalast *12*
2.1.1.6. Taban Zemini *12*
2.1.2. Balastsız (Tabliyeli) Demiryolu Hattı ve Bileşenleri 13
2.2. TABAN ZEMİNİNDE MEYDANA GELEN BOZULMALAR 15
2.3. ZEMİNLERİN İYİLEŞTİRİLMESİ VE YÖNTEMLERİ 19
2.3.1. Katkılar Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi 21
2.3.1.1. Kireç Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi *21*
2.3.1.2. Çimento Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi *27*
2.3.1.3. Ticari Katkılar Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi *30*
2.4. ESNEKLİK MODÜLÜ VE ESNEKLİK MODÜLÜ TAHMİN MODELLERİ 33
2.5. PLASTİK DEFORMASYON DENEYİ VE PLASTİK DEFORMASYON TAHMİN MODELLERİ 38
2.6. DEMİRYOLLARINDA NÜMERİK MODELLEME 41
2.7. SÜRDÜRÜLEBİLİRLİK 46

3. MALZEME VE YÖNTEM 52
3.1. ÇALIŞMADA KULLANILAN MALZEMELER 52
3.1.1. Zemin 52
3.1.2. Kireç 54
3.1.3. Çimento 55
3.1.4. Ticari Katkı 1 56
3.1.5. Ticari Katkı 2 56
3.2. ÇALIŞMADA KULLANILAN YÖNTEMLER 57
3.2.1. Deneysel Çalışmalar 57
3.2.1.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi 57
3.2.1.2. Zeminin Deneye Hazırlanması 58
3.2.1.3. Kıvam Limitleri Deneyi 59
3.2.1.4. Özgül Ağırlık Deneyi 59
3.2.1.5. Karışım Oranları ve Optimum Katkı Miktarlarının Belirlenmesi 60
3.2.1.6. Kompaksiyon Deneyi 62
3.2.1.7. CBR Deneyi 62
3.2.1.8. Serbest Basınç Dayanımı Deneyi 64
3.2.1.9. Konsolidasyon Deneyi 65
3.2.1.10. Direkt Kesme Kutusu Deneyi 66
3.2.1.11. Esneklik Modülü Deneyi 67
3.2.1.12. Plastik Deformasyon Deneyi 75
3.2.1.13. SEM-EDS-Haritalama Analizi 76
3.2.2. Demiryolunun Nümerik Modellenmesi 77
3.2.3. Sürüdürülebilirlik Analizi 82
4. BULGULAR 88
4.1. DENEYSEL ÇALIŞMA SONUÇLARI 88
4.1.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deney Sonuçları 88
4.1.2. Kıvam Limitleri Deney Sonuçları 88
4.1.3. Özgül Ağırlık Deney Sonuçları 89
4.1.4. Kompaksiyon Deney Sonuçları 89
4.1.4.1. Katkısız Doğal Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları 90
4.1.4.2. Kireç Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları 90
4.1.4.3. Çimento Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları 91
4.1.4.4. TK1 Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları 91

4.1.4.5. TK2 Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları 93
4.1.5. Yaş CBR Deney Sonuçları 93
4.1.5.1. Katkısız Doğal Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları 93
4.1.5.2. Kireç Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları 94
4.1.5.3. Çimento Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları 96
4.1.5.4. TK1 Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları 98
4.1.5.5. TK2 Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları 101
4.1.6. Katkısız ve Katkılı Zeminin CBR Deneyi Şişme Sonuçları 103
4.1.7. Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 105
4.1.7.1. Katkısız Doğal Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 105
4.1.7.2. Kireç Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 105
4.1.7.3. Çimento Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 107
4.1.7.4. TK1 Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 108
4.1.7.5. TK2 Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 110
4.1.8. Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 111
4.1.8.1. Katkısız Doğal Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 111
4.1.8.2. Kireç Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları.. 111
4.1.8.3. Çimento Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 112
4.1.8.4. TK1 Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 112
4.1.8.5. TK2 Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları 113
4.1.9. Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması 114
4.1.10. Konsolidasyon Deney Sonuçları 119
4.1.11. Direkt Kesme Kutusu Deney Sonuçları 119
4.1.12. Esneklik Modülü Deney Sonuçları 122
4.1.12.1. Katkısız Doğal Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları 122
4.1.12.2. Kireç Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları 123
4.1.12.3. Çimento Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları 123
4.1.12.4. TK1 Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları 124
4.1.12.5. TK2 Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları 125
4.1.13. Malzeme Davranış Modeli Sonuçları 126
4.1.14. Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları 131
4.1.14.1. Katkısız Doğal Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları 131

4.1.14.2. Kireç Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları 132
4.1.14.3. Çimento Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları.....133
4.1.14.4. TK1 Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları 134
4.1.14.5. TK2 Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları 135
4.1.15. SEM-EDS-Haritalama Analizi Sonuçları.....136
4.2. NÜMERİK MODELLEME ANALİZİ SONUÇLARI.....142
4.2.1. Taban Zemininin İyileştirilmediği Durum İçin Analiz Sonuçları 142
4.2.2. Kireç İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları 146
4.2.3. Çimento İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları 148
4.2.4. TK1 Ticari Katkı İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları 149
4.2.5. TK2 Ticari Katkı İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları 151
4.2.6. Nümerik Modelleme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması 152
4.3. SÜRDÜRÜLEBİLİRLİK DEĞERLENDİRMESİ.....156
5. TARTIŞMA VE SONUÇ 161
KAYNAKLAR.....166
EKLER 181
EK 1. Kompaksiyon deney sonuçları 181
EK 1.1. Kireç katkılı kompaksiyon deney sonuçları.....181
EK 1.2. Çimento katkılı kompaksiyon deney sonuçları 182
EK 1.3. Çimento + TK1 katkılı kompaksiyon deney sonuçları 183
EK 1.4. TK2 katkılı kompaksiyon deney sonuçları 184
EK 2. Yaş CBR deney sonuçları 185
EK 2.1. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık.....185
EK 2.2. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük.....186
EK 2.3. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük.....187
EK 2.4. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük.....188
EK 2.5. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık.....189
EK 2.6. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük.....190
EK 2.7. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük.....191
EK 2.8. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük.....192
EK 2.9. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık 193
EK 2.10. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük 194
EK 2.11. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük 195
EK 2.12. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük 196

EK 2.13. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık 197
EK 2.14. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük 198
EK 2.15. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük 199
EK 2.16. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük 200
EK 3. Serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....201
EK 3.1. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık.....201
EK 3.2. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük.....202
EK 3.3. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük.....203
EK 3.4. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük.....204
EK 3.5. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık.....205
EK 3.6. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük.....206
EK 3.7. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük.....207
EK 3.8. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük.....208
EK 3.9. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık 209
EK 3.10. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük ...210
EK 3.11. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük ...211
EK 3.12. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük 212
EK 3.13. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık 213
EK 3.14. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük 214
EK 3.15. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük 215
EK 3.16. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük 216
EK 4.Yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları 217
EK 4.1. Kireç katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....217
EK 4.2. Çimento katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları 218
EK 4.3. Çimento+TK1 katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları 219
EK 4.4. TK2 katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları 220
EK 5. Esneklik modülü deney ve model sonuçlarının karşılaştırmaları 221
EK 5.1. Katkısız zeminin-1 gün suda deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması 221
EK 5.2. Kireç katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması.....223
EK 5.3. Çimento katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması.....225
EK 5.4. Çimento+TK1 katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması.....227

EK 5.5. TK2 katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması.....229
ÖZGEÇMİŞ.....231

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa No

Şekil 2.1: Tipik balastlı bir demiryolu (Esveld, 2001). 5

Şekil 2.2: Ray profil tipleri (Esveld, 2001). 6

Şekil 2.3: Vinyol tipi ray profilleri (Esveld, 2001). 7

Şekil 2.4: Doğrudan elastik bağlantı elemanları (https://www.pandrol.com, Erişim Tarihi: 26.05.2020). 8

Şekil 2.5: Dolaylı elastik bağlantı elemanı (https://www.vossloh.com, Erişim Tarihi: 26.05.2020). 8

Şekil 2.6: Demiryolu traversleri (a) beton travers, (b) ahşap travers, (c) çelik travers (http://www.rail-fastener.com/types-of-rail-sleepers.html- Erişim Tarihi:25.01.2020). 9

Şekil 2.7: Monoblok ve ikiz blok travers (Kaewunruen ve Remennikov, 2008). 10

Şekil 2.8: Balast malzemesi (MEB, 2013). 11

Şekil 2.9: Demiryolu taban zemini 12

Şekil 2.10: Balastlı demiryolunda gerilmenin dağılımı (Esveld, 2001). 13

Şekil 2.11: Balastsız demiryolu üstyapı sistemleri (Esveld, 2001). 14

Şekil 2.12: Balastsız demiryolu hattı örneği (a)(Esveld, 1999); (b)(Esveld, 2003) 14

Şekil 2.13: Progresif kayma göçmesinin gelişimi (Selig ve Waters, 1994). 18

Şekil 2.14: Kalıcı deformasyon (Li ve Selig, 1995) 18

Şekil 2.15: Balast tabakasına çamur pompalanmış bir demiryolu hattı (Wang ve diğ., 2014) 19

Şekil 2.16: Tekrarlı yükleme altında birim şekil değiştirmeler (Huang, 2003) 33

Şekil 2.17: Tekrarlı deviatör gerilme ve birim şekil değiştirmeler (Han ve Vanapalli, 2016) 34

Şekil 2.18: Su içeriği ve kuru birim hacim ağırlık-esneklik modülü değişimi (Lee ve diğ., 1997). 36

Şekil 2.19: Leshchinsky ve Ling (2013) tarafından kurulan model 43

Şekil 2.20: Paixão ve diğ. (2016) tarafından kurulan model.....44
Şekil 2.21: Martins (2017) tarafından kurulan model.....45
Şekil 2.22: Jiang ve Nimbalkar (2019) tarafından kurulan model.....46
Şekil 2.23: Sürdürülebilirliğin temel bileşenleri.....47
Şekil 3.1: Katkısız doğal zeminin temin edilmesi.....52
Şekil 3.2: Temin edilen zemin numunelerinin depolanması.....53
Şekil 3.3: Çalışmada kullanılan sönmüş kireç.....54
Şekil 3.4: Çalışmada kullanılan CEM I 42,5 R portland çimentosu.....55
Şekil 3.5: Çimento ve TK1 stabilizasyon katkısı.....56
Şekil 3.6: TK2 stabilizasyon katkısı.....56
Şekil 3.7: Yıkamalı elek analizi deneyinin yapılışı.....57
Şekil 3.8: Hidrometre deneyinin yapılışı.....58
Şekil 3.9: Zemin numunelerinin deneye hazırlanışı.....58
Şekil 3.10: Likit limit ve plastik limit deney seti.....59
Şekil 3.11: Özgül ağırlık deneyinin yapılışı.....60
Şekil 3.12: Farklı kireç içeriklerinde pH değişimi.....61
Şekil 3.13: Kompaksiyon deney ekipmanları.....62
Şekil 3.14: CBR deney numunelerinin hazırlanışı ve kür havuzunda bekletilmesi.....63
Şekil 3.15: CBR deneyinin gerçekleştirilmesi.....64
Şekil 3.16: Serbest basınç deney numunelerinin hazırlanışı ve kürlenmesi.....65
Şekil 3.17: Serbest basınç deneyinin uygulanışı.....65
Şekil 3.18: Konsolidasyon deneyinin yapılışı.....66
Şekil 3.19: Direkt kesme kutusu deney cihazı.....66
Şekil 3.20: Kesme kutusu deney numuneleri.....67
Şekil 3.21: Dinamik üç eksenli deney cihazı ve bileşenleri (Yılmaz ve Saltan, 2012).....68
Şekil 3.22: Deney çerçevesi ve üç eksenli hücresi.....69
Şekil 3.23: Esneklik modülü deney cihazı hidrolik yükleme sistemi.....69

Şekil 3.24: Esneklik modülü deneyinde çevre basıncının uygulanışı 70

Şekil 3.25: Veri toplama ve kontrol sistemi ile yazılım arayüzü 71

Şekil 3.26: Numune üzerine uygulanan tekralı yük döngüsü (LTPP P46, 1996; Yılmaz ve Saltan, 2012; AASHTO T307-99,2012) 71

Şekil 3.27: Esneklik modülü deney numunesinin hazırlanması ve kür havuzunda bekletilmesi 74

Şekil 3.28: Esneklik modülü deney numunesinin cihaza yerleştirilmesi 75

Şekil 3.29: Plastik deformasyon deneyinin yapılışı 76

Şekil 3.30: Modelin genel görünümü 78

Şekil 3.31: B70 monoblok travers ölçüleri (Khatibi ve diğ., 2017) 79

Şekil 3.32: Çalışmada oluşturan traversin geometrik modeli 79

Şekil 4.1: Katksısız doğal zeminin dane çapı dağılımı 88

Şekil 4.2: Katkısız doğal zeminin likit limit deneyi 89

Şekil 4.3: Katkısız-doğal zeminin modifiye proktor deney sonucu 90

Şekil 4.4: Kireç katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları 90

Şekil 4.5: Çimento katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları 91

Şekil 4.6: %Çimento+%2TK1 katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları 92

Şekil 4.7: TK1 katkısının %6 çimento katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçlarına etkisi 92

Şekil 4.8: TK2 katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları 93

Şekil 4.9: Katkısız doğal zeminin yaş CBR deney sonuçları 94

Şekil 4.10: Kireç katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları 95

Şekil 4.11: Kireç katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarının karşılaştırılması 96

Şekil 4.12: Çimento katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları 97

Şekil 4.13: Çimento katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarının karşılaştırılması 98

Şekil 4.14: Çimento+TK1 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları 99

Şekil 4.15: Çimento+TK1 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarının karşılaştırılması 100

Şekil 4.16: %6 Çimento+%TK1 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarına etkisinin karşılaştırılması.....101

Şekil 4.17: TK2 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları 102

Şekil 4.18: TK2 katkılı zeminin Yaş CBR deney sonuçları 103

Şekil 4.19: Kireç katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi 103

Şekil 4.20: Çimento katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi.....104

Şekil 4.21: Çimento+TK1 katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi 104

Şekil 4.22: TK2 katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi.....104

Şekil 4.23: Katkısız doğal zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....105

Şekil 4.24: Kireç katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....106

Şekil 4.25: Çimento katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları 107

Şekil 4.26: Çimento+TK1 Katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....109

Şekil 4.27: TK2 Katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....110

Şekil 4.28: Katkısız doğal zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....111

Şekil 4.29: Kireç katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....112

Şekil 4.30: Çimento katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları.....112

Şekil 4.31: TK1 Katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları 113

Şekil 4.32: TK2 Katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları 113

Şekil 4.33: Kireç katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırması-normal kür.....114

Şekil 4.34: Çimento katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması-normal kür.....115

Şekil 4.35: Çimento + TK1 katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması-normal kür.....115

Şekil 4.36: TK2 katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması-normal kür.....116

Şekil 4.37: Optimum miktarda katkılı zeminlerin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının kür şartlarına göre karşılaştırılması 117

Şekil 4.38: Çimento ve Çimento + TK1 katkılı zemilerin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının kür süresine göre karşılaştırılması 118

Şekil 4.39: Katkısız ve optimum katkılı zeminlerin bir boyutlu konsolidasyon deney sonuçları 119

Şekil 4.40: Katkısız doğal zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları 120

Şekil 4.41: %4 Kireç katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları 120

Şekil 4.42: %6 Çimento katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları 121

Şekil 4.43: %6 Çimento+%2TK1 katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları 121

Şekil 4.44: %2 TK2 katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları 121

Şekil 4.45: Katkısız doğal zeminin esneklik modülü deney sonuçları.....122

Şekil 4.46: Kireç katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları.....123

Şekil 4.47: Çimento katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları.....124

Şekil 4.48: Çimento+ TK1 katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları 125

Şekil 4.49: TK2 katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları 125

Şekil 4.50: UKTC-Ni ve diğ. modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması.....127

Şekil 4.51: Pezo modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması 128

Şekil 4.52: Moossazadeh ve Witczak modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması.....129

Şekil 4.53: UKTC-Ni ve diğ. modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması.....130

Şekil 4.54: Pezo modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması 131

Şekil 4.55: Katkısız doğal zeminin 1 gün suda plastik deformasyon deney sonuçları 132

Şekil 4.56: Katkısız doğal zeminin optimum su muhtevasında plastik deformasyon deney sonuçları.....132

Şekil 4.57: Kireç katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları 133

Şekil 4.58: %4 Kireç katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları 133

Şekil 4.59: %6 Çimento katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları ...134

Şekil 4.60: %6 Çimento katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları 134

Şekil 4.61: %6 Çimento+%2 TK2 katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları 135

Şekil 4.62: %6 Çimento+%2 TK2 katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları 135

Şekil 4.63: %2 TK2 katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları.....136

Şekil 4.64: %2 TK2 katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları.....136

Şekil 4.65: Katkısız doğal zeminin SEM-EDS-Haritalama sonuçları 137

Şekil 4.66: %4 Kireç katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları.....138

Şekil 4.67: %6 Çimento katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları ...139

Şekil 4.68: %6 Çimento + %2 TK1 katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları 140

Şekil 4.69: %2 TK2 katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları.....141

Şekil 4.70: İyileştirme yapılmayan durum için düşey gerilmenin derinlikle değişimi 143

Şekil 4.71: İyileştirme yapılmayan durum için düşey deplasmanın derinlikle değişimi 144

Şekil 4.72: İyileştirme yapılmayan durum için maksimum düşey gerilme değişimi.....145

Şekil 4.73: İyileştirme yapılmayan durum için maksimum düşey deplasman değişimi 145

Şekil 4.74: İyileştirme yapılmayan durum için maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi 146

Şekil 4.75: %4 Kireç katkılı durum için düşey gerilme değişimi 146

Şekil 4.76: %4 Kireç katkılı durum için düşey deplasman değişimi 147

Şekil 4.77: %4 Kireç katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi 147

Şekil 4.78: %6 Çimento katkılı durum için düşey gerilme değişimi 148

Şekil 4.79: %6 Çimento katkılı durum için düşey deplasman değişimi 148

Şekil 4.80: %6 Çimento katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi 149

Şekil 4.81: %6 çimento + %2 TK1 katkılı durum için düşey gerilme değişimi 149

Şekil 4.82: %6 çimento + %2 TK1 katkılı durum için düşey deplasman değişimi 150

Şekil 4.83: %6 çimento + %2 TK1 katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi 150

Şekil 4.84: % 2 TK2 katkılı durum için düşey gerilme değişimi.....151

Şekil 4.85: % 2 TK2 katkılı durum için düşey deplasman değişimi.....151

Şekil 4.86: % 2 TK2 katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi.....152

Şekil 4.87: Farklı katkı maddeleri için taban zemini yüzeyindeki düşey gerilme değişimi 153

Şekil 4.88: Farklı katkı maddeleri için taban zemini yüzeyindeki düşey deplasman değişimi 153

Şekil 4.89: Farklı katkı maddeleri için taban zemini yüzeyindeki düşey birim şekil değiştirme değişimi 154

Şekil 4.90: Farklı katkı maddeleri için iyileştirilen tabaka yüzeyindeki düşey gerilme değişimi 155

Şekil 4.91: Farklı katkı maddeleri için iyileştirilen tabaka yüzeyindeki düşey deplasman değişimi 155

Şekil 4.92: Farklı katkı maddeleri için iyileştirilen tabaka yüzeyindeki düşey birim şekil değiştirme değişimi 155

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1: Balastlı ve balastsız demiryolu hatlarının karşılaştırılması.....15

Tablo 2.2: Demiryolu taban zemininde karşılaşılan bozulma türleri 16

Tablo 2.3: Esneklik modülü matematiksel tahmin modelleri.....37

Tablo 2.4: Kalıcı deformasyon tahmin modelleri.....40

Tablo 3.1: Katkısız doğal zeminin karakteristik özellikleri.....53

Tablo 3.2: Sönmüş kirecin kimyasal içeriği 54

Tablo 3.3: Kullanılan çimentoya ait kimyasal ve fiziksel özellikler 55

Tablo 3.4: Katkı türleri ve katkı oranları.....60

Tablo 3.5: AASHTO T307-99 standardı taban zeminleri için yükleme adımları 72

Tablo 3.6: Yeni oluşturulan ve deneyde kullanılan yükleme adımları.....73

Tablo 3.7: Model malzeme parametreleri.....81

Tablo 3.8: Kullanılan katkıların üretiminden kaynaklanan CO_2e emisyon değerleri.....84

Tablo 3.9: Kullanılan katkıların miktarı 85

Tablo 3.10: Analizde kullanılan ekskavatör ve kamyonlar için varsayımlar 86

Tablo 3.11: Her iki yöntem için kullanılacak olan ekipmanlara ait teknik bilgiler.....86

Tablo 4.1: Özgül ağırlık deney sonuçları 89

Tablo 4.2: Katkısız ve optimum katkılı zeminlerin sıkışma ve kabarma indisleri 119

Tablo 4.3: Kesme kutusu deney sonuçları.....122

Tablo 4.4: Katkısız doğal zemin- 1 gün su içerisinde regresyon analiz sonuçları 126

Tablo 4.5: %4 kireç katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları.....127

Tablo 4.6: %6 çimento katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları.....128

Tablo 4.7: %6 çimento+%2 TK1 katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları 129

Tablo 4.8: %2 TK2 katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları.....130

Tablo 4.9: Kireç stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon 156

Tablo 4.10: Kireç stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon 156

Tablo 4.11: %6 çimento stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon.....156

Tablo 4.12: %6 çimento stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon.....157

Tablo 4.13: %8 çimento stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon.....157

Tablo 4.14: Çimento+%2TK1 stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon.....158

Tablo 4.15: %2 TK2 ile stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon 158

Tablo 4.16: %2 TK2 stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon.....158

Tablo 4.17: Farklı bir bölgeden getirilen malzemeden kaynaklanan emisyon.....159

Tablo 4.18: Farklı bir malzeme getirme durumu için gerekli ekipmanlardan kaynaklanan emisyon 159

Tablo 4.19: Farklı iyileştirme durumları için karbon ayakizi karşılaştırması.....159

SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ

Simgeler **Açıklama**

c : Kohezyon
CO_2 : Karbondioksit
E : Elastisite modülü
F : Yakıt tüketimi
k_1, k_2, k_3 : Regresyon katsayıları
k_s, k_n : Kayma ve normal rijitlik
M_r : Esneklik modülü
N : Yük tekrar sayısı
P : Maksimum torku sağlayan dönüş hızındaki motor gücü
T : Süre
ε_p : Plastik şekil değiştirme
ε_r : Elastik şekil değiştirme
φ : İçsel sürtünme açısı
γ : Kuru birim hacim ağırlık
σ_d : Deviatör gerilme
σ_3 : Çevre basıncı
σ_z : Maksimum asal gerilme
σ_s : Zemin statik dayanımı
σ', P_a : Birim referans gerilme
θ : Toplam gerilme
τ_{oct} : Oktahedral kayma gerilmesi
ν : Poisson oranı

Kısaltmalar **Açıklama**

AASHTO : American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM : American Society for Testing and Materials
BSFC : Brake Specific Fuel Consumption (Fren Özgül Yakıt Tüketimi)
CBR : California Bearing Ratio (Kaliforniya Taşıma Oranı)
cm : Santimetre

DAF : Dynamic Amplification Factor (Dinamik Büyütme Faktörü)

dk : Dakika

EDS : Energy Dispersive X-Ray Spectroscopy (Enerji-Dağılımlı X-Işını Spektroskopisi)

kN : Kilonewton

kPa : Kilopaskal

LVDT : Lineer Variable Deformation Transducer (Lineer Değişimli Deformasyon Ölçer)

m : Metre

MPa : Megapaskal

SEM : Scanning Electron Microscopy (Taramalı Elektron Mikroskobu)

sn : Saniye

TK1 : Ticari Katkı-1

TK2 : Ticari Katkı-2

ÖZET

DOKTORA TEZİ

DEMİRYOLLARINDA ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN SÜRDÜRÜLEBİLİRLİĞİ

İlker ŞAHİNOĞLU

İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa

Lisansüstü Eğitim Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman : Prof. Dr. Mustafa KARAŞAHİN

Demiryolları, ulaştırma sistemleri içerisinde hem yük hem de yolcu taşımacılığı ile üretimden tüketime giden sürecin vazgeçilmez bir öğesidir. Bunun yanı sıra ülkelerin ekonomik gelişiminde de önemli bir role sahiptir. Ekonomik gelişmeler ile birlikte ulaştırma altyapılarına duyulan talep artışı yeni demiryolu hatlarının yapımını ve mevcut olan hatların da rehabilitasyonunu gerekli kılmaktadır. Diğer ulaşım türlerinde olduğu gibi demiryollarından da güvenli, hızlı, ekonomik ve konforlu bir yük ve yolcu taşımacılığı yapması beklenmektedir. Bu beklentilerin karşılanması ancak son teknolojiye göre donatılmış bir üstyapının taşıma gücü açısından yeterli niteliğe sahip zeminler üzerine inşa edilmesi ile gerçekleştirilebilir. Ancak demiryolu hattının inşa edileceği güzergah boyunca, her zaman istenen kriterleri karşılayan zeminler bulunmamaktadır. Böyle bir durumla karşılaşılması halinde farklı çözüm yöntemlerinden biri tercih edilmelidir. Bu yöntemler genel olarak güzergahın değiştirilmesi, mevcut zeminin yerine istenen nitelikte bir zeminin getirilmesi veya mevcut taban zemininin çeşitli yöntemler ile iyileştirilmesi olarak ifade edilebilir.

Bu tez çalışması kapsamında demiryolu taban zemininin, farklı katkı maddeleri (kireç, çimento, ticari katkılar) kullanılarak yerinde iyileştirilmesi durumu deneysel çalışmalar ve nümerik modelleme yaklaşımı ile incelenmiştir. Deneysel çalışmalar ile iyileştirilmiş ve iyileştirilmemiş zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla elek analizi, hidrometre, kıvam limitleri, özgül ağırlık, CBR, serbest basınç dayanımı, esneklik modülü, plastik deformasyon vb. laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Plastik deformasyon ve esneklik modülü deney sonuçlarının çeşitli matematiksel modellere uyumluluğu regresyon analizleri ile

değerlendirilmiştir. Deneylerden elde edilen veriler kullanılarak demiryolunun üç boyutlu nümerik modellemesi oluşturulmuş ve çeşitli analizler gerçekleştirilmiştir.

Günümüzde projelerin uygulanabilmesi noktasında teknik ve ekonomik açıdan bir değerlendirmenin yapılması tek başına yeterli değildir. Sürdürülebilir bir yaklaşımda, teknik ve ekonomik değerlendirmenin yanı sıra çevresel bir değerlendirmenin yapılması da kaçınılmazdır. Bu sebeple çalışmada, taban zemininin çeşitli katkı maddeleri ile yerinde iyileştirilmesi veya mevcut zeminin farklı bir bölgeden getirilen zemin ile değiştirilmesi seçenekleri karbon ayakizi analizi ile değerlendirilmiştir.

Deneysel çalışmalardan ve nümerik modelleme analizlerinden elde edilen sonuçlar grafikler ile karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Kullanılan katkı maddeleri ile zeminin fiziksel ve mekanik özelliklerinde önemli ölçüde iyileşmelerin olduğu sonucuna varılmıştır.

Aralık 2020, 257 sayfa.

Anahtar kelimeler: Demiryolu, taban zemini, zemin iyileştirme, nümerik modelleme, sürdürülebilirlik

SUMMARY

Ph.D. THESIS

SUSTAINABILITY OF SOIL IMPROVEMENT METHODS IN RAILWAYS

İlker ŞAHİNOĞLU

Istanbul University-Cerrahpasa

Institute of Graduate Studies

Department of Civil Engineering

Supervisor : Prof. Dr. Mustafa KARAŞAHİN

Railways are an indispensable element of the process from production to consumption with both freight and passenger transportation in transportation systems. In addition, it has an important role in the economic development of countries. The increase in demand for transportation infrastructures together with economic developments necessitates the construction of new railway lines and the rehabilitation of the existing lines. As in other types of transportation, railways are expected to provide safe, fast, economical and comfortable freight and passenger transportation. These expectations can only be realized if a superstructure equipped with the latest technology is built on subgrade that have sufficient bearing capacity. However, along the route where the railway line will be built, there are not always soils that meet the required criteria. If such a situation is encountered, one of the different solution methods should be preferred. These methods can generally be expressed as changing the route, replacing the existing soil with a desired quality soil or improving the existing subgrade with various methods.

Within the scope of this thesis, the situation of in-situ improvement of railway subgrade by using different additives (lime, cement, commercial additives) was investigated by experimental studies and numerical modeling approach. With experimental studies, in order to determine the physical and mechanical properties of treated and untreated soil sieve analysis, hydrometer, consistency limits, specific gravity, CBR, unconfined compressive strength,

resilient modulus, plastic deformation etc. laboratory experiments were carried out. The compatibility of plastic deformation and resilient modulus test results with various mathematical models was evaluated by regression analysis. Three-dimensional numerical modeling of the railway track was created by using the data obtained from the experiments and various analyzes were carried out.

Today, it is not enough to make a technical and economic assesment alone in terms of the implementation of projects. In a sustainable approach, it is inevitable to make an environmental assessment as well as technical and economic assessment. For this reason, in the study, the options of improving subgrade with various additives in situ or replacing the existing soil with soil brought from a different region were evaluated by carbon footprint analysis.

Results obtained from experimental studies and numerical modeling analysis are presented comparatively with graphics. It was concluded that there were significant improvements in the physical and mechanical properties of the soil with the additives used.

December 2020, 257 pages.

Keywords: Railway, subgrade, soil improvement, numerical modeling, sustainability

1. GİRİŞ

Demiryolları ülkelerin ulaştırma sistemi içerisinde önemli bir yer tutmaktadır. Gerek yolcu taşımacılığı ve gerekse üretimden tüketime giden süreçteki vazgeçilmezliği ile ülkelerin ekonomik kalkınmasında da önemli bir paya sahiptir. Bu açıdan ekonomik gelişmelerin beraberinde getirdiği yük ve yolcu taşımacılığındaki talep artışı dünyada ve ülkemiz özelinde yeni demiryolu hatlarının inşa edilmesini ve mevcut olan hatların da rehabilitasyonunu gündeme getirmektedir.

Tüm ulaşım türlerinde olduğu gibi demiryollarından da beklenen, hızlı, güvenli, konforlu ve ekonomik olma gibi temel niteliklere sahip bir yük ve yolcu taşımacılığının yapılabilmesidir. Bu niteliklere sahip bir yük ve yolcu taşımacılığının yapılabilmesi, en son teknolojik gelişmelere göre yapılan ve donatılan bir demiryolu hat üstyapısının, ancak yeterli dayanım ve durabilite özelliklerine sahip bir taban zemininin üzerine inşa edilmesi ile gerçekleştirilebilecektir.

Hattın önemli bir bileşeni olan taban zemini demiryolu üstyapısından aktarılan tekrarlı trafik yüklerine maruz kalmaktadır. Taban zemininin en temel görevlerinden biri de bu yüklerden kaynaklanan gerilmeleri karşılarken aşırı deformasyona uğramadan gerilmelerin zemin profili boyunca yayılmasını sağlamaktır. Ancak demiryolu hattının inşa edileceği güzergahlar üzerinde değişen dayanım ve taşıma kapasitesine sahip farklı nitelikte zeminler ile karşılaşılmaktadır. Bazı zeminler tasarım açısından yeterli niteliğe sahip değildir. Böyle durumlarda mühendislik tasarımı açısından problem yaratacak zeminlerin bulunduğu bu bölgelerde farklı çözüm yöntemlerinin göz önüne alınması gerekmektedir. Çözüm yöntemi olarak ise üç farklı seçenek karşımıza çıkmaktadır. Birinci seçenek demiryolu hattının inşa edileceği güzergahın değiştirilmesi, ikinci seçenek yetersiz nitelikteki mevcut zeminin yerine tasarıma uygun bir zeminin getirilmesi, üçüncü seçenek ise mevcut zeminin çeşitli yöntemler kullanılarak iyileştirilmesidir. Bu farklı seçeneklerin değerlendirilmesinde ve uygulanmasında maliyet, topoğrafik yapı vb. birçok farklı kriter göz önünde bulundurulduğunda ilk iki seçenek genellikle uygun bir çözüm yöntemi olarak tercih edilememektedir. Bu nedenle güzergah üzerindeki zeminlerin farklı iyileştirme yöntemleri ile tasarım amacına uygun bir yapıya dönüştürülmesi uygun bir çözüm yöntemi olarak önem kazanmaktadır. Bu çözüm yöntemi ile

güzergahtaki mevcut zemininin taşıma kapasitesinin arttırılması, oturma miktarının ve geçirimliliğinin azaltılması gibi çeşitli hedeflere ulaşılması amaçlanmaktadır. Zeminlere ifade edilen bu özelliklerin kazandırılmasında çeşitli zemin iyileştirme yöntemleri uygulanmaktadır. Bu zemin iyileştirme yöntemleri ise uygulandığı derinliğe göre genel olarak yüzeysel ve derin olmak üzere iki farklı grupta sınıflandırılabilmektedir.

Demiryolu taban zeminlerinde gerçekleştirilen farklı türdeki zemin iyileştirme çalışmalarının sonuçları ile hattın yapısal performansı üzerinde ortaya çıkacak olan değişimin belirlenebilmesi, iyileştirme çalışmasının uygunluğunun ortaya konması açısından oldukça önemlidir. Bu bağlamda taban zemininin iyileştirilmesi ile birlikte demiryolu hattını oluşturan ve gerek yapısal gerekse malzeme niteliği bakımından oldukça farklı özelliklere sahip olan diğer hat bileşenlerinin de farklı malzeme özellikleri ve farklı yükleme koşulları altındaki tepkisinin değerlendirilmesinde nümerik modelleme yaklaşımları yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu nümerik modelleme yaklaşımları ile taban zeminlerinde gerçekleştirilecek olan zemin iyileştirme yöntemlerinin yapısal olarak karşılaştırılması da mümkün hale gelmektedir.

Taban zeminlerinin iyileştirilmesinde kullanılacak olan yöntemlerin herhangi birinin seçiminde, maliyet, mevcut zemininin durumu, malzemenin temini, uygulamada ihtiyaç duyulan ekipmanın tedariki ve tasarımda beklenen mühendislik özellikleri (dayanım vb.) gibi çeşitli faktörler etkili olmaktadır. Bununla birlikte günümüzde artık herhangi bir projenin uygulanması noktasında ekonomik değerlendirme tek başına yeterli bir kriter olarak görülmemektedir. Artık dünyada çok fazla sayıda şirket ve kuruluş bu projelerin uygulanması noktasında sürdürülebilirlik ilkelerini temel prensip olarak kararlarının merkezinde tutmaktadır. Bu açıdan karar verme süreçlerinde sürdürülebilir bir yaklaşımın benimsenmesi ekonomik değerlendirme ile birlikte hem çevresel hem de sosyal etkileri göz önüne alarak değerlendirme yapılmasını zorunlu kılmaktadır. Yani sürdürülebilir bir yaklaşım, bu üç bileşen arasında bir dengenin sağlanması ile mümkün hale gelmektedir.

Bu bağlamda bu tez çalışması kapsamında kireç, çimento ve iki farklı ticari ürün kullanılarak balastlı bir demiryolu hattının taban zemininin iyileştirilmesi ve bunun bir sonucu olarak nümerik modelleme yaklaşımı ile farklı katkı maddelerinin performansının karşılaştırılması ve sürdürülebilirlik bağlamında değerlendirilmesi amaçlanmıştır.

Birinci bölümde tezin amacı hakkında bilgi sunulmuş olup ele alınan problem ve kapsamı hakkında temel bilgiler verilmiştir.

Tezin ikinci bölümünde, demiryolu hattı ve çeşitleri, hat yapısı ve bileşenleri ile bu bileşenlerin görevleri, taban zemininde meydana gelen problemler, zemin iyileştirme yöntemleri, esneklik modülü ve plastik deformasyon deneyi ve tahmin modelleri, demiryollarında nümerik modelleme ve sürdürülebilirlik ile ilgili bilgiler literatüre dayalı olarak sunulmuştur.

Üçüncü bölümde, tezde kullanılan materyal ve gerçekleştirilen deneysel çalışma yöntemleri ayrıntılı olarak sunulmuştur. Aynı zamanda nümerik modellemede kullanılan demiryolu hat bileşenlerinin geometrik modeli, bileşenlerin malzeme özellikleri ve yükleme durumu ile ilgili bilgiler verilmiştir.

Dördüncü bölümde, çalışmada kullanılan katkısız zeminin temel fiziksel ve mekanik özellikleri ile çeşitli katkı maddeleri kullanılarak gerçekleştirilen iyileştirme sonrasındaki değişimi ortaya koyan deney sonuçları ve nümerik modelleme çalışmalarından elde edilen sonuçlar grafiklerle karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Ayrıca katkılar kullanılarak yerinde iyileştirme yapılması durumu ile mevcut zeminin değiştirilmesi durumu için malzemelerin üretiminden ve çalışma sırasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan CO_2 emisyon değerleri hesaplanarak, karbon ayakizi analizi ile çevresel açıdan bir değerlendirme yapılmıştır.

Sonuç bölümünde ise elde edilen bulgular yorumlanmış ve literatür ile uygunluğu tartışılmıştır. Gelecekte yapılacak olan çalışmalar için önerilerde bulunulmuştur.

2. GENEL KISIMLAR

Çalışmanın bu bölümünde demiryolu hat yapısı ve bileşenleri, taban zemininde meydana gelen bozulmalar, zemin iyileştirme yöntemleri, esneklik modülü ve plastik deformasyon deneyleri, demiryolunun nümerik modellemesi ve sürdürülebilirlik hakkındaki bilgiler literatürde yapılan çalışmalar ile birlikte verilmiştir.

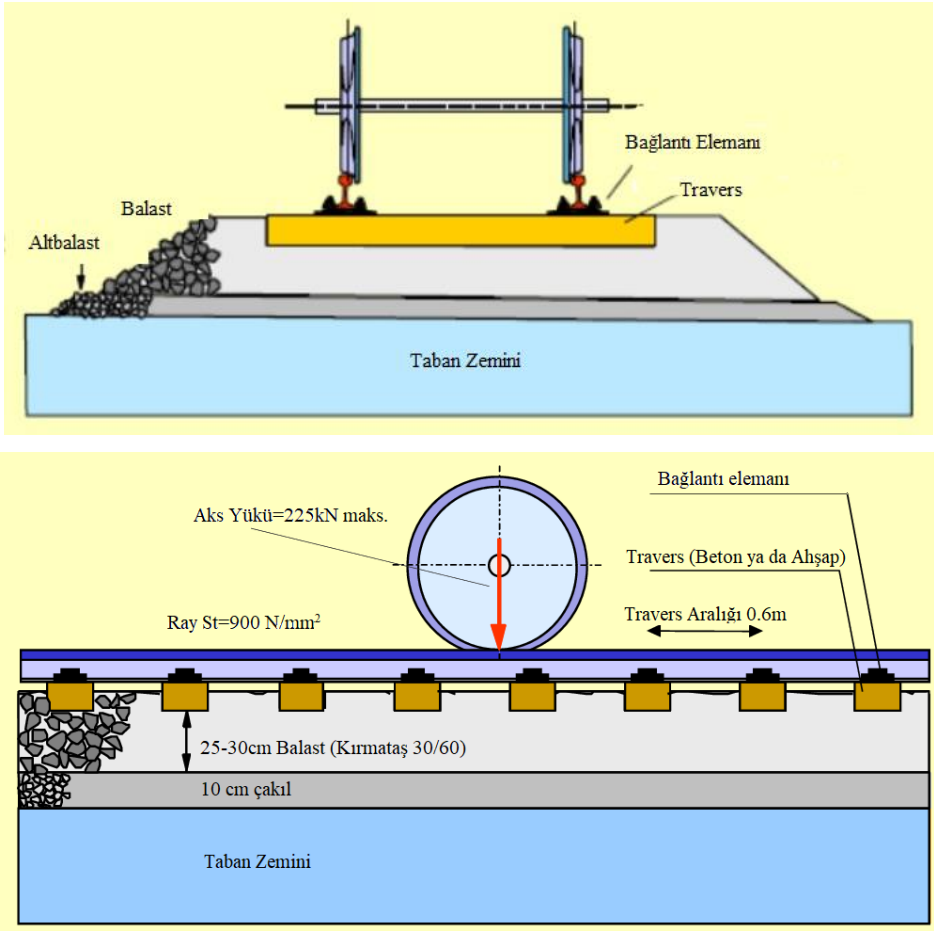
2.1. DEMİRYOLU HAT YAPISI

Demiryolları günümüzde yaygın olarak balastlı yani konvansiyonel hat ve balastsız (tabliyeli-slab track) hat olmak üzere iki farklı şekilde inşa edilmektedir (Indraratna ve diğ.,2011). Balastlı demiryolları yaygın olarak kullanılmasına rağmen, son zamanlardaki uygulamalar balastsız demiryolu yapımına doğru bir yönelimin olduğunu göstermektedir (Esveld, 2001).

2.1.1. Balastlı Demiryolu Hattı ve Bileşenleri

Balastlı demiryolu hattı dünya genelinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Balastlı demiryolu hattının temel prensiplerinde büyük ölçüde değişiklikler olmamakla birlikte II. Dünya savaşı sonrasında önemli iyileşmeler (beton traversler, yeni elastik bağlantı elemanları, daha ağır ray profilleri, ileri düzeyde ölçüm mekanizmaları ve bakım yönetim sistemleri vb. gelişmeler) meydana gelmiştir (Indraratna ve diğ.,2011; Esveld, 2001). Günümüzde dünyada bazı ülkelerde (Fransa) hala balastlı demiryolu hatları, yüksek hızlı trenler için kullanılmaktadır (Indraratna ve diğ.,2011). Bu tür konvansiyonel bir demiryolu hattı altyapı ve üstyapı olmak üzere iki temel bileşenden oluşmaktadır. Üstyapı; ray, bağlantı elemanları ve traverslerden meydana gelirken, altyapı; balast, altbalast ve taban zemininden meydana gelmektedir. Yolcu konforu ve güvenliğinin sağlanabilmesi için, hattı oluşturan bu bileşenlerin tamamı, üzerine etki edecek olan tren yükleri ve değişen çevresel koşullar altında istenen fonksiyonlarını düzgün bir şekilde yerine getirmesi gerekmektedir (Indraratna ve Ngo, 2018; Selig ve Waters, 1994).

Balastlı demiryolu hatlarında raylar, 350 mm'lik kalınlığa kadar sıkıştırılarak oluşturulan bir balast tabakası üzerinde gömülmüş olan traversler tarafından desteklenmektedir (Indraratna ve diğ., 2011). Bu tür demiryolu hatlarında tren tekerleklerinin uyguladığı tekrarlı trafik yükleri balast tabakası aracılığıyla üstyapıdan altyapıya aktarılmaktadır (Indraratna ve Ngo, 2018). Tipik bir balastlı demiryolu hat kesiti Şekil 2.1'de verilmektedir.



Şekil 2.1: Tipik balastlı bir demiryolu (Esveld, 2001).

Balastlı bir demiryolu hattının başlıca avantajları Esveld (2001) tarafından aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir:

•Kanıtlanmış bir teknolojisinin olması,

•Hat bileşenlerinin basit bir şekilde değiştirilebilmesi,

•Nispeten düşük inşaat maliyetine sahip olması,

•Bakım sırasında, hat geometrisinin nispeten basit bir şekilde düzeltilebilmesi,

•Gürültüyü iyi sönümleyebilmesi,

•İyi drenaj özelliği ve iyi bir esnekliğe sahip olmasıdır.

2.1.1.1. Ray

Raylar, demiryolu hat yapısında tekerleklerin geçişinde doğrudan destek sağlayan ve en gözle görülebilir üst yapı elemanlarıdır (Li ve diğ., 2016). Tren tekerleklerinin düzgün ve sürekli bir

biçimde doğrudan kılavuzlanmasını sağlayan raylar, boyuna doğrultuda yerleştirilmiş çelik elemanlar olarak da ifade edilmektedir. Bu hat bileşeni üzerine gelen tekerlek yüklerini, belirli aralıklarla yerleştirilmiş olan ve üzerine monte edildikleri traverslere aktarırken, mesnetlendikleri bu traverslerin arasında aşırı defleksiyona uğramadan bir kiriş eleman olarak davranabilecek nitelikte yeterli rijitliğe sahip olmalıdır (Selig ve Waters, 1994).

Demiryolu hat yapısının en önemli bileşeni olan raylar birçok işleve sahiptir (Esveld, 2001). Bunlar;

•Tekerlek yüklerini karşılamak ve bu yükleri traverslerin ya da mesnetlerin üzerine dağıtmak,

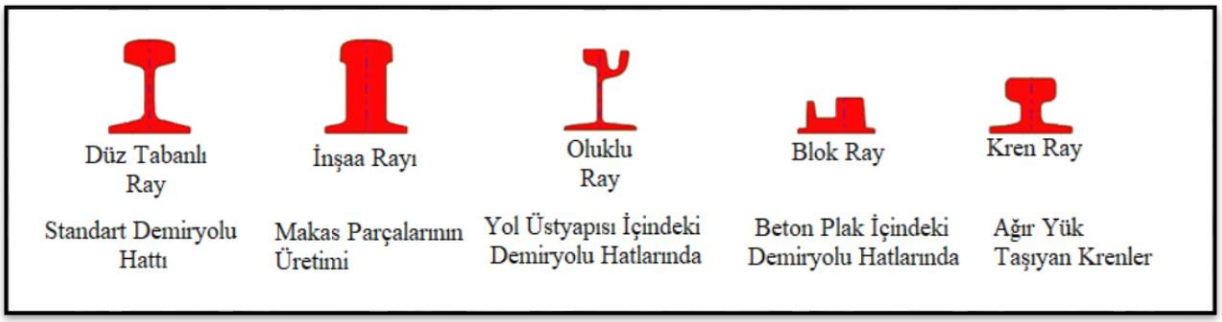
•Tekerleklere pürüzsüz bir yuvarlanma yüzeyi sağlamak ve aynı zamanda adezyon yoluyla hızlanma ve frenleme kuvvetlerini dağıtmak,

•Tekerleği yanal doğrultuda kılavuzlamak, ray başındaki yatay enine kuvvetleri aktararak, traversler ve mesnetler üzerine dağıtmak,

•Sinyal akımlarını iletmek,

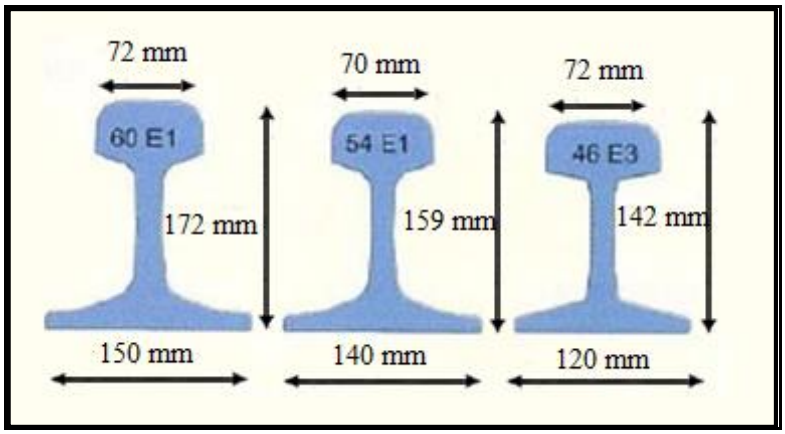
•Elektrikli hatlar üzerinde, elektrik iletkenliğini sağlamaktır.

Raylar yapısal olarak yıllar içerisinde önemli değişikliklere uğramışlardır (Li ve diğ., 2016). Farklı ray profil tipleri ve uygulandığı alanlar Şekil 2.2'de verilmektedir.



Şekil 2.2: Ray profil tipleri (Esveld, 2001).

Günümüzde konvansiyonel demiryolu hatlarında en yaygın olarak kullanılan raylar patenli raylardır. Şekil 2.3'de verilen ve vinyol tipi ray olarak da adlandırılan bu tip raylar; ray başı (ray mantarı), ray gövdesi (ağı) ve ray tabanı olmak üzere üç bölümden meydana gelmektedir (Esveld, 2001).



Şekil 2.3: Vinyol tipi ray profilleri (Esveld, 2001).

Ray mantarı rayın tekerlek bandajı ile temas ettiği en üst kısmı olup, tekerlek bandajı ile düzgün bir temas sağlayacağı bir boyuta ve dikey aşınma için yeterli derinliğe sahip olması gerekmektedir. Gövde kalınlığı ise rayların korozyon sonrasında bile gerek eğilme gerekse burulmalara karşı yeterli rijitlikte olmasını sağlamalıdır. Yine üzerine gelen yükleri, altında bulunan bir üst yapı bileşenine aktaracak olan ray tabanının da korozyon sonrasında yatay ve düşey kuvvetlere karşı yeterli kalınlıkta ve devrilmeye karşı stabilite için de yeterli genişlikte olması gerekmektedir (Esveld, 2001; Chandra ve Agarwal, 2013).

2.1.1.2.Bağlantı Elemanları

Bağlantı elemanları, rayların traverslere sabitlenmesini sağlayarak rayların kabul edilemez yanal, boyuna ve düşey doğrultudaki hareketlerini sınırlandırıp devrilmesini önlemektedir (Li ve diğ., 2016; Sadeghi ve Barati, 2010). Bağlantı elemanlarının bazı işlevleri yerine getirmesi gerekmektedir. Bunlar, Profillidis (2014) tarafından aşağıdaki şekilde ifade edilmektedir.

•Ekartmanı yani hat açıklığını mümkün olduğu kadar nominal değerinde tutmak,

•Raydan gelen tekerlek yüklerini traverse aktarmak,

•Kolay montaj ve bakımı sağlamak,

•Tren trafiğinden kaynaklanan titreşimleri azaltıp sönümlemek,

•Travers üzerinde bulunan rayın eğimini sabit tutmak,

•Elektrik izolasyonu sağlamak (özellikle çelik ve beton traverslerde),

•Esneklik ve yeterli defleksiyonu sağlamak,

•Bileşenler arasında aşırı gerilme ve aşınmayı önlemektir.

Bağlantı elemanları esneklik derecesine göre rijit ve elastik olarak, sabitlenme tipine göre ise doğrudan ve dolaylı olmak üzere farklı şekilde sınıflandırılmaktadır (Sadeghi, 2012). Rijit bağlantı elemanları çelik ve ahşap traversler ile kullanılırken bu bağlantı elemanlarında raylar, traverse civata ya da çiviler yardımıyla sabitlenmektedir. Elastik bağlantı elemanları beton traverslerde zorunlu olarak kullanılırken ahşap ve çelik traverslerde isteğe bağlı olarak kullanılmaktadır. Bu tür bağlantı elemanları vidalı tip elastik bağlantı ve yaylı tip elastik bağlantı olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadır (Profillidis, 2014). Sabitlenme durumuna göre sınıflandırmada, doğrudan bağlantı elemanlarında ray ve eğer gerekli ise taban plakası aynı bağlantı elemanı kullanılarak traverslere sabitlenmektedir. Dolaylı bağlantı elemanlarında ise ray, taban plakasına bir eleman ile sabitlenirken, taban plakası traverse başka bir eleman ile sabitlenmektedir (Indraratna ve diğ., 2011; Esveld, 2001). Şekil 2.4'te doğrudan elastik bağlantı elemanları, Şekil 2.5'te de dolaylı elastik bağlantı elemanı için örnekler görülmektedir.



Şekil 2.4: Doğrudan elastik bağlantı elemanları (https://www.pandrol.com, Erişim Tarihi: 26.05.2020).



Şekil 2.5: Dolaylı elastik bağlantı elemanı (https://www.vossloh.com, Erişim Tarihi: 26.05.2020).

2.1.1.3.Travers

Traversler, demiryolu hat yapısında raylar ve balast tabakası arasında yerleştirilmiş olan hat bileşenidir (Profillidis, 2014). Bir demiryolu hattında traversin temel işlevleri; raylardan aktarılan yükleri balast tabakasına iletmek ve bu yükleri balast yüzeyinde daha geniş bir alana kabul edilebilir gerilme düzeyinde yaymak, üzerine monte edilen iki ray dizisinin oluşturduğu ekartman yani hat açıklığını korumak, rayların travers üzerine 1/20 veya 1/40 eğimde montajını sağlamak, hem düşey hem de yanal yönde yeterli mekanik dayanımı sağlamak ve her iki rayın elektriksel olarak yalıtımını sağlamaktır (Indraratna ve diğ., 2011; Profillidis, 2014; Esveld, 2001; Bonnett, 2005; Mundrey, 2009).

Traversler Şekil 2.6'da görüldüğü üzere ahşap, çelik ve beton olmak üzere farklı malzemelerden üretilmektedir. Demiryollarında travers yapımında kullanılan ilk malzeme ahşaptır ve ahşap traverslerin dünyada hala bazı ülkelerde (Avustralya ve Güney Asya gibi) bulunan eski demiryolu hatlarında kullanımı görülebilmektedir (Profillidis, 2014; Indraratna ve diğ., 2011). 1880'li yıllarda çelik traverslerin üretimine başlanmış ve bu traversler uzun bir süre yaygın olarak kullanılmıştır. 1950'li yıllardan itibaren beton teknolojisinde ve öngerme tekniklerinde meydana gelen gelişmeler ile beton traverslerin kullanımı yaygınlaşmıştır. Yeni demiryolu hatlarının yapımı veya eski hatların iyileştirilmesinde daha çok beton traversler tercih edilmektedir (Profillidis, 2014; Esveld, 2001).



(a) **(b)** **(c)**

Şekil 2.6: Demiryolu traversleri (a) beton travers, (b) ahşap travers, (c) çelik travers (http://www.rail-fastener.com/types-of-rail-sleepers.html- Erişim Tarihi:25.01.2020).

Bu üç farklı malzemeden üretilen traverslerin çeşitli avantaj ve dezavantajları vardır. Ahşap traversler esnek olmaları nedeniyle daha yüksek yük yayma kabiliyeti ile birlikte sinyalizasyon için iyi bir yalıtım özelliği göstermesi gibi temel avantajlara sahiptir. Bununla birlikte nispeten kısa ömürlü olmaları, nispeten daha yüksek maliyete sahip olmaları ve ağırlıklarının düşük olmasından dolayı daha düşük yanal dayanım göstermeleri, daha az hurda değeri, yangından

zarar görme, bağlantı elemanlarının çekiçleme ve titreşim sonucu gevşemesi gibi dezavantajları vardır (Profillidis, 2014; Mundrey, 2009; Bonnett, 2005; Ponnuswamy, 2012).

Günümüzde çok az kullanım alanına sahip olan çelik traversler, kolay üretimi, montajı ve bakımı, hat genişliğini uzun süre sabit tutması, uzun servis ömrü ve yüksek hurda değeri gibi avantajlara sahiptir. Bunun yanında yüksek başlangıç yatırım maliyeti, nispeten düşük yanal dayanım, diğer traverslere göre daha yüksek gürültü, sinyalizasyon için özel yalıtım gerekliliği, korozyona uğrama gibi dezavantajları bulunmaktadır (Esveld, 2001; Profillidis, 2014; Ponnuswamy, 2012).

Dünyada ve ülkemizde en yaygın olarak kullanılan travers türü beton traverstir. Bu tip traversler bazı avantajlara sahip olduğu gibi dezavantajlara da sahiptir. Beton traversler ağır olduklarından dolayı daha yüksek hat stabilitesine sahiptir. Hem boyuna hem yanal dirençleri yüksektir. Elastik bağlantı elemanları ile hattın enine ve düşey geometrisi ile hat genişliğini önemli ölçüde korur. Tabanları düz olduğundan makine ile bakıma uygun olmakla birlikte dış etkilere ve yanmaya karşı dayanıklıdırlar. Üretimi yerel kaynaklar kullanılarak yapılabilir. İmalatı için yapılacak yatırımın başlangıç maliyeti yüksektir. Ağırlığının fazla olması nedeniyle taşınması, döşenmesi ve bakımı makine kullanımını zorunlu kılmaktadır. Trenin deray olmasından sonra oluşan hasar yüksektir. Hurda değeri yoktur (Mundarey, 2009). Ahşap traverslere göre daha az esnektir (Esveld, 2001). Beton traversler Şekil 2.7'de verildiği gibi monoblok ve ikiz blok olmak üzere iki farklı türde üretilmektedir (Esveld, 2001; Profillidis, 2014). İkiz blok beton traversler iki adet trapez kesitli beton bloğun birbirlerine çelik bir çubuk ile irtibatlandırılması sonucunda elde edilmektedir. Ön germeli ve ard germeli olmak üzere iki farklı şekilde üretilen monoblok traversler ülkemizde de kullanılmaktadır (Profillidis, 2014).



Şekil 2.7: Monoblok ve ikiz blok travers (Kaewunruen ve Remennikov, 2008).

2.1.1.4. Balast

Konvansiyonel demiryolu hat yapısının önemli bir bileşeni olan balast, dingil yükleri ve tren hızlarındaki artış ile daha da önemli hale gelmiştir (Mundrey, 2009). Temel olarak balast, üzerine yerleştirilen travers ve ona bağlanmış olan rayları destekleyerek yük taşıma platformu olarak hareket etmek amacıyla altbalast veya taban zemini üzerine serilen iri agrega olarak tanımlanmaktadır (Indraratna ve diğ., 2011). Şekil 2.8'de gösterildiği gibi kırılmış, köşeli, toz ve kirden arındırılarak çimentolaşma oluşturmayacak şekilde uniform olarak derecelenmiş sert taşlar ve kayaçlar iyi bir balast malzemesidir (Selig ve Waters, 1994). Her türlü yükleme durumu, taban zemini ya da hattın bulunduğu çevre koşullarında en iyi hat performansını ortaya koyacak olan balast için, boyut, şekil, sertlik, aşınma direnci ve mineral yapısı gibi indeks özelliklerini belirten evrensel bir standart bulunmamaktadır. Bu nedenledir ki dünyada granit, bazalt, kireç taşı, kuvarsit gibi daha geniş bir malzeme grubu balast olarak kullanılmaktadır (Indraratna ve diğ., 2011; Selig ve Waters 1994). Balast malzemesinin seçiminde ise ekonomik olma ve malzemeye ulaşabilirlik faktörleri en temel kriter olarak düşünülmektedir (Selig ve Waters 1994).



Şekil 2.8: Balast malzemesi (MEB, 2013).

Demiryolu hat yapısında balast birçok işlevi yerine getirmektedir. Bu işlevler aşağıda verildiği şekliyle kısaca ifade edilebilir (Chandra ve Agarwal, 2013; Mundrey, 2009; Selig ve Waters, 1994; Profillidis, 2014; Li ve diğ., 2016). Bunlar;

•Üzerine yerleştirilen traversler için düzgün ve sağlam bir yüzey oluşturmak,

•Hatta boyuna ve yanal stabilite için gerekli direnci sağlamak,

•Traverslere gelen düşey, yanal ve boyuna kuvvetler altında hattın konumunu muhafaza etmek,

•Hattın üzerine gelen suyun drenajını sağlamak,

•Traversler tarafından iletilen gerilmeleri yayarak altında bulunan tabaka için kabul edilebilir gerilme değerlerine indirgemek,

•Hatta esneklik kazandırmak ve enerji emilimini sağlamak,

•Hat içinde bitki örtüsünün büyümesini engellemektir.

2.1.1.5. Altbalast

Altbalast, malzeme olarak iyi derecelendirilmiş kırma taş ya da kum çakıl karışımından oluşan ve balast tabakası ile taban zemini arasına yerleştirilen bir tabakadır. Altbalast tabakası, balast tabakasından aktarılan gerilmeleri taban zeminin taşıyabileceği gerilme değerlerine indirgemek ve taban zeminini dondan korumak gibi iki temel işleve sahiptir (Selig ve Waters, 1994). Bu işlevlerinin yanında altbalast tabakası, balast tarafından gerçekleştirilemeyen birkaç önemli işlevi daha yerine getirmektedir (Li ve diğ., 2016; Selig ve Waters, 1994; Profillidis, 2014; Indraratna ve diğ., 2011). Bunlar;

•Ayırma işlevi ile balastın taban zeminine batmasını önlemek,

•Taban zemininden sızan ince malzemelerin yukarıya doğru ilerlemesini engellemek,

•Balast tabakasından gelen suyu taban zeminine sızdırmadan hızlıca hattın kenarlarında bulunan hendeklere iletmek,

•Taban zemininden yukarı yönde ilerleyebilecek olan suyun drenajına imkan tanımaktır.

2.1.1.6. Taban Zemini

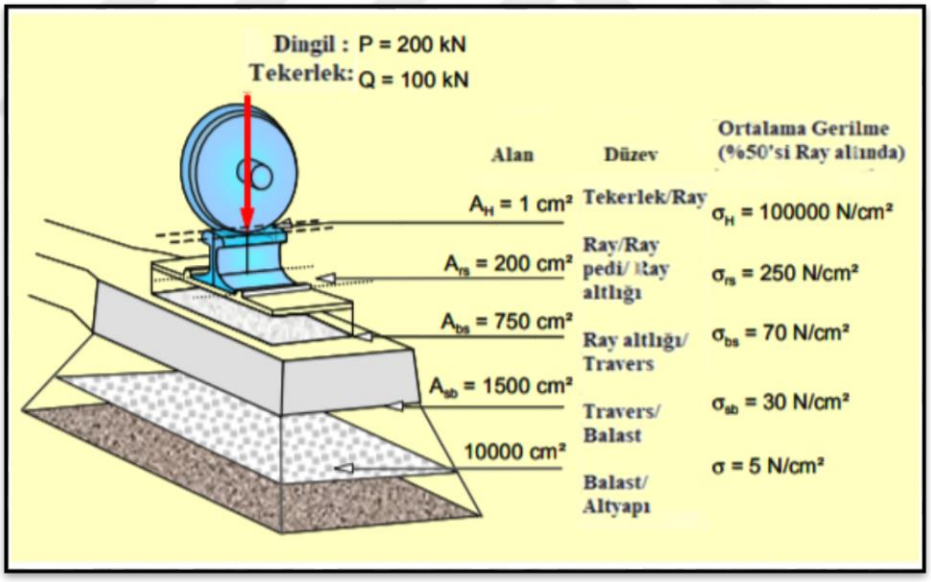
Taban zemini, Şekil 2.9'da verildiği gibi demiryolu hat yapısının üzerine inşa edildiği platform olarak ifade edilmektedir (Indraratna ve Ngo, 2018).



Şekil 2.9: Demiryolu taban zemini

Bu bileşen mevcut doğal zemin veya dolgu olmak üzere iki farklı şekilde oluşturulmaktadır (Indraratna ve diğ., 2011; Selig ve Waters, 1994). Demiryolu hat yapısının kritik bileşeni olan taban zemininin temel işlevi, hat yapısı için yeterli desteği sağlayarak düz ve stabil bir platform oluşturmaktır (Li ve diğ., 2016; Selig ve Waters, 1994).Bu nedenle taban zemini, altbalast tarafından aktarılan trafik yüklerinden kaynaklanan gerilmelere karşı yeterli rijitliğe ve taşıma gücüne sahip olmalıdır (Indraratna ve diğ., 2011).

Trafik yüklerinden kaynaklanan gerilmeler Şekil 2.10'da görüldüğü gibi derinlikle azaldığından, taban zemini, balast ve altbalast tabakasından daha düşük gerilmelere maruz kalmaktadır. Bu gerilmeleri aşırı deformasyon ve göçme olmaksızın karşılayabilmelidir (Li ve diğ., 2016; Indraratna ve diğ., 2011). Aksi halde demiryolu hattı yüksek kalitede balast ve altbalast tabakası ile inşa edilmiş olsa bile, taban zeminindeki göçme ya da stabilite bozukluğu, hat geometrisi ve aliymanında limitlerin dışında kabul edilemeyecek düzeyde bozulmalara neden olabilmektedir (Indraratna ve diğ., 2011).

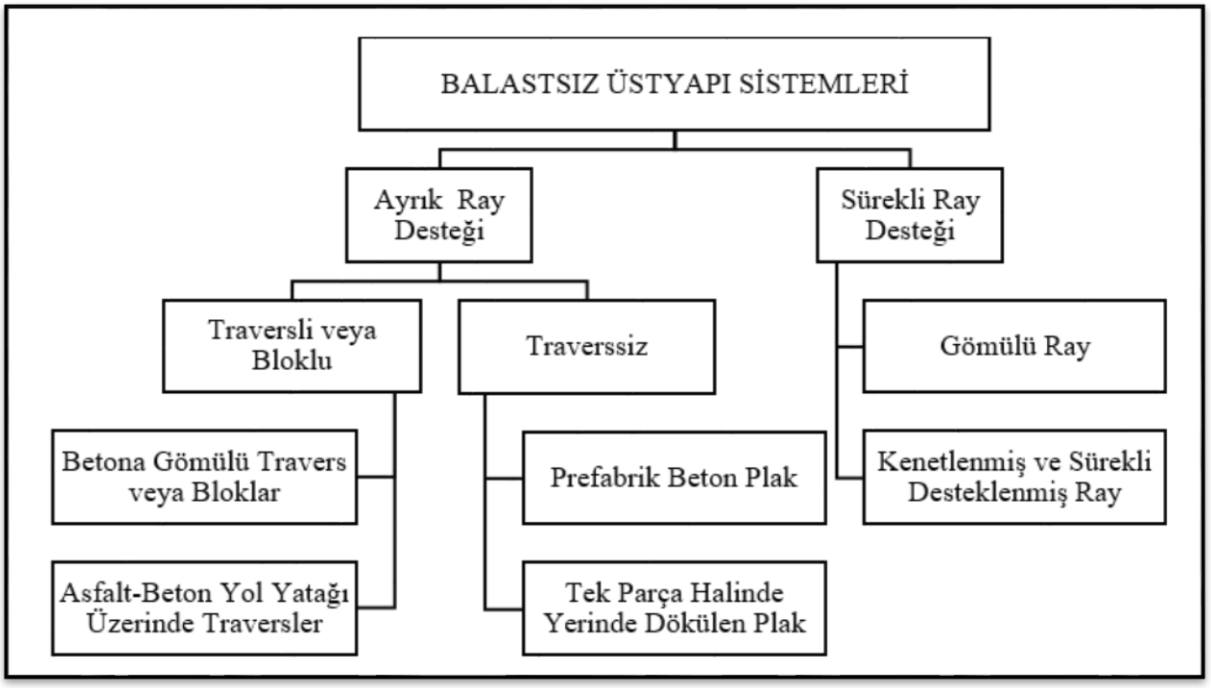


Şekil 2.10: Balastlı demiryolunda gerilmenin dağılımı (Esveld, 2001).

2.1.2. Balastsız (Tabliyeli) Demiryolu Hattı ve Bileşenleri

Günümüzde hali hazırda mevcut demiryolu hatlarının büyük bir çoğunluğu balastlı tipte olmasına rağmen, balastsız demiryolu hatlarının tercih edilmesine yönelik bir eğilim olduğu söylenebilir (Esveld, 2001). Dünyada özellikle metro ve yüksek hızlı hatlarda balastsız demiryolu hatlarının kullanımı yaygınlaşmaktadır (Mundrey, 2009; Chandra ve Agarwal,

2013). Ayrıca balastsız hatlar tünellerde ve viyadüklerde de kullanılmaktadır (Mundrey, 2009). Balastsız demiryolu hatları farklı şekillerde tasarlanabilmekte ve inşa edilebilmektedir. Farklı türdeki balastsız üstyapı uygulama sistemleri Esveld (2001) tarafından Şekil 2.11'deki gibi verilmektedir. Balastsız demiryolu üstyapı sistemlerine ait birkaç örnek de Şekil 2.12'de verilmektedir.



Şekil 2.11: Balastsız demiryolu üstyapı sistemleri (Esveld, 2001).



(a) (b)

Şekil 2.12: Balastsız demiryolu hattı örneği (a)(Esveld, 1999); (b)(Esveld, 2003)

Bu hatlar genel olarak taban zemininin desteklediği bir temel tabakası üzerine inşa edilen beton plak içermektedir (Li ve diğ., 2016). Bu hat yapısı çok daha yüksek yanal ve boyuna stabilite sağladığı gibi iyi bir temel üzerine inşa edilmesi durumunda hat aliymanındaki sapma ya çok daha küçük ya da muhtemelen daha az olacaktır. Bu nedenle, konvansiyonel balastlı demiryolu

hat yapısı ile karşılaştırıldıklarında, doğru tasarımı ve doğru inşa edilmesi neticesinde bu hatlar daha az bakım gerektirmekte ve daha iyi hat geometrisi sağlamaktadır (Li ve diğ., 2016; Esveld, 2001; Chandra ve Agarwal, 2013; Freudenstein ve diğ., 2018). Balastlı ve balastsız demiryolu hatlarının karşılaştırılması Chandra ve Agarwal (2013) tarafından Tablo 2.1.'de verildiği gibi yapılmaktadır.

Tablo 2.1: Balastlı ve balastsız demiryolu hatlarının karşılaştırılması

Karakteristik	Balastlı Hat	Balastsız Hat
Yöntemin Güvenilirliği	Bilinen ve kanıtlanmış bir metoda ve bakım için kolay ulaşılabilir teknolojiye sahiptir.	Yapım teknolojsi hala başlangıç aşamasındadır fakat yeni araştırmalar gerçekleştirilmektedir.
Hat Geometrisinin Düzeltilmesi İçin Bakım	Hattın yüzey geometrisinin düzeltilmesi balastın sıkıştırılması ve tesviyesi ile gerçekleştirilebilir.	Yüzey geometrisinin düzeltilmesi için bakım kolayca yapılamamaktadır.
Darbe Kuvvetlerinin Emilimi	Balast ve formasyon tarafından absorbe edilmektedir.	Darbeyi elastomerik pedler absorbe etmektedir.
Yanal ve Boyuna Kuvvetlere Karşı Direnç	Sınırlı bir dirence sahiptir fakat mekanize bakım ile çok az iyileştirilebilir.	Yanal ve düşey kuvvetlere karşı yüksek direnç göstermektedir.
Hattın Elastik Özelliklerinin Kaybolması ve Oturmalardan Dolayı Bakım	Balastın ufalanması ve formasyona batması bakımı zorlaştırmaktadır.	Elastik bileşenlerin periyodik olarak değiştirilmesi dışında normal olarak bakım gerektirmemektedir.
İnşaat Kalitesi	Kalitesi ortalama düzeydedir fakat yapım kusurları mekanize bakım yardımı ile giderilebilir.	Yapım kusurlarına karşı son derece hassastır. Doğru inşa edilimesi durumunda, kalitesi çok yüksektir.
İnşaat Maliyeti	Ortalama düzeydedir.	Çok yüksek düzeydedir. (Bazı durumlarda 3 veya 4 kat)

2.2. TABAN ZEMİNİNDE MEYDANA GELEN BOZULMALAR

Ana amacı defleksiyonları sınırlandırarak demiryolu hattına destek olmak olan taban zemini demiryolu hattının önemli bir parçası olmasının yanı sıra sahip olduğu rijitlik ile diğer demiryolu hat bileşenlerinin performansı üzerinde de önemli bir etkiye sahiptir (AREMA, 2003; Tzanakakis, 2013). Örneğin, taban zemini üstyapıya esnek bir şekilde destek sağlayarak rayların tekerlek yükleri altında elastik defleksiyon yapmalarına katkıda bulunmaktadır. Dolayısıyla taban zemini raylardaki farklı oturmaların kaynağı olarak görülmekle birlikte aynı zamanda taban zemininin rijitliğinin büyüklüğü ile balast, travers ve raylarda meydana gelen

bozulmaları da etkilemektedir (Selig ve Waters, 1994). Demiryolu taban zeminlerinde çeşitli olumsuz koşullar altında problemler başlayabilmekte, zamanla devam ederek bu durum bozulma ya da demiryolu hattının tekrarlı bakım yapılması gerekliliği ile sonuçlanabilmektedir (Li ve Selig, 1995). Bu problemlerin türleri, sebepleri ile birlikte Tablo 2.2'de kısaca verilmektedir (Li ve diğ., 2016).

Tablo 2.2: Demiryolu taban zemininde karşılaşılan bozulma türleri

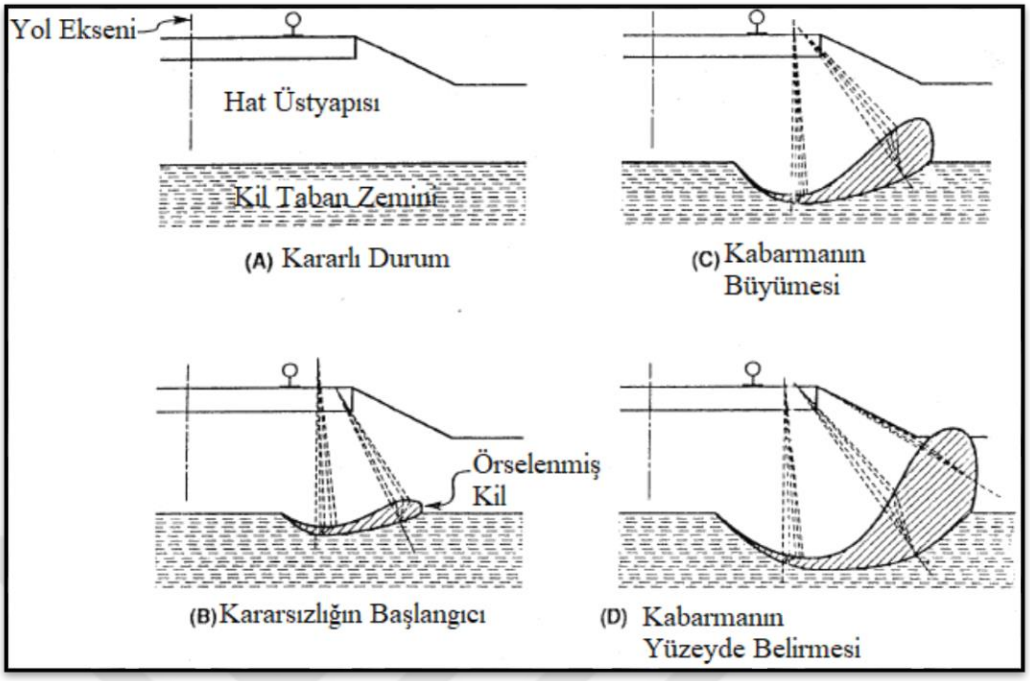
Sebep	Tip	Faktörler	Özellikler
Ölü Yük	Masif Kayma Göçmesi	• Trenin ağırlığı, hat ve taban zemini • Yetersiz zemin dayanımı	• Yüksek dolgu ve yarma şevi • Genelikle su içeriğindeki artışla tetiklenir
	Konsolidasyon Oturması	• Dolgu yüksekliği • Doygun ince daneli zeminler	• İnşaat öncesine kıyasla artan statik zemin gerilmesi
Hareketli Yük	Taban Zeminin Yıpranması	• Sert taban zemininin balast tarafından tekrarlı olarak yüklenmesi • Taban zemini ve balast arasındaki temas • Kil içeriği yüksek kaya ya da zeminler • Su	• Çamurlaşmış balast • Yetersiz altbalast
	Döngüsel Hareketlilik/ Sıvılaşma	• Tekrarlı yükleme • Doygun silt ve ince kum	• Büyük deplasman • Titreşim ile daha şiddetli • Altbalastta meydana gelebilir
	Progresif Kayma Göçmesi	• Tekrarlı aşırı gerilme • İnce daneli zeminler • Yüksek su içeriği	• Taban zemini yüzeyine yakın sıkışma • Beşik ve/veya omuzlarda kabarma • Traversler altında çökme
	Kümülatif Plastik Deformasyon	• Tekrarlı yükleme • Yumuşak ya da gevşek zeminler	• Farklı taban zemini oturmaları • Balast cepleri
Çevresel	Don Etkisi (Kabarma ve Yumuşama)	• Periyodik donma sıcaklığı • Serbest su • Dona duyarlı zeminler	• Kış ve ilkbahar dönemlerinde meydana gelebilir • Dalgalı hat yüzeyi
	Şişme/Büzülme	• Yüksek plastik zeminler • Su içeriğinin değişimi	• Dalgalı hat yüzeyi
	Şev Erozyonu	• Akan yüzey ve yeraltı suyu • Rüzgar	• Zeminin yıkanması ya da • Zeminin rüzgarla uçması
	Zemin Çökmesi	• Gevşek zemin birikintilerine su girişi	• Zemin oturması

Taban zemininde meydana gelen bu problemlere yük faktörü, zemin faktörü ve çevresel faktörler (zemin tipi, yer altı su seviyesi, yükleme ve hızı vb.) olmak üzere birden fazla faktör neden olmaktadır (Tzanakakis, 2013; Li ve Selig, 1995; Das, 2011).

Yük faktörü, büyüklüğü ve tekrar sayısına bağlı olarak karakterize edilen tekrarlı dinamik tekerlek yükleri ile hattı oluşturan bileşenlerin kendi ağırlıkları olmak üzere iki farklı biçimde etki etmektedir. Ortaya çıkan çoğu taban zemini problemleri büyük ölçüde bu tekrarlı dinamik tekerlek yükleri ile ilişkilidir. Zemin faktörü açısından düşünüldüğünde taban zeminindeki problemler, özellikle kum ve çakıl gibi iri daneli zeminlerin dışında daha çok suyun varlığında dayanım ve rijitliğinde önemli ölçüde azalmalar ortaya çıkan ince daneli (kil ve silt) zeminler ile ilişkilidir. Bununla birlikte çevresel etkiler ile zeminde meydana gelen donma-çözünme döngüleri de bu problemlerin oluşumunda etkili olan diğer faktörlerdir. Taban zeminindeki problemlerin çoğu ifade edilen bu faktörlerin birlikte etkimesi neticesinde meydana gelmektedir. (Li ve Selig, 1995).

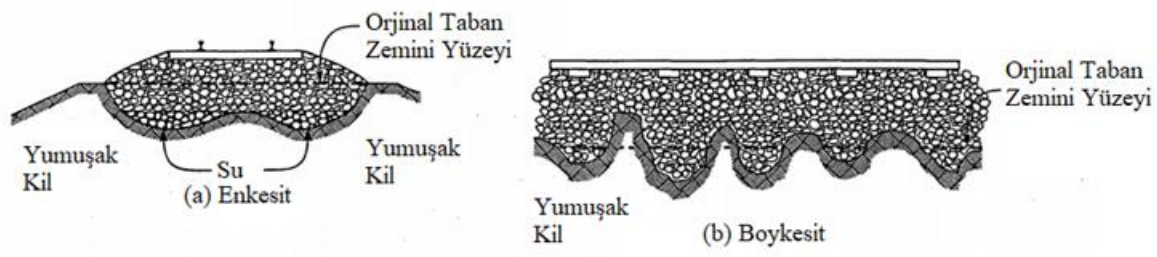
Demiryollarında tekrarlı tekerlek yükleri altında taban zemini üzerinde oluşan aşırı gerilmeler sonucu progresif kayma göçmesi ve aşırı plastik deformasyon oluşabilmekte ve bunlar özellikle ince daneli kohezyonlu zeminlerde en yaygın iki problem olarak görülmektedir (Li ve Seling, 1998; Li ve diğ., 2016). Bu problemler aynı zamanda hat geometri koşullarında bozulmalara neden olduğu gibi bunun bir sonucu olarak dinamik tekerlek yüklerini arttıracak ve bozulmayı hızlandıracaktır (Li ve diğ., 2016).

Progresif kayma göçmesi, tekrarlı yüklemeler altında taban zemini yüzeyinde oluşan aşırı gerilmelerin neden olduğu plastik akma olarak ifade edilmektedir (Li ve diğ., 2016). Şekil 2.13’te de görüldüğü gibi bu bozulma türünde traversin alt hizasında bulunan taban zemini aşamalı olarak sıkışmakta ve zemin traversin ucundan en zayıf noktayı izleyerek dışa doğru hareket etmektedir (Selig ve Waters, 1994; Li ve diğ., 2016; Li ve Selig, 1995; Sussmann ve Hyslip, 2010; Burrow ve diğ., 2007).



Şekil 2.13: Progresif kayma göçmesinin gelişimi (Selig ve Waters, 1994).

Demiryolu taban zemininde ortaya çıkan bir diğer yaygın problem aşırı plastik deformasyondur. Taban zemininde oluşan bu aşırı plastik deformasyon, özellikle ince daneli zeminlerde tekrarlı yüklerin bir fonksiyonu olarak ortaya çıkmakta ve Şekil 2.14'te görüldüğü gibi balast cebi oluşumu ile sonuçlanmaktadır (Li ve Selig, 1998; Li ve diğ., 2016). Bu bozulma sadece progresif kesme deformasyonunun düşey bileşeninin değildir. Bununla birlikte tekrarlı trafik yükleri altında taban zemininin konsolidasyonu ve aşamalı kompaksiyonun neden olduğu düşey deformasyondur (Li ve Selig, 1995). Bu tür bir bozulma genel olarak hattın geometrisinde istenmeyen bozulmalara ve hatta üniform olmayan oturmalara neden olmaktadır (Tzanakakis, 2013).



Şekil 2.14: Kalıcı deformasyon (Li ve Selig, 1995)

Bu iki problem dışında demiryolu taban zeminlerinde yaygın olarak görülen bir diğer problem taban zemininin çamur pompalanma ile aşınmasıdır (Wang ve diğ., 2014). Özellikle balast tabakasının doğrudan ince daneli ya da yumuşak kaya olan taban zeminleri üzerine inşa edildiği hatlarda, balast ve taban zemini arayüzeyinde oluşan yüksek gerilme değerleri, taban zemininin yüzeyini aşındırmakta ve bunun sonucu ortaya çıkan ince daneli malzemeler su ile birleşerek çamur meydana getirmektedir. Oluşan bu çamur tekrarlı dinamik tekerler yükleri ile balast tabakasındaki boşluklara pompalanmaktadır (Selig ve Waters, 1994; Li ve Selig, 1995; Kuo ve diğ., 2017; Wang ve diğ., 2014). Şekil 2.15'te görüldüğü gibi balast boşluklarının çamur ile dolmasından dolayı balastın drenaj kapasitesi düşmekte, hatta oturmalar meydana gelmekte ve bu durum balastın esneklik özelliğinin ve kayma mukavemetinin azalmasına yol açmaktadır (Li ve Selig, 1995).



Şekil 2.15: Balast tabakasına çamur pompalanmış bir demiryolu hattı (Wang ve diğ., 2014)

2.3. ZEMİNLERİN İYİLEŞTİRİLMESİ VE YÖNTEMLERİ

Ulaştırma yapılarında (karayolu, demiryolu vb.) üst yapının performansı bir başka ifadeyle üstyapının kendinden beklenen fonksiyonunu yerine getirebilmesi, inşa edildiği taban zemininin stabilitesinden doğrudan etkilenmektedir (Little ve Nair, 2009; Athanasopoulou, 2014; Lime Manual, 2004). Ancak ulaştırma yapılarının (karayolu, demiryolu vb.) inşa edileceği güzergahlarda her zaman mühendislik açısından yeterli nitelikleri taşıyan zeminler ile karşılaşılamamaktadır. Özellikle bu alanlarda hem çevresel etkiler ile hem de tekrarlı trafik yükleri altında düşük taşıma kapasitesine sahip ve yüksek deformasyona uğrayabilen zeminler, büyük ölçüde yapısal problemler oluşturmaktadır. Bu tarz bir sorunla karşılaşılması durumunda ulaştırma yapılarının inşa edilebilmesi için uygun bir çözüm yöntemi geliştirilmelidir. Böyle

durumlarda birden farklı alternatif çözüm söz konusu olmaktadır ve bu çözüm yöntemleri Nicholson (2014) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

- Güzergahın değiştirilmesi,
- Mevcut zeminin kaldırılarak yerine proje kriterlerine uygun nitelikte bir zeminin getirilmesi,
- Proje veya tasarımın zemin koşullarına göre yeniden dizayn edilmesi,
- Mevcut zeminin farklı iyileştirme yöntemleri kullanılarak iyileştirilmesidir.

Ancak çoğu zaman bu ilk üç seçenek gerek ekonomik gerek teknik ve gerekse topoğrafik açıdan uygun bir çözüm yöntemi olamamakla birlikte mevcut zeminlerin çeşitli yöntemler kullanılarak iyileştirilmesi en uygun çözüm yöntemi olarak karşımıza çıkmaktadır. Böyle bir çözüm yöntemi ile zeminlerin yerinde iyileştirilmesi suretiyle taşıma gücünün ve durabilitesinin arttırılması, plastisite ve şişme potansiyeli özelliklerinin iyileştirilmesi ile oturmaların ve geçirimliliğin azaltılması gibi zemine çeşitli özelliklerin kazandırılması amaçlanmaktadır (Kirsch ve Bell, 2013; Hausmann, 1990; Nicholson, 2014).

Zeminlere ifade edilen bu mühendislik özelliklerinin kazandırılabilmesi için uygulanan zemin iyileştirme yöntemleri çeşitli şekillerde sınıflandırılmaktadır. Hausmann (1990) zemin iyileştirme yöntemlerini;

- Mekanik modifikasyon,
- Hidrolik modifikasyon,
- Fiziksel ve kimyasal modifikasyon,
- Sınırlandırma ve kuşatma ile modifikasyon olmak üzere dört farklı grupta sınıflandırırken,

Han (2015) zemin iyileştirme yöntemlerini,

- Sıkılaştırma
- Değiştirme
- Drenaj ve konsolidasyon
- Kimyasal stabilizasyon
- Güçlendirme
- Termal ve biyolojik iyileştirme olmak üzere altı farklı grupta sınıflandırmaktadır.

Bununla birlikte uygulandığı derinliğe göre zemin iyileştirme yöntemleri yüzeysel (3m ve daha az derinlikte) ve derin (3m'den daha fazla derinlikte) olmak üzere iki farklı şekilde de sınıflandırılabilmektedir (Han, 2015).

Bu zemin iyileştirme yöntemlerininin seçiminde; zeminin türü ve jeolojik özellikleri, zemin için istenen mühendislik özellikleri, iyileştirmenin yapılacağı alan, derinlik ve bölge, malzemeye ve ekipmana erişebilirlik, çevresel etkiler ve ekonomik faktörler gibi etmenler dikkate alınmaktadır (Hausmann, 1990; Nicholson, 2014).

2.3.1. Katkılar Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi

Zemin iyileştirme yöntemlerinde katkılar kullanılarak zeminlerin mühendislik özelliklerinin yerinde iyileştirilmesi yaygın olarak uygulanan yöntemlerinden biridir. Bu iyileştirme yöntemi ile mühendislik özellikleri açısından tasarıma uygun bir taban zeminin oluşturulması amaçlanmaktadır. Bu yöntem ile iyileştirme, zemine kireç, çimento, ticari katkı ve uçucu kül gibi farklı katkılar ilave edilerek zeminin yerinde yeniden sıkıştırılması ile gerçekleştirilmektedir (Şahinoğlu ve diğ., 2018). Bu anlamda literatürde farklı türdeki katkıların zeminlerin iyileştirilmesi ve mühendislik özellikleri üzerindeki etkisinin değerlendirmesine yönelik birçok araştırma (Iyengar ve diğ., 2003; Kang ve diğ., 2015; Şenol ve diğ., 2006; Kamon ve Nontananandh, 1991; Prusinski ve Bhattacharja, 1999) gerçekleştirilmiştir.

2.3.1.1. Kireç Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi

Katkı maddesi olarak kirecin kullanımı ile zeminlerin iyileştirilmesi dünyada en yaygın olarak uygulanan iyileştirme tekniklerinden biridir (Bell, 1996; Kavak ve Akyarlı, 2007; Robin ve diğ., 2014; Little ve Nair, 2009). Kireç kullanılarak yapılan iyileştirme yöntemi, gerek karayolu ve demiryolu gibi ulaştırma yapılarının çeşitli tabakalarının yapımında ve gerekse bu tabakaların yapılacağı temelin oluşturulmasında kullanılmaktadır (Consoli ve diğ., 2011; Bell, 1989; Celauro ve diğ., 2012). Kireç, bu türden ulaştırma yapılarının inşa edilmesinde problem yaratan ve mühendislik özellikleri açısından proje için yeterli olmayan ve bu nedenle kullanılamayan yumuşak ve killi zeminleri kimyasal olarak kullanılabilir malzemelere dönüştürerek performansını iyileştirmektedir (Lime Manual, 2004; Consoli ve diğ., 2011; Dash ve Hussain, 2015; Bell, 1989).

Özellikle killi zeminlerin, çok küçük bir kireç miktarı ile iyileştirilmesi mümkündür (Bell, 1989). Kirecin stabilizasyon için gerekli olan optimum miktarı, zeminin ph değerini 12,4'e yükselten ve sabitleyen noktadaki oran dikkate alınarak belirlenebilmektedir (ASTM D 6276). Ancak burada iyileştirmenin etkinliği kireç miktarının yanında aynı zamanda zeminin minerolojik yapısına da bağlıdır (Al-Mukhtar ve diğ., 2010). Araştırmalarda killi zemine kirecin ilave edilmesi ile dört farklı mekanizmanın ortaya çıktığı ifade edilmekte ve bunlar katyon değişimi, flokülasyon ve agregasyon, karbonatlaşma ve puzolonik reaksiyon olarak adlandırılmaktadır (Diamond and Kinter, 1965; Little ve Nair, 2009; Bozbey ve Garaisayev, 2010; Al-Mukhtar ve diğ., 2014). Katyon değişimi ile flokülasyon ve agregasyon kısa dönemde oluşmakta ve bu süreçte zeminin plastisitesinde, hacim değişim potansiyelinde, işlenebilirliğinde ve mukavemet özelliklerinde hızlı bir değişim meydana gelmektedir. Puzolonik reaksiyon ise zamana bağlı olarak daha uzun periyotlarda devam etmektedir. Bununla birlikte bu süreçte çimentolaşma ürünleri (kalsiyum silika hidrat ve kalsiyum alümina hidratlar) oluşurken dayanım kazanımının belirgin bir şekilde oluştuğu açıkça gözlemlenmektedir (Little, 1999; Bozbey ve Garaisayev, 2010; Little ve Nair, 2009).

Kireç, içeriğinde kil bulunan zeminlerin taşıma gücü ve dayanımı ile plastisite karakteristikleri gibi mühendislik özelliklerini iyileştirmektedir (Mıshra ve diğ., 2012; Mukherjee, 2014). Kireç ilave edilmesi ile ince daneli zeminlerin serbest basınç mukavemeti, kaliforniya taşıma oranı (CBR) değeri ve işlenebilirliği artarken, plastisitesi ile şişme ve büzülme potansiyeli azalmaktadır. Bununla birlikte kireç ilave edilmesi ile zeminlerin maksimum kuru birim hacim ağırlığı azalırken optimum su muhtevası da artmaktadır (Pandey ve Rabbani., 2017; Bell, 1996; Kavak ve Akyarlı, 2007). Literatürde kirecin zeminlerin çeşitli mühendislik özellikleri üzerindeki etkisini araştıran bir çok çalışma (Kavak ve Akyarlı, 2007; Qian ve diğ., 2014; Dash ve Hussain, 2015; Consoli ve diğ., 2014; Al-Mukhtar ve diğ.,2012; Al-Mukhtar ve diğ., 2010; Jha ve Sivapullaiah, 2015; Khattab ve diğ., 2007; Cuisinier ve diğ., 2011; Ghobadi ve diğ., 2014; Rao ve Shivananda, 2005; Stoltz ve diğ., 2012) bulunmaktadır. Literatürde bu konuda yer alan çalışmaların bazıları aşağıda sunulmaktadır.

Keskin (2004) çalışmasında kireç kullanarak iyileştirme yapmayı ve bunun sonucunda yol alt temel ve temel tabaka kalınlıklarının azaltılmasını hedeflemiştir. Bu amaçla yeşil ve kahverengi olmak üzere iki farklı kilde çeşitli deneyler gerçekleştirmiştir. Kireç ile iyileştirme sonucunda

zeminlerin CBR değerinin yeşil kil için 16, kahverengi kil için ise 21 kat arttığı sonucunu elde etmiştir.

Türköz (2006) yaptığı çalışmasında Eskişehir Osmangazi Üniversitesi kampüsünde bulunan ve yüksek şişme özelliğine sahip olan meşelik kilinin kireç kullanılarak stabilizasyonunu araştırmıştır. Yaptığı araştırmada sönmüş kireç katkı miktarı- şişme yüzdesi arasındaki ilişkiyi, şişme yüzdesinin zamana göre değişimini ve şişme yüzdesi- deney sonu nihai su muhtevasının değişimini incelemiştir. Üç değişik bölgeden temin ettiği zeminlere %0, 1, 3 ve 5 gibi farklı oranlarda kireç ilave ederek standart ve modifiye proktor enerjisini kullanmak suretiyle hazırladığı numuneler ile ödometre deneyi gerçekleştirerek serbest şişme değerlerini elde etmiştir. Araştırmanın sonucunda %3 ve daha yüksek oranda kireç miktarının zeminlerin şişme davranışını kontrol etmede etkili olduğu sonucuna ulaşmıştır.

Kavak ve Akyarlı (2007) çalışmalarında Ankara'nın-Yukarı Yurtçu köy yolunun 200 m'lik bir kesiminde stabilizasyon uygulaması gerçekleştirmişlerdir. Yeşil ve kahverengi killerin fazla olduğu bu kesimde stabilizasyon uygulamasını 30 cm kalınlığındaki bir tek tabakaya ve her iki kil tipi için %5 kireç ilavesi ile yapmışlardır. Laboratuvar ortamında yaptıkları yaş CBR deney sonuçları ile 28 gün sonunda yeşil kil için yaş CBR değerinin 16 kat, kahverengi kil için ise 20 kat arttığı sonucunu elde etmişlerdir.

Khattab ve diğ. (2007) çalışmalarında Fransa'da bir bölgeden aldıkları ve literatürde FoCa olarak isimlendirilen doğal bentonit tipi bir kil üzerinde araştırma gerçekleştirmişlerdir. Bu amaçla hem katkısız hem de %4 kireç katkılı zeminin şişme ve dayanım gibi mühendislik özellikleri üzerinde donma-çözünme ve ıslatma-kurutma deneyleri ile uzun dönem stabilitesini incelemişlerdir. %4 kireç ilave edilmesi zeminlerin hacim değişimi ve şişme basıncı özelliklerinde azalma, kayma mukavemeti değerlerinde ise artışa neden olduğu sonucunu elde etmişlerdir. Bununla birlikte kireç ile iyileştirilen genişleme özelliğine sahip bu kilin üzerinde ıslatma-kurutma döngüsünün şişme özelliklerinde azalma oluşturduğunu tespit etmişlerdir.

Sakr ve diğ. (2009) çalışmalarında Mısır'ın Idka şehrinden temin ettikleri ve yaklaşık olarak %14 oranında organik madde ihtiva eden yumuşak killi zeminlerin kireç ile iyileştirilmesi üzerine geoteknik ve mineralojik araştırma gerçekleştirmişlerdir. Yumuşak killi zemine ağırlıkça %1, 3, 5 ve 7 oranında değişen miktarlarda kireç ilave ederek 7, 15, 30 ve 60 günlük farklı kür sürelerinde serbest basınç dayanımı, kıvam limitleri ve ödometre deneyi gibi çeşitli

deneyler gerçekleştirmişlerdir. %7 oranında kireç ilavesinin %14 oranında organik madde ihtiva eden bu zemini kabul edilebilir bir seviyede iyileştirdiği sonucuna ulaşmışlar ve bu katkı yüzdesi için zemininin serbest basınç mukavemetinin 60 günlük kür süresi sonunda yaklaşık olarak 7 kat arttığını tespit etmişlerdir.

Jauberthie ve diğ. (2010) çalışmalarında çimento ve kireç ile stabilize ettikleri nehir siltlerinin hafif trafik yüküne maruz kalan yerel bir yolun alt temel tabakasında kullanılıp kullanılamayacağını araştırmışlardır. Bu amaçla zemine sadece %1, 5, 3, 4, 5 ve 7 oranında kireç, sadece %1,5, 3, 4.5, 7 oranında çimento ve her iki katkının %0,75 çimento + %0,75 kireç, %1,5 çimento + %1,5 kireç, %2 çimento + %2 kireç, %3,5 çimento+%3,5 kireç gibi değişen oranlarında katkı ilave ederek deneyler gerçekleştirmişlerdir. Stabilizasyonun etkisini değerlendirmek için yaptıkları bu deneyler ile hem kireç hem de çimento için serbest basınç dayanımı ve CBR değerlerinde artış olduğu sonucunu elde etmişlerdir.

Bozbey ve Garaisayev (2010) yüksek plastisiteli bir kilin sönmüş kireç ile iyileştirilmesinde, uygulamış oldukları üç farklı ufalama düzeyinin ne derecede etkili olduğunu serbest basınç ve maksimum gerilme değerleri için belirledikleri sekant modülü ile değerlendirmişlerdir. Bununla birlikte sönmüş kireç ve su ilave ettikleri zeminin, 24 saat süreyle bekletilmesinin etkisini de araştırmışlardır. Çalışmalarını zemine ağırlıkça %3, 6 ve 9 oranında olmak üzere üç farklı kireç yüzdesi ile gerçekleştirmişlerdir. Zemine ağırlıkça ilave ettikleri %3 kireç miktarının serbest basınç dayanımında bir artış meydana getirmediği ancak katkısız doğal zemin için 307-432 kPa olarak elde ettikleri serbest basınç dayanımının, %6 ve %9 oranında kireç ilavesi ile hazırladıkları numuneler için 28 gün sonunda sırasıyla 384-896 kPa ve 850-1529 kPa değerlerine ulaştığını belirlemişlerdir. Düşük ufalama düzeyinin göçme birim deformasyonlarını ve kireç ilavesinin ise en yüksek gerilme değeri için elde ettikleri sekant modülünü önemli ölçüde arttırdığı sonucunu elde etmişlerdir.

Rout ve diğ. (2012) yaptıkları çalışmada Texas bölgesinden temin ettikleri üç farklı taban zemininin esneklik modülü davranışını incelemişlerdir. Esneklik modülü deneylerini AASHTO T-307 standardına göre gerçekleştirmişlerdir. Zeminleri %6 oranında kireç, %3 oranında çimento ile stabilize ederek teste tabi tutmuşlardır. Çalışmada iyileştirilmemiş zeminler için esneklik modülü değerlerinin 30 MPa ile 50 MPa arasında değiştiğini, iyileştirilmiş zeminler için ise 90 MPa ile 150 MPa arasında değişen değerlere yükseldiği sonucuna ulaşmışlardır.

Kavak ve Baykal (2012) kireç ile iyileştirdikleri kaolin kilinin uzun dönemdeki davranışını incelemişlerdir. Çalışmalarını %4 ve %12 oranında olmak üzere iki farklı kireç yüzdesi ile gerçekleştirmişlerdir. Stabilize ettikleri zeminlerin uzun dönem performansını belirlemek için hazırladıkları serbest basınç deney numunelerini 0-123 ay arasında değişen süreler için 21˚C sıcaklıkta ve %95'den daha yüksek nem oranına sahip bir ortamda kürlemişlerdir. Katkısız doğal zemin için başlangıçta 125 kPa olan serbest basınç dayanım değerinin kireç ilavesi ile iyileştirmeden 1 ay sonra 1015 kPa, 10 yıl sonra ise 2640 kPa değerine yükseldiğini dolayısıyla serbest basınç dayanımının katkısız doğal zemine göre yaklaşık olarak 21 kat arttığını belirlemişlerdir.

Yıldız ve Soğancı (2012) çalışmalarında kireç ile stabilize ettikleri düşük ve yüksek plastisiteli iki farklı kilin permeabilitesi ve dayanımı üzerinde donma-çözünmenin etkisini araştırmışlardır. Her iki kil için de %6 kireç ilavesi ile hidrolik geçirgenliğin 1000 kat arttığı sonucuna ulaşmışlardır. Aynı zamanda 28 günlük kür süresi sonunda stabilize edilen yüksek plastisiteli kilin dayanımının 15 kat, stabilize edilen düşük plastisiteli kilin dayanımının ise 3 kat arttığını ve her iki kili için donma çözünme döngüsü sonunda dayanımın %10-15 azaldığını tespit etmişlerdir.

Athanasopoulou (2014) çalışmasında killi zeminlerin kireç ve uçucu kül ile iyileştirilmesi neticesinde karayolunun tasarımında taban zemini olarak kullanılabilirliğini araştırmıştır. Bu amaçla gerçekleştirdiği deneysel çalışmalar neticesinde kireç ilavesi ile yaptığı CBR deney sonuçlarının, uçucu kül ilavesi ile yaptığı deney sonuçlarından daha yüksek değerlere ulaştığını tespit etmiştir.

Ghobadi ve diğ. (2014) İran'ın Hamada şehrinden temin ettikleri killi bir zeminin kireç ile iyileştirilmesini ve aynı zamanda kesme dayanımı parametrelerine pH değişiminin etkilerini incelemişlerdir. CL sınıfı zemine ağırlıkça %1, 3, 5 ve 7 oranında kireç ilave ederek hazırladıkları numuneler için 7, 15, 30 ve 45 günlük farklı kür süreleri sonunda tek eksenli basınç ve direkt kesme kutusu deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Deneyler sonucunda serbest basınç dayanım değerinin %7 oranında kireç ilave edilmesiyle 30 günlük kür süresi sonunda 5 kat arttığını belirlemişlerdir.

Qian ve diğ. (2014) çalışmalarında gerilme durumu, su muhtevası ve sıkıştırma enerjisinin esneklik modülü üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla optimum su muhtevasında ve

optimum su muhtevasının %3 üzerinde ve %3 altındaki değişen su miktarları ile %90, 94 ve 96 'lık göreceli sıkışma değerlerinde numuneler hazırlayarak 15, 30, 45 ve 60 kPa çevre basıncı ve 60, 75, 95 ve 125 kPa deviatör gerilme ile tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmişlerdir. %8 kireç miktarı ile iyileştirdikleri zeminlerin esneklik modülünün yüksek su muhtevalarında deviatör gerilme artışı ile azaldığı ve verilen bir kompaksiyon derecesinde su muhtevasındaki artış ile azaldığını elde etmişlerdir.

Öztürk ve diğ. (2015) çalışmalarında Ankara Gölbaşında bulunan killerin şişme potansiyelini ve kireç ilave edilmesiyle bu killerin şişme davranışı üzerindeki değişimi incelemişlerdir. CH zemin sınıfına giren yüksek plastisiteli zemin numunelerinin şişme yüzdelerinin yaklaşık olarak %3,5 ile 9, şişme basınçlarının ise 65 ila 250 kPa aralığında olduğunu belirlemişlerdir. Kirecin şişme basıncı ve şişme yüzdesi üzerindeki etkisini belirleyebilmek için zemine ağırlıkça %1, 3, 5, 7 ve 9 gibi değişen oranlarda sönmüş kireç ilave ederek deney gerçekleştirmişlerdir. %5 ve daha yüksek kireç oranları için zeminin şişme yüzdesinin %91, şişme basıncının ise %73 oranında azaldığını tespit etmişlerdir.

Schanz ve Elsawy (2015) çalışmalarında yüksek oranda genişleme özelliğine sahip killerin davranışı üzerinde kireç taşı ile sönmüş kireç ilavesini etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla bentonit zemine ağırlıkça %0 ile %10 arasında değişen farklı oranlarda kireç ilave etmişlerdir. Modifiye proktor enerjisi kullanarak optimum su muhtevaları ile sıkıştırdıkları numuneler üzerinde serbest basınç dayanımı deneyi, CBR deneyi, şişme basıncı ve şişme potansiyeli deneyi yapmışlardır. Deneyler sonucunda sönmüş kireç ve kireç taşı katkısının genişleyebilen kilin şişme basıncı ile şişme potansiyelini azalttığını belirlemişlerdir. %10 sönmüş kireç ilavesi ile zeminin şişme potansiyelinin %34,5'ten %1'e düştüğünü, %10 kireç taşı ile ise %26,5'e azaldığını bulmuşlardır. Sönmüş kireç miktarı ve kür süresindeki artış kilin dayanımında artışa neden olurken, iyileştirilmemiş bentonitin serbest basınç dayanım değeri ile CBR değerinin kireç taşı ilave edilmesiyle azalmakta olduğunu ve aynı zamanda kireç taşının dayanım üzerinde olumsuz bir etkiye sebep olduğunu belirlemişlerdir.

Dash ve Hussain (2015) çalışmalarında kireç ile iyileştirilen zeminlerin büzülme davranışını araştırmak için bir dizi deney gerçekleştirmişlerdir. Bu amaçla değişen plastisite özelliklerine sahip altı farklı zemini değişen kireç içeriği ve kür süresi ile iyileştirmişlerdir. Zeminlerin plastisite karakteristiklerine bakılmaksızın kirecin büzülme limitlerini arttırdığını ve bu

durumun özellikle yüksek plastisiteli killerde düşük plastisiteli olanlardan daha fazla olduğunu belirlemişlerdir. Bununla birlikte %5 kireç içeriğine kadar hacimsel büzülmenin azaldığını ve maksimum azalma sağlayan bu kireç yüzdesinin optimum kireç miktarı olduğunu tespit etmişlerdir.

2.3.1.2. Çimento Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi

Zeminlerin yüzeysel olarak yerinde iyileştirilmesinde kireçten sonra en yaygın olarak kullanılmakta olan katkı maddesi çimentodur. Çimento, stabilizasyonda ve modifikasyonda çok geniş aralıktaki zeminler (granüler, siltli ve killi) için etkilidir. Çimento, zeminlerin işlenebilirliğini önemli düzeyde iyileştirirken dayanım özelliklerini de arttırmaktadır (Sariosseiri ve Muhunthan, 2009). Bununla birlikte zeminlerin şişme değerlerini de önemli ölçüde kontrol altına almaktadır.

Literatürde, çimentonun kullanılması ile zeminlerin mühendislik özelliklerinde meydana gelen değişimleri inceleyen birçok araştırma bulunmaktadır.

Bell (1995) çalışmasında kil zeminlerin çimento ile stabilizasyonunu araştırmıştır. Bu amaçla kaolin, montmorillonit ve quartz ile farklı oranlarda karışım yaparak üç farklı zemin oluşturmuştur. %2, 4, 6 ve 8 oranında çimento ile 1, 3, 7, 14 ve 28 günlük kür süreleri sonunda serbest basınç dayanım deneyleri gerçekleştirmiştir. Deneyler neticesinde zemin içerisindeki kil miktarı ve çeşidinin stabilizasyon için gerekli olan çimento oranı üzerinde önemli derecede etkili olduğu sonucunu elde etmiştir. Çimento ile stabilizasyonda kaolinit ve illit içeren kil zeminlerin, genişleyen kil minerali içeren zeminlere göre daha uygun olduğunu belirlemiştir.

Sariosseiri ve Muhunthan (2009) Washington'dan aldıkları üç farklı zeminin portland çimentosu ile modifikasyonu ve stabilizasyonunu deneysel olarak incelemişlerdir. Çalışmayı zeminlere kuru ağırlığının %2,5, 5, 7,5 ve 10'u gibi farklı oranda ilave ettikleri çimento miktarları ile yapmışlardır. Farklı yüzdelerde çimento ilavesi ile zeminlerin kıvam limitleri, kompaksiyon özellikleri, serbest basınç mukavemeti ve konsolide drenajsız üç eksenli davranışlarını laboratuvar deneyleri ile incelemişlerdir. Çalışmanın sonuçları, çimentonun zeminlerin kesme dayanımı ile serbest basınç dayanımında önemli iyileşmeler meydana getirdiğini göstermiştir.

Haralambos (2009) çalışmasında beş farklı zeminin değişen çimento içeriklerinde basınç dayanımında meydana gelen değişimini incelemiştir. Bu amaçla deneyleri CL, ML, SM, GP-GM ve GC tipi zeminlere kuru ağırlıklarının %3, 5 ve 7'si oranında çimento ilave ederek 7 ve 28 günlük kür sürelerinde gerçekleştirmiştir. Çimento ile dayanımdaki artışın çakıl içeriği yüksek olan (GP, GM ve GC tipi) zeminlerde killi ve siltli zeminlere göre çok daha belirgin olduğunu belirtmiştir. Aynı zamanda karışımların basınç dayanımlarının 7 ve 28 günlük kür süreleri arasında neredeyse iki katına çıktığını ve çakıl içeren zeminlerin elastisite modüllerinin kil ve silt içeren zeminlerden daha yüksek çıktığı sonucunu elde etmiştir.

Mohamedzein ve Al-Rawas (2011) yaptıkları çalışmada düşük plastisiteli siltli bir kum zeminin çimento ile iyileştirmesini amaçlamışlardır. Bu amaçla zemine kuru ağırlığının %2,5, 5, 7,5 ve 10'u oranında çimento ilave ederek 7, 14 ve 28 günlük kür sürelerinde çalışma gerçekleştirmişlerdir. Stabilize ettikleri zeminin mühendislik özelliklerini değerlendirebilmek için kompaksiyon, serbest basınç dayanımı, konsolide drenajsız üç eksenli ve durabilite deneyleri gibi laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Artan kür süresi ve çimento miktarı ile zeminlerin kayma mukavemetinin arttığını belirlemiş ve karışımların 12 ıslatma-kurutma döngüsünden sonra bile çok küçük ağırlık kayıpları ile durabil olduklarını tespit etmişlerdir.

Chen ve diğ. (2013) yaptıkları çalışmada zemin çimento karışımlarının serbest basınç dayanımı üzerinde kür süresi, çimento içeriği ve çimento tipinin etkisini incelemişlerdir. Zemine kuru ağırlığının %15, 18, 20 ve 22'si oranında üç farklı çimento tipi ile numuneler hazırlamışlar ve %20 oranında çimento ile hazırladıkları numunelerde kür süresinin etkisini belirleyebilmek için 3, 7, 14, 28 ve 90 gün kür sürelerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirmişlerdir. En yüksek serbest basınç dayanımını 52,5 portland çimentosu ile elde etmişler ve çimento miktarındaki artış ile serbest basınç dayanımının lineer olarak arttığını belirlemişlerdir.

Saadeldin ve Siddiqua (2013) çalışmalarında kil ve çimento karışımlarının geoteknik özellikleri üzerinde araştırma yapmışlardır. Değişen kür sürelerinde, çimento ile karıştırma öncesi ve sonrasında serbest basınç mukavemetine dayalı bir dizi deney gerçekleştirmişlerdir. Bu amaçla çalışmada CH sınıfı yüksek plastisiteli zemine %5, 10 ve 15'i gibi değişen oranlarda portland çimentosu ilave ederek karışımlar hazırlamışlar ve hazırladıkları karışımları 3, 7 ve 28 gün kür süresi sonunda serbest basınç deneyleri ile değerlendirmişlerdir. %15 çimento ilave edilmesiyle plastisite indisinin %16 oranında azaldığını, serbest basınç dayanımında ise 200 kPa'dan daha

yüksek bir artış olduğunu tespit etmişlerdir. Aynı zamanda serbest basınç dayanımının kür süresinin 3. günden 28. gününe kadar, çimento miktarına bağlı olarak %11'den %60'a artığı sonucunu elde etmişlerdir.

Abu-Farsakh ve diğ. (2014) çalışmalarında CL sınıfı düşük plastisiteli ve yüksek su içeriğine sahip zayıf taban zeminlerinin çimento ile stabilizasyon performansını araştırmışlardır. Çok zayıf bir zemin koşulu oluşturmak ve bu nedenle 172 kPa ya da daha düşük bir dayanım elde etmek amacıyla üç farklı su içeriği tanımlamışlardır. Çimento miktarını, çalışma ortamı oluşturmak adına 7 günlük dayanım değerinin 345 kPa olmasına göre, stabilizasyon için ise 1034 kPa değerine ulaşmasına göre belirlemişlerdir. Bu amaçla değişen su içeriklerinde, çimento miktarı ile serbest basınç dayanımının değişim grafiğinden istenen dayanım değerlerini veren çimento içeriğini belirlemişlerdir. Esneklik modülü ve tekrarlı yükler altındaki davranışın belirlenmesi için tespit ettikleri bu çimento miktarları ile farklı su içeriklerinde hazırladıkları numuneler üzerinde AASHTO-T307 standardına uygun olarak tekrarlı üç eksenli deneyler gerçekleştirmişlerdir. Su/çimento oranına göre esneklik modülü ile kalıcı deformasyon değerlerini elde etmişlerdir. Su/çimento oranındaki azalmanın kalıcı deformasyonu azalttığını, esneklik modülü değerini arttığını tespit etmişlerdir. Bunula birlikte esneklik modülü değerinin daha yüksek çevre basıncı altında daha yüksek olduğunu ve deviatör gerilmenin artışı ile azaldığını belirlemişlerdir. Gerek alt temel uygulaması ve gerekse stabilize edilen taban zeminleri için, üstyapı tasarımında stabilize edilen bu tabakaların kalıcı deformasyonlarının (<%0,08) göz ardı edilebileceğini ifade etmişlerdir.

Abd Karim ve diğ. (2014) çimentonun düşük hacimli kırsal bir yolda bulunan kaolin kilinin CBR dayanımı ve serbest basınç dayanımı üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Bu amaçla zemine kuru ağırlıkça %0, 7 ve 13 oranında çimento ilave ederek deneyler gerçekleştirmişlerdir. Çimento miktarının artışı ile hem CBR dayanımının hem de serbest basınç dayanımının arttığı sonucuna ulaşmışlardır. Çalışmanın sonucunda %13 çimento ilavesi ile CBR değerinin 7 günlük kür süresi sonunda taban zemini için gerekli olan minimum %80 değerinin üzerinde olduğu ve bu nedenle %8 çimento yüzdesinin bu zemin için optimum bir oran olduğunu belirlemişlerdir. Bunula birlikte serbest basınç dayanım değerini %0, 7 ve 13 oranları için sırasıyla 189 kPa, 1660 kPa ve 2250 kPa olarak elde etmişlerdir.

Asgari ve diğ. (2015) çalışmalarında kireç veya çimentonun düşük plastisiteli killi zeminlerin geoteknik özellikleri ile serbest basınç dayanımı ve sekant modülü değerleri üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Kireç ve çimento miktarı, başlangıç su muhtevası ve kür süresinin etkisini araştırmak amacıyla zemine kuru ağırlığının %3, 5, 7 ve 9'u oranında kireç ve çimento ilave ederek optimum su muhtevasının ± %2'si oranında su ile 7, 14, 21, 28 ve 60 günlük kür süreleri için hazırladıkları numuneler üzerinde serbest basınç dayanım deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Deney sonuçlarına göre %3'ten daha düşük çimento oranında plastisite indisinin arttığını bundan daha yüksek çimento içeriklerinde ise azaldığını, aynı zamanda plastisite indisinin %3'e kadar kireç ilavesi ile hafif bir şekilde arttığını, daha yüksek oranlarda kireç ilave edilmesiyle ise düştüğünü tespit etmişlerdir. Ayrıca deney sonuçlarına göre serbest basınç dayanım değerinin çimento ilave edilmesiyle sürekli olarak arttığını, kireç için ise bu artışın optimum bir kireç yüzdesine kadar gerçekleştiğini belirlemişlerdir. Bununla birlikte kür süresindeki artışın da serbest basınç dayanımını arttırdığı sonucunu elde etmişlerdir.

Eskisar (2015) çalışmasında orta plastisiteli bir kilin stabilizasyon ve modifikasyonunda çimentonun kullanımı ile ilgili deneysel çalışmalar gerçekleştirmiştir. Bu amaçla çimentonun işlenebilirlik, serbest basınç dayanımı ve sıkıştırılabilirlik üzerindeki etkisini değerlendirmek için gerçekleştirdikleri deneylerin numunelerini %40 ve %60 su içeriğine sahip zeminlere kuru ağırlıklarının %5 ve %10'u oranında çimento ilave ederek 7 ve 28 günlük kür süreleri için hazırlamıştır. Deney sonuçlarına göre %10 çimento ile hazırladıkları numunelerin 28 günlük kür süresi sonunda serbest basınç dayanımının 5 kat arttığını, daha düşük su muhtevasına sahip numunelerin daha yüksek pik dayanımlara ulaştığını elde etmiştir. Bununla birlikte konsolidasyon deney sonuçları ile çimento miktarı artışı ile ön konsolidasyon basıncının arttığını, sıkışma indisinin ise azaldığını tespit etmiştir.

2.3.1.3. Ticari Katkılar Kullanılarak Zeminlerin İyileştirilmesi

Geleneksel katkıların dışında zeminlerin iyileştirilmesinde kullanılmak üzere çeşitli firmalar tarafından ticari katkı maddeleri üretilmektedir. Bu amaçla kullanılan ve bu çalışmada ticari katkı 1 (TK1) olarak isimlendirilen %100 saf mineral içerikli doğal bir malzeme olan TK1 katkısı, alkalin ve toprak alkalin grubunda bulunan doğal oksitler, karbonat minarelleri ve sülfatlar ihtiva eden granüler bir yapıya sahiptir. Üretici firma tarafından iyileştirme amacıyla belirlenen standart çimento miktarına, bu miktarın %2'si oranında ilave edilmesi önerilmektedir. (Coruk ve diğ., 2017; Yemenici ve Coruk, 2017; Coruk ve diğ., 2019).

TK1 katkısı ile ilgili literatürde az sayıda çalışmaya rastlanmaktadır. Bazı mühendislik özelliklerindeki değişimi araştırmak için gerçekleştirilen çalışmalar aşağıda özetlenmiştir.

Kavak ve diğ. (2017) çalışmalarında birkaç yıl önce Ankara'da inşa edilen bölünmüş yolun bir kısmında gerçekleştirilen uygulamayı sunmuşlardır. Uygulamayı 40 cm kalınlıkta ve $1m^3$ zemin için 143 kg çimento ve çimentonun 1/50'si oranında 2,86 kg/m^3 TK1 katkısı ile gerçekleştirmişlerdir. Arazide yaptıkları plaka yükleme deneyi sonucu 7 kg/cm^2 yükleme altında 0,7 mm gibi çok küçük bir deformasyon elde etmişlerdir. Taban zemininin reaksiyon modülünün 1322 MN/m^3 ve1666 MN/m^3 değerlerine yükseldiğini, yaş CBR değerinin ise %15-22'den %224-239 değerlerine ulaştığını belirlemişlerdir.

Coruk ve diğ.(2019) yaptıkları çalışmada Denizli ile Afyonkarahisar arasında bulunan "Bozkurt-Dinar Demiryolu Hat Yenileme Projesine" ilişkin uygulamalara ait bilgiler sunmuşlardır. Çalışmada hattın Çardak ile Dazkırı arasındaki bölgede CH tipi yüksek plastisiteli ve az siltli killerin bulunduğu ve bu zeminlerin yaş CBR değerinin %1-2 aralığında olduğu, aynı şekilde Sütlaç ile Dinar arasındaki bölgede ise çoğunlukla CL sınıfı düşük plastisiteli kil ve kısmen CH sınıfı yüksek plastisiteli kil bulunduğu ve bu bölgede de yaş CBR değerlerinin %2-5 arasında değiştiği belirtilmektedir. Çardak ile Dazkırı arasındaki bölgede $1m^2$ alan için 56 kg çimento ve çimento miktarının %2'si kadar TK1 katkısı, Sütlaç ile Dinar arasındaki bölgede ise $1m^2$ alan için 50 kg çimento ve çimento miktarının %2'si kadar TK1 katkısı kullanılarak iyileştirmenin 35 cm kalınlıkta yapıldığı belirtilmektedir. İyileştirmenin yapılmasından 1 gün sonra gerçekleştirilen dinamik plaka yükleme deneyi ile altbalast tabakası için olması istenen 60 MPa'lık Ev_2 değerinin, iyileştirilen taban zemini için ikinci günde 258 MPa değerine ulaştığı ifade edilmektedir. TK1 katkısı ile iyileştirilen bölgelerden alınan karot numuneleri ile gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonucunda şartname tarafından en düşük 500 kPa olması istenen değerin, 960-1140 kPa aralığında elde edildiğini belirtmişlerdir.

Zemin iyileştirme amacıyla üretilen ve bu çalışmada kullanılan bir diğer katkı maddesi olan ticari katkı 2 (TK2), sıvı ve toz olmak üzere iki farklı bileşenden oluşmaktadır. Katkının sıvı bileşeni suda çözünmüş %20 mono-moleküler ve polimoleküler (CAS No 61791-550-7) ve dimetil amonyum klorit (CAS No 61798-80-8) ve izopropenol (IPA) (CAS No 67-63-0) çözücüler, katalizörler ve emülgatörlerden meydana gelen kararlı yüzey aktif madde

karışımıdır. Zemine ağırlıkça %1 oranında ya da 1 m^3 zemin için 0,8 lt olarak uygulanmaktadır. Katkının toz bileşeni ise %96,5 portland çimentosu ve kireç, (CAS CEM 266-043-4)'ten oluşan, %3,5 Solidry Mono-moleküler ve (CAS No 61789-80-8), reaktanlar ile poliakrilikler, alkilamin ve dimetil amonyum klorit ihtiva eden kararlı poli-moleküler yüzey aktif maddedir. Zemine ağırlıkça %1-%2 oranında ilave edilmektedir (Eren, 2006; Yılmaz ve Eskişar, 2007; Eren ve Filiz, 2007).

Literatürde bu katkı maddesi kullanılarak gerçekleştirilen çalışmalar sınırlı olmakla birlikte zeminlerin mühendislik özelliklerindeki değişimin araştırıldığı bazı çalışmalara ulaşılmaktadır.

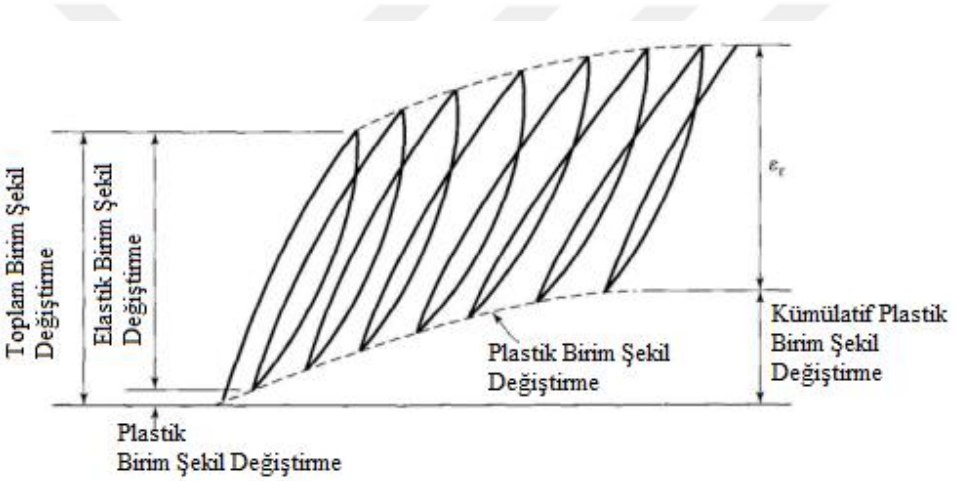
Eren ve Filiz (2009) çalışmalarında bentonit kili üzerinde TK2 katkısının etkisini araştırmışlardır. Bu amaçla zemine üretici firma tarafından önerilen miktarda sıvı katkı ile %1 ve %2 olmak üzere iki farklı oranda toz katkı ilave etmişlerdir. Katkısız bentonit kili için yaş CBR değerinin %3,7'den, %1 katkı ilavesi ile %33,3 değerine, %2 katkı ilavesi ile %51,4 değerine yükseldiğini belirlemişlerdir. Aynı şekilde doğal zeminin %15 olan plasitisite indisinin, %1 katkı ile %10, %2 katkı ile %3'e düştüğünü ve şişme değerinin de katkısız zemine göre azaldığını tespit etmişlerdir.

Sarıalioğlu (2010), yapmış olduğu yüksek lisans tezinde iyileştirme yapmak amacıyla birleştirilmiş zemin sınıflandırma sistemine göre CH tipi bir zeminde kireç ve TK2 katkısını kullanmıştır. Zemine %1,%2 ve %3 (zemine ağırlıkça toz katkı ve aynı oranda ml cinsinden sıvı katkıdan ilave etmiştir) oranında TK2 ilave ederek çeşitli dayanım deneyleri gerçekleştirmiştir. Katkısız zemin için %2 olan yaş CBR deney sonuçlarını %1, %2 ve %3 TK2 katkı oranları için sırasıyla %14, %29,4 ve %38,3 olarak elde etmiştir. Serbest basınç deney sonuçlarında ise katkısız zemin için 375 kPa olan değeri kürsüz durum için yine sırasıyla, 585 kPa, 640 kPa ve 629 kPa olarak elde etmiştir.

Seco ve diğ. (2011), CL tipi düşük plastisiteli marn zeminde TK2 katkısı ile deneysel çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Deneysel çalışma sonucunda CBR değerlerinin 7, 14 ve 28 günlük kür süreleri için sırasıyla %36, 45, 54 değerlerine ulaştığını ve aynı zamanda serbest basınç dayanımının ise 7 günlük kür süresi sonunda 0,55 MPa değerine ulaştığını ve takip eden sürelerde değişmediğini belirlemişlerdir.

2.4. ESNEKLİK MODÜLÜ VE ESNEKLİK MODÜLÜ TAHMİN MODELLERİ

Demiryolu hattının performansı hattın temel bileşenlerinden olan balast, altbalast ve taban zemininin esnek davranışı ile doğrudan ilişkilidir. Bu hat bileşenlerinden granüler malzemeden oluşan balast tabakası ile farklı türde zeminlerden oluşabilen taban zeminleri tekrarlı dinamik tekerlek yüklerine maruz kalmaktadır (Li ve diğ., 2016). Üstyapıdan aktarılan bu tekrarlı trafik yüklerine maruz kalan malzemelerde yük tekrarının ilk aşamalarında plastik deformasyon meydana gelirken belirli bir yük tekrarı sonrasında elastik deformasyonlar meydana gelmektedir. Sözü edilen bu plastik ve elastik şekil değiştirme durumu Şekil 2.16'da verilmektedir.

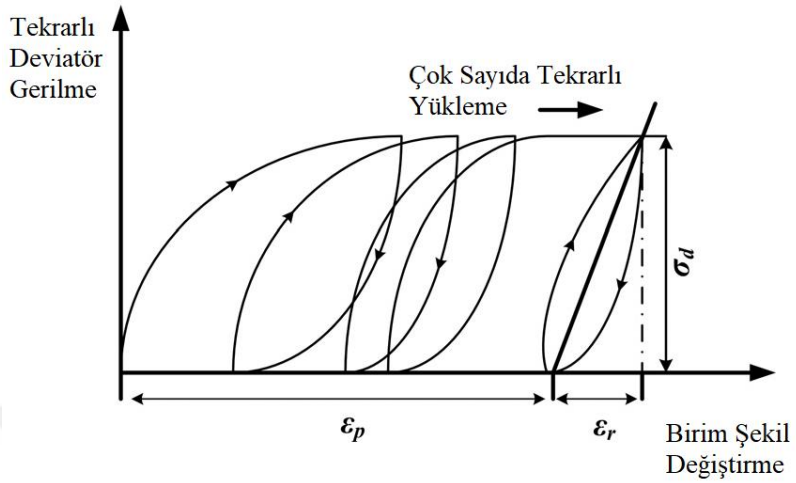


Şekil 2.16: Tekrarlı yükleme altında birim şekil değiştirmeler (Huang, 2003)

Esneklik modülü, tekrarlı trafik yükleri altında granüler malzemeler ile taban zeminlerinin elastik davranışının bir ölçüsüdür (Soliman ve Shalaby, 2014). Esneklik modülü laboratuvarda üç eksenli tekrarlı yükleme yapabilen deneyler yardımıyla belirlenebilmektedir. Zeminlerin ve granüler malzemelerin esneklik modülü değerinin belirlenmesi için zaman içerisinde birçok deney standardı geliştirilmiştir. Bunlardan bazıları; AASHTO T292-91, AASHTO T294-92, AASHTO TP46-94, AASHTO T307-99'dur. Bu standartlar temelde hücre basıncı ve uygulanan eksenel yük ile yükün uygulama süreleri bakımından farklılıklar göstermektedir (Uz, 2012).

Esneklik modülünün belirlenmesi için gerçekleştirilen deneylerde numuneye bir dizi farklı eksenel deviatör gerilme ve çevre basıncı kombinasyonları uygulanmakta ve esneklik modülü değeri matematiksel olarak (2.1) bağıntısı ile Şekil 2.17'de verildiği gibi uygulanan eksenel

deviatör gerilmenin eksenel elastik şekil değiştirmeye oranı olarak tanımlanmaktadır (Nguyen ve Mohajerani, 2016; Elias ve Titi, 2005; Li ve diğ., 2016).



Şekil 2.17: Tekrarlı deviatör gerilme ve birim şekil değiştirmeler (Han ve Vanapalli, 2016)

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \tag{2.1}$$

Burada;

Mr: Esneklik modülü

σ_d: Uygulanan deviatör gerilme ($\sigma_d=\sigma_1-\sigma_3$)

ε_r: Eksenel yönde elastik birim şekil değiştirme

Zeminler ve granüler malzemeler için elastik rijitliği karakterize eden bir parametre olan esneklik modülü, sabit bir rijitlik özelliği olmadığından birçok faktöre bağlı olarak değişmekte ve modül üzerinde önemli etkiye sahip olan bu faktörler üç farklı gurupta sınıflandırılmaktadır (Li ve diğ., 2016; Selig ve Waters, 1994; Gräbe ve Clayton, 2014; Li ve Selig, 1994; Lee ve diğ., 1997). Bunlar;

1- Yükleme koşulu ve gerilme durumu (deviatör gerilme ve çevresel gerilmenin büyüklüğü ile yük tekrar sayısına bağlı olarak)
2- Zemin tipi ve yapısı (temel olarak yeni bir taban zemini için kompaksiyon enerjisi ve kompaksiyon metoduna bağlı olarak)

3- Zeminin fiziksel durumu (kuru yoğunluk ve su içeriği ile tanımlanan ve çevresel etkilere maruz kalma durumuna göre)

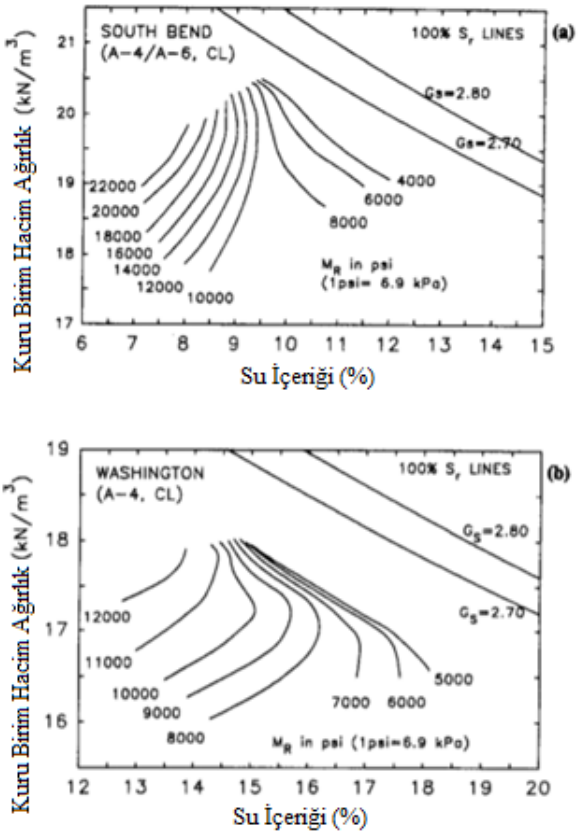
Gerek granüler gerekse ince daneli zeminlerin esneklik modülü ile bu modülü etkileyen faktörler üzerinde 1950'li yıllardan itibaren birçok araştırma (Hicks ve Monismith, 1971; Fredlund ve diğ., 1977; Jin ve diğ., 1994, Li ve Selig, 1994; Lee ve diğ., 1997; AI-Refeai ve AI-Suhaibani, 2002; Khoury ve Zaman, 2004; Yılmaz ve Karaşahin, 2010; Soliman ve Shalaby, 2014; Mousa ve diğ., 2017) gerçekleştirilmiştir.

Esneklik modülü, uygulanan gerilmenin bir fonksiyonu olduğundan, numuneye uygulanan deviatör gerilme ve çevre basıncı, modülün değerini etkileyen ana parametrelerdir (Nguyen ve Mohajerani, 2016).

Maher ve diğ. (2000) yaptıkları çalışmada ince daneli zeminlerde deviatör gerilmenin artışı ile esneklik modülünün azaldığı, granüler malzemelerde ise deviatör gerilmenin artışı ile esneklik modülünün arttığı sonucunu elde etmişlerdir. Ayrıca esneklik modülü üzerinde çevre basıncı etkisinin granüler malzemelerde daha belirgin şekilde olduğunu belirlemişlerdir.

Mohammad ve diğ. (1995) çalışmalarında su içeriğinin esneklik modülü üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Bu amaçla optimum su muhtevası ile optimum su muhtevasının üzerinde ve altında olmak üzere farklı su içeriklerinde sıkıştırdıkları kum ve siltli kil zeminlerde esneklik modülü deneyi gerekleştirmişlerdir. Killi zeminin esneklik modülünün artan su içeriği ile azaldığı sonucunu elde etmişlerdir.

Lee ve diğ. (1997) yaptıkları çalışmada üç farklı kohezyonlu zemin üzerinde eseneklik modülü deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Şekil 2.18'de görüldüğü gibi deney sonucunda su muhtevasının artması ile esneklik modülünün azaldığını, kuru birim hacim ağırlığın artışı ile arttığını belirlemişlerdir.



Şekil 2.18: Su içeriği ve kuru birim hacim ağırlık-esneklik modülü değişimi (Lee ve diğ., 1997).

Esneklik modülü kavramı, zeminlerin tekrarlı yükler altında nonlineer gerilme şekil değiştirme davranışını açıklamak amacıyla kullanılmaktadır (Santha, 1994). Literatürde birçok araştırmacı tarafından zeminlerin ve granüler malzemelerin esneklik modülünün belirlenebilmesi için çeşitli gerilme değerlerine (deviatör gerilme, çevre basıncı, toplam gerilme, atmosfer basıncı ve oktahedral kayma gerilmesi gibi) bağlı olarak matematiksel modeller önerilmiştir. Bu matematiksel modellerden bazıları Tablo 2.3'te verilmektedir.

Tablo 2.3: Esneklik modülü matematiksel tahmin modelleri

Modelin Referansı	Modelin Formülü
Dunlap Modeli (1963)	$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^{k_2}$
Seed ve diğ. Modeli (1967)	$M_r = k_1 \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2}$
Moossazadeh ve Witczak Modeli (1981)	$M_r = k_1 \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_2}$
Uzan Modeli (1985)	$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_3}$
Pezo Modeli (1993)	$M_r = k_1 \sigma_d^{k_2} \sigma_3^{k_3}$
Witczak ve Uzan Modeli (1988)	$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a}\right)^{k_3}$
NCHRP 1-28A Modeli (2003)	$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{k_3}$
UKTC-Ni ve diğ. Modeli (2002)	$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} + 1\right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_d}{P_a} + 1\right)^{k_3}$

Tablo 2.3'teki modellerde;

M_r: Esneklik modülü

θ: Toplam gerilme

σ_d: Deviatör gerilme

σ_3: Çevre basıcı

P_a: Birim referans gerilme (atmosfer basıncı)

τ_{oct}: Oktahedral kayma gerilmesi

k_1,k_2,k_3: Regresyon katsayılarını ifade etmektedir.

2.5. PLASTİK DEFORMASYON DENEYİ VE PLASTİK DEFORMASYON TAHMİN MODELLERİ

Gerek karayollarında ve gerekse demiryollarında üstyapı ile altyapıyı oluşturan bileşenler yol üzerinde hareket eden taşıtlardan kaynaklanan tekrarlı trafik yüklerine maruz kalmaktadır. Demiryolu temelinin tasarımında dikkate alınan en önemli kriterlerden biri de bu tekrarlı yüklemeler altında ortaya çıkan ve kümülatif plastik deformasyon olarak nitelendirilen bu aşırı plastik deformasyonları önlemektir (Li ve diğ., 2016). Özellikle ince daneli ve yumuşak zeminlerin bu tekrarlı yükler altındaki plastik deformasyonlarının bilinmesi bu zeminler üzerinde inşa edilecek olan demiryollarının tasarımının ve bakım planlama çalışmalarının doğru olarak yapılabilmesi açısından önemlidir (Li ve Selig, 1996; Xiao ve diğ., 2014). Bu anlamda demiryolu hattının inşa edilmesinden sonraki süreçte ortaya çıkan bakım maliyetleri balast, altbalast ve taban zemini gibi hat bileşenlerinden kaynaklanan plastik deformasyonların neden olduğu oturmaların ortadan kaldırılması ve hat yüzeyinin yeniden düzeltilmesi ile ilgilidir (Li ve diğ., 2016).

Zeminlerin tekrarlı trafik yükleri altındaki kalıcı deformasyonunun belirlenebilmesinde plastik deformasyon deneyi yaygın olarak gerçekleştirilmektedir. Deneyde düşey yöndeki plastik deformasyon değerleri tekrarlı yükleme yapabilen üç eksenli deney cihazı kullanılarak elde edilmektedir (Yılmaz, 2008).

Literatürde birçok araştırmacı tarafından farklı türdeki zeminlerin plastik deformasyon değerlerinin saptanmasına yönelik çeşitli çalışmalar (Monismith ve diğ., 1975);(Li ve Selig, 1996); Puppala ve diğ., 1999; Guo ve diğ., 2006; Liu ve Xiao, 2010; Leng ve diğ., 2014; Ling ve diğ., 2017; Asefzadeh ve diğ., 2017; Guimarães ve diğ., 2019) gerçekleştirilmiştir.

Elliot ve diğ. (1999) çalışmalarında taban zeminlerinin kalıcı deformasyon davranışını tekrarlı yükleme testleri ile araştırmışlardır. Bu amaçla birleşik zemin sınıflandırma sistemine göre üç farklı CL tipi ve bir MH zemin sınıfı olmak üzere dört farklı zemin üzerinde çalışmalar gerçekleştirmişlerdir. Kalıcı deformasyon üzerinde deviatör gerilmenin etkisini araştırmak için farklı deviatör gerilme değerleri ile su muhevasının etksini incelemek için optimum su muhtevasının %105, %110 ve %120'sine karşılık gelen farklı su muhtevalarında ve mevsimsel değişimin etkisini inceleyebilmek için ise bazı numunelerde donma çözünme yapıldıktan sonra deneyler gerçekleştirmişlerdir. Deneylerde 21 kPa sabit çevre basıncı uygulamışlardır. Yükler

0.1 sn uygulama ve 0.9 sn dinlenme olmak üzere 1 Hz frekans ile 10000 tekrar olacak şekilde uygulanmıştır. Çalışma sonucunda aynı çevre basıncı altında deviatör gerilme artışının kalıcı deformasyonu arttırdığı, su muhtevası artışının kalıcı deformasyonu arttırdığı, donma çözünme uygulanan numunelerin uygulanmayana göre kalıcı deformasyonunun arttığı ve yoğunluğun artışı ile plastik deformasyonun azaldığı sonuçlarını elde etmişlerdir.

Puppala ve diğ. (2009), çalışmalarında birleşik zemin sınıflandırmasına göre CL, SM ve SP olarak isimlendirilen üç farklı zeminin kalıcı deformasyon davranışını araştırmışlardır. Çalışmalarını zeminlerin tümü için farklı su muhtevaları, farklı çevre basınçları ve farklı deviatör gerilme durumları için gerçekleştirmişlerdir. Çalışmalarının sonunda, tüm zemin türleri için deviatör gerilmenin kalıcı birim şekil değiştirme üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu, artan deviatör gerilme ile tüm zeminler için daha yüksek kalıcı birim şekil değiştirme değerlerine ulaşıldığını elde etmişlerdir. Yine optimum su muhtevasından yüksek su içeriğinde zeminlerin, optimum su içeriği ve daha kuru durumlara göre yüksek plastik birim şekil değiştirme sergiledikleri sonucunu elde etmişlerdir.

Venkatesh ve diğ., (2016) çalışmalarında kohezyonlu taban zeminlerin kalıcı deformasyon davranışı üzerinde gerilme düzeyi ve su içeriğinin etkisini araştırmışlardır. Bu amaçla altı farklı deviatör gerilme düzeyi ve optimum su muhtevası ile optimum su muhtevasının %110-%120'si oranında değişen su içerikleri ile tekrarlı üç eksenli test ekipmanları kullanarak kalıcı deformasyon deneyleri gerçekleştirmişlerdir. Deneyler neticesinde artan deviatör gerilme düzeyi ve su içeriği ile kalıcı birim şekil değiştirme oranının arttığı sonucunu elde etmişlerdir.

Lima ve diğ. (2019), çalışmalarında tekrarlı üç eksenli testler ile dört farklı zeminin (kumlu, killi, siltli gibi) kalıcı deformasyonu üzerinde kompaksiyon su muhtevasının etkisini araştırmışlardır. Deneylerini zeminlerin optimum su muhtevası ile optimum su muhtevasının üzerinde ve altında olmak üzere faklı su içeriklerinde gerçekleştirmişlerdir. Deneyleri 80 kPa sabit çevre basıncı ve 80, 160 ve 240 kPa olmak üzere üç farklı deviatör gerilme ile gerçekleştirmişlerdir. Çalışmalarının sonucunda optimum su muhtevasından daha yüksek kompaksiyon su içeriklerinde kalıcı deformasyonun arttığını ve daha yüsek gerilme düzeylerinde ıslak taraftaki durumda malzemelerin kalıcı deformasyon birikimine eğilimli olduğunu elde etmişlerdir.

Literatürde araştırmacılar tarafından gerçekleştirilen deneysel çalışmalar ile birlikte zeminlerin plastik deformasyonlarının tahmin edilmesine yönelik birçok matematiksel model de ileri sürülmüştür. Bu modellerden bir kısmı Tablo 2.4'te verilmektedir.

Tablo 2.4: Kalıcı deformasyon tahmin modelleri

Modelin Referansı	**Modelin Formülü**
Barksdale (1972)	$\varepsilon_p = a + b.logN$
Monismith ve diğ. (1975)	$\varepsilon_p = a.N^b$
Majidzadeh (1978)	$\frac{\varepsilon_p}{N} = A.N^{-m}$
Ullditz (1993)	$\varepsilon_p = A.N^{\alpha}\left(\frac{\sigma_z}{\sigma'}\right)^{\beta}$
Wolff and Visser (1994)	$\varepsilon_p = (m.N + a)(1 - e^{-b.N})$
Li ve Selig (1996)	$\varepsilon_p = a.\left(\frac{\sigma_d}{\sigma_s}\right)^m.N^b$

Burada;

ε_p: Kalıcı ya da plastik deformasyon

σ_d: Deviatör gerilme

σ_z: Maksimum asal gerilme

σ_s: Zemin statik dayanımı

σ', P: Referans Gerilme

N: Yük tekrar sayısı

A, β, a,α, b, m: Model parametreleri olarak ifade edilmektedir.

2.6. DEMİRYOLLARINDA NÜMERİK MODELLEME

Mühendislikte karşılaşılan problemlerin birçoğu matematiksel model olarak diferansiyel denklemlerle ifade edilmektedir. Diferansiyel denklemlerin analitik ve sayısal çözüm yöntemleri olmak üzere iki temel çözüm yöntemi vardır. Analitik yöntemde çözüm kapalı bir form olarak elde edilebilirken sayısal çözüm yöntemlerinde ise yaklaşık ve noktalar bazında çözümler elde edilmektedir.

Diferansiyel denklemlerin büyük bir kısmının analitik bir çözümü elde edilememektedir. Bu nedenle bu tür denklemlerin çözümünde kullanılmak üzere birçok sayısal yöntem bulunmaktadır. Bunlardan yaygın olarak kullanılanları sonlu elemanlar yöntemi, sonlu farklar yöntemi, sonlu hacimler yöntemi, sınır elemanları yöntemi, ayrık elemanlar yöntemi, diferansiyel quadrature yöntemi, diferansiyel transform (dönüşüm) yöntemidir.

Sonlu farklar yöntemi kısmi diferansiyel denklemlerin sayısal çözümünde kullanılan ve1930'lu yıllarda geliştirilen en eski yöntem olup daha sonra sonlu elemanlar yöntemi geliştirilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile ilgili ilk teorik çalışmalar 1940'lı yıllarda yapılmış olup yöntemin öncüleri Hrennikoff ve Courant olarak gösterilmektedir. Yöntem 1960 yılında Clough tarafından sonlu elemanlar yöntemi olarak adlandırılmıştır. Sonlu elemanlarla ilgili ilk geliştirilen program da NASTRAN olup Amerkan uzay ve havacılık dairesi (NASA) tarafından yazılmıştır (Rao, 2011). O yıllardan günümüze 70 yılı aşkın sürede yöntemin geliştirilmesi ile ilgili birçok çalışma yapılmıştır. Özellikle sonlu elemanlar yöntemini temel alan birçok paket program geliştirilmiş ve hali hazırda uygulamada yaygın olarak kullanılmaktadır. Sonlu hacimler yöntemi özellikle akışkanlar mekaniği ve akışkanlar dinamiğinde kullanılan yaygın bir yöntemdir. Bunların dışında özellikle son yıllarda diferansiyel quadrature ve diferansiyel dönüşüm yöntemi gibi yöntemler geliştirilerek birçok mühendislik probleminin çözümünde kullanılmıştır. Her yöntemin kullanım yerine bağlı olarak avantajları ve dezavantajları bulunmaktadır. Bazen bir problemin çözümünde tek bir yöntem kullanılmayıp birden çok yöntemin beraber kullanılmasıyla sonuca etkin ve hızlı bir şekilde ulaşılabilmektedir.

Teknolojinin gelişimi ile birlikte hesaplama yapabilme özelliğinin ileri düzeye ulaştığı günümüzde nümerik modellerin inşaat mühendisliği alanında kullanımı önemli ölçüde artış göstermektedir. Bu bağlamda çeşitli demiryolu problemleri ile ilgili olarak hatttı meydana getiren herbir bileşenin mekanik davranışının çözümlenmesinde farklı nümerik modelleme

yöntemleri yaygın olarak kullanılmaktadır (Alabbasi ve Hussein, 2019). Demiryolu hatlarını oluşturan bileşenler hem yapısal hem de malzeme nitelikleri bakımından oldukça farklı ve karmaşık yapıya sahiptirler. Bu birbirinden farklı yapılardaki elemanlar arasındaki etkileşimin farklı malzeme nitelikleri ile farklı yüklemeler altındaki davranışlarının belirlenmesi önemlidir (Martins, 2017).

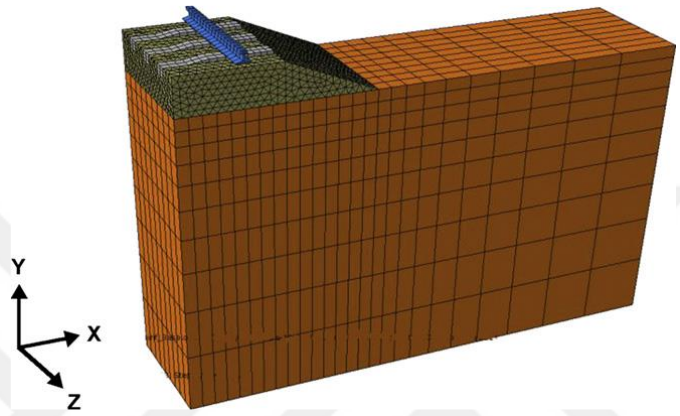
Balastlı demiryolu hatlarının mekanik davranışının nümerik olarak modellenmesi için birçok yazılım bulunmaktadır. Bunlara ILLITRACK, TRACK2, PLAXIS GEOTRACK, ANSYS, ABAQUS, KENTRACK, SAP2000, LS-DYNA, PEGASUS, SIMPACK, FLAC3D, MULTA, PSA vb. yazılımlar örnek olarak verilebilir (Martins, 2017; Alabbasi ve Hussein, 2019).

Literatürde birçok araştırmacı tarafından demiryollarının nümerik olarak gerek iki boyutlu gerekse üç boyutlu olarak modellendiği çeşitli çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan bazılarına aşağıda yer verilmiştir.

Sowmiya ve diğ. (2010) çalışmalarında hat bileşenlerinin deplasman ve düşey gerilme değerlerini tahmin etmek için MIDAS (GTS) programını kullanarak üç boyutlu sonlu elemanlar modeli oluşturmuşlardır. Balast, altbalast ve taban zemini için farklı modül değerleri kullanarak parametrik çalışma gerçekleştirmişlerdir. Demiryolu hatının performansı üzerinde taban zemininin balast ve altbalast tabakasına göre daha yüksek oranda etkili olduğu sonucuna ulaşmışlardır.

Leshchinsky ve Ling (2013) çalışmalarında geocell ile güçlendirdikleri demiryolu balast yapısının davranışını Şekil 2.19'da gösterildiği gibi sonlu elemanlar ile nümerik olarak modelleyip araştırmışlardır. Geocell'i balast ve altbalast arasına yerleştirmişlerdir. Modelde ray ve traversleri lineer elastik, balastı ise Drucker-Prager malzeme olarak modellemişlerdir. Geocell ve taban zeminini elastik bir malzeme olarak modellemişlerdir. Geocell rijitliği, balast dayanımı ve taban zemininin sıkıştırılabilirliğinin etkilerini belirlemek için demiryolu geometrisi üzerinde bir dizi simülasyon gerçekleştirmişlerdir. Sonuçları karşılaştırmak için her bir senaryoyu hem geocell ile hem de geocell olmaksızın araştırmışlardır. Geocell ile güçlendirmeden dolayı oluşacak iyileşme ve davranışları tanımlamak için demiryolu altyapısı boyunca gerilmeleri, deplasmanları ve birim şekil değiştirmeleri ölçmüşlerdir. Çalışmanın sonucunda balastın geocell ile güçlendirilmesinde özellikle düşük kaliteli malzeme kullanıldığında düşey deplasmanı önemli ölçüde etkilediğini, balastın daha yüksek kayma

mukavemetine sahip olması durumunda alt yapı iyileştirme ihtiyacını azaltarak güçlendirme ihtiyacını azalttığını, geocell ile güçlendirmenin balast şevinde yanal yayılmayı önemli ölçüde azalttığını ve bu durumun özellikle daha zayıf balast malzemesi kulanımı ve daha yumuşak taban zemini üzerine inşa olunduğunda daha belirgin olduğunu, geocell kullanımının daha düzgün bir taban zemini gerilme dağılımına izin verdiğini ve gerilmelerin daha geniş bir alana yayıldığını ve büyüklüklerinin de önemli ölçüde azaldığını bulmuşlardır.

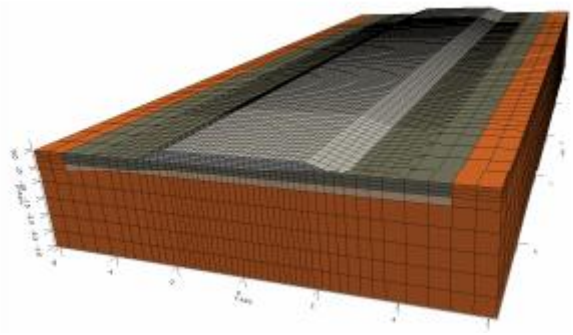


Şekil 2.19: Leshchinsky ve Ling (2013) tarafından kurulan model

Sayeed ve Shahin (2016) çalışmalarında hareketli tren yüklerine maruz kalan balastlı demiryolu hattının dinamik tepkisini simüle etmek için üç boyutlu sonlu elemanlar modeli geliştirmiş ve çeşitli tren, hat ve zemin koşulları için kritik hızı araştırmışlardır. Üç boyutlu nümerik modeli sonlu elemanlar yazılımı olan MIDAS (GTS)'ı kullanarak oluşturmuşlardır. Kritik hız üzerinde malzemelerin doğrusal olmayan davranışının etkisini araştırmışlardır. Bunun için taban zemininin yumuşak ve rijit olma durumuna göre (balast ve taban zemini lineer elastik / taban zemini hiperbolik Duncan-Chang ve balast elastoplastik mohr coulomb) dört farklı senaryo ile modellemişlerdir. Kritik hız üzerinde tren hareketli yük genliğinin etkisini standart, hafif ve ağır olarak belirtilen üç farklı yükleme değeri ile yükleme geometrisinin etkisi için ise iki farklı yükleme geometrisini kullanarak araştırmışlardır. Yaptıkları çalışma sonucunda altyapı malzemelerinin nonlineer olma durumunun kritik hız üzerinde önemli bir etkiye sahip olmadığını bulmuşlardır. Kritik hızın % 75'inin balastlı demiryolu hatları için pratik hız limiti olarak kabul edilebileceğini elde etmişlerdir. Taban zemini rijitliğinin ve kalınlığının, tren-hat-zemin sisteminin dinamik büyütme faktörü (DAF) ve kritik hızı üzerinde önemli etkiye sahip olduğunu bulmuşlardır. Hem taban zemini rijitliğinin hem de kalınlığının artması ile DAF'ın azaldığını, öte yandan, kritik hız büyüklüğünün taban zemini rijitliğindeki artışla arttığını, taban

zemini kalınlığındaki artışla azaldığını belirlemişlerdir. Hat-zemin sisteminin kritik hızının, tren yükleme genliğinden bağımsız olduğunu ancak tren yükleme geometrisinden önemli ölçüde etkilendiği sonucuna ulaşmışlardır.

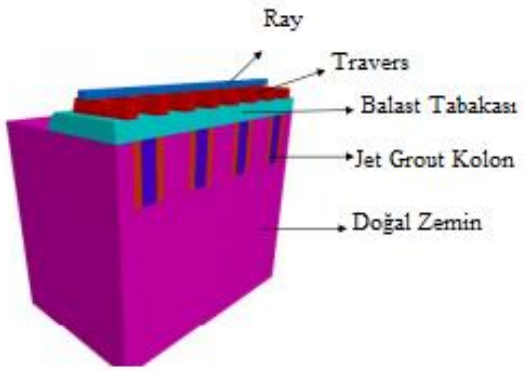
Paixão ve diğ. (2016) çalışmalarında farklı yükleme koşulları altında geometaryallerin nonlineer gerilme davranışını araştırmışlardır. Şekil 2.20'de verilen üç boyutlu sonlu elemanlar nümerik modelinde hattı oluşturan tüm malzemeler için lineer elastik davranışı dikkate alırlarken balast tabakası için hem lineer elastik hem de nonlineer elastik (k-θ) davranışı dikkate almışlardır. Farklı yükleme koşullarının etkisini değerlendirmek için ortalama 133 kN aks yükü ile 220 km/sa hızda, 213,4 kN aks yükü ile 200 km/sa hızda çalışan iki farklı yolcu trenini göz önünde bulundurmuşlardır. Lineer elastik modelleme yaklaşımını lineer olmayan yaklaşımla karşılaştırdıklarında, farklı yükleme koşulları altında bile, özellikle ray deplasmanı ve travers ivmelenmesi anlamında tüm hat davranış souçlarını çok iyi sağlayabileceği sonucuna varmışlardır. Bununla birlikte lineer elastik model ile balast tabakası içerisindeki gerilme düzeylerinin daha düşük olarak elde edildiğini ve bunun balast ile travers arasındaki yük transferinde balast malzemesinin esneklik modülünün artışından kaynaklandığını belirtmişlerdir.



Şekil 2.20: Paixão ve diğ. (2016) tarafından kurulan model

Martins (2017) yüksek lisans tezinde jet grout kolonlar ile altyapının iyileştirilmesi durumunda demiryolu hattının yapısal davranışını incelemeyi amaçlamıştır. Bu amaçla sonlu farklar yöntemi olan FLAC 3D programını kullanarak parametrik çalışma yapabilmek için farklı çap ve farklı noktalarda konumlandırılmış jet grout kolonları içeren ve farklı yükleme pozisyonlarına göre değişen Şekil 2.21'de verildiği gibi demiryolunun üç boyutlu nümerik modellemesini gerçekleştirmiştir. Bununla birlikte balast tabakasının modellenmesinde hem lineer elastik hem de nonlineer elastik (k-θ) malzeme modelini kullanmıştır. Sonuç olarak jet

grout kolon çapındaki artış ile hem balast tabakası üzerinde hem de temel üzerinde daha düşük düşey deplasmanlar elde etmiştir. Kolonların çaplarındaki artış ile aynı zamanda rayların düşey deplasmalarının azaldığını ve bu durumun kolonların raylara daha yakın bir yere konumlandırılması ile daha iyi performans gösterdiğini belirlemiştir.

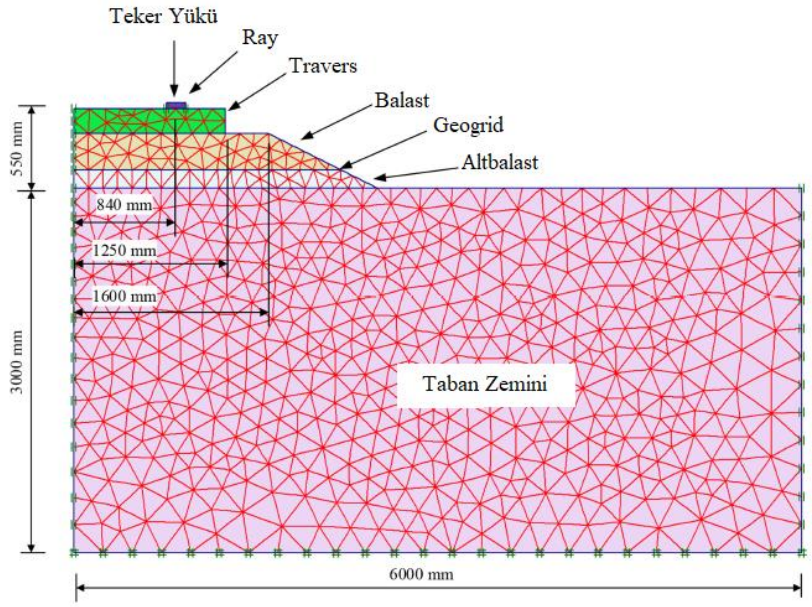


Şekil 2.21: Martins (2017) tarafından kurulan model

Bayrak (2018) doktora tezinde İstanbul-Edirne demiryolu hattında (Çatalca bölgesinde) gerçekleştirilen iyileştirme çalışmalarını incelemiştir. Bu amaçla bölgedeki iki farklı kesimde demiryolu hattını oluşturan malzemeler üzerinde hem arazi (zemin penetrasyon radarı, hafif düşen ağırlık deneyi, dinamik konik penetrometre deneyi) hem de laboratuvar deneyleri (elek analizi, kıvam limitleri, kompaksiyon, dinamik üç eksenli gibi) gerçekleştirmiştir. Deneysel çalışmalar ile elde ettiği sonuçları demiryolu hattının performansının belirlenmesi için üç boyutlu sonlu elemanlar analizinde malzeme parametresi olarak kullanmıştır. Analizleri MIDAS GTS NX programı ile gerçekleştirmiştir. Taban zemini ve balast tabakası için farklı elastisite modülü değerleri ile parametrik çalışmalar yapmıştır. Taban zemininin sahip olduğu özelliklerin demiryolu üzerinde doğrudan etkilerinin olduğunu, elastisite modülündeki düşüşün üst tabakalardaki deplasman ve düşey gerilmeleri arttırdığı sonucunu elde etmiştir.

Jiang ve Nimbalkar (2019) çalışmalarında demiryolu hatlarında geogrid ile güçlendirmenin etkisini araştırmışlardır. Bu amaçla PLAXIS 2D sonlu elemanlar yazılımı ile Şekil 2.22'de verilen iki boyutlu nümerik modeli oluşturmuşlardır. Çalışmada monotonik yükleme altında taban zemini dayanımının, geogridin rijitliğinin, geogridin balast içerisindeki yerleştirilme derinliğinin, geogrid tabakasının etkili genişliğinin ve çift geogrid tabakasının etkisini incelemişlerdir. Sonuç olarak geogrid ile güçlendirmenin zayıf sıkışabilir taban zeminleri

üzerinde daha belirgin olduğunu, daha rijit geogridlerin balast tabakasındaki oturmaları azalttığını ve hat boyunca daha üniform bir gerime dağılımı sağladığını, güçlendirmede daha iyi sonuçların geogridin balast/ altbalast arayüzüne yerleştirilmesi durumunda elde edildiğini, geogrid tabakasının genişliğinin arttırılmasının ilave bir yarar sağlamadığını, geogrid tabakasının sayısındaki artışın balast tabakasının zayıf taban zemini üzerine yerleştirilmesi durumunda etkili olduğunu belirlemişlerdir.



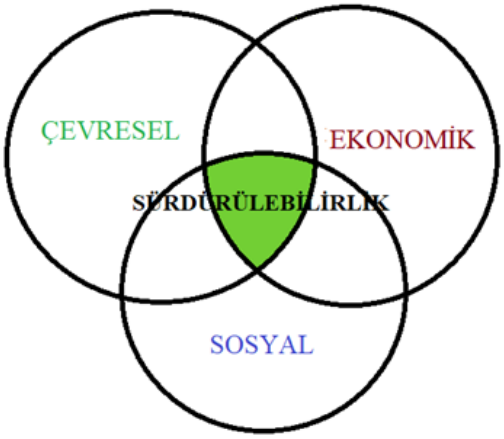
Şekil 2.22: Jiang ve Nimbalkar (2019) tarafından kurulan model

2.7. SÜRDÜRÜLEBİLİRLİK

Sürdürülebilir kalkınma kavramı ilk olarak 1987 yılında Birleşmiş Milletler Dünya Çevre ve Kalkınma Komisyonu tarafından hazırlanan Brundtland Raporu'nda "Bugünün gereksinimlerini, gelecek kuşakların gereksinimlerini karşılama yeteneğinden ödün vermeden karşılayan kalkınma" olarak ifade edilmektedir (UN, 1987).

Günümüzde dünyada giderek artan sayıda şirket, kuruluş ve yönetim organları faaliyetlerini yönetirken sürdürülebilirlik ilkelerini benimsemektedir. Sürdürülebilir bir yaklaşım ise karar verme süreçlerinde Şekil 2.23'te verilen ve sürdürülebilirliğin temel bileşenleri olan ekonomik, sosyal ve çevresel faktörleri dikkate alarak hedeflere ulaşmayı gerekli kılmaktadır (TechBrief,

2014). Diğer bir deyişle sürdürülebilirlik bu üç bileşenin arasındaki dengenin sağlanması ile mümkündür.



Şekil 2.23: Sürdürülebilirliğin temel bileşenleri

Sürdürülebilirlik ile ilgili hususlar yeni olmamakla birlikte geçmişte dolaylı olarak düşünülmüştür. Ancak günümüzde sürdürülebilirliğin etkilerini ölçmek ve bu etkileri daha sistemli bir şekilde bir araya getirmek için önemli gayretler sarfedilmektedir (TechBrief, 2014).

Tasarlanmış sistemler, toplumlara hizmet ederken doğadan kaynak alıp bu süreç içerisinde doğanın yok etmesi gereken emisyon ve atıklar üretmektedirler. Bu sistemlerin ve mühendislik ürünlerinin rekabet edebilir olabilmesi için mali yönden etkin ve tasarım ömrü boyunca sorunsuz çalışması gerekmektedir. Bir başka ifadeyle bu mühendislik sistemleri ekonomik, sosyal ve çevresel faktörlerle sıkı bir ilişki içerisindedir. Dolayısıyla sorumlu mühendislik uygulamaları ekonomik olarak uygun, asgari düzeyde doğal kaynak kullanıp ve yine asgari düzeyde atık üreten ve sosyal refaha katkı sağlayan, sağlam ve güvenilir nitelikte mühendislik ürünleri geliştirerek sürüdürlebilirlik açısından dünyaya katkı sunabilirler (Basu ve diğ., 2015). Günümüzde mühendislik tasarım ve üretim süreci, artık yalnızca maliyet ve sosyal faydalarla ilişkilendirilememekte bunların yanında sürdürülebilirlik avantajlarını da karşılaması beklenmektedir (Johnson ve Gibson, 2014).

Her alanda olduğu gibi inşaat mühendisliği de toplumların ihtiyaçlarının karşılanması noktasında gerçekleştirdiği tasarım, yapım ve bakım gibi faaliyetlerle ilgili olarak sürdürülebilir kalkınmada önemli bir role sahiptir. Bu bağlamda inşaat mühendisliğinde geniş bir uygulamaya

sahip olan ulaştırma altyapı yatırımlarının kararlarının alınmasında da sürdürülebilirliğin önemli bir etkisi vardır.

Birleşmiş Milletler Asya ve Pasifik Ekonomik ve Sosyal Komisyonu (UN/ESCAP) raporuna göre sürdürülebilir altyapı aşağıda verilen özelliklere sahip olmalıdır (Report of the ESCAP, 2007; UNESCAP, 2008).

- Yaşam döngüsü boyunca kaynak kullanımını ve ekolojik etkileri en aza indirmeli,
- İklim değişikliği ve ozon tabakasının incelmesi gibi olumsuz küresel etkileri arttırıcı olmamalı,
- Ekosistemin bütünlüğünü korumalı,
- Finansal olarak uygun olmalı,
- Ekonomik olarak uygun mal ve hizmetler sunmalı,
- Sürdürülebilir bir şekilde yönetilmeli ve işletilmeli,
- Herkesin yararına olacak şekilde uzun vadeli ekonomik büyümeyi en üst düzeye çıkarmalı,
- Yoksulluğun azaltılmasına katkıda bulunmalı,
- Sosyal olarak kapsayıcı olmalı,
- Kalkınma hedeflerinin karşılanmasına katkı sağlamalı,
- Toplum tarafından kabul edilmeli ve desteklenmelidir.

Karayolları, demiryolları, havaalanları, köprüler, suyolları, kanallar ve terminaller gibi ulaşım altyapıları malzeme kaynaklarına yüksek oranda talep duymaktadır (Correia ve diğ., 2016). Bu altyapılar dünyanın kaynakları ve çevresi üzerinde bir etkiye sahip olmakla birlikte yüzyıllardır devam eden arazi kullanım düzenini değiştirmekte ve toplumların sosyal değerlerini de etkilemektedir (Basu ve diğ., 2015; Correia ve diğ., 2016; Amiril ve diğ., 2014).

Son yıllarda çevrenin korunması hususu küresel bir hedef haline gelmiş ve bu durum çevre kirliliğine sebep olan sera gazı emisyonlarının azaltılması gerekliliğini zorunlu kılmıştır. Sera gazı emisyonlarının oluşumunda ulaştırma sektörü önemli bir paya sahiptir (Dimoula ve diğ., 2016). Bu sera gazı emisyonlarının yaklaşık %95'i de CO_2'ten meydana gelmektedir (Morita ve diğ., 2011). Bu bağlamda ulaştırma modlarından kaynaklanan ve toplam emisyon içerisinde büyük bir paya sahip olan karbondioksit emisyonlarının azaltılması ve çevre dostu ulaşım modlarının tercih edilmesi gündeme gelmiştir. Ulaştırma modlarının çevresel etki açısından değerlendirilmesinde ve karşılaştırılmasında karbondioksit emisyon değerleri daha çok işletme süreçlerindeki durum için göz önüne alınmaktadır. Bu açıdan değerlendirildiğinde ulaşım modları arasında düşük karbondioksit emisyonu ile demiryolu çevre dostu olarak bilinmektedir. Ancak bu karşılaştırmalar altyapıdan kaynaklı karbondioksit emisyonlarını dikkate almamaktadır (Morita ve diğ., 2011; Fahnehjelm, 2014). Demiryolunun yapımında altyapı inşaatı önemli bir yer tutarken bunun büyük bir bölümünü oluşturan toprak işleri hem maliyet hem de enerji tüketimi bakımından oldukça önemli bir paya sahiptir. Bununla birlikte çevresel etkinin işletme süreçlerinde değerlendirilmesinin yanı sıra inşaat aşamasında ortaya çıkacak karbondioksit emisyonlarının sürüdürlebilirlik açısından değerlendirilmesi de önem arz etmektedir.

Demiryolu güzergahlarında yeterli taşıma gücüne ve mühendislik özelliklerine sahip olmayan zeminlerin bulunması durumunda zeminlerin yerinde iyileştirilmesi amacıyla farklı çözüm yöntemleri uygulanmaktadır. Bu yöntemlerinin değerlendirilmesinde ve seçiminde sürdürülebilir bir yaklaşımın ortaya konması açısından maliyet, enerji tüketimi ve karbon ayakizi gibi analizlerinin karşılaştırmalı olarak yapılması gereklidir (Correia ve diğ., 2016). Bu bağlamda literatürde gerek demiryolu altyapısının ve gerekse iyileştirme yöntemlerinin çevresel etki bağlamında değerlendirildiği birçok çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan bazıları aşağıda verilmektedir.

Rogers ve diğ. (2009), çalışmalarında karayolunda uygun bir yük dağılımını gerçekleştirebilmek için kırmataştan yapılan bir tabakanın inşası, temel tabakasının kalınlığının artırılması ya da killi taban zemininde kireç stabilizasyonunun uygulanabileceğini ifade etmektedirler. Bu yöntemlerin herhangi birinin tercih edilmesi için karar aşamasında CO_2 emisyoununa göre göreceli bir sürdürülebilirliği sağlayan metodoloji ortaya koymuşlardır.

Giustozzi ve diğ. (2015), çalışmalarında hidrolik bağlayıcılar ile zeminlerin stabilizasyonunun karbon ayakizinin hesaplanması için bir yöntem tasarlamışlar ve sonuçları yol temel tabakalarının inşa edilmesi için kullanılan geleneksel, yenilenemeyen kaynakların kullanılması durumu ile karşılaştırmışlardır. Analizi hem geleneksel yöntemler hem de yerinde iyileştirme yönteminin her ikisinin tüm süreçlerinde ortaya çıkan emisyonları hesap ederek gerçekleştirmişlerdir. Geleneksel süreçteki en kritik işlem olan agregaların taşıma mesafesinin duyarlılık analizi ile tüm inşaat sürecindeki taşıma işlemlerinin ekisini değerlendirmişlerdir. Analiz sonuçlarından geleneksel granüler tabakaların tedarik edilmesi ile kıyaslandığı taktirde çimento ile zeminin yerinde iyileştirilmesinin (gömülü enerjilerin düşünülmediği varsayımıyla) %80'den daha fazla bir emisyon yayılımını azaltacağını elde etmişlerdir. Bu bağlamda sürdürülebilir bir yol üstyapısının, inşaat işlemleri boyunca emisyonları sınırlandırmak için kesinlike zeminlerin yerinde kullanımının düşünülmesi gerektiğini ifade etmektedirler.

Gupta ve diğ. (2017) çalışmalarında stabilizasyon malzemesi olarak üretilen bir katkıyı kullanarak esnek bir üstyapının karbon ayakizini azaltmayı hedeflemişlerdir. Bu amaçla katkı malzemesini kullanarak iyileştirme gerçekleştirip CBR deneyleri yapmışlardır. İyileştirdikleri ve iyileştirme yapmadıkları durum için başlangıç inşaat aşamasını ve 20 yıllık bir süredeki bakım faaliyetlerini de içeren bir ömür döngü için sera gazı emisyonlarını dikkate alarak bir değerlendirme gerçekleştirmişlerdir. Değerlendirmelerinde karbon ayak izi kaynağını, inşaat malzemeleri ve ihmal edilebilir oranda katkıya sahip inşaat ekipmanları ile ulaşım olarak düşünmüşlerdir. CBR deney sonuçlarındaki artışın (%4 katkı ile %3,2'den %24,2'ye) tabaka kalınlıklarını azaltmasından dolayı gerek malzeme gerek yakıt ve gerekse makine kullanımına olan talebin azalacağını ifade etmektedirler. Aynı zamanda bu oranda bir katkı ile gerçekleştirilen bir iyileştirmenin dört şeritli bir yolun herbir kilometresi için CO_2 emisyonunu 910,9 ton'dan 750,8 ton'a düşüreceği sonucunu elde etmişlerdir.

Zhang ve diğ. (2019), çalışmalarında kireç stabilizasyonu ve geogrid ile güçlendirme tekniğinin şişen zeminlerin olduğu bir dolgu şevinde kullanılması durumunu yapım süreçlerindeki enerji tüketimi ve CO_2 emisyonlarını dikkate alarak ömür döngü değerlendirmesi yardımıyla araştırmışlardır. Her iki yöntem için duyarlılık analizleri gerçekleştirmişlerdir. Ömür döngü analizi sonuçlarından geogrid ile enerji tüketiminin %7,52, CO_2 emisyonunun ise %57,09 oranında azaltabileceğini elde etmişlerdir. Aynı zamanda duyarlılık analizlerinden kireç

içeriğinin % 1 artması ile toplam enerji tüketiminin ve CO_2 emisyonlarının sırasıyla % 8,27 ve % 13,16 arttığını belirlemişlerdir.

Kaewunruen ve diğ. (2020), çalışmalarında Pekin-Şangay yüksek hızlı demiryolu hattının dört aşaması (tasarım aşaması, inşaat aşaması, işletme ve bakım aşaması, hurdaya ayırma aşaması) boyunca toprak işleri ve hattın inşaasını içeren demiryolu sisteminin maliyetleri, karbon emisyonları ve enerji tüketiminin analizini gerçekleştirmeyi hedeflemişlerdir. Analizlerinde ömür döngü maliyet analiz metodu ve ömür döngü değerlendirme metodunu kullanmışlardır. Demiryolu sisteminin tamamının karbon emisyon ve enerji tüketiminin büyük bir bölümünün sırasıyla %64,86 ve %54,31 oranında inşaat aşamasından kaynaklandığı (özellikle böyle yüksek değerlere ulaşmada çimentonun sorumlu olduğu) sonucuna ulaşmışlardır. Bu aşamayı da sırasıyla %31,60 ve %35,32 oranı ile işletme ve bakım çalışmalarının gerçekleştirildiği aşamanın takip ettiği sonucunu elde etmişlerdir. Maliyetin en büyük bölümünün inşaat aşamasından kaynaklandığını bunu işletme ve bakım maliyetlerinin takip ettiğini, iyileştirilmiş bir üretim teknolojisi ve inşaat makinelerinin seçimi ile maliyetlerin azaltılabileceğini ve çevrenin korunabileceğini belirlemişlerdir.

3. MALZEME VE YÖNTEM

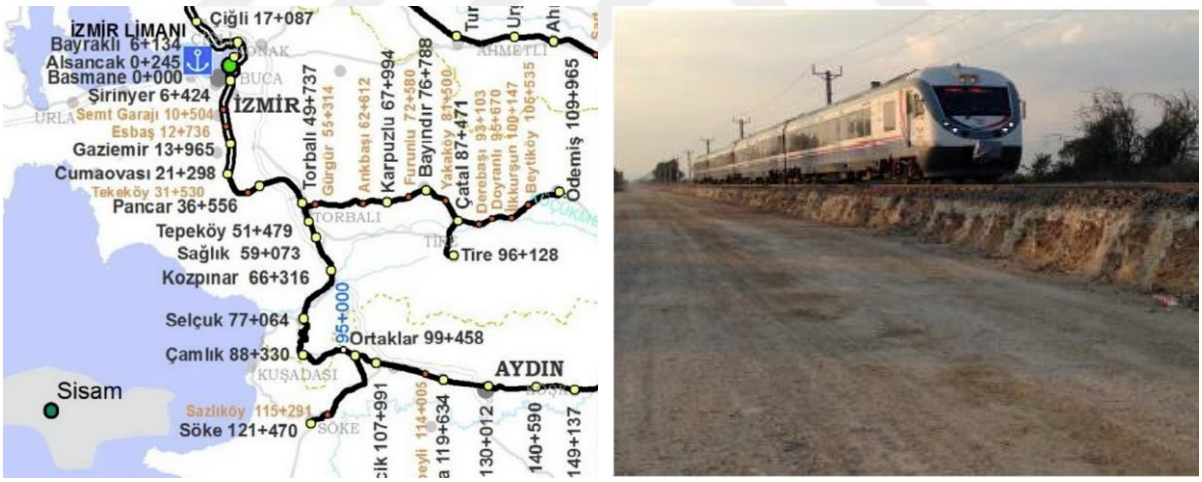
Bu bölümde çalışma kapsamında kullanılan zemin ve katkı maddeleri hakkında genel bilgiler verilmiş olup, deneysel çalışma yöntemleri ve modelleme aşaması ayrıntılı olarak sunulmuştur.

3.1. ÇALIŞMADA KULLANILAN MALZEMELER

Tez çalışması kapsamında temel malzeme olarak zemin ve katkı maddesi olarak kireç, çimento ve iki farklı ticari katkı kullanılmıştır. Kullanılan zemin ve katkı maddelerinin temel özellikleri hakkındaki bilgiler takip eden bölümlerde ayrıntılı olarak verilmiştir.

3.1.1. Zemin

Tez çalışması kapsamında kullanılan zemin numunesi, Şekil 3.1'de verilen İzmir'de (Torbalı-Tepeköy-Selçuk demiryolu güzergahı) bulunan mevcut demiryolu hattının yanına inşa edilecek olan ikinci hattın geçirildiği bölgeden temin edilmiştir.



Şekil 3.1: Katkısız doğal zeminin temin edilmesi

Zemin numunesi bitkisel toprak sıyrıldıktan sonra yaklaşık 1-2 m arası derinlikten elde edilmiştir. Çıkarılan zemin 25 kg'lık çuvallara doldurulmuş ve Şekil 3.2'de gösterildiği gibi depolanmıştır.



Şekil 3.2: Temin edilen zemin numunelerinin depolanması

Araziden temin edilen doğal zeminin sınıflandırılabilmesi ve fiziksel karakteristik özelliklerinin belirlenebilmesi amacıyla elek analizi, hidrometre, kıvam limitleri, özgül ağırlık ve proktor olmak üzere bir dizi deney gerçekleştirilmiştir. ASTM standartlarına uygun olarak gerçekleştirilen deney sonuçları Tablo 3.1'de verilmektedir. Çalışma kapsamında kullanılan doğal zemininin sınıfı, birleşik zemin sınıflandırma sistemine göre CL tipi yani düşük plastisiteli kil olarak belirlenmiştir.

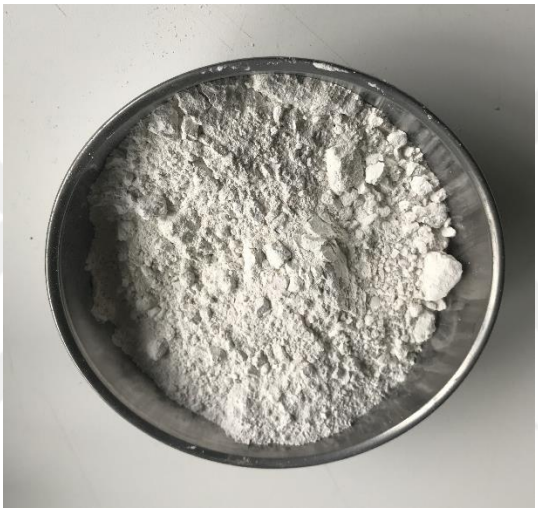
Tablo 3.1: Katkısız doğal zeminin karakteristik özellikleri

Özellik	**Değer**	**Standart**
Optimum Su Muhtevası (%)	16,0	ASTM D1557
Maksimum Kuru Birim Hacim Ağırlık(kN/m^3)	17,1	
Özgül Ağırlık	2,77	ASTM D854
Likit Limit (%)	41	ASTM D4318
Plastik Limit (%)	24	
Plastisite İndisi (%)	17	
USCS Zemin Sınıflandırması	CL	ASTM D2487

Zemin stabilizasyonunda zeminin içerisindeki sülfat miktarı, klorür miktarı ve organik madde miktarı karışım tasarımını etkilemektedir (Little ve Nair, 2009). Bu amaçla İstanbul Üniversitesi TTM MERLAB'ta zemin numunesi üzerinde yapılan analizler sonucunda sülfat miktarı (SO_4) 0,473 mg/kg ve klorür miktarı da 428,87 mg/kg olarak bulunmuştur. Aynı zamanda organik madde içeriğinin belirlenmesi amacıyla yine aynı birimde yapılan analiz ile toplam organik madde miktarı da 2308 mg/kg olarak belirlenmiştir.

3.1.2. Kireç

Tez çalışması kapsamında Şekil 3.3'te görüldüğü gibi sönmüş kireç kullanılmış ve bu amaçla 25 kg olarak paketlenmiş sönmüş kireç temin edilmiştir. Zemin stabilizasyonu için kullanılacak olan sönmüş ve sönmemiş kireçten istenilen özellikler ASTM C977 standardında belirtilmektedir. Standartta kirecin kimyasal içeriğinde kalsiyum oksit ve magnezyum oksitlerin toplamının en az %90, karbondioksitin en çok %5 ve serbest su içeriğinin de en çok %2 olması istenmektedir. Çalışma kapsamında kullanılan sönmüş kirece ait olan fiziksel ve kimyasal özellikler Tablo 3.2'de verilmektedir.



Şekil 3.3: Çalışmada kullanılan sönmüş kireç

Tablo 3.2: Sönmüş kirecin kimyasal içeriği

Özellik	**Değer**
Aktif $Ca(OH)_2$, %	89,54
Toplam CaO+MgO, %	≥90
Nem, %	0,49
Bağıl Nem, %	19,87
CO_2, %	3,44
MgO,%	0,46
SiO_2+AÇM,%	2,10
R_2O_3, %	0,36
S, %	0,23
SO_3	0,58
İncelik,%	7
Birim Hacim Kütlesi (kg/dm^3)	0,45-0,50

3.1.3. Çimento

Çalışmada kullanılan bir diğer katkı maddesi çimentodur. Bu çalışma kapsamında çimento tek başına katkı maddesi olarak kullanıldığı gibi aynı zamanda bir diğer katkı olan TK1 ticari ürün ile beraber de kullanılmıştır. Bu amaçla kullanılan ve Şekil 3.4' de verilen çimento Tip I Portland Çimentosu (CEM I 42,5R)'dur. Çalışmada kullanılan çimentoya ait fiziksel ve kimyasal analiz sonuçları Tablo 3.3'de verilmektedir.



Şekil 3.4: Çalışmada kullanılan CEM I 42,5 R portland çimentosu

Tablo 3.3: Kullanılan çimentoya ait kimyasal ve fiziksel özellikler

CEM I 42,5 R Portland Çimentosu		
Kimyasal Analiz		**Deney Sonuçları**
SiO_2	%	18,91
Al_2O_3	%	4,87
Fe_2O_3	%	3,10
CaO	%	63,96
MgO	%	1,10
SO_3	%	2,98
K_2O	%	0,71
Na_2O	%	0,11
Cl^-	%	0,0098
Kızdırma Kaybı	%	3,69
Çözünmeyen Kalıntı	%	0,33
C3A		7,67
Fiziksel Testler		
Priz Süresi (dk)	Başlangıç	190
	Son	230
Yoğunluk (g/cm^3)		3,11
Özgül Yüzey (cm^2/gr)		3588
Toplam Hacim Genleşmesi		1
45 µ Elek Üzeri Kalıntı		2,70
90 µ Elek Üzeri Kalıntı		-
Basınç Dayanımı		
Mekanik Özellik-Gün	Erken Dayanım 2 Gün	28,9
	Erken Dayanım 7 Gün	47,5
	Standart Dayanım 28 Gün	60,4

3.1.4. Ticari Katkı 1

Zemin iyileştirme amacıyla üretilen TK1 ticari katkı maddesi çimento ile birlikte kullanılmaktadır. TK1 katkı maddesi Şekil 3.5'de görüldüğü şekliyle toz formuna sahiptir. Üretici firma tarafından standart çimentoya %2-2,5 oranında eklenmesi tavsiye edilmektedir.



Şekil 3.5: Çimento ve TK1 stabilizasyon katkısı

3.1.5. Ticari Katkı 2

Zemin iyileştirme amacıyla üretilen bir diğer ticari katkı TK2 Şekil 3.6'da gösterildiği gibi toz ve sıvı olmak üzere iki farklı maddenin birlikte kullanımını gerektirmektedir. Katkının sıvı bileşeninin zemine ağırlıkça %1 oranında ya da 1 m^3 zemin için 0,8 lt, toz bileşeninin ise zemine ağırlıkça %1-%2 oranında ilave edilmesi gerekmektedir (Eren, 2006; Yılmaz ve Eskişar, 2007; Eren ve Filiz, 2007).



Şekil 3.6: TK2 stabilizasyon katkısı

3.2. ÇALIŞMADA KULLANILAN YÖNTEMLER

Tez çalışması laboratuvar deneyleri, nümerik modelleme ve sürdürülebilirlik analizinden oluşmaktadır. Bu bölümde bu aşamalarda kullanılan yöntemler ayrıntılı olarak verilmiştir.

3.2.1. Deneysel Çalışmalar

Çalışmanın laboratuvar aşamasında öncelikle katkısız doğal zeminin fiziksel karakteristik özelliklerinin belirlenebilmesi için temel deneyler gerçekleştirilmiştir. Ardından düşük plastisiteli kil (CL) olduğu belirlenen zemin numunesi ile dört farklı katkının değişen oranlarında hazırlanan karışımların, fiziksel özellikleri ile mukavemet özelliklerindeki değişimi belirlemeye yönelik deneyler yapılmıştır. Bu bölümde deneylerde kullanılan zemin numunesinin deney için hazırlanması, karışım oranlarının belirlenmesi, katkılı zeminlerin fiziksel özellikleri ile taşıma kapasitesi değerlerinin tespit edilmesi amacıyla izlenen deney yöntemleri ayrıntılı olarak sunulmuştur.

3.2.1.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deneyi

Zeminin dane boyutu dağılımının belirlenebilmesi amacıyla ASTM D422 standardına uygun olarak yıkamalı elek analizi deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla 105°C etüvde 24 saat süre ile bekletilen zeminden 500 gr numune alınmış ve alınan numune Şekil 3.7'de gösterildiği gibi 200 nolu elekten malzeme kaybı olmayacak şekilde ve alta geçen su berrak bir hale gelinceye kadar yıkanmıştır. Yıkanan ve 200 nolu elek üzerinde kalan malzeme bir kaba alınarak 105°C etüve yerleştirilmiş ve 24 saat süreyle kurutulmuştur. Etüv kurusu numune tartıldıktan sonra elek setinden elenmiştir. Ardından her bir elek üzerinde kalan numune ayrı ayrı tartılmış ve deney föyüne kaydedilmiştir.



Şekil 3.7: Yıkamalı elek analizi deneyinin yapılışı

Yıkamalı elek analizi deneyi üç kez tekrar edilmiştir. Deney sonuçlarına göre zeminin neredeyse tamamının (her üç deney tekrarı için de yaklaşık %99'unun) 200 nolu elekten geçtiği tespit edilmiştir. 200 nolu elekten geçen malzemelerin dane çapı dağılımının yani silt ve kil oranlarının belirlenebilmesi amacıyla hidrometre deneyi yapılmıştır. Hidrometre deneyi de Şekil 3.8'de gösterildiği gibi üç kez tekrar edilmiştir.



Şekil 3.8: Hidrometre deneyinin yapılışı

3.2.1.2. Zeminin Deneye Hazırlanması

Çalışma kapsamında kullanılan zemin numunesinin elek analizi deneyi ile dane boyu dağılımının yaklaşık %99'unun 200 no'lu elekten geçtiği tespit edilmiştir. Gerçekleştirilen deneylerin tümünde kullanılmak üzere zemin numunesinin tamamı 40 nolu elekten geçecek şekilde öğütülmüş ve elenmiştir. Bu amaçla metal tepsilere yerleştirilen zemin numunesi 24 saat süreyle 105°C etüvde bekletilmiş ve Şekil 3.9'da gösterildiği gibi öğütülüp 40 nolu elekten elenerek kullanıma hazır hale getirilmiştir.



Şekil 3.9: Zemin numunelerinin deneye hazırlanışı

3.2.1.3. Kıvam Limitleri Deneyi

Özellikle ince daneli zeminlerin sınıflandırılmasında önemli bir parametre olan kıvam limitlerinin (likit limit, plastik limit) belirlenebilmesi amacıyla ASTM D4318 standardına uygun olarak kıvam limitleri deneyi gerçekleştirilmiştir. Likit limit değerinin belirlenmesinde Şekil 3.10'da görülen casagrande deney aleti kullanılmıştır. Deney 40 nolu elekten geçen zemin numunesi ile gerçekleştirilmiştir. Farklı su muhtevalarında elde edilen değerler x ekseninde logaritmik olarak vuruş sayısı, y ekseninde ise su muhtevası olacak şekilde yarı logaritmik bir grafik üzerinde işaretlenmiş ve elde edilen grafikte 25 vuruşa karşılık gelen su muhtevası katkısız doğal zemin için likit limit olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.10: Likit limit ve plastik limit deney seti

Plastik limit deneyi için, 40 nolu elekten geçen zemin numunesi ile hazırlanan karışım cam bir levha üzerinde çapı 3mm'lik bir silindir çubuk olacak şekilde yuvarlatılmıştır. 3 mm kalınlığa ulaştığında üzerinde çatlaklar belirdiği ana kadar bu işleme devam edilmiştir. Bu çatlamaların görüldüğü andaki su muhtevası belirlenerek bu değer katkısız doğal zemin için plastik limit olarak alınmıştır.

3.2.1.4. Özgül Ağırlık Deneyi

Zeminin özgül ağırlığının belirlenebilmesi amacıyla ASTM D854 standardına uygun olarak özgül ağırlık deneyi gerçekleştirilmiştir. Deney Şekil 3.11'de görülen 250 ml'lik piknometre kullanılarak, 40 nolu elekten geçen katkısız doğal zemin ile beş kez tekrar edilmiştir. Deney sonuçlarından elde edilen özgül ağırlık değerlerinin ortalaması katkısız doğal zemin için özgül ağırlık değeri olarak alınmıştır. Konsolidasyon deneylerinde kullanılmak üzere optimum katkı yüzdelerinde hazırlanan numuneler üzerinde de özgül ağırlık deneyi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.11: Özgül ağırlık deneyinin yapılışı

3.2.1.5. Karışım Oranları ve Optimum Katkı Miktarlarının Belirlenmesi

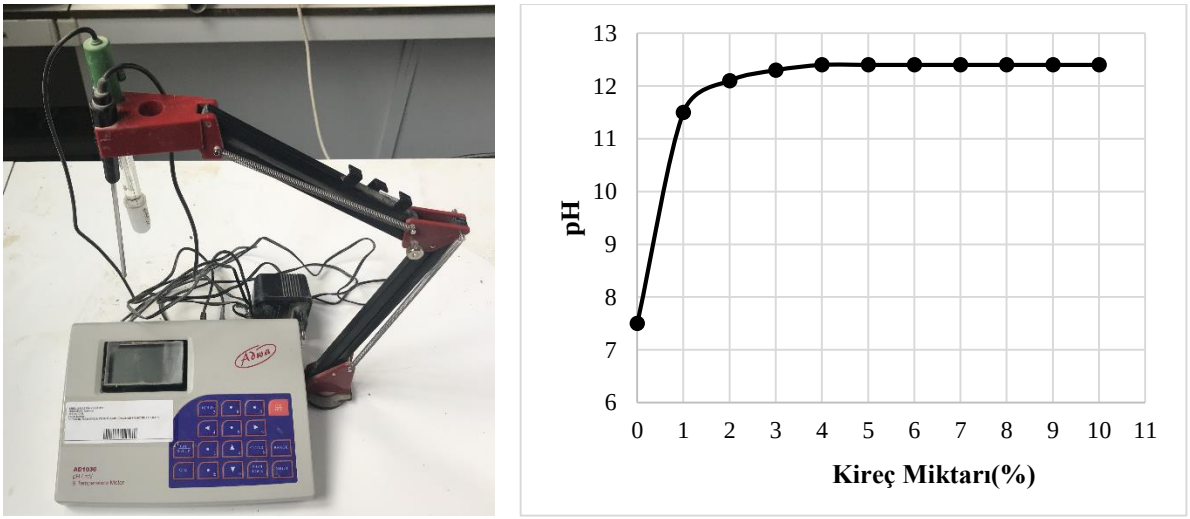
Kullanılan katkı miktarındaki değişimin zeminin fiziksel özellikleri ile dayanım özelliklerine olan etkisini inceleyebilmek amacıyla katkıların her biri için farklı oranlarda çalışma gerçekleştirilmiştir. Kullanılan katkı maddelerinin değişen oranları ve bulgular bölümündeki grafiklerde kullanılacak olan isimleri Tablo 3.4'te gösterilmektedir. Kireç ve çimento, deneylerde kullanılacak olan zemine verilen oranlarda ağırlıkça ilave edilmiştir. TK1 katkısı zemine ilave edilecek olan çimento miktarı üzerinden verilen oranlarda ağırlıkça eklenmiştir. TK2 katkısının toz bileşeni zemine ağırlıkça gram cinsinden, sıvı bileşeni ise ml cinsinden ilave edilmiştir. Örneğin 2,5 kg'lık bir zemine % 2 TK2 katkısının ilave edilmesi, toz bileşenden 50 gr, sıvı bileşenden ise 50 ml ilave edildiğini ifade etmektedir.

Tablo 3.4: Katkı türleri ve katkı oranları

Katkı Türü	Katkı Oranı ve İsmi
Kireç	%2 Kireç
	%3 Kireç
	%4 Kireç
	%5 Kireç
	%6 Kireç
Çimento	%4 Çimento
	%6 Çimento
	%8 Çimento
	%12 Çimento
Ticari Katkı 1	%4 Çimento + %2TK1
	%6 Çimento + %1TK1
	%6 Çimento + %2TK1
	%6 Çimento + %3TK1
	%8 Çimento + %2TK1
	%12 Çimento + %2TK1
Ticari Katkı 2	%1 TK2
	%2 TK2
	%3 TK2

İlerleyen bölümlerde her bir deney yönteminin açıklanmasında belirtileceği üzere deneylerin bir kısmı katkı maddelerinin tüm oranları için gerçekleştirilirken bir kısmı da belirlenen optimum oranlarda gerçekleştirilmiştir. Katkıların optimum oranı, standart varsa bu standartta belirtilen yöntem kullanılarak yoksa 1 günlük kür süresi sonundaki yaş CBR deney sonuçlarının değerleri dikkate alınarak belirlenmiştir. 1 günlük yaş CBR deney sonuçlarında en iyi malzemeyi yani kırma taş için verilen değeri aşmayacak olan katkı miktarı optimum katkı miktarı olarak seçilmiştir. Bu deney sonuçlarına göre çimento için optimum değer %6, TK1 katkısı için %6 Çimento+%2 TK1 ve TK2 katkısı için ise %2 TK2 olarak belirlenmiştir.

Kireç için optimum miktarın belirlenmesinde ASTM D6276 standardında belirtilen pH yöntemi yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu amaçla zemine ağırlıkça %0'dan %10'a kadar %1 artışla 11 farklı kireç miktarı ilave edilerek kireç, zemin ve distile su ile karışımlar hazırlanmıştır. Hazırlanan bu karışımların pH değerleri pH metre yardımıyla ölçülerek yatay eksende kireç miktarı düşey eksende pH değeri olacak şekilde Şekil 3.12'de verilen grafik elde edilmiştir. pH değerini 12,4 değerine ulaştıran ve sabitleyen kireç miktarı katkısız doğal zemin için optimum kireç miktarı olarak belirlenmiştir. Şekil 3.12'de verilen grafiğe göre çalışmada kullanılan katkısız doğal zemin için optimum kireç miktarı %4 olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.12: Farklı kireç içeriklerinde pH değişimi

Çalışmada katkılar ile gerçekleştirilen deneylerin (kompaksiyon, CBR, serbest basınç dayanımı, esneklik modülü ve plastik deformasyon) numunelerinin hazırlanmasında kireç için yapılan karışımlar kalıba sıkıştırılmadan önce, kireç ve zemin arasındaki reaksiyonların

oluşumuna izin vermek için 1 saat süreyle bekletilmiştir. Çimento, TK1 ve TK2 katkıları için hazırlanan karışımlar ise bekletilmeden doğrudan sıkıştırılmıştır.

3.2.1.6. Kompaksiyon Deneyi

Gerek katkısız gerekse katkılı zeminlerin dayanımı ile ilgili deneylerde kullanılan numunelerin hazırlanmasında kompaksiyon deney sonuçlarından elde edilen değerler kullanılmıştır. Zeminlerin kuru birim hacim ağırlığı ile su muhtevası arasındaki ilişkilerinin belirlenebilmesi için standart ve modifiye olmak üzere iki farklı kompaksiyon deneyi uygulanmaktadır. Bu çalışma kapsamında mevcut modern ekipmanların sıkıştırma enerjisine yakın olmasından dolayı ASTM D1557 standardına uygun olarak modifiye proktor deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla deneyde Şekil 3.13'te gösterilen 944 cm^3 hacme sahip kalıp kullanılmış ve sıkıştırma işlemi kalıba 5 eşit tabaka halinde ve her tabakaya 4,5 kg ağırlığındaki tokmak 45,7 cm yükseklikten 25 kez düşürülerek gerçekleştirilmiştir. Elde edilen veriler ile çizilen ve kuru birim hacim ağırlık ile su muhtevası ilişkisini gösteren grafiklerden maksimum kuru birim hacim ağırlık ve optimum su muhtevası değerleri elde edilmiştir. Deney Tablo 3.4'te verilen her bir karışım oranı için ayrı ayrı uygulanmıştır.



Şekil 3.13: Kompaksiyon deney ekipmanları

3.2.1.7.CBR Deneyi

CBR deneyi olarak isimlendirilen Kaliforniya Taşıma Oranı deneyi zeminlerin taşıma gücü hakkında bilgi veren deneylerden biridir. CBR deneyi 15,24 cm iç çapa ve 11,64 cm yüksekliğe

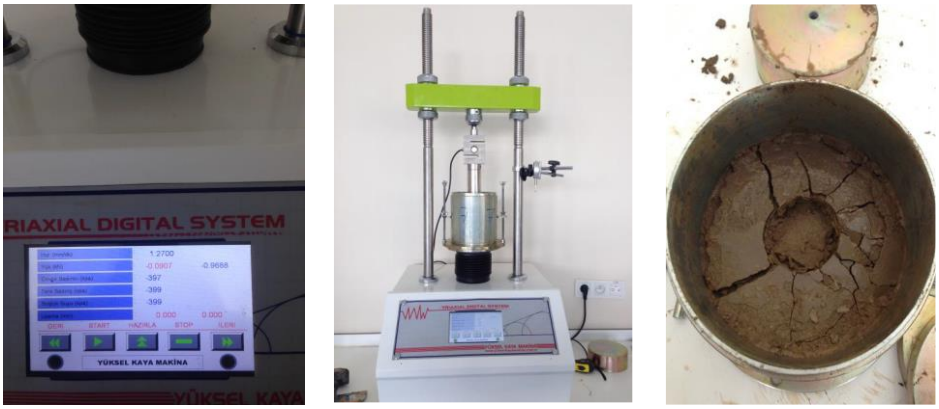
sahip olan kalıpta sıkıştırılmış zemine 5 cm çapındaki pistonun 1,27 mm/dk hızla batması sonucu 2,5 mm ile 5,0 mm penetrasyon değerlerinde elde edilen gerilmenin, standart kırmataş için aynı penetrasyon değerindeki gerilme değerlerine oranı olarak % cinsinden ifade edilmektedir.

Çalışmada hem katkısız hem de katkılı zeminler için CBR deney numunelerinin hazırlanmasında modifiye proktor deney sonucunda elde edilen optimum su muhtevaları kullanılmıştır. Deney numunelerinin hazırlanmasında da modifiye proktor enerjisinde sıkıştırma yapabilmek için modifiye proktor tokmağı kullanılmıştır. Bu amaçla numuneler hem katkısız hem de katkılı karışımlar için Şekil 3.14'te gösterildiği gibi CBR kalıbına 5 eşit tabaka halinde yerleştirilip her bir tabakaya 56 vuruş yapılarak hazırlanmıştır.



Şekil 3.14: CBR deney numunelerinin hazırlanışı ve kür havuzunda bekletilmesi

Deneyler ASTM D1883 standardına uygun bir biçimde yaş CBR olarak ve her bir katkının Tablo 3.4'te verilen bütün yüzdelerinde üçer kez tekrar edilerek gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla Şekil 3.14 'te de verildiği gibi kür süresinin etkisini saptayabilmek için hazırlanan numuneler anlık, 1 günlük, 7 günlük ve 28 günlük kür sürelerinde laboratuvar ortamında bekletilmiş ve kür süresi sonunda 4 gün (96 saat) su içerisinde bekletildikten sonra deneye tabi tutulmuştur. Aynı zamanda su içerisinde bekletilen numunelerin bu 4 günlük süre boyunca 24 saat ara ile şişme değerleri okunarak nihai şişme yüzdeleri de elde edilmiştir. Deney ASTM D1883 standardında belirtilen 1,27 mm/dk hızla Şekil 3.15'te gösterilen cihaz kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.15: CBR deneyinin gerçekleştirilmesi

3.2.1.8. Serbest Basınç Dayanımı Deneyi

Serbest basınç dayanımı deneyi, ince daneli ve kendini tutabilen zeminlerin tek eksenli basınç dayanımının belirlenebilmesi için gerçekleştirilmektedir. Bu amaçla çalışmada kullanılan her bir katkının belirlenen farklı yüzdeleri için Şekil 3.16'da verilen Harvard minyatür kompaksiyon deney aleti kullanılarak modifiye proktor enerjisinde 33 mm çap ve 70 mm yüksekliğinde üçer numune hazırlanmıştır. Serbest basınç deney numunelerinin hazırlanmasında kompaksiyon deney sonuçlarından elde edilen optimum su muhtevaları kullanılmıştır. Deneyler, serbest basınç dayanımı üzerinde kür süresinin etkisini belirleyebilmek amacıyla her bir katkının tüm oranları için anlık, 1 günlük, 7 günlük ve 28 günlük kür süresi sonunda gerçekleştirilmiştir. Hazırlanan deney numuneleri streç film ile sarılarak kür süresi boyunca desikatörde tutulmuş ve deney iki farklı şekilde gerçekleştirilmiştir. İlk olarak katkıların tüm oranları için hazırlanan numuneler belirlenen kür süresi sonunda desikatörden alınarak doğrudan deneye tabi tutulurken diğer yandan optimum katkı oranları için hazırlanan numuneler aynı zamanda bu kür süreleri sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra deneye tabi tutulmuştur.



Şekil 3.16: Serbest basınç deney numunelerinin hazırlanışı ve kürlenmesi

Serbest basınç dayanımı deneyleri, ASTM D2166 standardına uygun olarak 0,5 mm/dk yükleme hızı ile Şekil 3.17'de verilen deney cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.17: Serbest basınç deneyinin uygulanışı

3.2.1.9. Konsolidasyon Deneyi

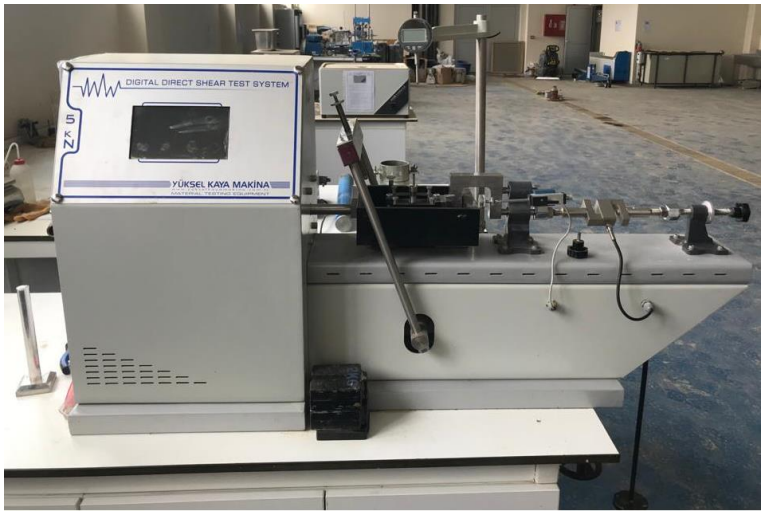
Katkısız doğal zemin ve her bir katkının belirlenen optimum miktarı ile hazırlanan ve sonrasında 7 günlük kür süresi boyunca laboratuvarda bekletilen numuneler üzerinde ASTM D2435 standardına uygun olarak bir boyutlu konsolidasyon deneyleri gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla deneyde Şekil 3.18'de verilen bir boyutlu konsolidasyon deney düzeneği kullanılmıştır. Deneylerde yükleme adımları 25, 50, 100, 200, 400, 800 ve 1600 kPa olarak gerçekleştirilirken yük boşaltma adımları da 800, 400, 200, 100, 50, 25 kPa olarak gerçekleştirilmiştir. Her bir yükleme ve boşaltma kademesi için 0, 6 sn, 15 sn, 30 sn, 1 dk, 2 dk, 4 dk, 8 dk,15 dk, 30 dk, 1 saat, 2 saat, 4 saat, 8 saat ve 24 saat okumalar kaydedilmiştir.



Şekil 3.18: Konsolidasyon deneyinin yapılışı

3.2.1.10. Direkt Kesme Kutusu Deneyi

Katkısız ve optimum katkı miktarı ile hazırlanan zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenebilmesi için direk kesme kutusu deneyi gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla Şekil 3.19'da verilen deney aleti kullanılmıştır.



Şekil 3.19: Direkt kesme kutusu deney cihazı

Deney numuneleri Şekil 3.20'de görüldüğü üzere 60x60 mm kare kesite sahip hücre içerisine optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlıkta sıkıştırılmıştır. Deney üç farklı normal kuvvet ile gerçekleştirildiğinden katkılı ve katkısız durumun her biri için 3 adet numune hazırlanmıştır. Numuneler 7 gün kür süresi boyunca laboratuvar ortamında ve ardından deney gerçekleştirilmeden önce 4 gün boyunca su içerisinde bekletilmiştir. Deneylerde normal gerilme değerleri 109 kPa, 54,5 kPa ve 27,25 kPa olacak şekilde 0,25 mm/dk yükleme hızı ile gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.20: Kesme kutusu deney numuneleri

3.2.1.11. Esneklik Modülü Deneyi

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerin esneklik modülü değeri laboratuvarda gerçekleştirilen tekrarlı üç eksenli yükleme deneyi ile doğrudan elde edilebilmektedir. Bu tez çalışması kapsamında esneklik modülü deneyleri Mehmet Akif Ersoy Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde bulunan ve Tübitak Projesi kapsamında geliştirilen dinamik üç eksenli deney cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir (Yılmaz ve Saltan, 2012). Esneklik modülü değerinin belirlenebilmesi amacıyla kullanılan ve genel bir şematik görünümü Şekil 3.21' de verilen bu deney cihazı farklı bileşenlerden oluşmaktadır. Bunlar;

1. Deney çerçevesi

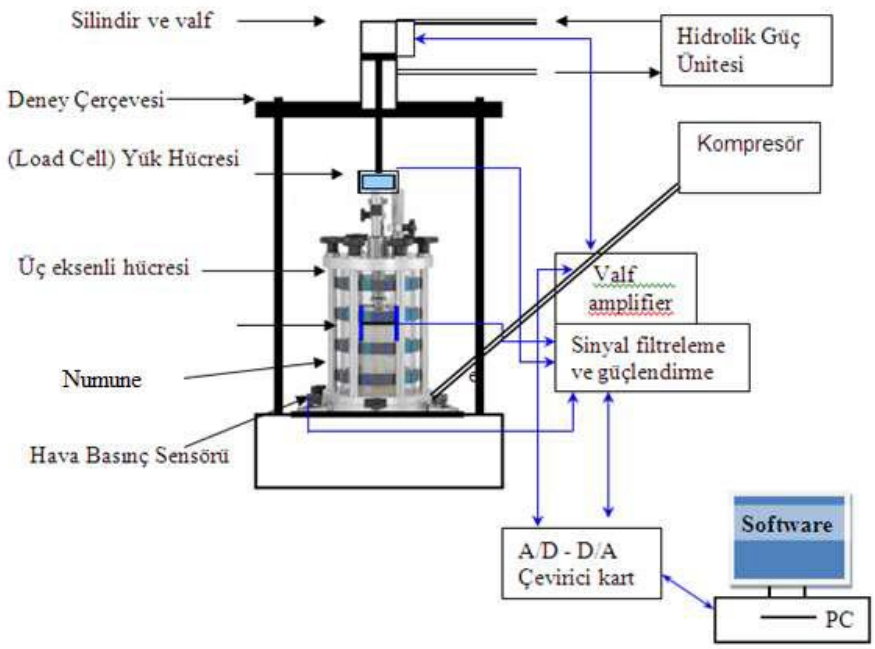
2. Üç eksenli hücre

3. Eksenel yönde dinamik yükün uygulanmasını sağlayan hidrolik yükleme sistemi

4. Sabit hücre basıncı sağlayan pnömatik basınç sistemi

5. Veri toplama ve kontrol sistemi

6. Yazılım'dır.



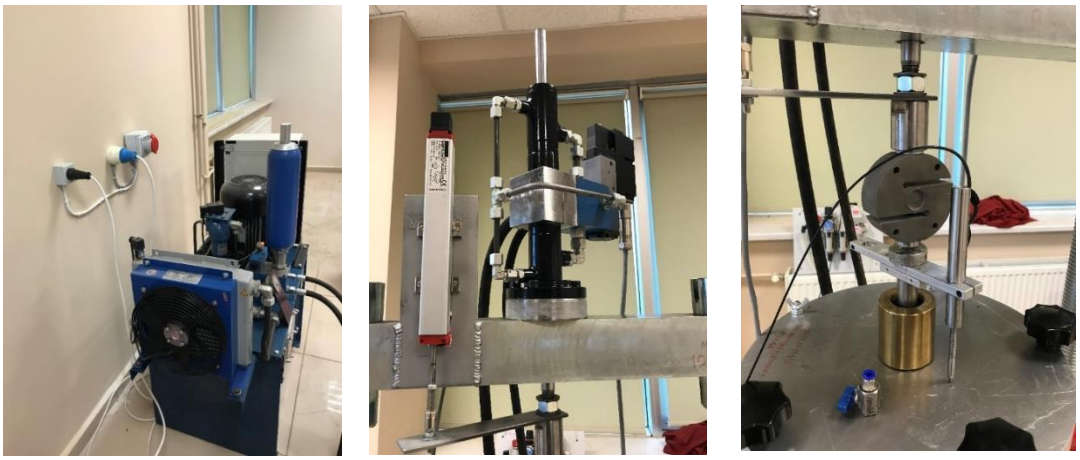
Şekil 3.21: Dinamik üç eksenli deney cihazı ve bileşenleri (Yılmaz ve Saltan, 2012).

Deney süresince eksenel yönde uygulanan tekrarlı gerilmelere karşı dayanıklı olacak biçimde imal edilmiş olan deney çerçevesinin, Şekil 3.22'de görüldüğü gibi alt tablası sabit olup üst başlığı ise istenilen yükseklik ayarının gerçekleştirilebilmesine olanak sağlayacak şekilde hareketlidir. Şekil 3.22'de gösterilen üç eksenli deney hücresi de içerisine yerleştirilen deney numunesine uygulanacak olan çevre basıncına (1000 kPa'a kadar) karşı dayanıklı olacak biçimde 10 mm kalınlığında plexiglass malzemeden üretilmiştir (Yılmaz ve Saltan, 2012).



Şekil 3.22: Deney çerçevesi ve üç eksenli hücresi

Deneyde hücre içerisinde bulunan numune üzerine düşey yönde uygulanan tekrarlı yüklemeler hidrolik yükleme sistemi ile gerçekleştirilmektedir. Şekil 3.23'de görüldüğü gibi sistem hidrolik gücü sağlayan bir güç ünitesi ile yükü uygulayan silindir ve pistondan meydana gelmektedir. Bu sistem ile düşey yönde istenen frekans ve büyüklüğe sahip dinamik yük uygulanabilmekte ve yarım sinüs dalgası şeklinde uygulanan tekrarlı yük, yük hücresi yardımıyla kontrol edilmektedir.



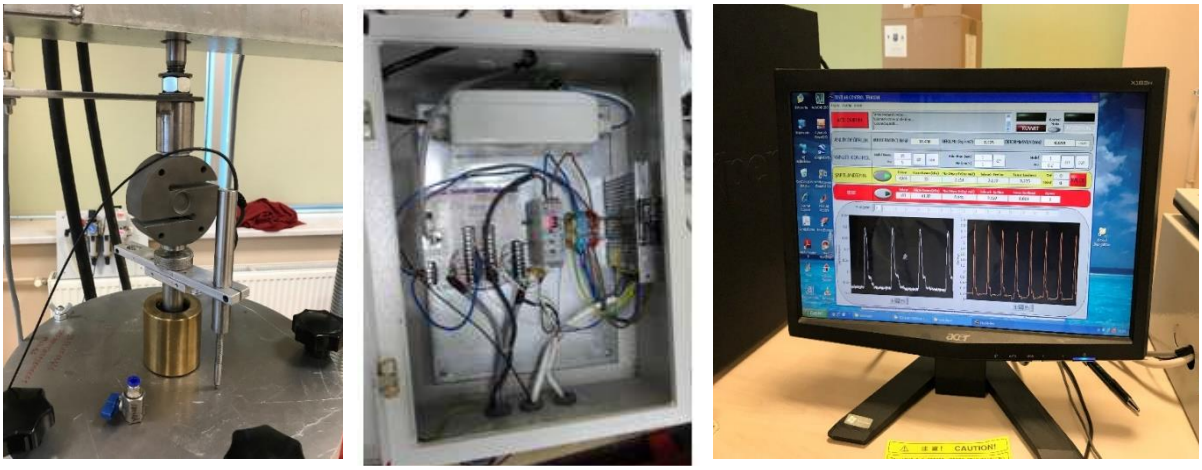
Şekil 3.23: Esneklik modülü deney cihazı hidrolik yükleme sistemi

Üç eksenli deney hücresi içerisinde bulunan silindirik numuneye sabit bir çevre basıncının uygulanması Şekil 3.24'te verilen pnömatik basınç sistemi ile gerçekleştirilmektedir. Bu sistemde hava basıncı kompresör yardımıyla üretilmekte ve deney süresince hücre içerisine verilen basınçlı hava, sistem içerisinde bulunan dijital basınç sensörü ve regülatör yardımıyla kontrol edilmektedir.



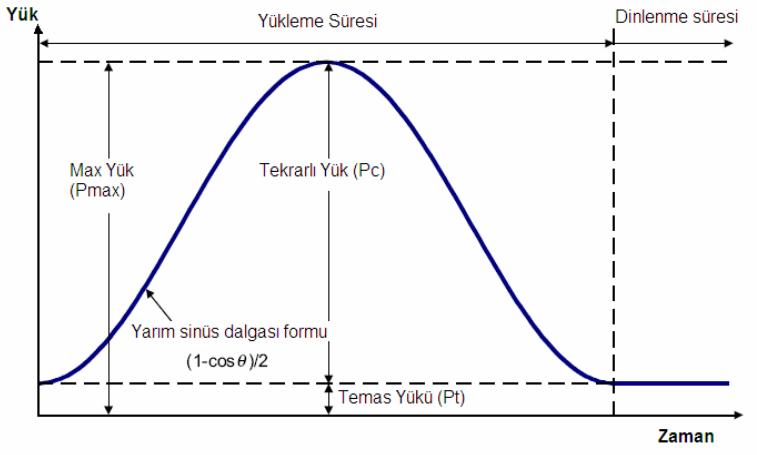
Şekil 3.24: Esneklik modülü deneyinde çevre basıncının uygulanışı

Veri toplama ve kontrol sistemi; bilgisayar, veri toplama ve kontrol yazılımı, analog-dijital/dijital-analog çevirici sistem ve ölçüm sensörlerinden oluşmaktadır. Veri toplama ve kontrol sistemi ile birlikte yazılım aracılığıyla deneyin standartta belirtilen adımlara göre gerçekleştirilmesi sağlanmakta ve cihaza bağlanan LVDT (Lineer Variable Deformation Transducer/Lineer Değişimli Deformasyon Ölçer), yük hücresi ve basınç sensöründen elde edilen veriler toplanarak bilgisayar hafızasında kaydedilmektedir. Deney gerçekleştirilirken yük hücresi ve deformasyon ölçerlerden elde edilen veriler kullanılarak yazılım aracılığıyla grafikler çizdirilmekte ve bu grafikler deney ile eş zamanlı olarak bilgisayar ekranında gözlemelenebilmektedir. (Yılmaz ve Saltan, 2012). Veri toplama ve kontrol sistemi ile grafiklerin çizdirildiği yazılım arayüz ekran görüntüsü Şekil 3.25'te yer almaktadır.



Şekil 3.25: Veri toplama ve kontrol sistemi ile yazılım arayüzü

Esneklik modülü değerinin belirlenebilmesi için geçmişten günümüze birçok deney standardı geliştirilmiştir. Bu standartlarından biri olan "Zeminlerin ve Agrega Malzemelerin Esneklik Modülünün Tanımlanması İçin Standart Test Metodu" başlıklı AASHTO T 307-99 deney standardı günümüzde yaygın olarak takip edilmektedir. Bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen esneklik modülü deneyleri AASHTO T 307-99 deney standardında belirtilen prosedürler göz önüne alınarak gerçekleştirilmiştir. Deneyde eksenel yöndeki tekrarlı yükler standartta belirtidiği gibi yarım sinüs dalgası şeklinde ve hidrolik yükleme sistemi yardımıyla 0,1 sn uygulama süresi ve 0,9 sn dinlenme süresi ile uygulanmıştır. Uygulanan yükün şekli Şekil 3.26'da verilmektedir.



Şekil 3.26: Numune üzerine uygulanan tekralı yük döngüsü (LTPP P46, 1996; Yılmaz ve Saltan, 2012; AASHTO T307-99,2012)

Deney standardına göre taban zeminleri üzerinde gerçekleştirilecek olan esneklik modülü deneylerinde uygulanacak yükleme adımları Tablo 3.5'te verilmektedir. Bu yükleme adımları incelendiğinde numuneye uygulanan maksimum eksenel yük, tekrarlı yük ile temas yükünün toplamından oluşmaktadır. Temas yükü ise uygulanan maksimum yükün %10'u olarak alınmaktadır. Tablo 3.5'te görüldüğü gibi deneyde yükleme adımlarına geçmeden önce ilk olarak numuneye başlangıç aşamasında belirli bir deviatör gerilme ve çevre basıncı altında 500 ila 1000 tekrar arasında şartlandırma yüklemesi gerçekleştirilmektedir. Şartlandırma yüklemesinde, numunenin hazırlanma sürecindeki karıştırma, sıkıştırma vb. aşamalarda oluşan farklılıkların giderilmesi, eğer boşluklar varsa numune içindeki bu büyük boşlukların giderilmesi ayrıca numunenin üstünde ve altında bulunanan yükleme platenleri ile arasında sıkı bir temasın sağlanması amaçlanmaktadır (Yılmaz, 2008). Bu şartlandırma yüklemesinden sonra numune, Tablo 3.5'te belirtilen on beş adımlık farklı deviatör gerilme ve çevre basınçları altında yükleme kombinasyonlarına tabi tutulmaktadır. Ancak bu şartlandırma aşamasında numunenin toplam düşey kalıcı deformasyonu %5 değerine ulaşır ve bu değeri aşarsa şartlandırma aşaması sona erdirilmektedir. Şartlandırma aşamasını geçen numunelerin esneklik modülü (M_r) değerleri ise, 100'er tekrar ile gerçekleştirilen on beş yükleme adımının herbirinin son beş tekrarındaki esnek şekil değiştirme ve deviatör gerilme değerleri ile hesaplanmaktadır.

Tablo 3.5: AASHTO T307-99 standardı taban zeminleri için yükleme adımları

Aşama	Hücre Basıncı (kPa)	Maks. Eksenel Gerilme (kPa)	Tekrarlı Gerilme (kPa)	Temas Gerilmesi (kPa)	Tekrar Sayısı
0	41,4	27,6	24,8	2,8	500-1000
1	41,4	13,8	12,4	1,4	100
2	41,4	27,6	24,8	2,8	100
3	41,4	41,4	37,3	4,1	100
4	41,4	55,2	49,7	5,5	100
5	41,4	68,9	62,0	6,9	100
6	27,6	13,8	12,4	1,4	100
7	27,6	27,6	24,8	2,8	100
8	27,6	41,4	37,3	4,1	100
9	27,6	55,2	49,7	5,5	100
10	27,6	68,9	62,0	6,9	100
11	13,8	13,8	12,4	1,4	100
12	13,8	27,6	24,8	2,8	100
13	13,8	41,4	37,3	4,1	100
14	13,8	55,2	49,7	5,5	100
15	13,8	68,9	62,0	6,9	100

Tablo 3.5'te verilen yükleme adımları ile kontrol amaçlı bir deney gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçlarında, Tablo 3.5'te verilen bazı yükleme adımları için elde edilen veriler özellikle düşük gerilmeler ile deformasyonlar için oldukça gürültülü olarak kaydedilmiştir. Bu nedenle deney standardında verilen yükleme adımlarına yeni yükleme adımları ilave edilmiş ve bazı adımlar da çıkartılmıştır. Bu yükleme adımlarının ilave edilmesinde katkısız numuneler de göz önünde bulundurulmuştur. Deneyde takip edilen yeni yükleme adımları Tablo 3.6'da verilmektedir.

Tablo 3.6: Yeni oluşturulan ve deneyde kullanılan yükleme adımları

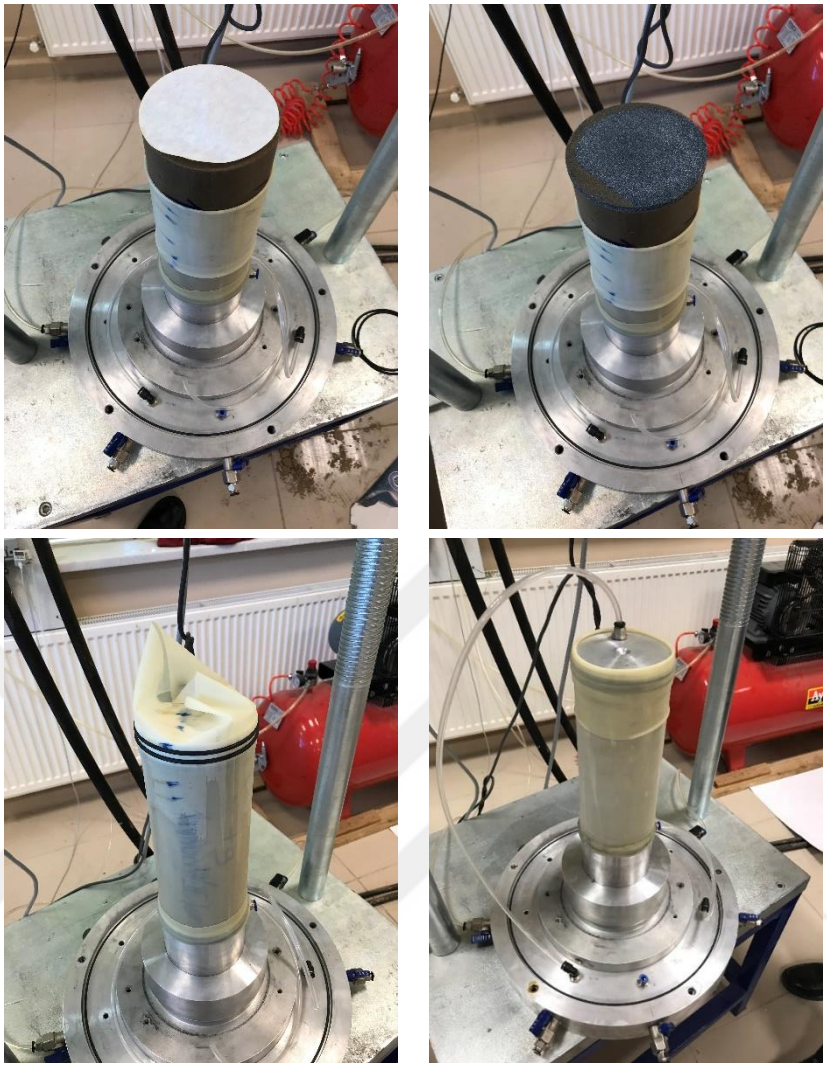
Aşama	Hücre Basıncı (kPa)	Maks. Düşey Gerilme (kPa)	Tekrarlı Gerilme (kPa)	Temas Gerilmesi (kPa)	Tekrar Sayısı
0	41,4	41,4	37,3	4,1	500
1	41,4	41,4	37,3	4,1	100
2	41,4	55,2	49,7	5,5	100
3	41,4	68,9	62,0	6,9	100
4	41,4	82,7	74,5	8,2	100
5	41,4	96,5	86,9	9,6	100
6	27,6	27,6	24,8	2,8	100
7	27,6	41,4	37,3	4,1	100
8	27,6	55,2	49,7	5,5	100
9	27,6	68,9	62,0	6,9	100
10	27,6	82,7	74,5	8,2	100
11	13,8	27,6	24,8	2,8	100
12	13,8	41,4	37,3	4,1	100
13	13,8	55,2	49,7	5,5	100
14	13,8	68,9	62,0	6,9	100
15	13,8	82,7	74,5	8,2	100

Esneklik modülü deneyi, önceden gerçekleştirilen deneysel çalışmalar sonucunda tüm katkılar için elde edilen optimum katkı oranları için gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla modifiye proktor enerjisi kullanılarak 100 mm çap ve 200 mm yüksekliğinde silindir deney numuneleri hazırlanmıştır. Kür süresinin etkisini saptayabilmek için numuneler, 7 ve 28 günlük kür süreleri boyunca Şekil 3.27'de görüldüğü gibi streç film ile sarılarak laboratuvar ortamında bekletilmiştir. Hazırlanan ve kür süresi boyunca bekletilen bu numuneler, en elverişsiz durumu göz önüne alabilmek için Şekil 3.27'de gösterildiği gibi kür süresi sonunda 4 gün boyunca suda bekletilmiş ve ardından esneklik modülü deneyi gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.27: Esneklik modülü deney numunesinin hazırlanması ve kür havuzunda bekletilmesi

Sudan çıkartılan numunenin üç eksenli deney hücresine yerleştirilmeden önce dış yüzeyi kurulanmıştır. Şekil 3.28'de görüldüğü gibi numunenin alt ve üst kısmına poroz taş ve filtre kağıdı yerleştirilmiştir. Numune latex membran içerisine konulmuş ve membranın alt ve üst platen kısmından O-ring kullanılarak sabitlenmiştir.



Şekil 3.28: Esneklik modülü deney numunesinin cihaza yerleştirilmesi

28 Günlük kür süresi için optimum katkı miktarı ile hazırlanan numuneler ile katkısız doğal zemin numunesi için gerçekleştirilen esneklik modülü deney sonuçları kullanılarak Tablo 2.3'te verilen çeşitli esneklik modülü tahmin modelleri ile regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Regresyon analiz sonuçlarından elde edilen ve en iyi uyumu sağlayan model tahmin sonuçları ile deney sonuçlarının karşılaştırılması da grafikler yardımıyla sunulmuştur.

3.2.1.12. Plastik Deformasyon Deneyi

Hem karayolu hem de demiryollarında üstyapı ile altyapıyı oluşturan bileşenler tekrarlı trafik yüklerine maruz kalmaktadır. Bu bileşenlerde tekrarlı yükler altında düşey yönde oluşan plastik deformasyon değerleri tekrarlı yükleme yapabilen üç eksenli deney cihazı kullanılarak elde edilebilmektedir. Bu çalışma kapsamında plastik deformasyon deneyi, esneklik modülü deneyinde kullanılan ve aynı boyutlara sahip silindirik numuneler üzerinde Şekil 3.29'da

verilen dinamik üç eksenli deney cihazı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Plastik deformasyon deneyi, esneklik modülü deneyinde olduğu gibi 7 ve 28 günlük kür süresi boyunca laboratuvar ortamında ve ardından 4 gün suda bekletilen optimum katkı miktarı ile hazırlanan numuneler ile optimum su muhtevasında ve 1 gün suda bekletilen katkısız numuneler üzerinde yapılmıştır. Deney cihazına yerleştirilen numune üzerine 210 kPa düşey gerilme ile 35 kPa değerinde çevre basıncı uygulanmış ve deney 5000 yük tekrarı ile gerçekleştirilmiştir.



Şekil 3.29: Plastik deformasyon deneyinin yapılışı

Deney sonuçlarından elde edilen kalıcı deformasyon değerleri yük tekrar sayısına karşılık gelecek şekilde kümülatif bir biçimde grafiklere aktarılmıştır. Oluşturulan grafiklerdeki veriler üzerinden eğilim çizgisi geçirilerek plastik deformasyon sonuçlarının Barksdale (1972) ve Monismith ve diğ. (1975) plastik deformasyon tahmin modellerine uygunluğu incelenmiştir.

3.2.1.13. SEM-EDS-Haritalama Analizi

Katkısız doğal zemin ve optimum katkı oranlarında hazırlanan ve 28 günlük kür süresince bekletilen serbest basınç numuneleri üzerinde mikroyapıdaki değişimin gözlemlenmesi amacıyla taramalı elektron mikroskobu (Scanning Electron Microscopy-SEM) görüntüleri, elementel kompozisyonun değerlendirilebilmesi için ise enerji-dağılımlı x-ışını spektroskopisi (EDS-Haritalama) analizleri gerçeleştirilmiştir. SEM görüntüleri 1000, 2000, 5000 ve 10000 kat olmak üzere farklı yakınlaştırma değerleri için elde edilmiştir.

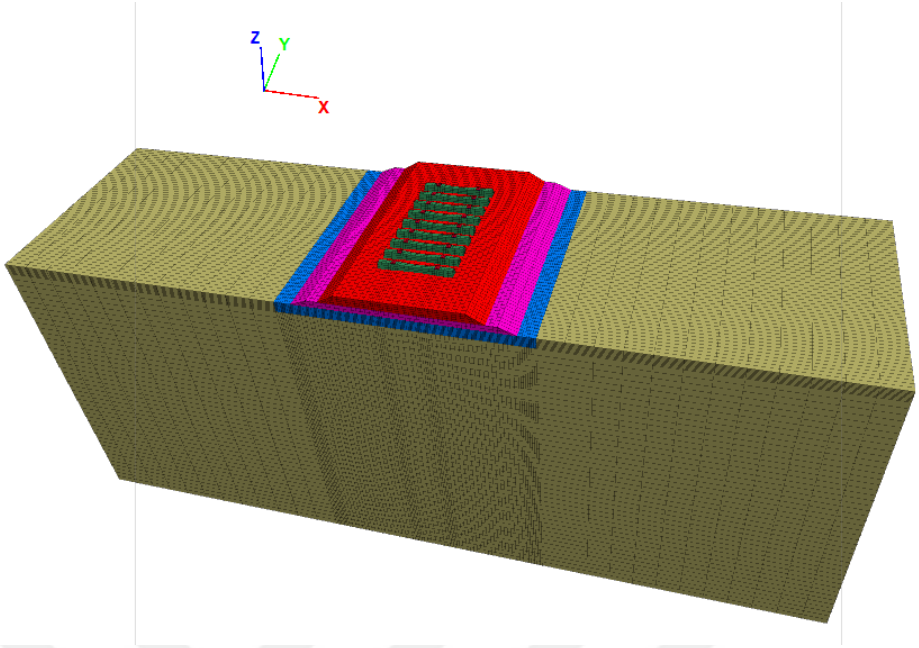
3.2.2. Demiryolunun Nümerik Modellenmesi

Dayanım açısından yeterli taşıma gücüne sahip olmayan demiryolu taban zeminlerinin yüzeysel olarak çeşitli katkı maddeleri (kireç, çimento, TK1, TK2) kullanılarak yerinde iyileşitirilmesinin incelenmesi amacıyla balastlı demiryolu hattının üç boyutlu nümerik modellemesi gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla modellemede sonlu farklar prensibine dayalı olarak çalışan FLAC 3D (Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions) yazılımı kullanılmıştır. FLAC 3D yazılımında geometrinin oluşturulması, malzeme parametrelerinin girilmesi, yükün uygulanması gibi adımlar programın kullanıcılara sağladığı ve FISH olarak isimlendirilen komut dosyasının yazımı ile gerçekleştirilebilmektedir (Itasca, 2019). Bu şekilde bir komut dosyasının oluşturulması kullanıcıya oluşturacağı modeldeki değişiklikleri kolaylıkla gerçekleştirebilmesine olanak sağlamaktadır.

Nümerik modelleme aşaması birkaç adımdan meydana gelmektedir. Bu adımlar;

- Model geometrisinin oluşturulması,
- Modeli oluşturan bileşenlerin malzeme özelliklerinin tanımlanması,
- Modelin sınır koşullarının belirlenmesi,
- Yüklemenin yapılması,
- Analiz sonuçlarının elde edilmesidir.

Çalışmada nümerik model, balastlı bir demiryolu hattı için bileşenleri sırasıyla yukarıdan aşağıya doğru ray, ray pedi, travers, balast, altbalast, iyileştirilmiş taban zemini ve doğal zemin olacak şekilde oluşturulmuştur. Model boyutları Şekil 3.30'da verildiği gibi x doğrultusunda 30 m genişliğe, y doğrultusunda 8,4 m uzunluğa ve z doğrultusunda taban zemininin yüzeyinden itibaren ise 12 m derinliğe sahiptir. İyileştirilen tabaka ise 8,8 m genişliğinde olacak şekilde oluşturulmuştur.

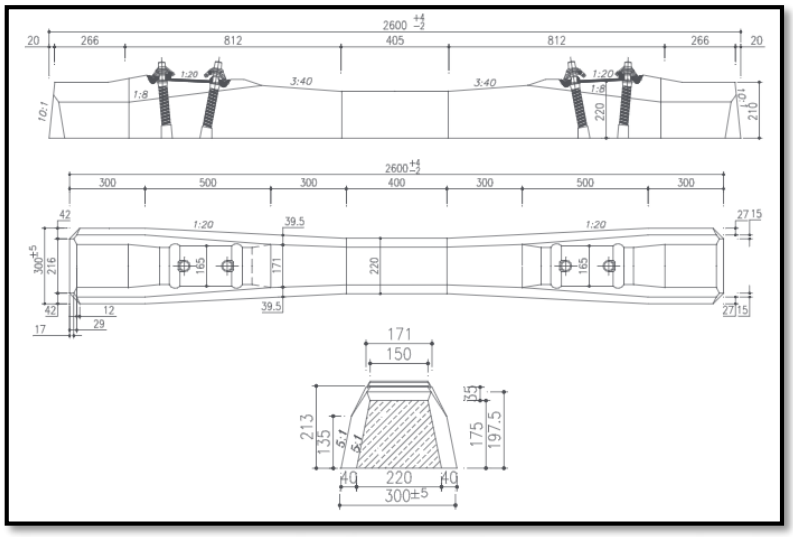


Şekil 3.30: Modelin genel görünümü

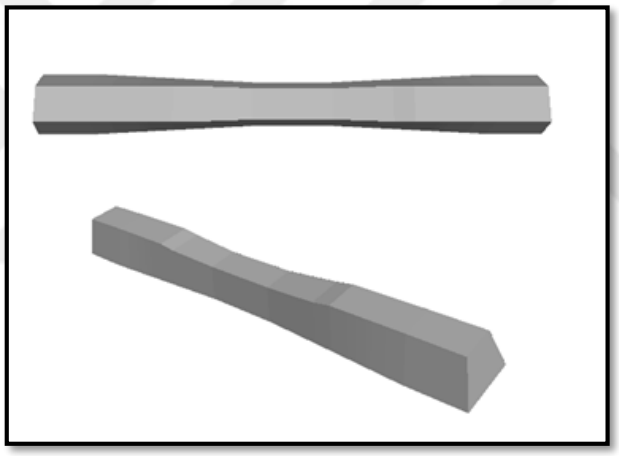
Raylar, ilk önce günümüzde yaygın olarak kullanılan UIC 60 rayı dikkate alınarak üç boyutlu olarak modellenmiş ancak gerçekleştirilen deneme analizleri sonucunda rayın traverslere yük aktarımında istenilen sonucu vermediği görülmüştür. Bu sebeple modellemede ray, ray pedinin üzerine gelecek olan gerilmenin düzgün bir şekilde aktarımını sağlamak için sadece ray tabanı olarak ve 1 cm kalınlıkta modellenmiş ve tekerlek yükü bu taban üzerine uygulanmıştır. Raylar travers üzerine 1435 mm hat açıklığını verecek şekilde konumlandırılmıştır. UIC 60 rayı için lineer elastik malzeme modeli seçilmiş ve malzeme parametreleri Kukulski ve diğ. (2019)'nin yapmış oldukları çalışmadan elde edilmiştir.

Modelde ray ile travers arasına 1cm yüksekliğinde ve rayın taban genişliği ile aynı boyutlara sahip ray pedi yerleştirilmiştir. Ray pedi için lineer elastik malzeme modeli seçilmiştir.

Modellemede traversler Şekil 3.31'de verilen B70 monoblok beton travers ölçüleri kullanılarak Şekil 3.32'de görüldüğü gibi aslına uygun olacak şekilde oluşturulmuştur. Modelde traversler merkezden merkeze 60 cm aralıkla yerleştirilmiştir. Traversler için malzeme modeli lineer elastik olarak seçilmiş ve malzeme parametreleri Paixão ve Fortunato (2010) ve Martins (2017)'nin çalışmalarından elde edilmiştir.



Şekil 3.31: B70 monoblok travers ölçüleri (Khatibi ve diğ., 2017)

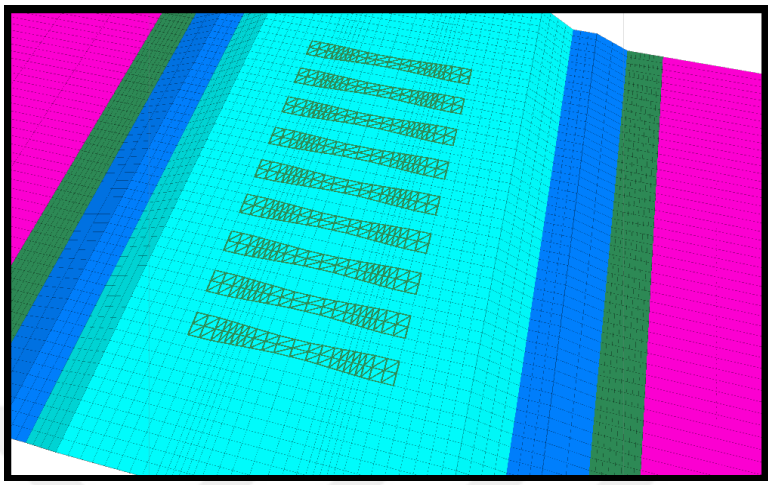


Şekil 3.32: Çalışmada oluşturan traversin geometrik modeli

Modelde balast tabakası traversin alt yüzeyinden itibaren 35 cm kalınlıkta, altbalast tabakası ise bunun altında ve 25 cm kalınlıkta olacak şekilde modellenmiştir. Balast ve altbalast tabakasında kullanılan malzemeler için mohr-coulomb zemin modeli seçilmiştir. Her iki tabaka için gerekli olan malzeme parametreleri Li ve diğ. (2016), Paixão ve ve diğ. (2016) ve Martins (2017)'nin çalışmalarından elde edilmiştir.

Travers tabanı ile balast tabakası arasındaki etkileşimin daha iyi modellenebilmesi için bu iki hat bileşeni arasına Şekil 3.33'te görüldüğü gibi arayüz eleman yerleştirilmiştir. Traversin rijitliğinin balast tabakasının rijitliğinden oldukça fazla olması nedeniyle ara yüzey elemanın özellikleri rijitliği daha düşük olan balast tabakasının özellikleri kullanılarak hesaplanmıştır. Bu şekilde tüm sistemin deforme olabilirliği, rijitliği küçük olan malzeme tarafından kontrol

edilecektir. Modelde arayüz elemanının parametreleri $k_s=k_n=30650,57$ MPa/m, kohezyon 1000 kPa, çekme dayanımı 0 olarak alınmıştır (Martins, 2017).



Şekil 3.33: Travers ve balast tabakası arasına yerleştirilen arayüzey

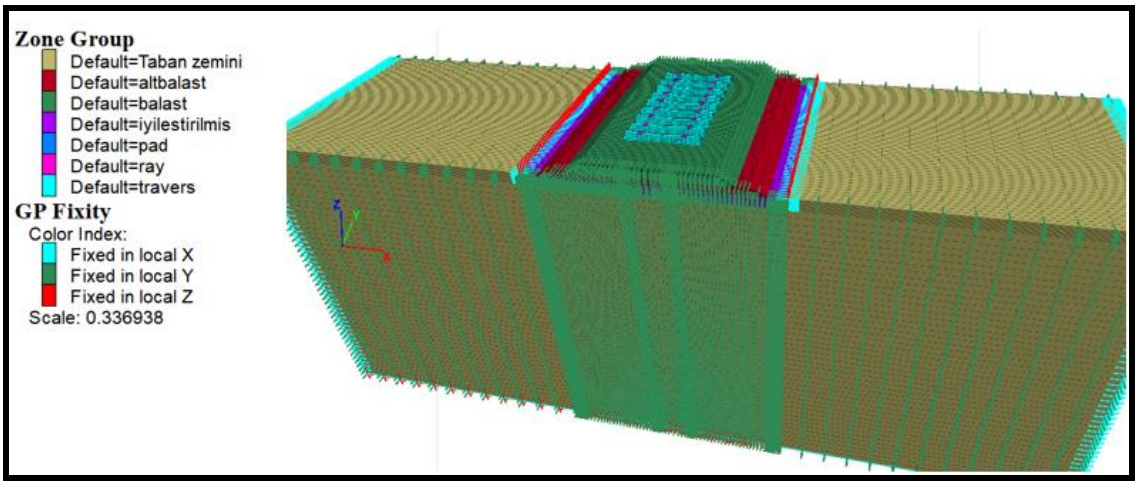
Altbalast tabakasının inşa edildiği taban zemini 30, 40, 60 ve 80 cm gibi farklı kalınlıklarda, %4 kireç, %6 çimento, %6 çimento + %2TK1 ve %2TK2 katkılarıyla stabilize edilerek iyileştirilmiş bir tabaka oluşturularak analizler gerçekleştirilmiştir. Gerek iyileştirilmiş tabaka ve gerekse iyileştirilmemiş taban zemini için mohr-coulomb zemin modeli dikkate alınmıştır. Mohr coulomb malzeme modeli için program tarafından istenen malzeme parametreleri bu tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmalardan elde edilmiştir. Ancak deneysel çalışmalarda üç eksenli deney cihazı bulunmadığından ve bu deney gerçekleştirilemediğinden temel parametre olan kohezyon değeri, konsolidasyonsuz ve drenajsız üç eksenli deneyin özel bir hali olan serbest basınç deney sonucundan elde edilmiş ve içsel sürtünme açısı ise sıfır alınmıştır. Bu değerler hem taban zemini hem de iyileştirilmiş tabaka için en elverişsiz koşulu yansıtması bakımından 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletilen numuneler için elde edilen değerlerdir.

Hattı oluşturan tüm bileşenler için literatürden ve deneysel çalışmalardan elde dilen malzeme parametreleri Tablo 3.7’ de verilmektedir.

Tablo 3.7: Model malzeme parametreleri

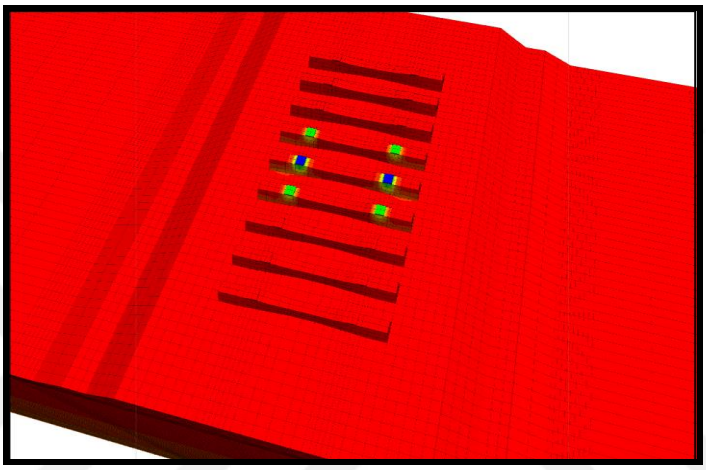
Malzeme Parametreleri	**Demiryolu Hat Bileşeni**						
	Ray	**Ray Pedi**	**Travers**	**Balast**	**Altbalast**	**İyileştirilmiş Tabaka**	**Taban Zemini**
Malzeme Modeli	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Lineer Elastik	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb	Mohr Coulomb (Drenajsız)	Mohr Coulomb (Drenajsız)
E (MPa)	210000	146	64000	160	200	98 (Kireç) 120 (Çimento) 170 (TK1) 10 (TK2)	3,6
γ(kN/m^3)	77,00	9,81	25,00	17,70	18,90	18,90 (Kireç) 20,08 (Çimento) 20,18 (TK1) 20,14 (TK2)	20,07
ν	0,30	0,46	0,25	0,20	0,30	0,25	0,40
c (kPa)	-	-	-	-	-	351 (Kireç) 634 (Çimento) 835 (TK1) 105 (TK2)	15
φ (°)	-	-	-	42	38	0	0

Modelin sınır koşulları gerilmelerin sınırlarda sonlanmış olup olmadığı göz önünde bulundurularak çeşitli deneme analizleri gerçekleştirilerek belirlenmiştir. Bununla birlikte traverslerden gerçekleştirilen yük aktarımının sınır koşullarından etkilenmemesi için traversler, sınırlara yakın olmayacak şekilde 9 adet olarak ve 60 cm aralıklarla yerleştirilmiştir. Ayrıca iyileştirilen tabaka kiriş eleman gibi düşünülmüş ve bu sebeple her iki ucundan sınırlarında x ve z yönünde hareketi sınırlandırılarak mesnetler oluşturulmuştur. Modelin sınır koşulları ve iyileştirilen tabaka için ifade edilen bu durum Şekil 3.34'te verilmektedir.



Şekil 3.34: Modelin sınır koşulları

Modellemede analizler statik analiz olarak gerçekleştirilmiştir. Literatürde raya etki eden tekerlek yükünün traversler arasındaki dağılımının farklı oranlarda gerçekleştiğini belirten çeşitli çalışmalar bulunmaktadır (Szurgott ve Bernys, 2013; Profillidis, 2014). Bu çalışma kapsamında modelde aks yükü 200 kN olarak alınmış ve yüklemeler doğrudan ray tabanı üzerine, 100 kN'luk tekerlek yükünün %50'si tekerleğin üzerinde bulunduğu birinci traverse, %25'i ise bu traversin her iki tarafında bulunan komşu traversler üzerine etki edecek şekilde gerçekleştirilmiştir. Yükleme durumu Şekil 3.35'te verilmektedir.



Şekil 3.35: Modelde gerçekleştirilen yükleme

3.2.3. Sürüdürülebilirlik Analizi

Gerek karayolu ve gerekse demiryollarında yolun geçtiği güzergahlarda her zaman proje kriterleri açısından uygun nitelikte zeminler ile karşılaşılamamaktadır. Böyle durumlarda projeye uygun nitelikte bir taban zemininin oluşturulmasında farklı yöntemler uygulanabilmektedir. Bu yöntemlerden birkaçı mevcut taban zemininin farklı katkı maddeleri kullanılarak yerinde iyileştirilmesi ya da mevcut taban zemininin yerine farklı bir bölgeden uygun nitelikte bir malzemenin getirilmesidir. Bahsedilen bu iki farklı seçeneğin hangisinin uygulanacağı ile ilgili sadece teknik açıdan veya ekonomik açıdan beklentileri karşılaması gibi bir değerlendirmenin yapılması tek başına yeterli bir kriter değildir. Bu iki değerlendirme kriterinin dışında verilecek kararlarda sürdürülebilirliğin bir diğer temel bileşeni olan çevresel açıdan bir değerlendirmenin yapılması da kaçınılmazdır. Böyle bir değerlendirme için karbon ayak izi analizi yaygın olarak uygulanmakta olan bir yöntemdir. Bu yöntem ile özellikle küresel ısınma ve dolayısıyla iklim değişikliğine neden olan başta CO_2 olmak üzere diğer sera

gazlarının CO_2 emisyon eşdeğerliği hesaplanarak çevresel açıdan bir değerlendirme yapılmaktadır (Karaşahin, 2014).

Çalışmanın bu bölümünde farklı katkı maddeleri ile gerçekleştirilen yerinde iyileştirme çalışmaları ile geleneksel olarak mevcut zeminin farklı bir malzeme ile değiştirilmesi gibi iki durumun çevresel etkiler açısından karbon ayak izi analizi ile değerlendirmesi ve karşılaştırması yapılmıştır.

Karbon ayak izi analizleri, her iki uygulama yöntemi için;

- Katkıların ve farklı bölgeden getirilen malzemenin üretimi ile ilgili emisyon değerleri ile
- Uygulama sırasında yani inşaat aşamasında kullanılan makine ve ekipmanlardan kaynaklanan emisyon değerleri dikkate alınarak gerçekleştirilmiştir.

Analizlerde yöntem olarak Giustozzi ve diğ. (2015)'in çalışmasındaki yöntem ve varsayımlar temel alınmış ve inşaat sürecinde kullanılan ekipmanlarla ilgili veriler, çalışma süreleri ve varsayımlar da yine aynı çalışmadan elde edilerek bu çalışmadaki yeni yol kesimine uyarlanmıştır.

Her iki yöntemde de kullanılan katkı maddeleri ve malzemenin üretiminden kaynaklanan emisyon değerleri literatürdeki farklı kaynaklardan elde edilmiş ve bu değerlerin ortalaması emisyon değeri olarak hesaba katılmıştır. Bu tez çalışmasında kullanılan katkılardan kireç ve çimentonun üretiminden kaynaklanan CO_2 emisyon değerlerine literatürde ulaşılabilmiş fakat TK1 katkısı için bu değere ulaşılamamıştır. Bununla birlikte TK2 katkı maddesinin toz bileşeninin %96,5 oranında portland çimentosu ve kireçten meydana geldiği bilinmektedir. Bu nedenle toz bileşenin emisyon değeri, çimento ile kirecin CO_2 emisyon değer aralığında ortalama bir değer olduğu kabul edilmiştir. Katkının sıvı bileşeni ise çeşitli kaynaklarda amonyum klorit olarak ifade edilmektedir (Rajendran ve Lytton, 1997; Brandon, 2009). Bu madde için elde edilen emisyon değeri amonyum klorite göre belirlenmiştir.

Bu çalışma kapsamında kullanılan farklı katkı maddelerinin CO_2 eşdeğer emisyon değerleri Tablo 3.8'de verilmektedir.

Tablo 3.8: Kullanılan katkıların üretiminden kaynaklanan CO_2e emisyon değerleri

Malzeme	Emission–CO_2e (kg/ton malzeme)	Ortalama Değer	Referans
Kireç	975 780	877,50	(Pradel ve Reverdy, 2012) (Hammond ve Jones, 2011)
Çimento	950 820 913	894,33	(Hammond ve Jones, 2011) (Collins, 2010) (UK Quality Ash Association, 2010)
TK1	-	-	-
TK2 (Sıvı)	1180	1180	(Winnipeg, 2012)
TK2 (Toz)	885	885	(%96,5 Portland çimentosu ve kireç)
Agrega	5 6,5	5,75	(Hammond ve Jones, 2011) (Giustozzi ve diğ., 2015)

Malzemelerin üretiminden kaynaklanan emisyon değerlerinin dışında toprak işleri ve zemin iyileştirme çalışmaları kapsamında kullanılan ekipmanların yol inşaatı sırasındaki yakıt tüketimi sonucu önemli miktarda CO_2 emisyonu ortaya çıkmaktadır. Bu emisyon değerlerinin hesaplanmasında önemli bir girdi olan ekipmanların çalışma süreleri her iki farklı yöntem için de Giustozzi ve diğ. (2015)'in çalışmasındaki süreler göz önüne alınarak bu çalışmadaki yol kesimine uyarlanmış ve her iki yöntem için gerekli ekipmanların yakıt tüketimi denklem (3.1), CO_2 emisyonu ise denklem (3.2) kullanılarak hesaplanmıştır.

$$F = BSFC.P.T.\frac{1}{\gamma} \tag{3.1}$$

Burada;

F: Yakıt Tüketimi (L),

BSFC: Fren özgül yakıt tüketimi (g/(kW.h))

P: Maksimum torku sağlayan dönüş hızındaki motor gücü (kW)

T: Zaman (saat)

γ: Kullanılan yakıtın yoğunluğu (0,832 kg/L)

$$CO_2\ emisyonu = F.\alpha \tag{3.2}$$

Burada:

F: Yakıt Tüketimi (L),

α: 1 litre dizelin tüketilmesi sırasında ortaya çıkan CO_2 miktarı (2663,9 g/L)

Analizler 1 km uzunluğunda, 8,8 m genişliğindeki bir yolda 30 cm derinliğinde bir iyileştirme yapılması durumu için gerçekleştirilmiştir. Dikkate alınan bu yol kesimindeki toprak hacmi 2640 m^3'tür. Yerinde iyileştirme yapılması durumunda zemine ilave edilecek olan katkı miktarı deneysel çalışmalar sonucu belirlenen optimum miktar kullanılarak yol kesimindeki toprak hacmine karşılık gelen zeminin kuru ağırlığı dikkate alınarak hesap edilmiştir. Bu katkıların her birinin miktarı Tablo 3.9'da verilmektedir.

Tablo 3.9: Kullanılan katkıların miktarı

Malzeme	Oran	Katkı Miktarı (ton)
Kireç	%4	215,4
Çimento	%6	323,1
Çimento + TK1	%6	323,1
	%2	6,5
TK2 (Sıvı) + TK2 (Toz)	%2	108
	%2	108

Analizlerde sahada sıkıştırma yapılması için gerekli olan su, düşük CO_2 emisyon değerine ve her iki yöntemde yaklaşık olarak aynı miktara sahip olması ve arazideki su muhtevasının değişkenlik göstermesinden dolayı hesaba katılmamıştır. Her iki yöntemde de bitkisel toprağın kaldırıldığı varsayılmıştır.

Farklı bir bölgeden getirilecek olan malzeme miktarının yol kesiminden kazılacak olan toprak hacmine eşit olduğu, yeni malzemenin getirileceği taş ocağının 20 km uzaklıkta, kazılan zeminin depolanacağı alanın ise 2 km uzaklıkta olduğu, bunun yanında taş ocağından alınacak olan yeni malzemenin daha önceden depolama alanına getirildiği ve inşaat alanına buradan taşınacağı varsayılmıştır.

Zeminin kazılmasında kullanılan ekskavatör ve kazılan zeminin depoya taşınmasında kullanılan kamyonlar için Giustozzi ve diğ. (2015)'in çalışmasındaki varsayımlardan yararlanılmıştır. Bu varsayımlar Tablo 3.10'da verilmektedir.

Tablo 3.10: Analizde kullanılan ekskavatör ve kamyonlar için varsayımlar

Ekskavatör	1,5 m^3 kapasite	Yükleme boşaltma döngü süresi 20sn	
Kamyon	12 m^3 kapasite	Bir kamyonun ekskavatör tarafından yüklenmesi (yükleme + manevrası ile birlikte) 4dk	
	Yakıt tüketimi	Taş ocağı yolunda her 3 km de 1 litre dizel Depolama alanına gidiş dönüş yolunda her 1,5 km de 1 litre dizel	
	Kamyonun Döngü Süresi	Zeminin Yüklenmesi: 4dk Taşınması: 5dk Boşaltma: 1dk Agreganın Yüklenmesi: 4dk Taşınması: 5dk Boşaltma: 1dk	Bir kamyon için döngü süresi 20dk ve ekskavatörün bir kamyonu yükleme süresi 4dk olduğundan 5 kamyon ile ekskavatörün boş kalmaksızın çalışacağı düşünülmüştür.

Her iki yöntemin uygulanmasında kullanılacak olan ekipmanların emisyon değerlerinin hesaplanması için gerekli tenik bilgiler ve kullanım süreleri Tablo 3.11'de verilmektedir (Giustozzi ve diğ., 2015). Bu ekipmanların katkılara göre hangisinin kullanılacağı ve inşaat sürecindeki kullanım süreleri hesaplamada dikkate alınmıştır.

Tablo 3.11: Her iki yöntem için kullanılacak olan ekipmanlara ait teknik bilgiler

Ekipman	**BSFC (g/kWh)**	**P (kW)**
Yayıcı	215	135
Zemin Stabilizatör	208	420
Greyder	210	95
Ekskavatör	205	145
Yükleyici	215	120
Silindir-Keçi ayaklı	215	135
Silindir-Tek tamburlu	215	130
Silindir-Pnömatik	215	90

Kireç ile iyileştirme yönteminde başlangıçtaki kazıma işlemi yapılmamış, başlangıç karıştırması sönmüş kirecin doğrudan zemine yayılmasından sonra zemin stabilizatörü ile gerçekleştirilmiş ve ardından kireç ile zemin arasındaki reaksiyonun gerçekleşebilmesi için dinlendirme yapılmıştır. Bunu takiben kompaksiyon öncesinde ikinci bir karıştırma işlemi yine zemin stabilizatörü ile yapılarak ardından sıkıştırma işlemi gerçekleştirilmiştir (Lime Manual, 2004). Bu sebeple zemin stabilizatörünün çalışma süresi iki kat olarak hesaplarda dikkate alınmıştır.

TK1 katkı maddesi ile TK2 katkı maddesinin toz bileşeninin zemine serilmesi aynı yayıcı ekipman ile gerçekleştirilmiş ve çalışma süresi bu durum göz önüne alınarak hesaba katılmıştır. Aynı şekilde TK2 katkısının sıvı bileşeninin de bu ekipmanla aynı teknik özelliklere sahip sıvı katkı yayıcı ile serildiği varsayılmıştır.

4. BULGULAR

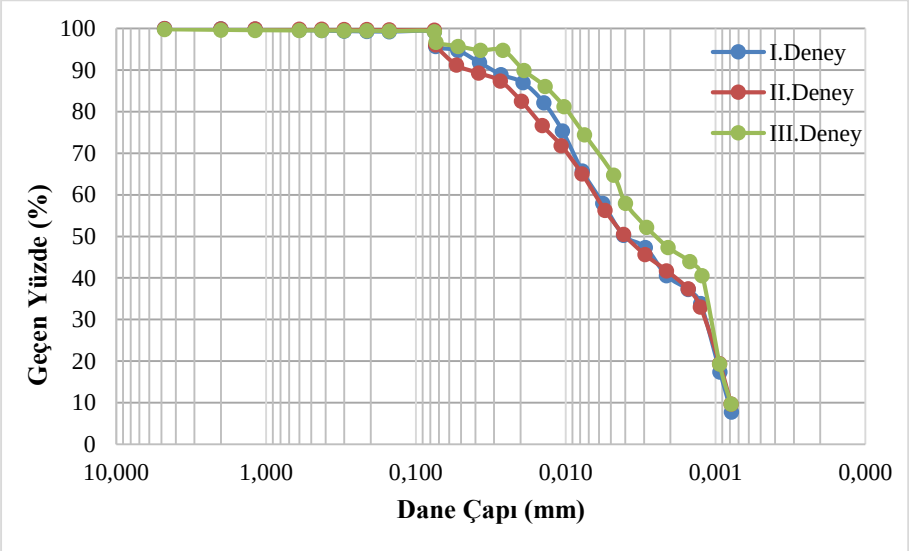
Bu bölümde tez çalışması kapsamında gerçekleştirilen deneylere, nümerik modellemeye ve sürdürülebilirlik analizine ait sonuçlar yer almaktadır.

4.1. DENEYSEL ÇALIŞMA SONUÇLARI

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmaların sonuçları grafikler yardımıyla ayrıntılı olarak sunulmuştur.

4.1.1. Elek Analizi ve Hidrometre Deney Sonuçları

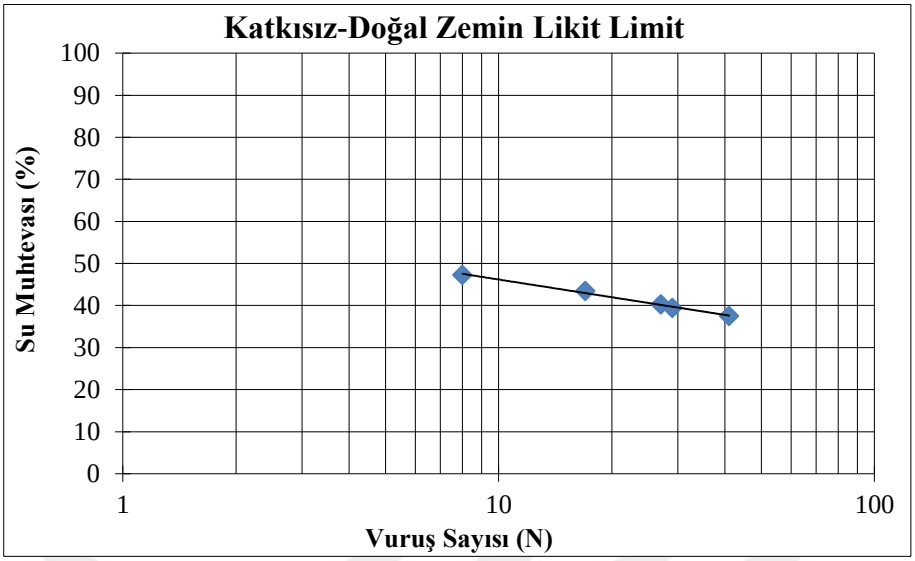
Doğal zemin için, ASTM D422 standardına uygun olarak gerçekleştirilen yıkamalı elek analizi ve hidrometre deney sonuçları Şekil 4.1'de verilmektedir. Üç kez tekrar edilen deney sonuçlarına göre zeminin yaklaşık %99'unun 200 nolu elekten geçtiği belirlenmiştir.



Şekil 4.1: Katksısız doğal zeminin dane çapı dağılımı

4.1.2. Kıvam Limitleri Deney Sonuçları

Katkısız doğal zemin için ASTM D4318 standardına uygun olarak gerçekleştirilen likit limit deney sonuçları Şekil 4.2'de verilmektedir. Katkısız doğal zeminin likit limiti %41, plastik limiti %24 ve plastisite indisi %17 olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.2: Katkısız doğal zeminin likit limit deneyi

4.1.3. Özgül Ağırlık Deney Sonuçları

ASTM D854 standardına uygun olarak, katkısız doğal zemin ile optimum katkı miktarında hazırlanan ve 7 günlük kür süresince laboratuvar ortamında bekletilen katkılı zeminler üzerinde gerçekleştirilen özgül ağırlık deney sonuçları Tablo 4.1'de verilmektedir. Deney katkısız doğal zemin için beş kez tekrar edilmiş ve sonuçların ortalaması alınmıştır.

Tablo 4.1: Özgül ağırlık deney sonuçları

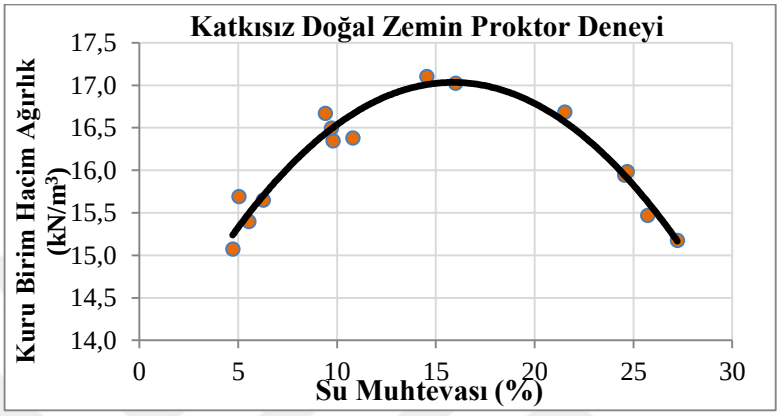
Katkı	Özgül Ağırlık
Katkısız-Doğal Zemin	2,77
%4 Kireç	2,78
%6 Çimento	2,77
%6 Çimento + %2 TK1	2,79
%2 TK2	2,77

4.1.4. Kompaksiyon Deney Sonuçları

Hem katkısız hem de katkılı zeminler ile ilgili geçekleştirilen serbest basınç dayanımı deneyi, CBR deneyi, konsolidasyon deneyi, direkt kesme kutusu deneyi, esneklik modülü deneyi ve plastik deformasyon deneyi için gerekli olan numunelerin hazırlanmasında kompaksiyon deney sonuçlarından elde edilen değerler kullanılmıştır.

4.1.4.1. Katkısız Doğal Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları

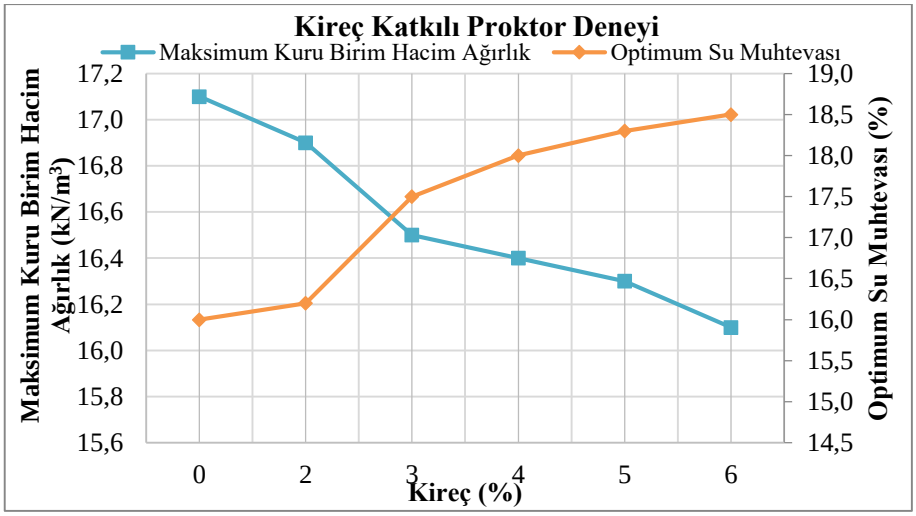
Katkısız doğal zemin üzerinde ASTM D1557 standardına göre gerçekleştirilen modifiye proktor deney sonucu Şekil 4.3'te verilmektedir. Deney sonucunda katkısız zemin için maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri 17,1 kN/m^3 olarak elde edilirken optimum su muhtevası da % 16 olarak belirlenmiştir.



Şekil 4.3: Katkısız-doğal zeminin modifiye proktor deney sonucu

4.1.4.2. Kireç Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları

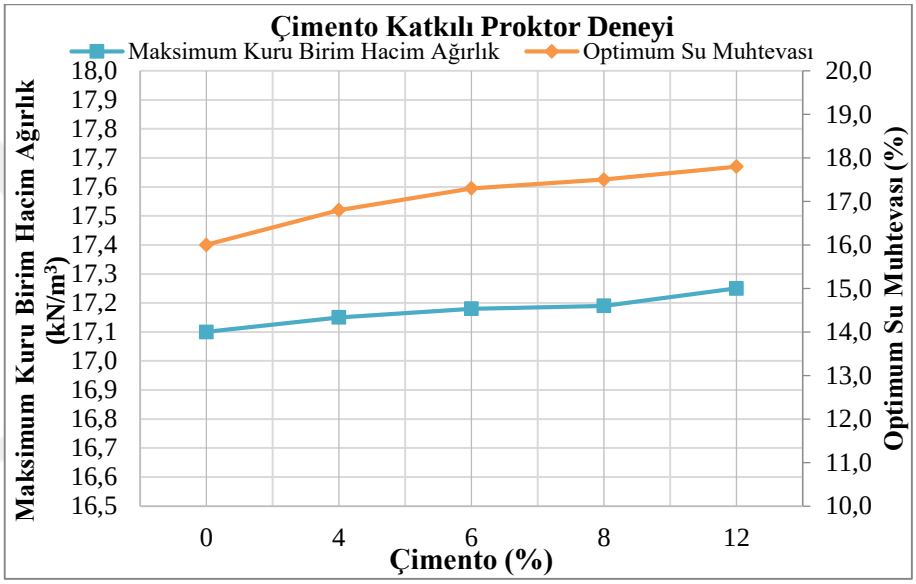
Doğal zemine ağırlıkça %2, %3, %4, %5 ve %6 oranında kireç ilave edilerek ASTM D1557 standardına göre gerçekleştirilen modifiye proktor deney sonuçları Ek 1.1'de verilmektedir. Şekil 4.4'te verilen grafik incelendiğinde kireç miktarındaki artış maksimum kuru birim hacim ağırlığı azaltırken optimum su muhtevasında artış meydana getirmiştir. Doğal zeminin kuru birim hacim ağırlığı %6 kireç ilavesi ile 17,1 kN/m^3 değerinden 16,1 kN/m^3 değerine düşerken, optimum su muhtevası da %16'dan % 18,5 değerine yükselmiştir.



Şekil 4.4: Kireç katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları

4.1.4.3. Çimento Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları

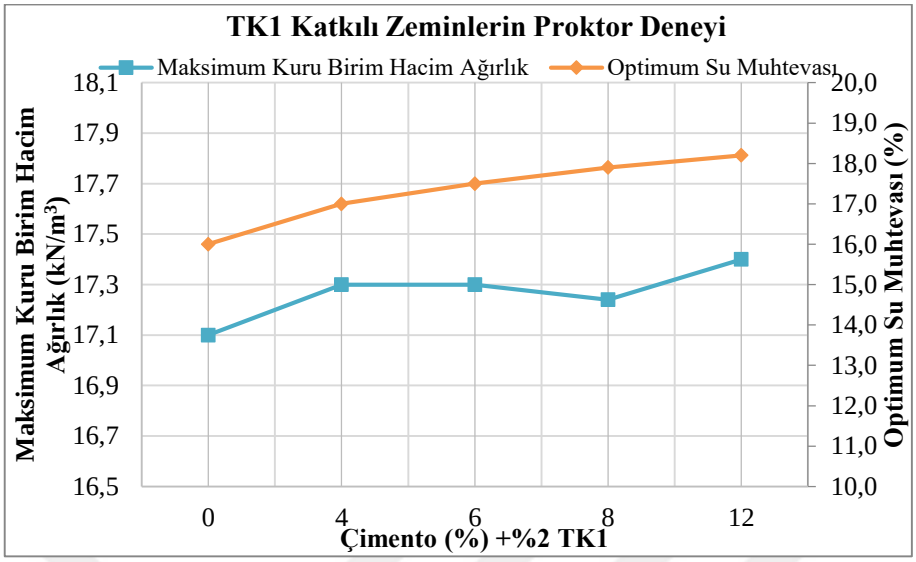
Doğal zemine ağırlıkça %4, %6, %8 ve %12 oranında Tip I portland (42,5R) çimentosu ilave edilerek gerçekleştirilen modifiye proktor deney sonuçları Ek 1.2'de verilmektedir. Şekil 4.5'teki grafik incelendiğinde çimento miktarındaki artış maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde önemli bir artış meydana getirmezken, optimum su muhtevasında artış meydana getirmiştir. Doğal zeminin maksimum kuru birim hacim ağırlığı %12 çimento ilavesi ile 17,1 kN/m^3 değerinden 17,25 kN/m^3 değerine yükselirken, optimum su muhtevası da %16'dan %17,8 değerine yükselmiştir.



Şekil 4.5: Çimento katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları

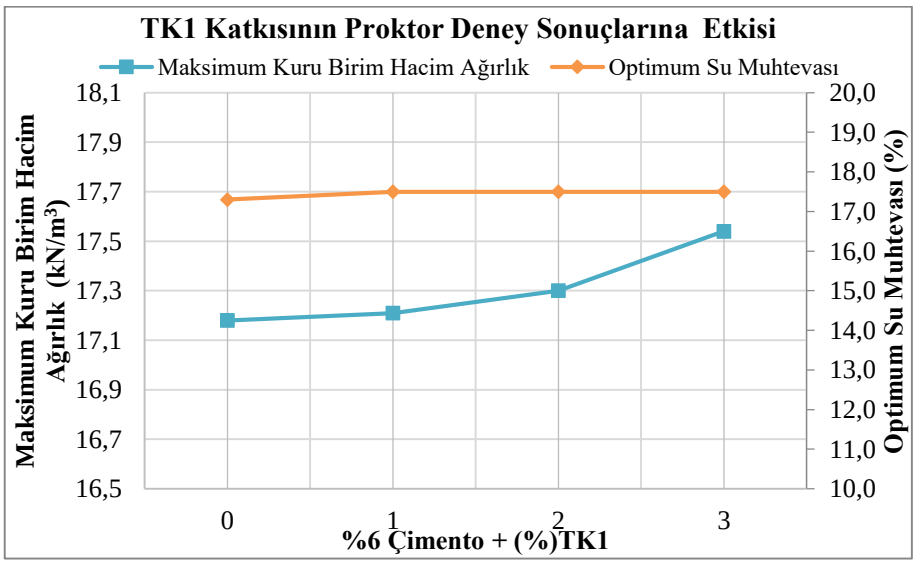
4.1.4.4. TK1 Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları

Doğal zemine ağırlıkça %4, %6, %8 ve %12 oranında Tip I portland (42,5R) çimentosu ile çimentonun %2'si oranında TK1 katkısı ilave edilerek gerçekleştirilen modifiye proktor deney sonuçları Ek 1.3'te verilmektedir. Şekil 4.6'daki grafik incelendiğinde maksimum kuru birim hacim ağırlık değerleri katkısız zemine göre 17,1 kN/m^3 değerinden %4, %6 ve %8 çimento katkılı durum için 17,3 kN/m^3 mertbesine %12 çimento katkılı durum için ise 17,4 kN/m^3 değerine yükselmiştir. Bununla birlikte katkısız doğal zemin için %16 olan optimum su muhtevası katkı miktarındaki artışlar ile artmış ve %12 çimento katkılı durum için %18,2 değerine yükselmiştir.



Şekil 4.6: %Çimento+%2TK1 katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları

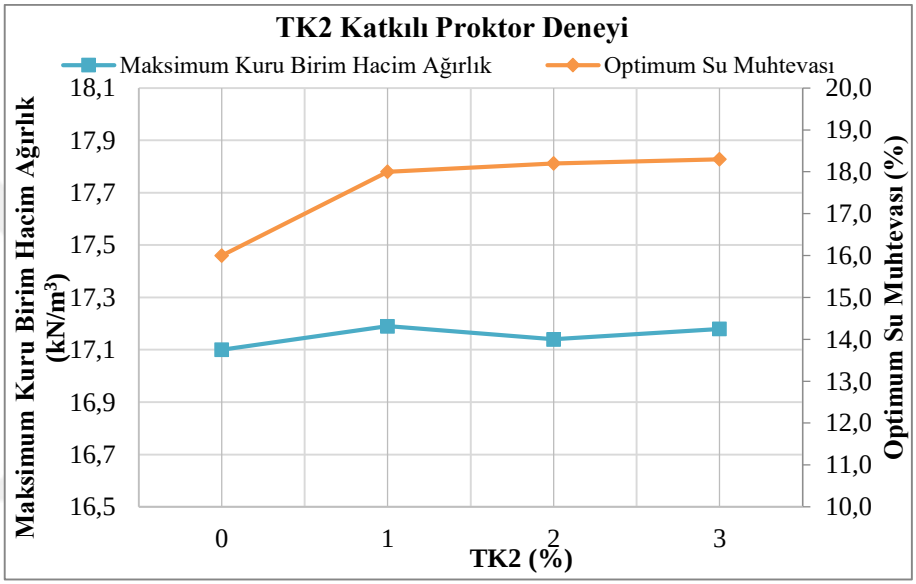
TK1 katkısının değişimini görebilmek için, %6 çimentoya %1 , %2 ve %3 oranında TK1 katkısı ilave edilerek de modifiye proktor deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları Ek 1.3'te ve karşılaştırılması da Şekil 4.7'de verilmektedir. Maksimum kuru birim hacim ağırlık değeri %6 Çimentoya %1TK1 katkı ilavesi ile 17,21 kN/m^3 iken aynı oranda çimentoya %3 TK1 katkı ilave edilmesi durumunda 17,54 kN/m^3 değerine yükselmiştir. Ancak optimum su muhtevası değerlerinde önemli bir artış meydana gelmemiştir.



Şekil 4.7: TK1 katkısının %6 çimento katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçlarına etkisi

4.1.4.5.TK2 Katkılı Zeminin Kompaksiyon Deney Sonuçları

Doğal zemine ağırlıkça %1, %2 ve %3 oranında TK2 katkısı ilave edilerek gerçekleştirilen modifiye proktor deney sonuçları Ek 1.4'te verilmektedir. Şekil 4.8' deki grafik incelendiğinde TK2 katı miktarındaki artış maksimum kuru birim hacim ağırlık değerlerinde önemli bir atış meydana getirmezken optimum su muhtevası, doğal zemine göre %1 TK2 katkısı ile %16'dan %18 değerine yükselmiştir. Ancak %1 TK2 üzerindeki katkı oranlarında optimum su muhtevası değerinde de önemli bir değişiklik meydana gelmemiştir.



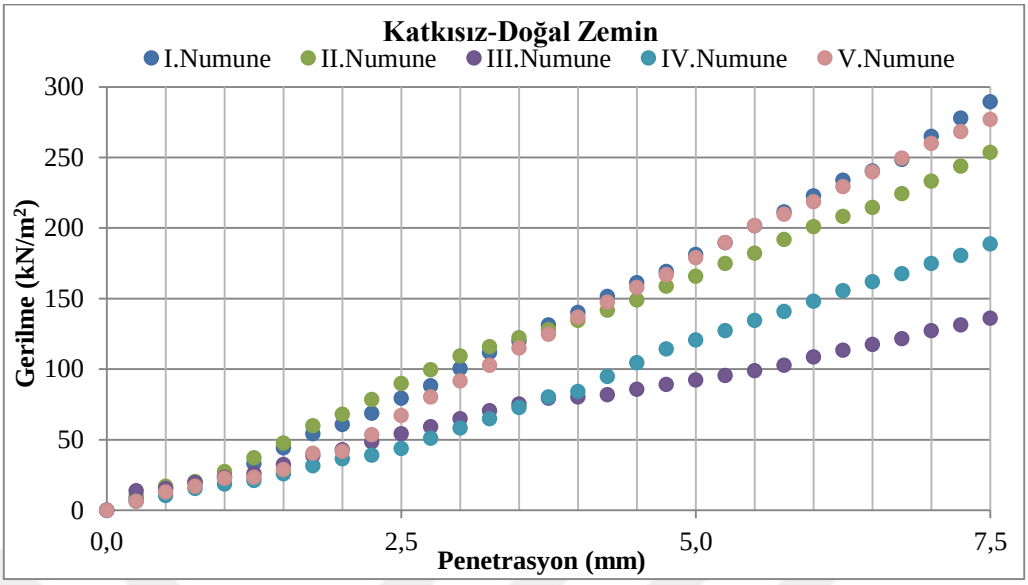
Şekil 4.8: TK2 katkılı zeminin modifiye proktor deney sonuçları

4.1.5. Yaş CBR Deney Sonuçları

Hem katkısız doğal zemin hem de tüm katkıların değişen oranları için ASTM D1883 standardına göre gerçekleştirilen yaş CBR deney sonuçları aşağıda verilmiştir.

4.1.5.1.Katkısız Doğal Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları

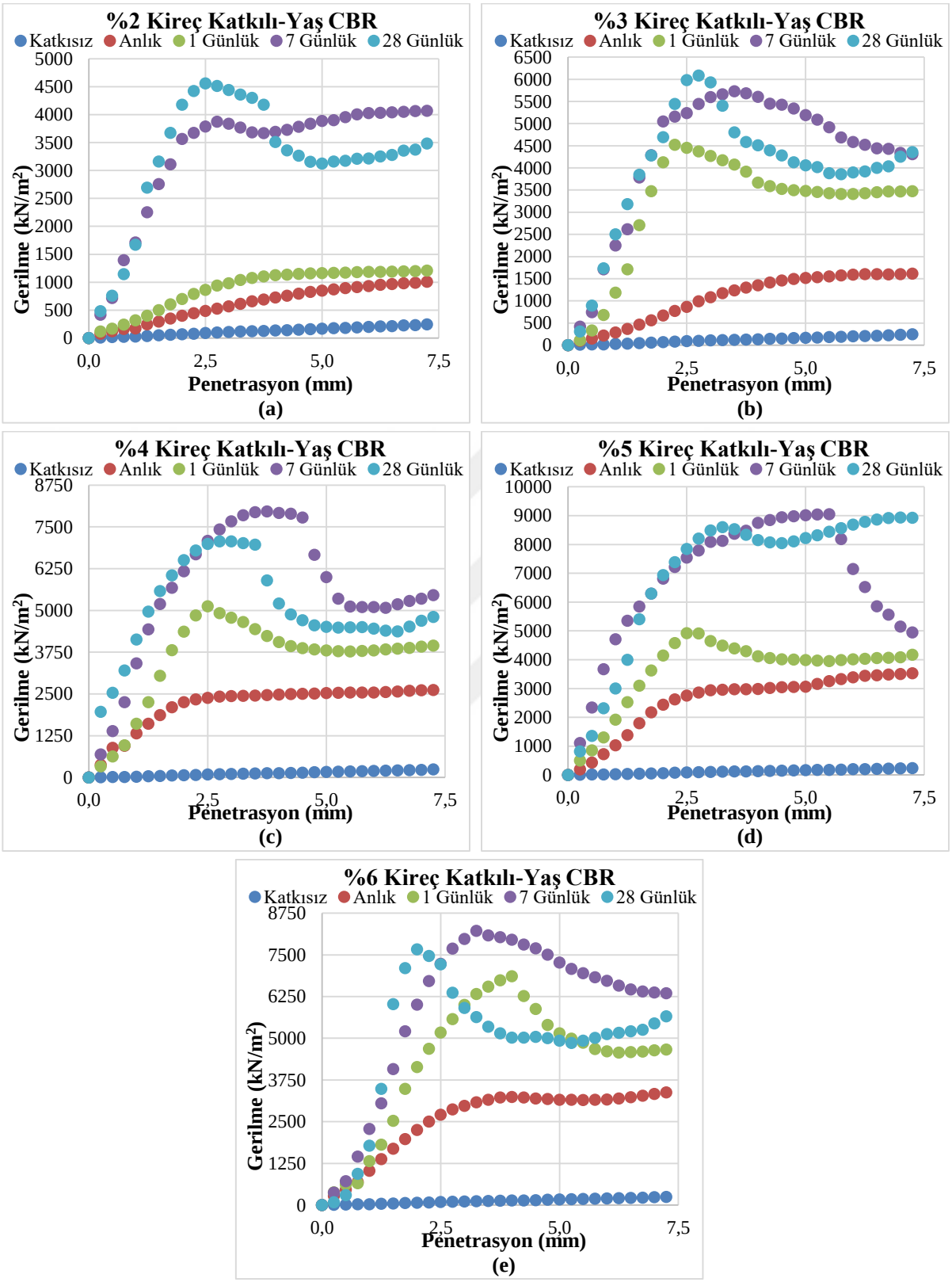
Katkısız doğal zemin için yaş CBR deneyi beş kez tekrar edilmiştir. Katkısız zeminin yaş CBR değeri Şekil 4.9'da verilen sonuçlardan elde edilen değerlerin ortalaması alınarak %1,5 olarak bulunmuştur.



Şekil 4.9: Katkısız doğal zeminin yaş CBR deney sonuçları

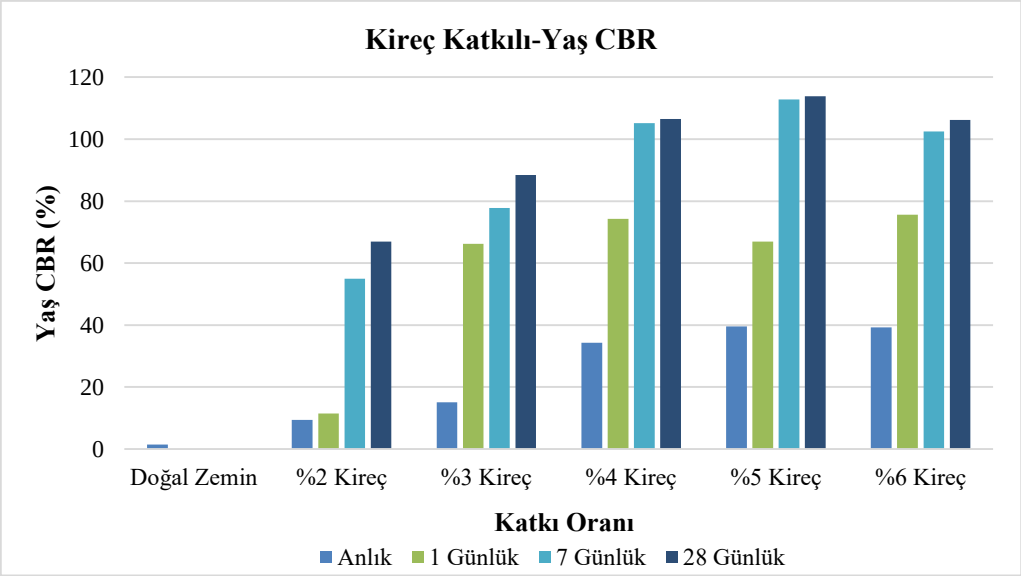
4.1.5.2.Kireç Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları

Katkısız zemine ağırlıkça %2, %3, %4, %5 ve %6 oranında kireç ilavesi ile anlık, 1günlük, 7 günlük ve 28 günlük olmak üzere her bir kür süresi için üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen deney sonuçları Ek 2.1-Ek 2.4'te verilmektedir. Tek bir deneye ait sonucu gösteren grafik de Şekil 4.10'da verilmektedir.



Şekil 4.10: Kireç katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları

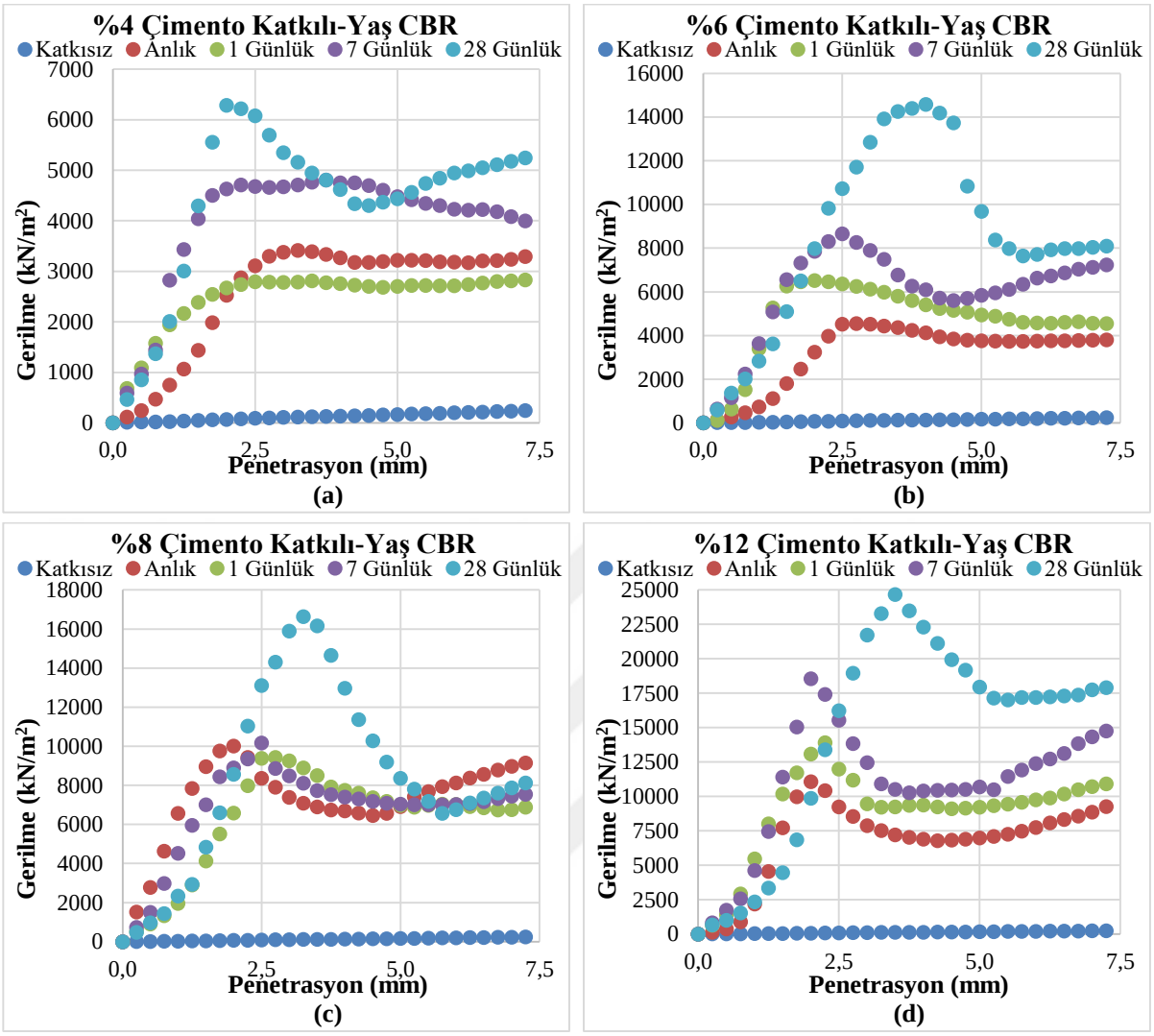
Farklı kür süresi ve kireç miktarları için üç kez tekrarlanan yaş CBR deney sonuçlarının ortalaması karşılaştırmalı olarak Şekil 4.11'de verilmektedir. Şekil 4.11'deki grafik incelendiğinde tüm katkı yüzdeleri için kür süresinin artışı ile CBR değerleri artmıştır. Optimum katkı miktarı olarak belirlenen %4 kireç miktarı için anlık yaş CBR değeri %34,27 olarak belirlenirken 28 günlük kür süresi için %106,47 olarak elde edilmiştir. Aynı zamanda %4 kireçten daha yüksek katkı miktarları için CBR değerlerinde önemli bir artış meydana gelmemiştir.



Şekil 4.11: Kireç katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarının karşılaştırılması

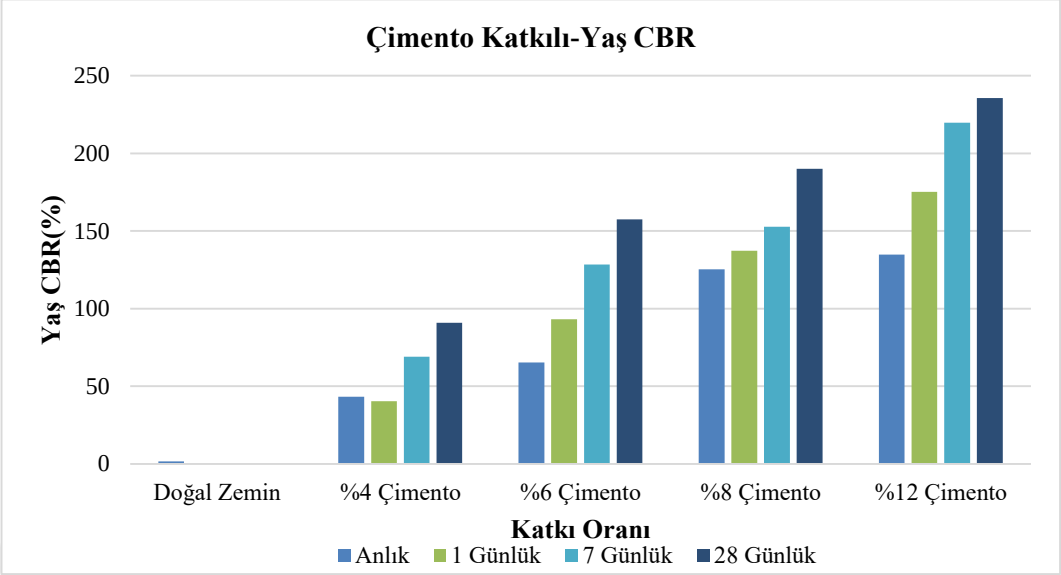
4.1.5.3. Çimento Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları

Katkısız doğal zemine ağırlıkça %4, %6, %8 ve %12 oranında çimento ilavesi ile anlık, 1günlük, 7 günlük ve 28 günlük olmak üzere her bir kür süresi için üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen deney sonuçları Ek 2.5-Ek 2.8'de verilmektedir. Tek bir deneye ait sonuç da Şekil 4.12'de verilmektedir.



Şekil 4.12: Çimento katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları

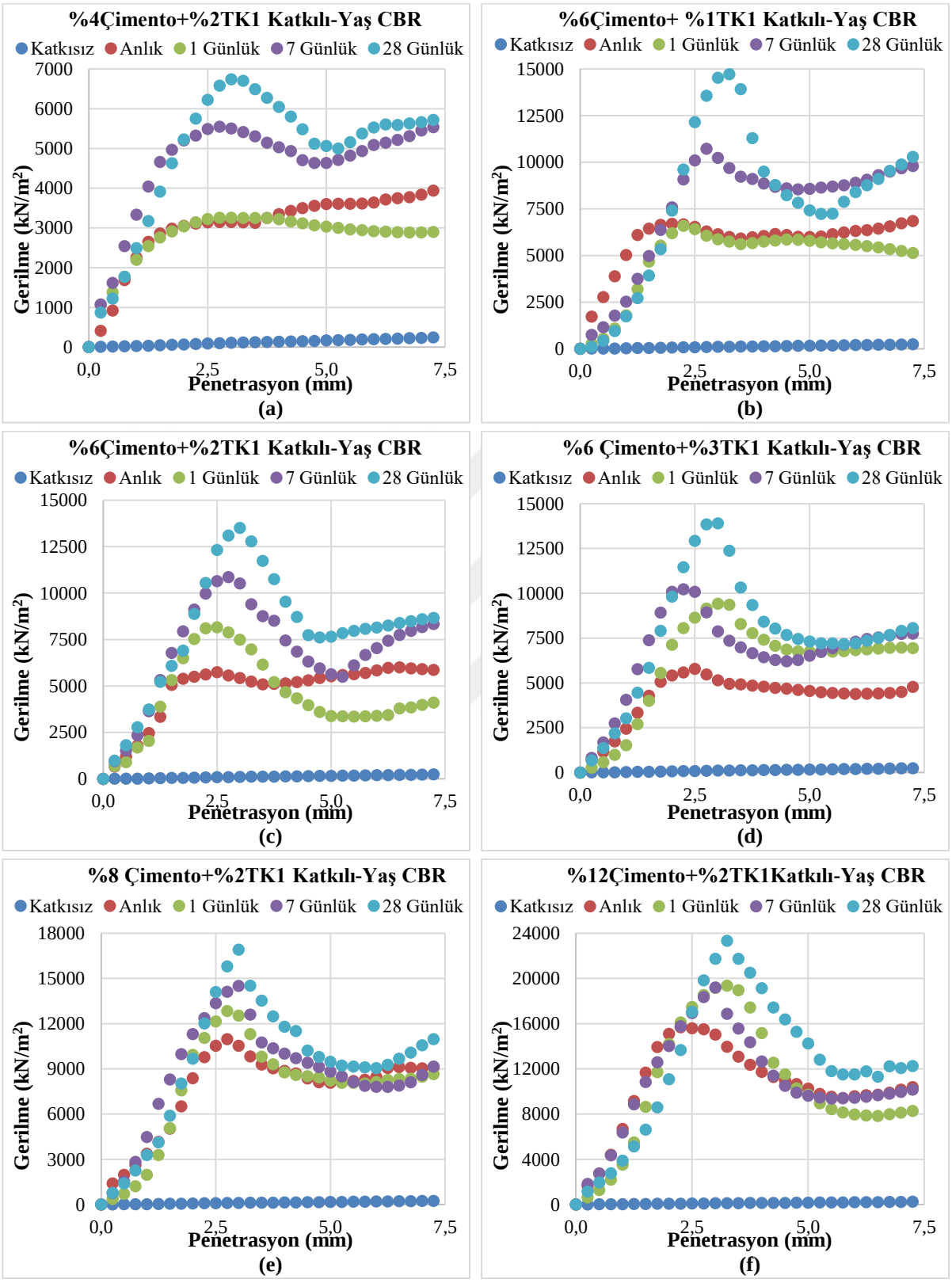
Değişen kür süresi ve çimento miktarları için üç kez tekrarlanan yaş CBR deney sonuçlarının ortalaması alınmış ve sonuçlar karşılaştırmalı olarak Şekil 4.13'te verilmiştir. Şekil 4.13 incelendiğinde tüm katkı yüzdeleri için kür süresinin artışı CBR değerlerinde önemli artışlar meydana getirirken çimento miktarındaki artış da CBR değerlerinde sürekli bir artışa neden olmuştur. Optimum miktar olarak belirlenen %6 çimento için anlık kür süresinde yaş CBR değeri %65,34 olarak elde edilirken 28 günlük kür süresinde %157,42 olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.13: Çimento katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarının karşılaştırılması

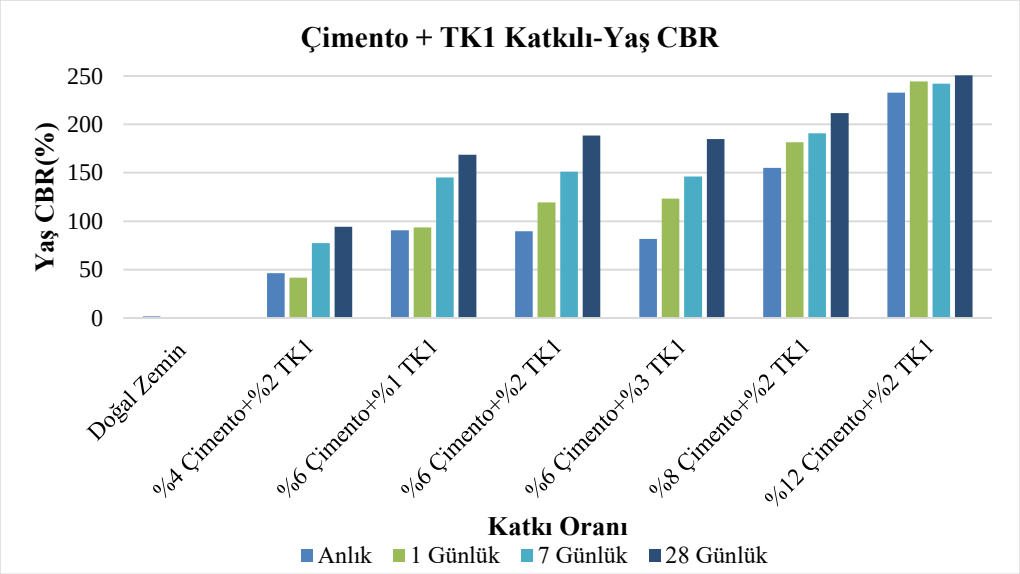
4.1.5.4.TK1 Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları

Doğal zemine ağırlıkça %4, %6, %8 ve %12 oranında Tip I portland (42,5R) çimentosu ile çimentonun %2'si oranında TK1 katkısı ilave edilip farklı kür sürelerinde üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen yaş CBR deney sonuçları Ek 2.9-Ek 2.12 de verilmektedir. Tüm katkı oranları için farklı kür sürelerinde gerçekleştirilen tek bir deneye ait sonuç Şekil 4.14'te verilmektedir.



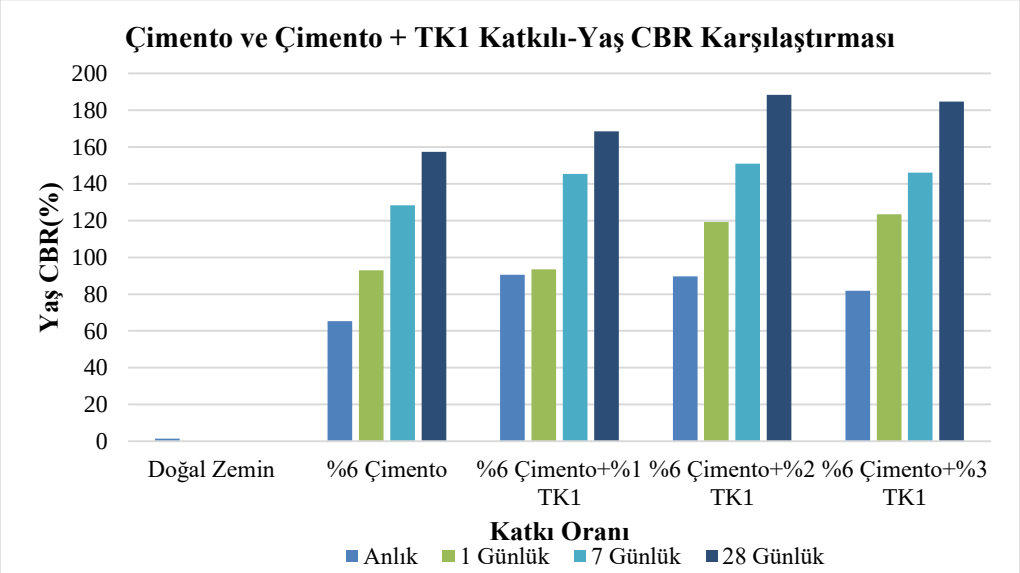
Şekil 4.14: Çimento+TK1 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları

Farklı kür sürelerinde ve değişen TK1 miktarları için üç kez tekrarlanan yaş CBR deney sonuçlarının ortalaması karşılaştırmalı olarak Şekil 4.15'te verilmektedir. Şekil 4.15 incelendiğinde tüm katkı yüzdeleri için kür süresinin artışı CBR değerlerinde önemli artışlar meydana getirmiştir. Optimum miktar olarak belirlenen %6 çimento+%2 TK1 katkılı zeminler için anlık kür süresinde yaş CBR değeri %89,70 olarak belirlenirken 28 günlük kür süresinde %188,33 olarak belirlenmiştir.



Şekil 4.15: Çimento+TK1 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarının karşılaştırılması

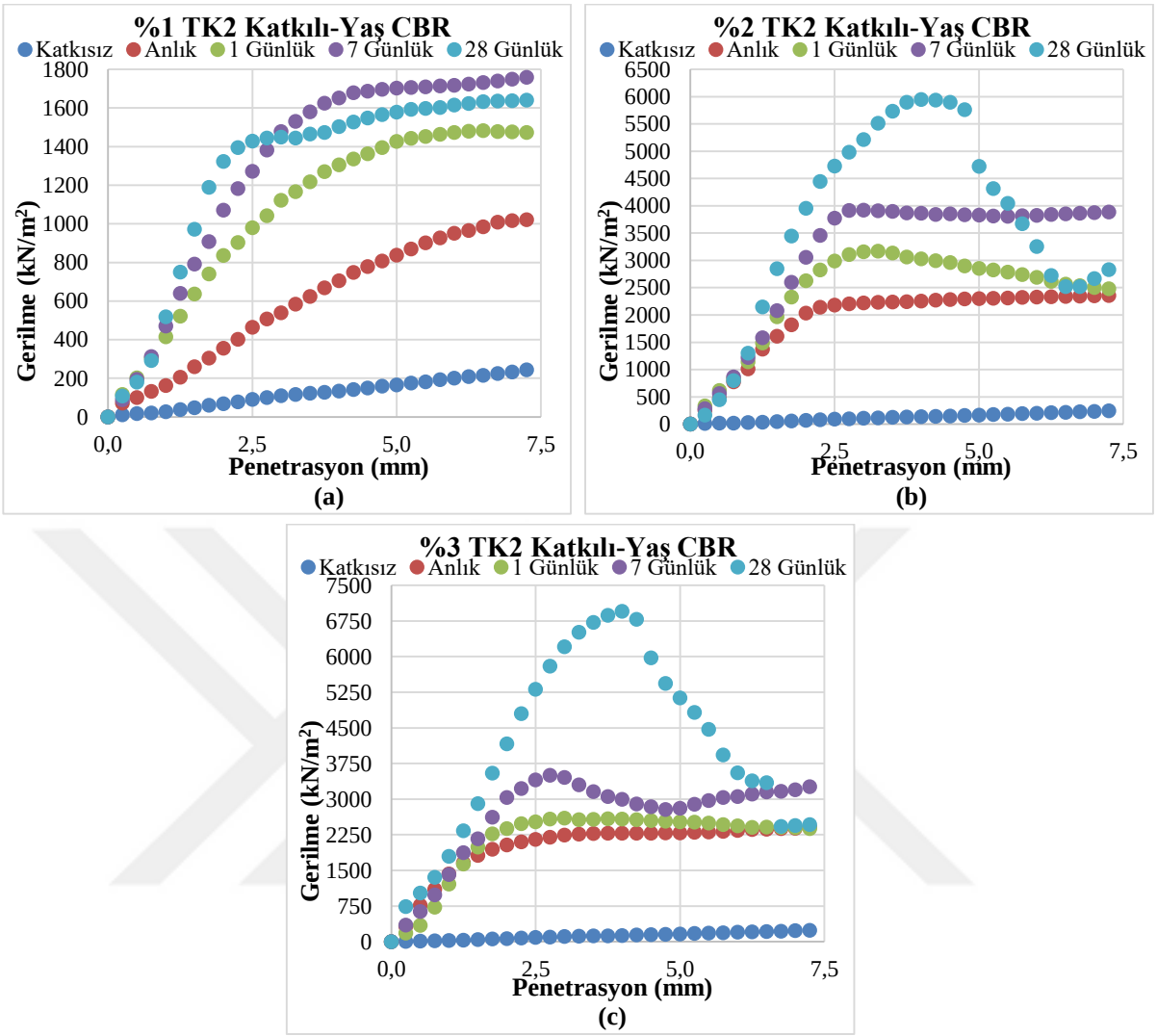
TK1 katkısının yaş CBR deney sonuçlarına olan etkisini değerlendirebilmek için %6 çimentoya %1, %2 ve %3 oranında TK1 katkısı ilave edilmiştir. Deney sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 4.16'da verilmektedir. Sadece %6 çimento katkılı deney sonuçları ile kıyaslandığında TK1 katkısı ilaveli deneylerde daha yüksek sonuçlar elde edilmiştir. TK1 katkısı farklı yüzdelerde anlık kür süresi için değişime neden olmazken 28 günlük kür süresi için en yüksek yaş CBR değeri %6 çimento+%2 TK1 ile elde edilmiştir.



Şekil 4.16: %6 Çimento+%TK1 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçlarına etkisinin karşılaştırılması

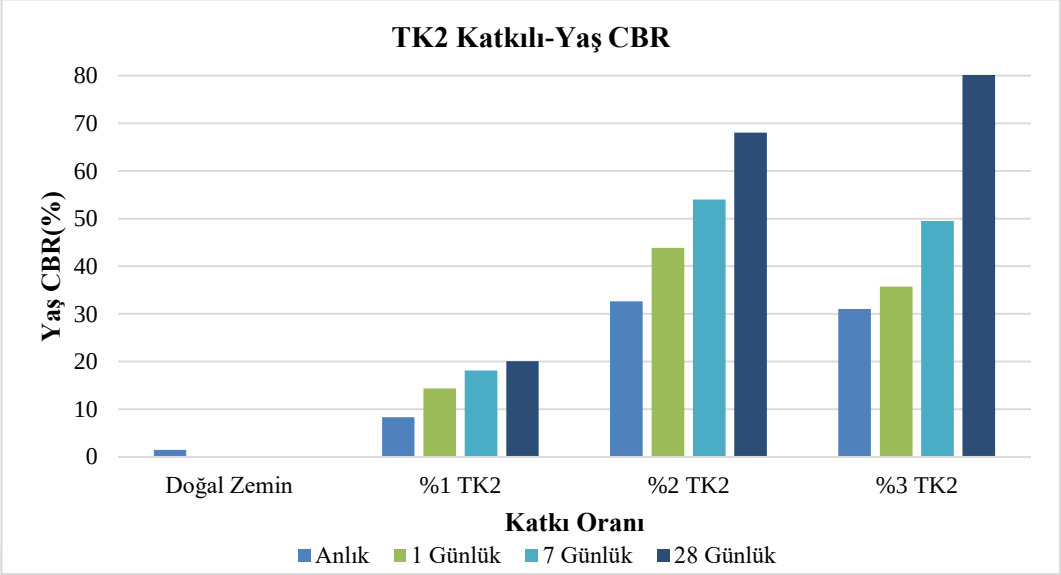
4.1.5.5. TK2 Katkılı Zeminin Yaş CBR Deney Sonuçları

Katkısız doğal zemine ağırlıkça %1, %2 ve %3 oranında TK2 katkısı ilave edilip farklı kür sürelerinde üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen yaş CBR deney sonuçları Ek 2.13-Ek 2.16'da verilmektedir. Tüm katkı oranları için farklı kür sürelerinde gerçekleştirilen tek bir deneye ait sonuç Şekil 4.17'de verilmektedir.



Şekil 4.17: TK2 katkılı zeminin yaş CBR deney sonuçları

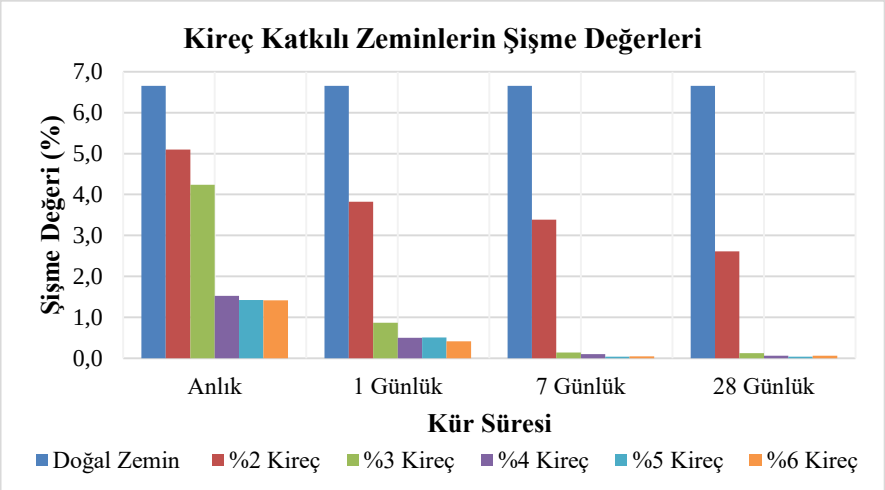
TK2 katkısı için değişen farklı kür sürelerinde üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen deney sonuçlarının ortalaması Şekil 4.18'de verilmektedir. TK2 için anlık, 1 günlük ve 7 günlük kür sürelerinde en yüksek değerler optimum olarak belirlenen %2 katkı miktarında elde edilirken 28 günlük kür süresinde en yüksek değer %3 katkı miktarı için elde edilmiştir.



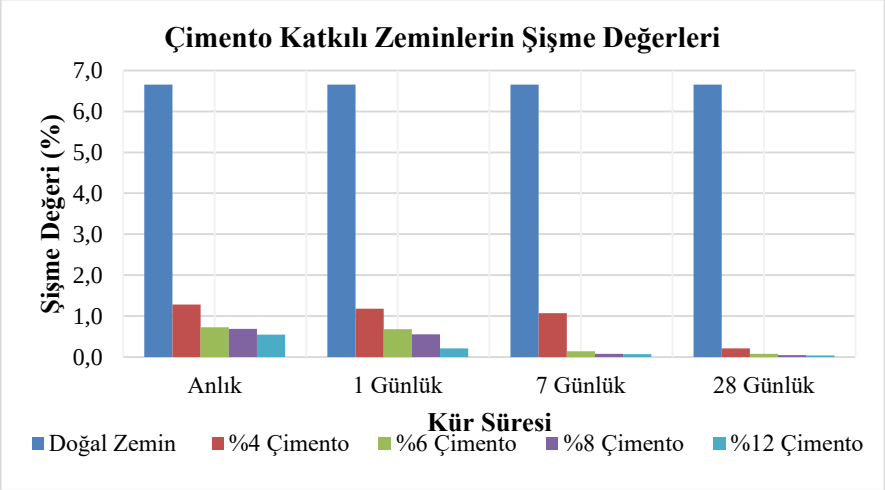
Şekil 4.18: TK2 katkılı zeminin Yaş CBR deney sonuçları

4.1.6. Katkısız ve Katkılı Zeminin CBR Deneyi Şişme Sonuçları

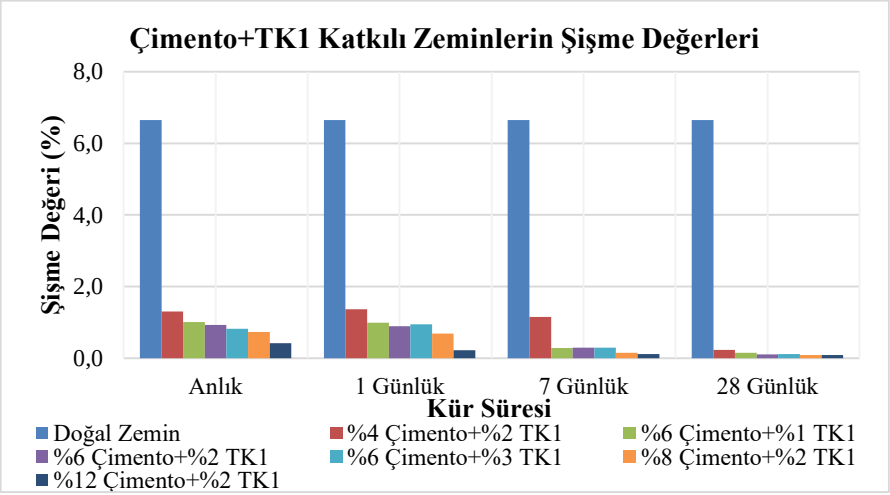
Yaş CBR deneyi için hazırlanan ve kür süresi sonunda 4 gün boyunca suda bekletilen katkılı ve katkısız numunelerin bu süre boyunca şişme değerleri kaydedilmiştir. Tüm katkıların değişen oranları ve farklı kür süreleri için bu şişme değerleri Şekil 4.19, Şekil 4.20, Şekil 4.21 ve Şekil 4.22'de verilmektedir. Katkısız doğal zemin için şişme değeri %6,65 olarak belirlenmiştir. Tüm katkı türleri için kür süresinin artışı ile şişme yüzdeleri azalmıştır. Yine katkı miktarının artması şişme değerlerinde düşüşe neden olmuştur. Tüm katkıların optimum miktarları ile hazırlanan numunelerin 28 günlük kür süresi sonunda şişme yüzdeleri %1'in altında elde edilmiştir.



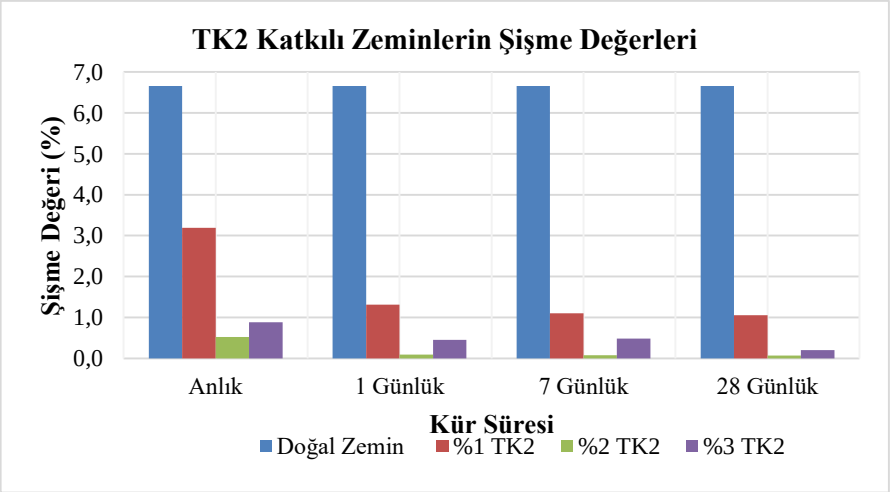
Şekil 4.19: Kireç katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi



Şekil 4.20: Çimento katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi



Şekil 4.21: Çimento+TK1 katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi



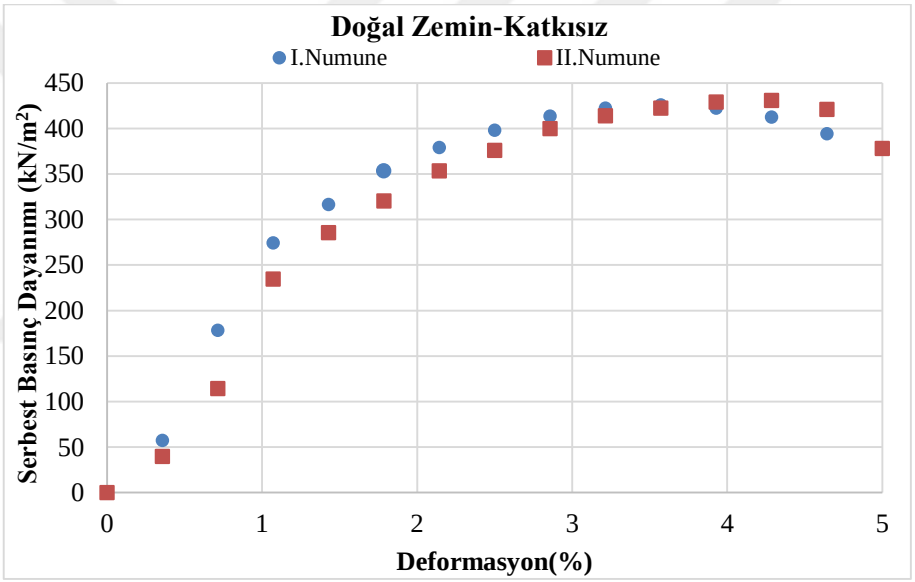
Şekil 4.22: TK2 katkılı zeminlerin şişme değerlerinin kür süresine göre değişimi

4.1.7. Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

Katkılı ve katkısız zeminler için hazırlanan 33 mm çap ve 70 mm yüksekliğindeki numuneler üzerinde ASTM D2166 deney standardında belirtilen prosedürlere göre serbest basınç deneyleri yapılmıştır. Deneyler tüm katkılar için anlık, 1 günlük, 7 günlük ve 28 günlük kür süreleri için her bir katkı oranında üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilmiştir.

4.1.7.1. Katkısız Doğal Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

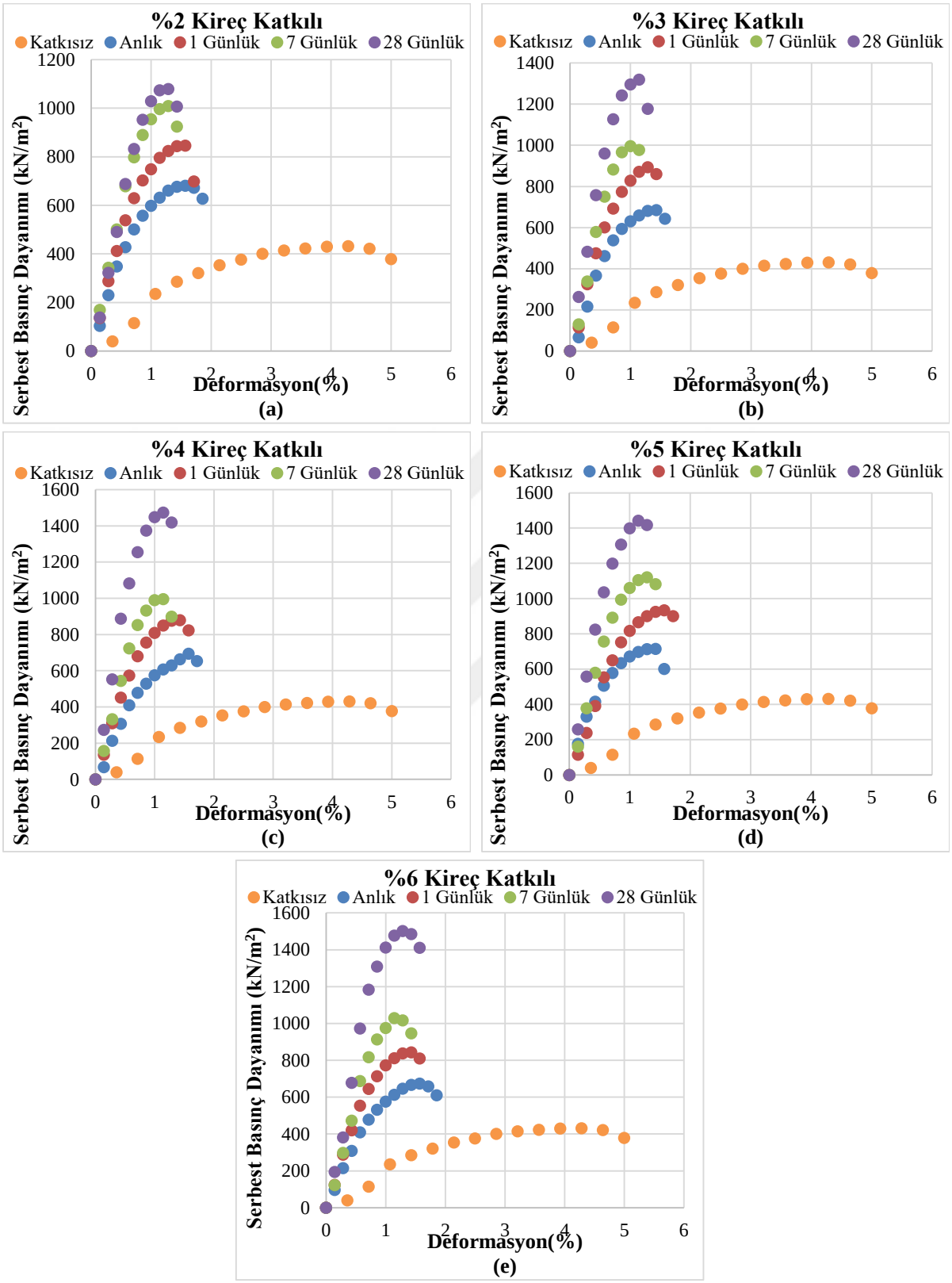
Katkısız doğal zemin üzerinde gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçları Şekil 4.23'teki grafikte verilmektedir. İki kez tekrar edilen deney sonuçlarının ortalaması alınarak katkısız zemin için serbest basınç dayanımı 428,45 kN/m^2 olarak tespit edilmiştir.



Şekil 4.23: Katkısız doğal zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.7.2. Kireç Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

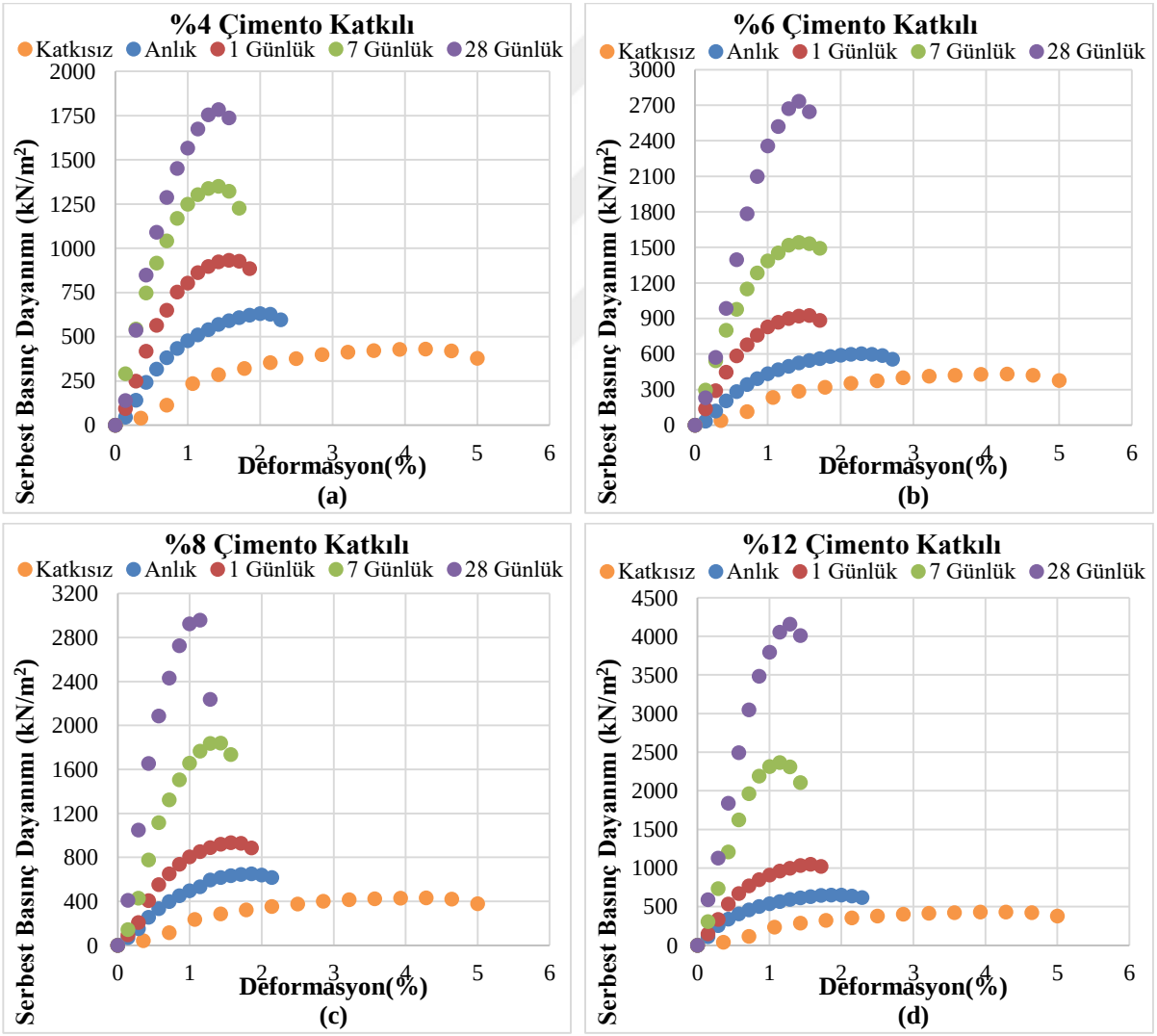
Kirecin tüm oranları için değişen kür sürelerinde üçer kez tekrar edilerek gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçları Ek 3.1-Ek 3.4'te verilmektedir. Şekil 4.24'te verilen ve tek bir deney sonucunu gösteren grafikler incelendiğinde %4 optimum katkı yüzdesinde serbest basınç dayanımı anlık kür süresinde 694,17 kN/m^2 olarak elde edilirken 28 günlük kür süresi sonunda 1473,67 kN/m^2 olarak elde edilmiştir. Katkısız doğal zemin için 428,45 kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı tüm kireç oranları için 28 günlük kür süresi sonunda 1000 kN/m^2'nin üzerine çıkmıştır.



Şekil 4.24: Kireç katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.7.3. Çimento Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

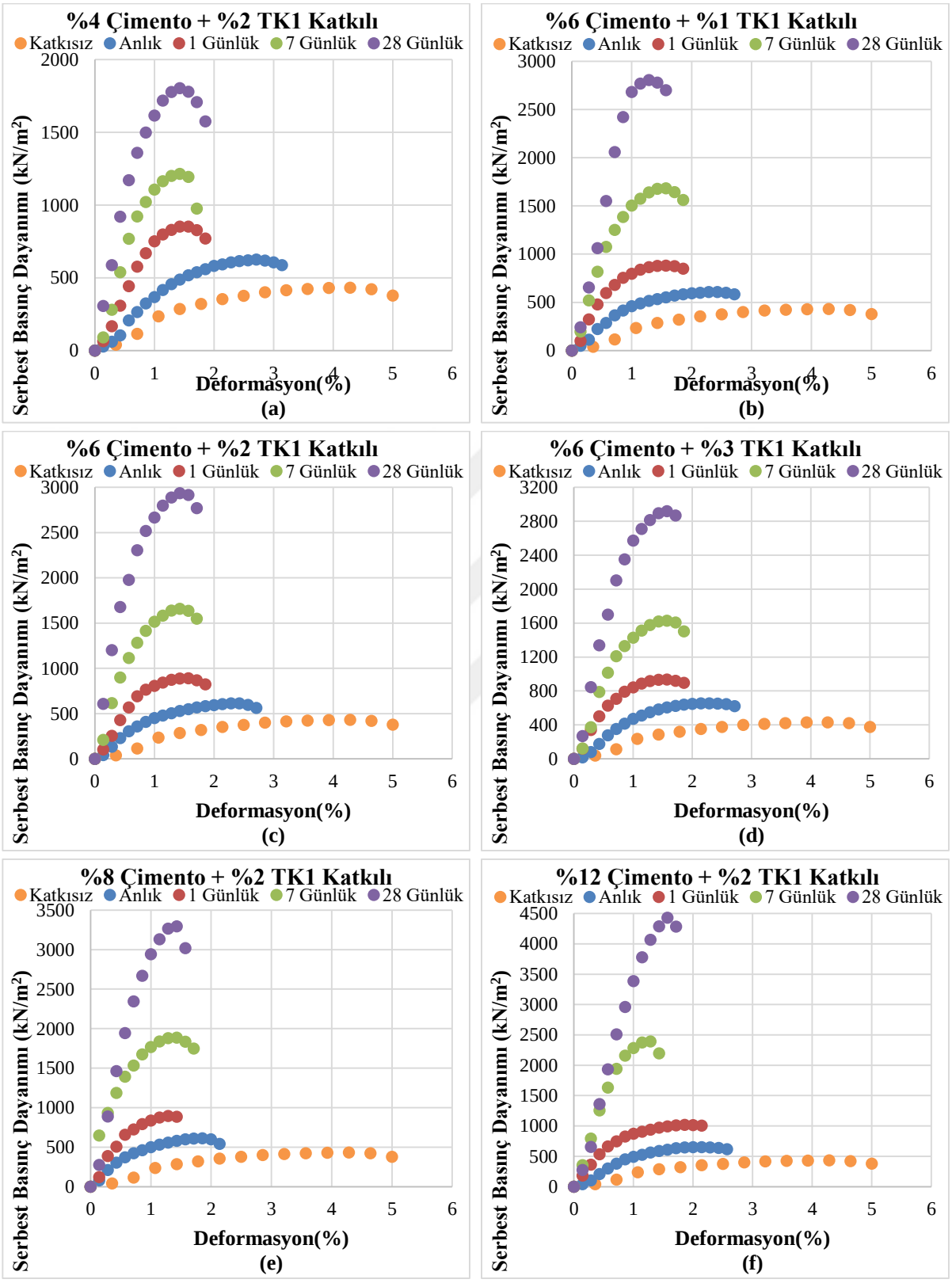
Farkı kür sürelerinde çimentonun tüm oranları için üçer kez tekrar edilerek gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçları Ek 3.5-Ek 3.8'de verilmektedir. Şekil 4.25'te verilen ve tek bir deney sonucunu gösteren grafikler incelendiğinde çimento için optimum %6 olan katkı yüzdesinde serbest basınç dayanımı anlık kür süresinde 603,79 kN/m^2 olarak elde edilirken 28 günlük kür süresi sonunda 2734,03 kN/m^2 olarak elde edilmiştir. Katkısız doğal zemin için 428,45 kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı çimentonun bütün oranları için 28 günlük kür süresi sonunda önemli artışlar göstermiş ve %12 çimento yüzdesi için 4156,09 kN/m^2 olarak belirlenmiştir.



Şekil 4.25: Çimento katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.7.4. TK1 Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

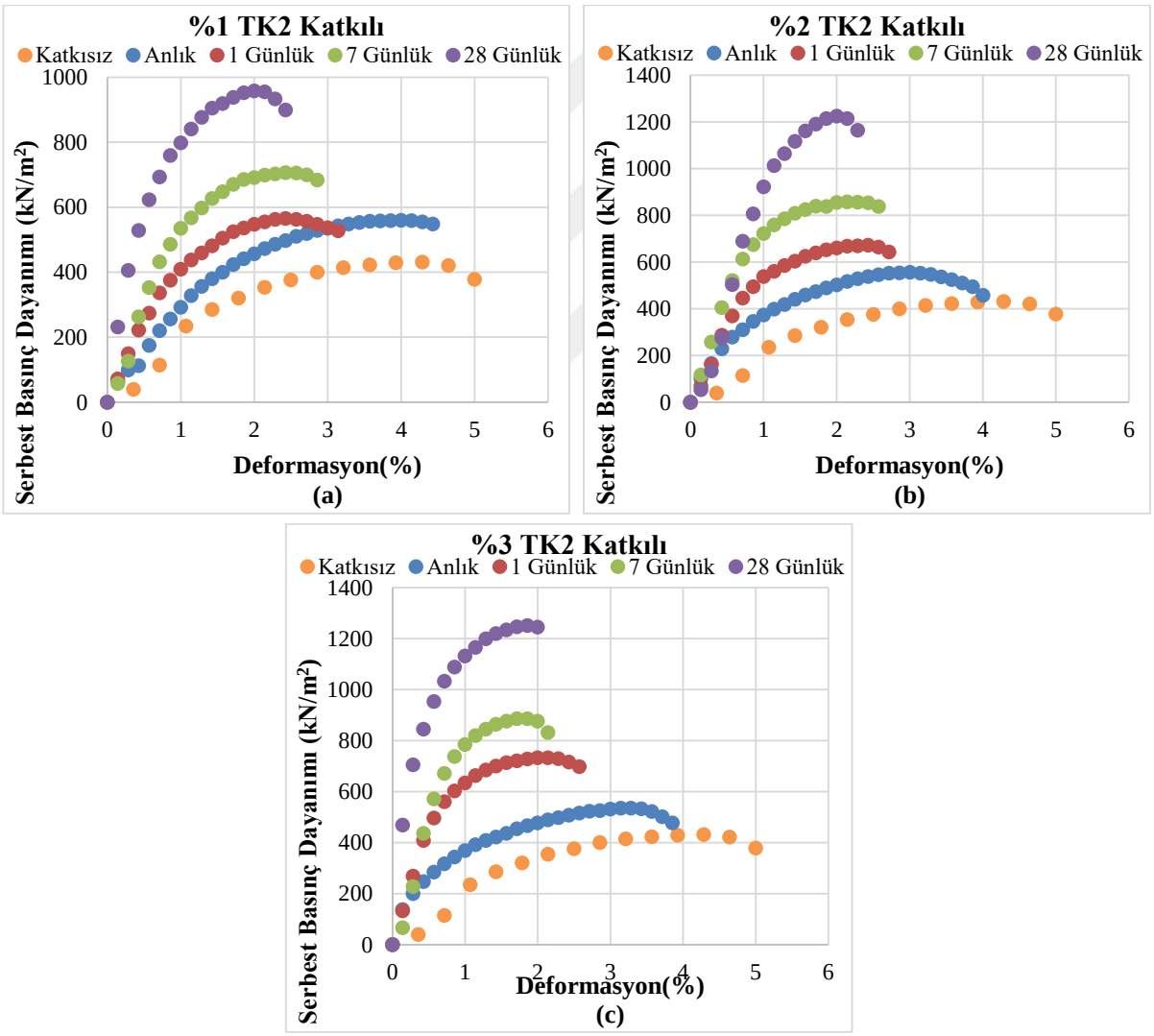
Çimento+TK1 katkılı zeminler için üçer kez tekrar edilerek farklı kür sürelerinde gerçekleştirilen serbest basınç daynımı deney sonuçları Ek 3.9-Ek 3.12'de verilmektedir. Şekil 4.26'da verilen ve tek bir deney sonucunu gösteren grafikler incelendiğinde %6 Çimento+%2TK1 katkı yüzdesinde serbest basınç dayanımı anlık kür süresinde 613,17 kN/m^2 olarak elde edilirken 28 günlük kür süresi sonunda 2937,09 kN/m^2 olarak elde edilmiştir. Katkısız doğal zemin için 428,45 kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı TK1 katkılı bütün zeminler için 28 günlük kür süresi sonunda önemli artışlar göstererek %12 Çimento+%2TK1 katkı yüzdesi için 4300 kN/m^2 değerinden daha yüksek olarak belirlenmiştir.



Şekil 4.26: Çimento+TK1 Katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.7.5. TK2 Katkılı Zeminin Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

TK2 katkılı zeminler için farklı kür süresinde üçer kez tekrar edilerek gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçları Ek 3.13-Ek 3.16'da verilmektedir. Şekil 4.27'de verilen ve tüm katkı oranları için tek bir deney sonucunu gösteren grafikler incelendiğinde optimum miktar olan belirlenen %2TK2 katkı yüzdesi için serbest basınç dayanımı anlık kür süresinde 557,07 kN/m^2 olarak elde edilirken 28 günlük kür süresi sonunda 1224,86 kN/m^2 olarak elde edilmiştir. Katkısız doğal zemin için 428,45 kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı 28 günlük kür süresi sonunda %1TK2 katkılı zeminler için 958,00 kN/m^2, %3TK2 katkılı zeminler için ise 1250,63 kN/m^2 olarak belirlenmiştir.



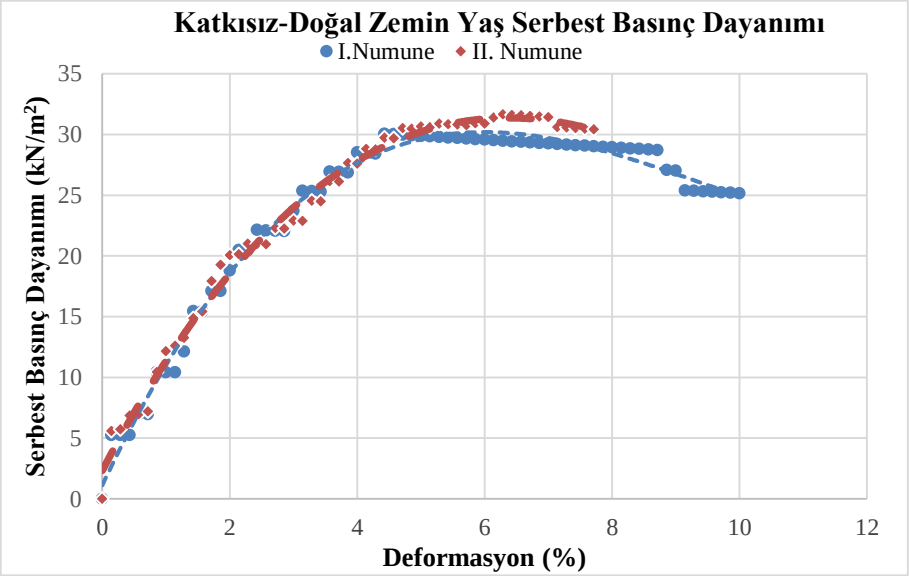
Şekil 4.27: TK2 Katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.8. Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

Çalışmada kullanılan katkısız doğal zemin ile optimum katkı yüzdelerinde hazırlanan numuneler kür süresince laboratuvarda ve ardından 4 gün boyunca su içerisinde bekletilmiş ve bu numuneler üzerinde serbest basınç deneyleri gerçekleştirilmiştir. Hem katkısız hem de katkılı zeminler için ASTM D2166 standardına göre gerçekleştirilen yaş serbest basınç deney sonuçları aşağıda verilmektedir.

4.1.8.1. Katkısız Doğal Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

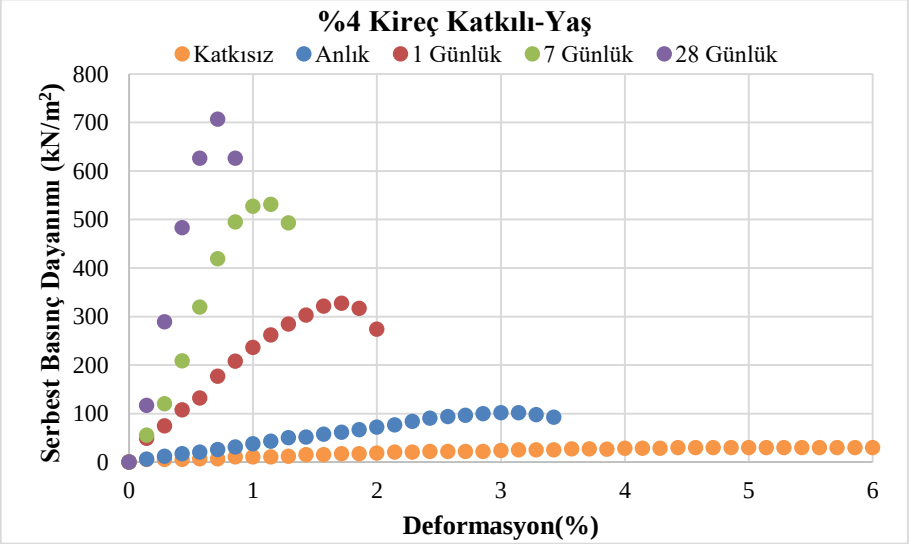
Katkısız doğal zemin numunesi 4 gün boyunca suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçları Şekil 4.28'de verilmektedir. Şekil 4.28'de verilen ve iki kez tekrar edilen deney sonuçlarının ortalaması 30,53 kN/m^2 olarak belirlenmiştir.



Şekil 4.28: Katkısız doğal zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.8.2. Kireç Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

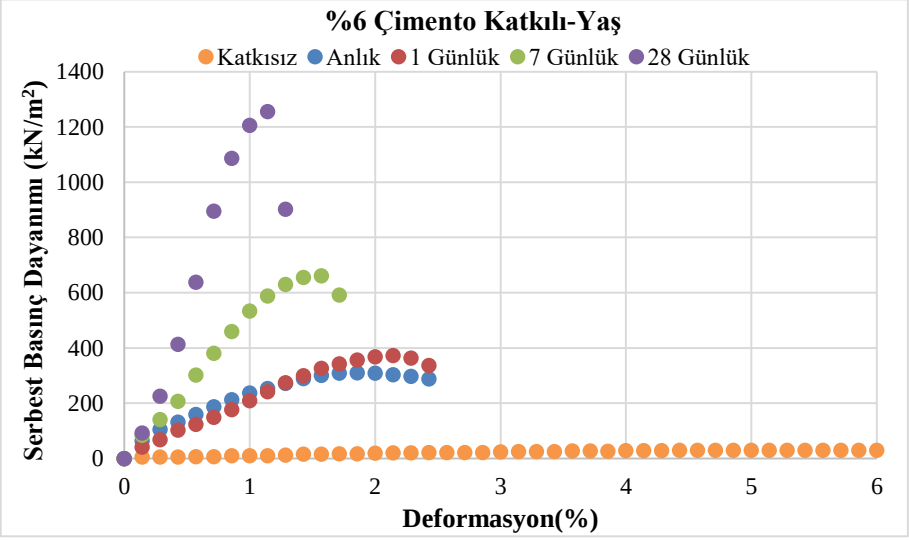
Kireç için belirlenen optimum %4 katkı oranı ile farklı kür sürelerinde üç tekrar olarak gerçekleştirilen yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları Ek 4.1'de verilmektedir. Şekil 4.29'da verilen grafik incelendiğinde katkısız doğal zemin için yaş serbest basınç dayanımı 30,53 kN/m^2 olarak elde edilirken 28 günlük küresi sonunda %4 kireç katkısı için 707,06 kN/m^2 olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.29: Kireç katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.8.3. Çimento Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

%6 optimum çimento yüzdesi ile hazırlanan numuneler üzerinde farklı kür süreleri için üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları Ek 4.2'de verilmektedir. Şekil 4.30'da verilen grafik incelendiğinde katkısız zemin için 30,53 kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı %6 çimento ile 28 günlük kür süresi sonunda 1256,26 kN/m^2 değerine ulaşmıştır.

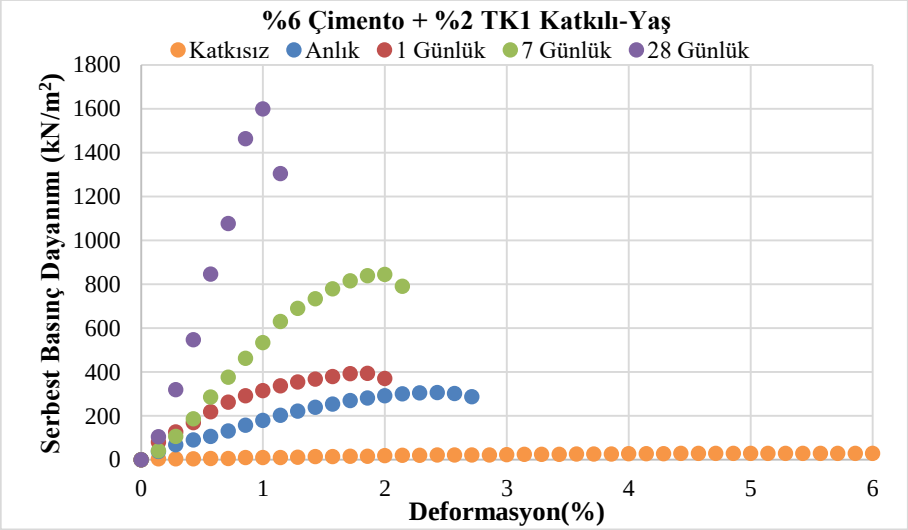


Şekil 4.30: Çimento katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.8.4. TK1 Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

Optimum miktarı %6 Çimento+%2 TK2 olarak belirlenen bu katkı türü için farklı kür sürelerinde üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

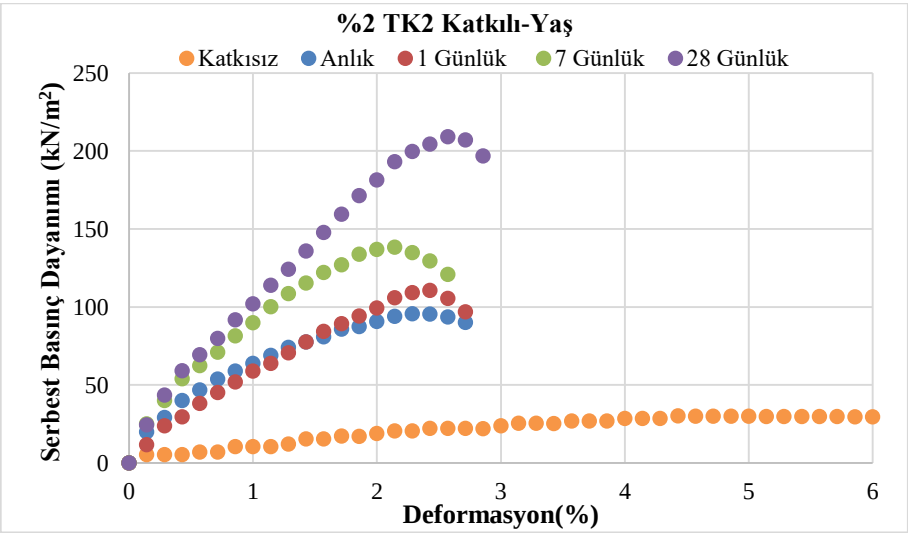
Ek 4.3'te verilmektedir. Şekil 4.31 incelendiğinde katkısız doğal zemin için 30,53 kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı 28 günlük kür süresi sonunda %6 Çimento+%2 TK2 katkısı ile 1600,23 kN/m^2 olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.31: TK1 Katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

4.1.8.5. TK2 Katkılı Zeminin Yaş Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçları

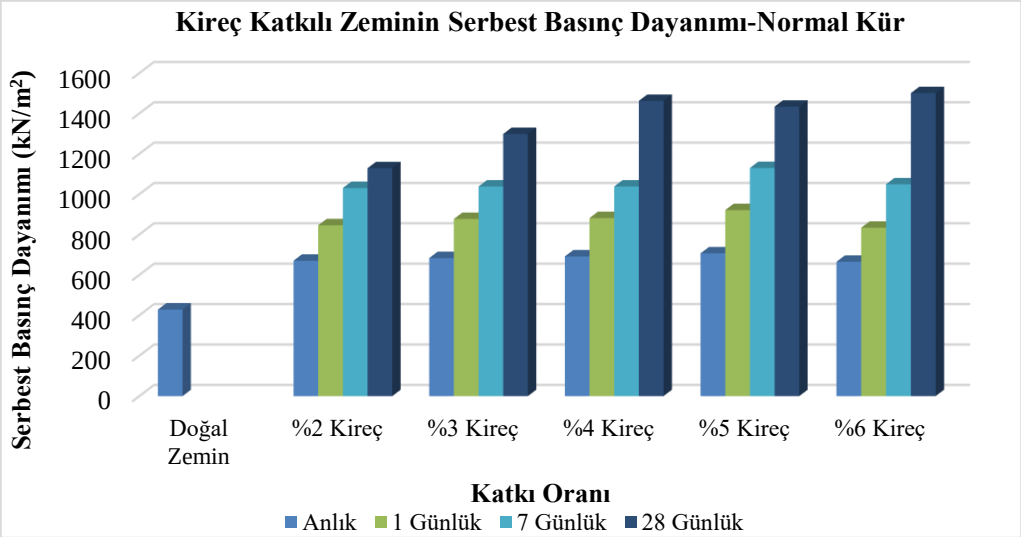
TK2 katkısı için optimum oran olarak belirlenen %2 TK2 katkılı zeminlerin farklı kür sürelerinde üç kez tekrar ile gerçekleştirilen yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları Ek 4.4'te verilmektedir. Şekil 4.32 incelendiğinde 30,53 kN/m^2 olan katkısız doğal zemin yaş serbest basınç dayanımı, %2 TK2 katkısı ile 28 günlük kür süresi sonunda 209,14 kN/m^2 değerine yükselmiştir.



Şekil 4.32: TK2 Katkılı zeminin yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

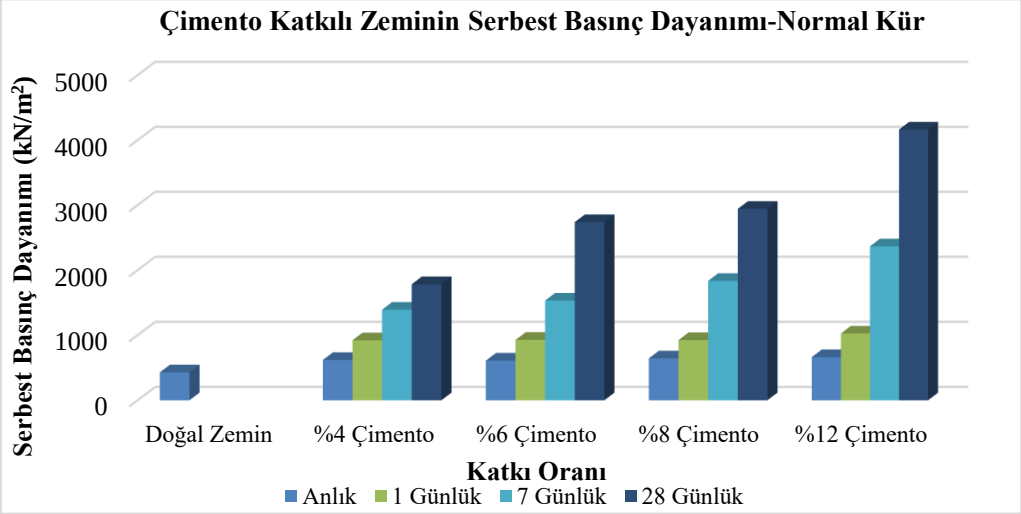
4.1.9. Serbest Basınç Dayanımı Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması

Farklı kür sürelerinde, zemine kuru ağırlığının %2, %3, %4, %5 ve %6'sı oranında kireç ilave edilerek üç tekrar ile gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının ortalaması Şekil 4.33'te verilmektedir. Şekil 4.33 incelendiğinde her bir katkı yüzdesi için kür süresinin artışı katkısız doğal zemine göre serbest basınç dayanımında önemli artışlar meydana getirmiştir. 28 günlük kür süreleri için %4 kireç katkısından daha yüksek katkı oranlarında yüksek bir dayanım artışının olmadığı sonucu elde edilmiştir.



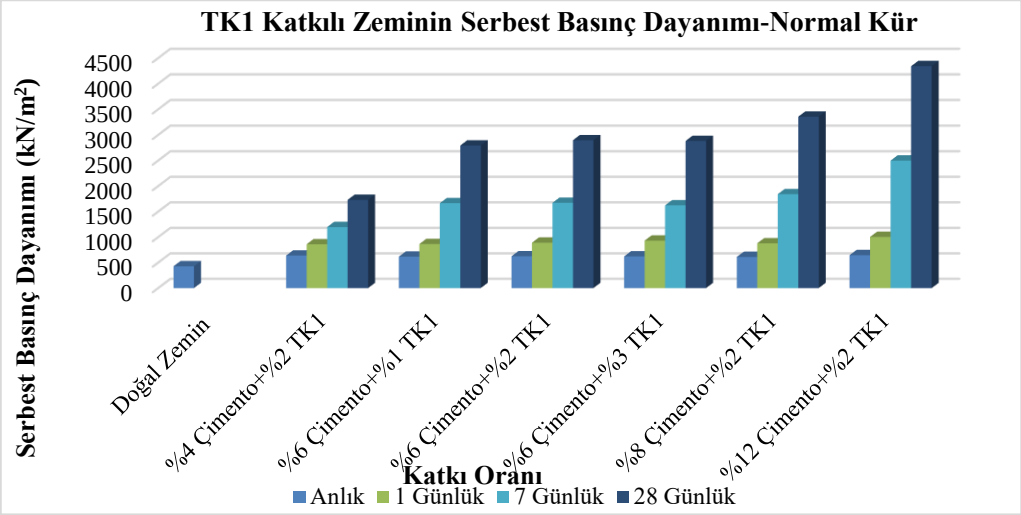
Şekil 4.33: Kireç katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırması-normal kür

Zemine kuru ağırlığının %4, %6, %8 ve %12'si oranında çimento ilave edilerek farklı kür sürelerinde üç tekrar ile gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının ortalaması Şekil 4.34'te verilmektedir. Şekil 4.34 incelendiğinde serbest basınç dayanımı katkısız doğal zemine göre tüm katkı yüzdeleri için kür süresindeki artış ile artmıştır. Ancak anlık ve 1 günlük kür süreleri için katkı miktarındaki artışın serbest basınç dayanımında değişiklik meydana getirmediği görülmektedir. Bununla birlikte özellikle 7 ve 28 günlük kür sürelerinde çimento miktarındaki artışın serbest basınç dayanımını sürekli olarak arttırdığı sonucu elde edilmiştir.



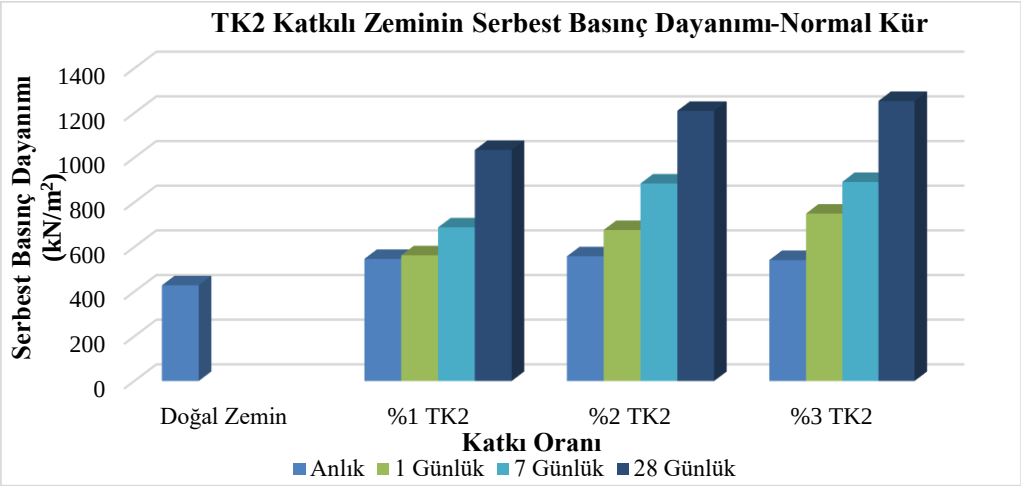
Şekil 4.34: Çimento katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması-normal kür

Çimento + TK1 katkılı numuneler üzerinde farklı kür sürelerinde üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının ortalaması karşılaştırmalı olarak Şekil 4.35'te verilmektedir. Şekil 4.35 incelendiğinde katkısız zemin için 428,45kN/m^2 olan serbest basınç dayanımı katkı ilavesi ile artmıştır. Bununla birlikte özellikle anlık ve 1 günlük kür sürelerinde tüm Çimento+TK1 katkılı zeminlerin kendi içinde katkı miktarına bağlı olarak serbest basınç dayanımında önemli bir değişimin olmadığı gözlemlenmektedir. Ancak 7 ve 28 günlük kür süresi için katkı miktarındaki artış serbest basınç dayanımını önemli ölçüde arttırmıştır. Aynı zamanda her bir katkı oranının kendi içerisinde kür süresindeki artış ile serbest basınç dayanımı artış göstermiştir. %12 çimento +%2 TK1 katkılı numunelerin serbest basınç dayanımı 28 günlük kür süresi sonunda 4342,47 kN/m^2 değerine ulaşmıştır.



Şekil 4.35: Çimento + TK1 katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması-normal kür

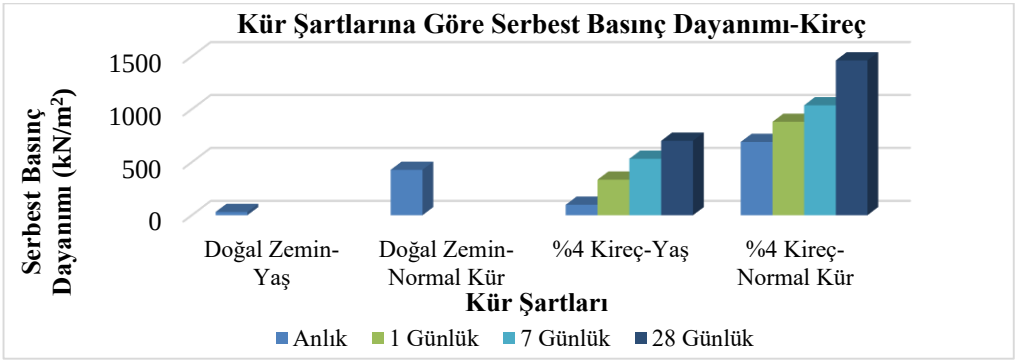
TK2 katkılı numuneler üzerinde farklı kür sürelerinde üç kez tekrar edilerek gerçekleştirilen serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının ortalaması Şekil 4.36'da verilmektedir. Şekil 4.36 incelendiğinde katkısız doğal zemine göre katkılı zeminlerin serbest basınç dayanımı artış göstermiştir. Ancak katkı miktarındaki artış tüm katkı oranları için özellikle anlık kür süresi göz önüne alındığında serbest basınç dayanımında önemli bir değişim meydana getirmemiştir. Fakat tüm katkı oranları için 1, 7 ve 28 günlük kür süresinde serbest basınç dayanımı önemli ölçüde artırmıştır. Bu katkı türü için optimum miktar olarak belirlenen %2 TK2 katkılı numunelerin serbest basınç dayanımı 28 günlük kür süresi ile 1209,43 kN/m^2 olarak elde edilmiştir.



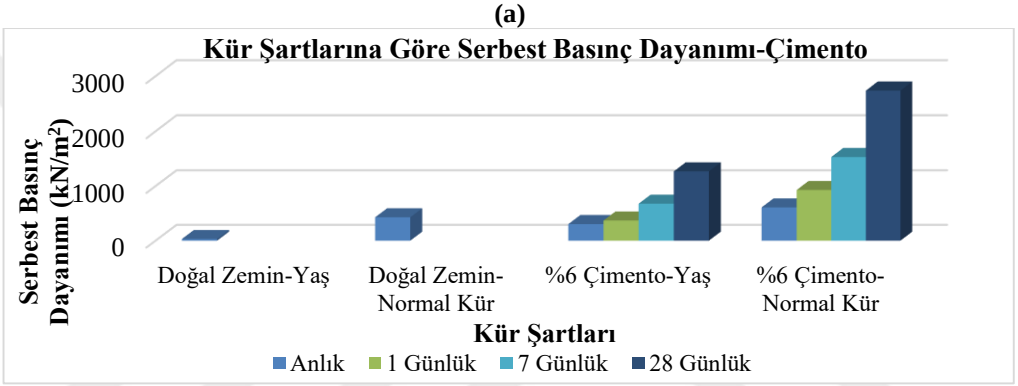
Şekil 4.36: TK2 katkılı zeminin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması-normal kür

Laboratuvar ortamında bekletilerek normal olarak kürlenen numuneler ile kürleme sonrasında 4 gün suda bekletilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 4.37'de verilmektedir. Şekil 4.37 incelendiğinde katkısız doğal zemin için serbest basınç dayanımı desikatörde sağlanan normal kür ile 428,45 kN/m^2 olarak elde edilirken yaş durum için 30,53 kN/m^2 olarak elde edilmiştir. %4 kireç katkılı zeminlerde 28 günlük kür süresi için serbest basınç dayanımı normal kür ile 1462,46 kN/m^2 olarak belirlenirken yaş durumda 702,50 kN/m^2 olarak belirlenmiştir. %6 çimento katkılı zeminlerde 28 günlük kür süresi için serbest basınç dayanımı normal kür ile 2737,52 kN/m^2 olarak bulunurken yaş durumda 1269,21 kN/m^2 olarak bulunmuştur. %6 çimento+%2TK1 katkılı zeminlerde 28 günlük kür süresi için serbest basınç dayanımı normal kür ile 2896,23 kN/m^2 olarak elde edilirken yaş durumda 1610,95 kN/m^2 olarak elde edilmiştir. %2 TK2 katkılı

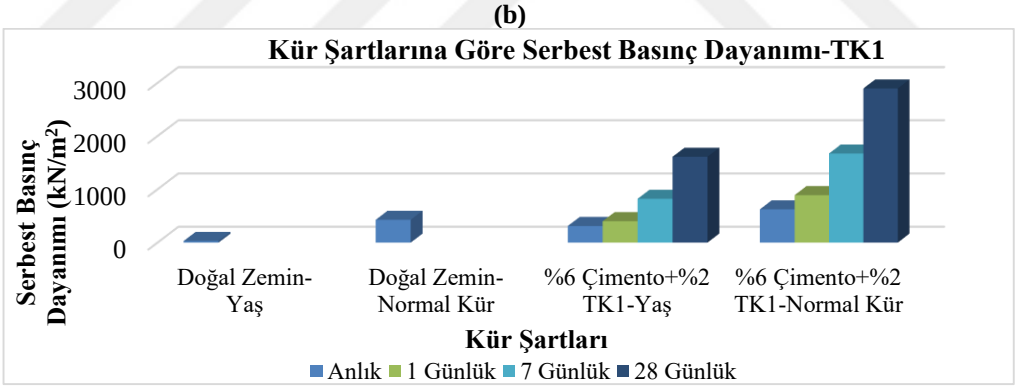
zeminlerde 28 günlük kür süresi için serbest basınç dayanımı normal kür ile 1209,43 kN/m^2 olarak belirlenirken yaş durumda 210,75 kN/m^2 olarak belirlenmiştir.



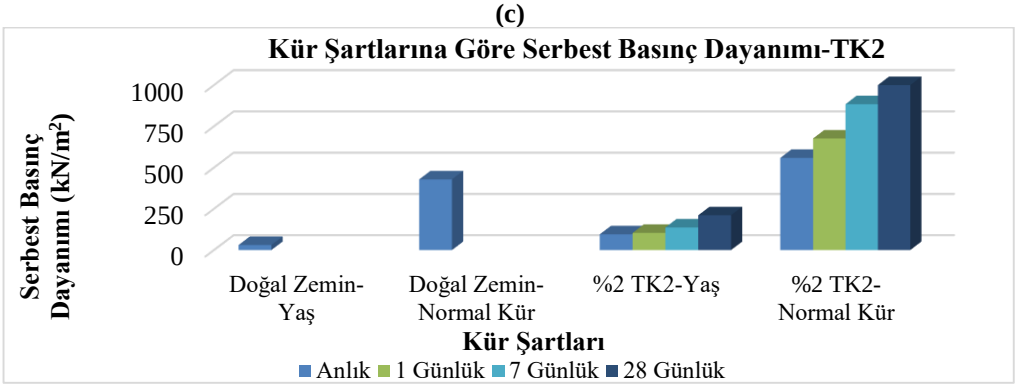
(a)



(b)



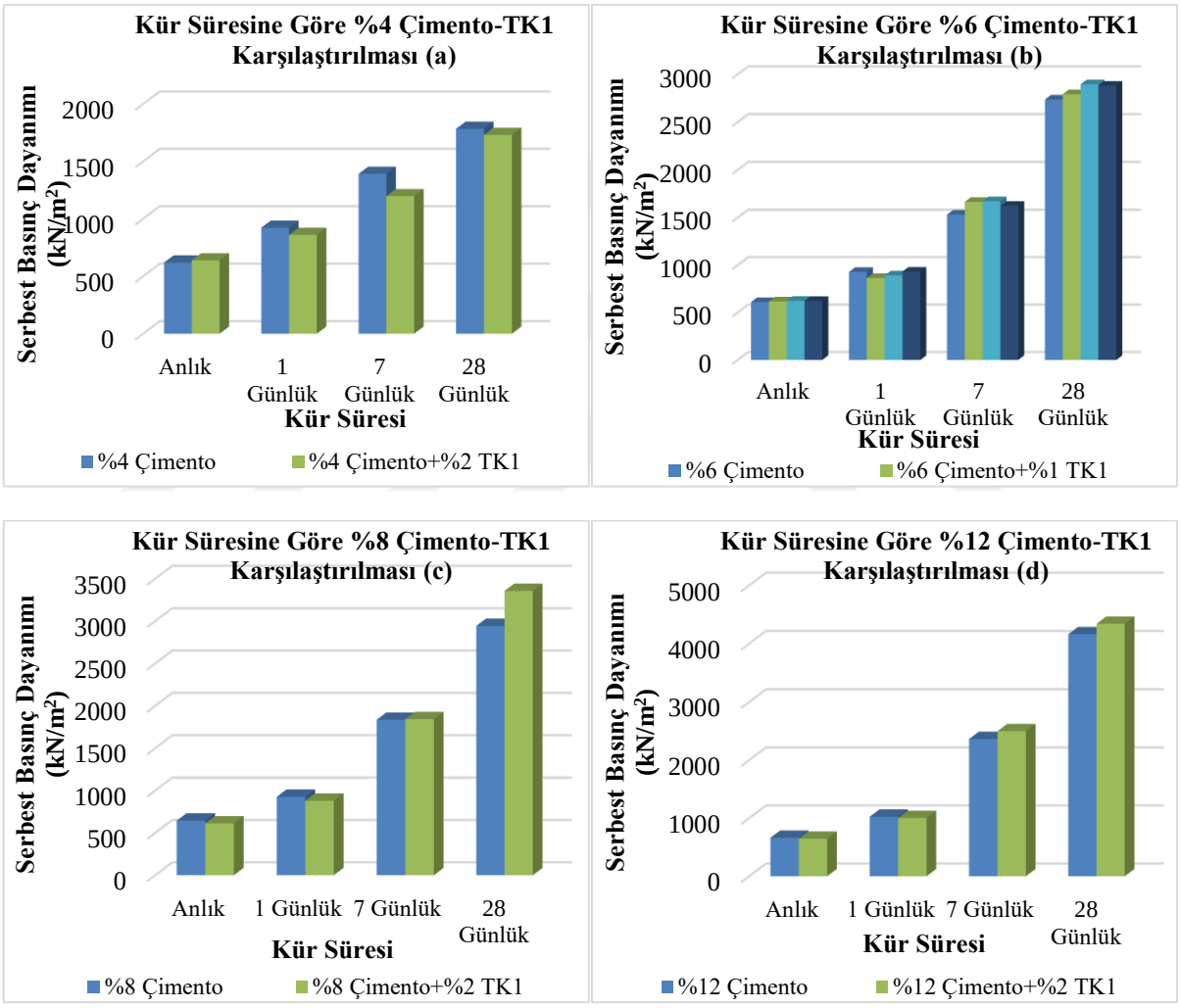
(c)



(d)

Şekil 4.37: Optimum miktarda katkılı zeminlerin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının kür şartlarına göre karşılaştırılması

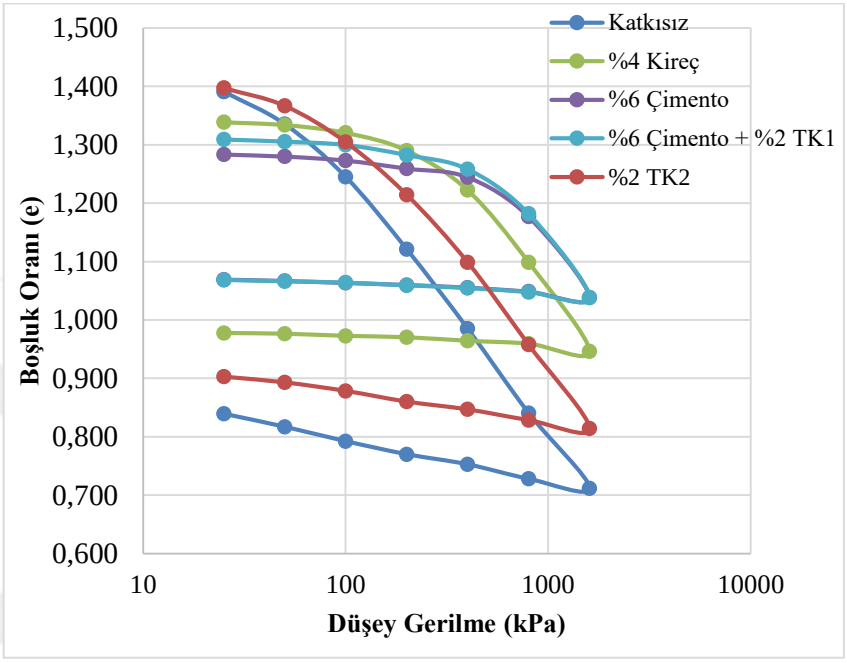
Sadece çimento katkılı ve çimento + TK1 katkılı zeminler üzerinde gerçekleştirilen ve desikatörde kürlenen serbest basınç deney sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 4.38'de verilmektedir. Şekil 4.38 incelendiğinde %4 çimento ve %4 çimento+TK1 katkılı zeminlerin sonuçlarında tüm kür süreleri için herhangi bir değişim gözlemlenmemiştir. Ayrıca sadece çimento katkılı zeminlerin dayanımı çok az da olsa daha büyük olarak elde edilmiştir. Bununla birlikte genel olarak tüm karışım oranlarında ve özellikle %8 ve %12 çimento yüzdelerinde 28 günlük kür süreleri için değişimlerin daha belirgin bir biçimde olduğu görülmektedir.



Şekil 4.38: Çimento ve Çimento + TK1 katkılı zemilerin serbest basınç dayanımı deney sonuçlarının kür süresine göre karşılaştırılması

4.1.10. Konsolidasyon Deney Sonuçları

Katkısız ve optimum katkı miktarları için gerçekleştirilen bir boyutlu konsolidasyon deney sonuçları Şekil 4.39'da verilmektedir. Bununla birlikte deney sonuçlarından hesaplanan sıkışma indisi ve kabarma indisi değerleri de Tablo 4.2'de verimektedir.



Şekil 4.39: Katkısız ve optimum katkılı zeminlerin bir boyutlu konsolidasyon deney sonuçları

Tablo 4.2: Katkısız ve optimum katkılı zeminlerin sıkışma ve kabarma indisleri

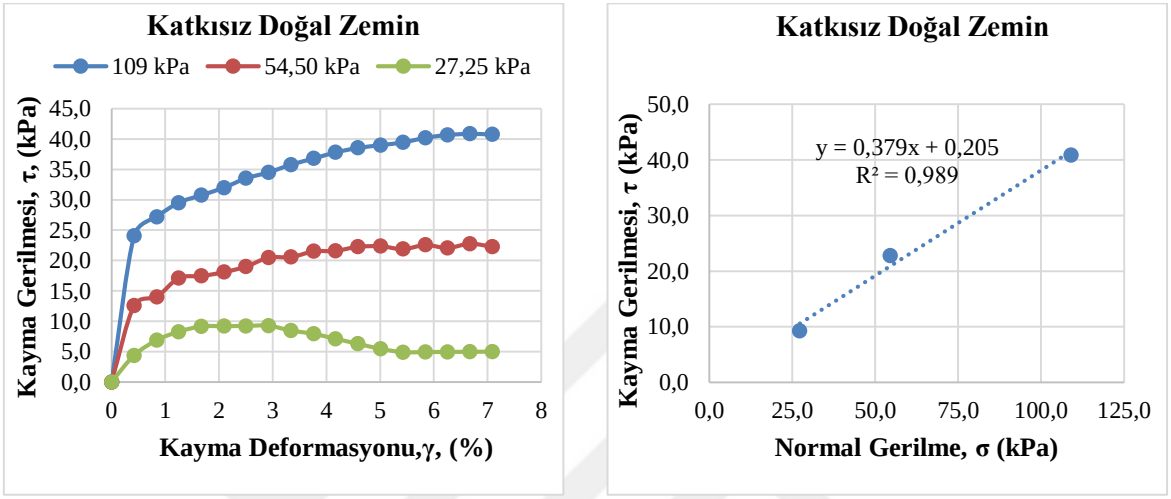
	Katkısız Doğal Zemin	%4 Kireç	%6 Çimento	%6 Çimento + %2 TK 1	%2 TK2
Sıkışma İndisi (Cc)	0,433	0,459	0,460	0,476	0,444
Kabarma İndisi (Cs)	0,074	0,012	0,014	0,014	0,054

Katkıların optimum miktarı ile gerçekleştirilen konsolidasyon deney sonuçlarından katkısız duruma göre oturmaların kontrol altına alındığı görülmektedir.

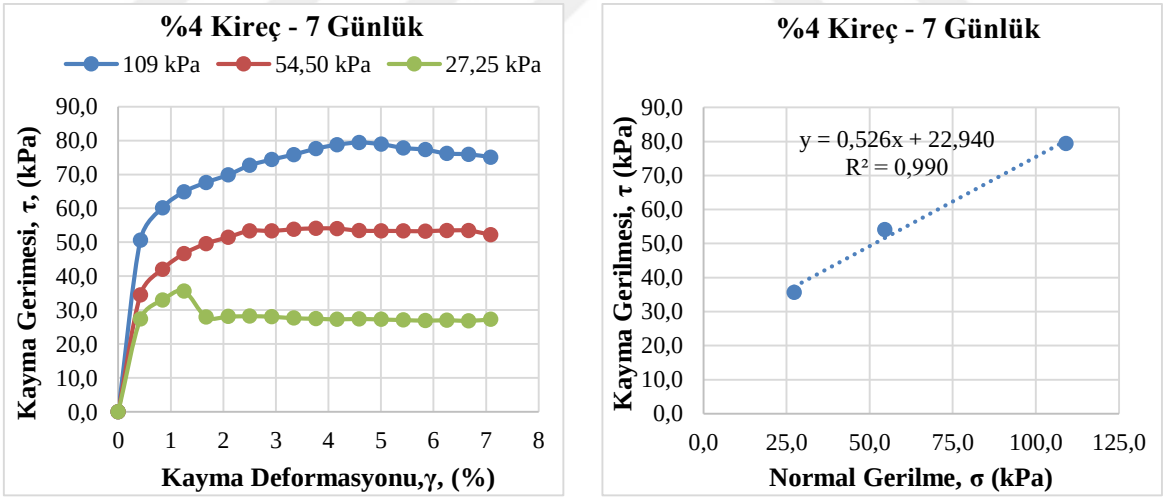
4.1.11. Direkt Kesme Kutusu Deney Sonuçları

Katkısız ve optimum katkı miktarında hazırlanan numuneler üzerinde gerçekleştirilen direkt kesme kutusu deney sonuçları Şekil 4.40, Şekil 4.41, Şekil 4.42, Şekil 4.43 ve Şekil 4.44'te verilmektedir. Deney sonuçlarından elde edilen kohezyon değeri c ve içsel dürtünme açısı φ ise Tablo 4.3'te verilmektedir. Deney sonuçlarına göre tüm katkılı zeminlerin kohezyon ve içsel

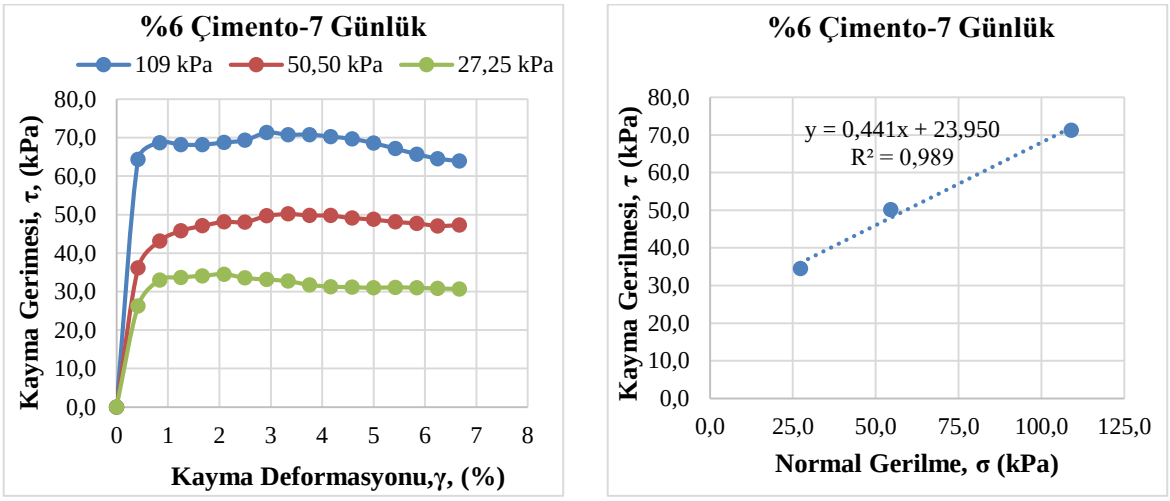
sürtünme açısı değerleri katkısız doğal zemine göre artmıştır. Ancak kesme kutusu numune hazırlama hücresi içerisinde kür amacıyla 7 gün bekletilen katkılı numuneler çok fazla sertleştiğinden dolayı cihaz içerisine yerleştirilme sırasında deforme olmuştur. Bu sebeple kesme kutusu deney sonuçları nümerik modelleme aşamasında kullanılamamıştır.



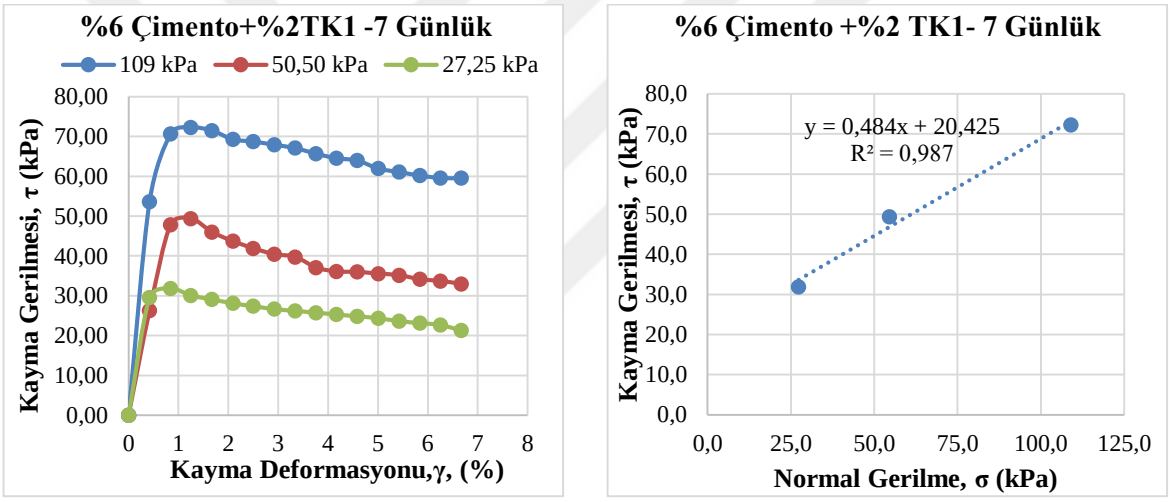
Şekil 4.40: Katkısız doğal zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları



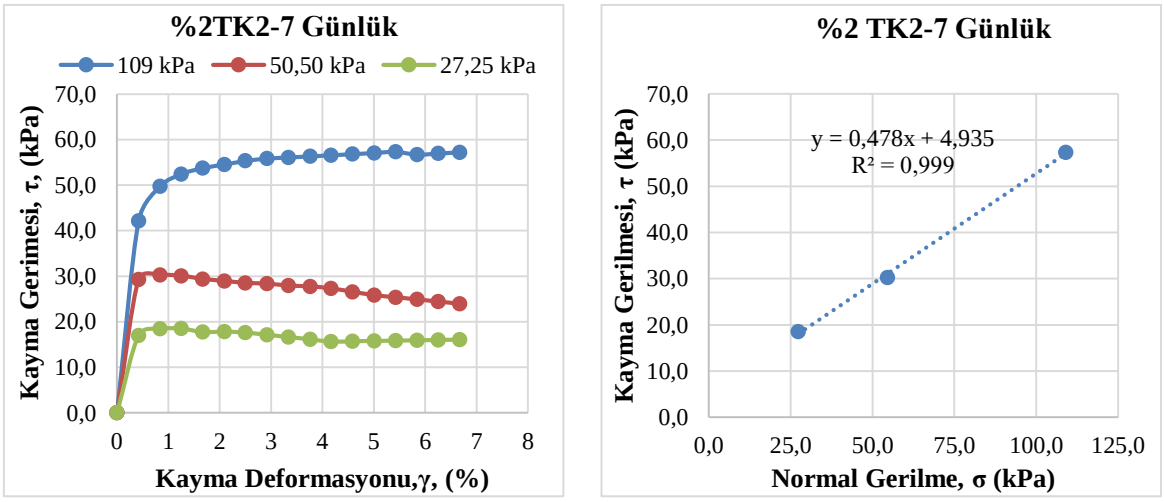
Şekil 4.41: %4 Kireç katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları



Şekil 4.42: %6 Çimento katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları



Şekil 4.43: %6 Çimento+%2TK1 katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları



Şekil 4.44: %2 TK2 katkılı zemin direkt kesme kutusu deney sonuçları

Tablo 4.3: Kesme kutusu deney sonuçları

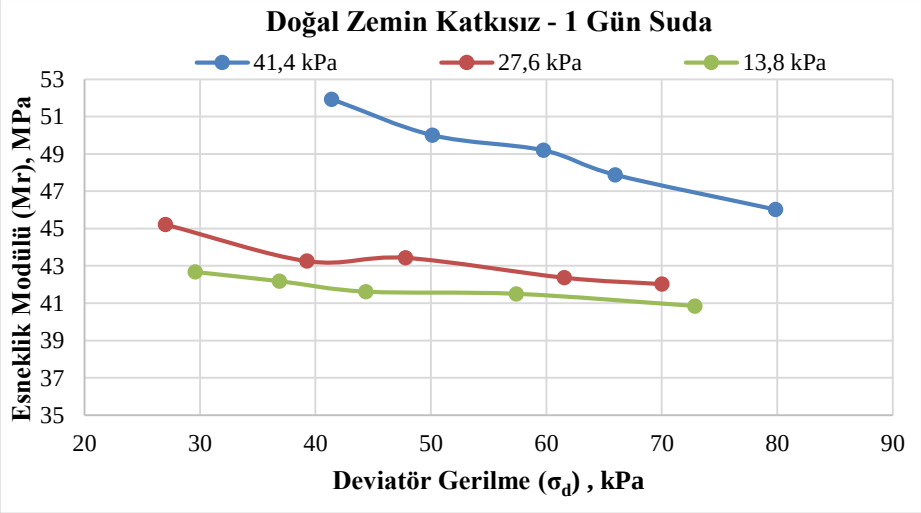
Katkı Türü	c(kPa)	φ(°)
Katkısız Doğal Zemin	0,21	21
%4 Kireç	22,94	28
%6 Çimento	23,95	24
%6 Çimento + %2 TK1	20,43	26
%2 TK2	4,94	26

4.1.12. Esneklik Modülü Deney Sonuçları

Hem katkısız hem de optimum katkı miktarı ile hazırlanan 100 mm çap ve 200 mm yüksekliğe sahip silindir numuneler üzerinde AASHTO T307-99 standardına göre esneklik modülü deneyleri gerçekleştirilmiştir. Katkılı zeminler için 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen deney sonuçları aşağıda ayrıntılı olarak verilmektedir.

4.1.12.1. Katkısız Doğal Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları

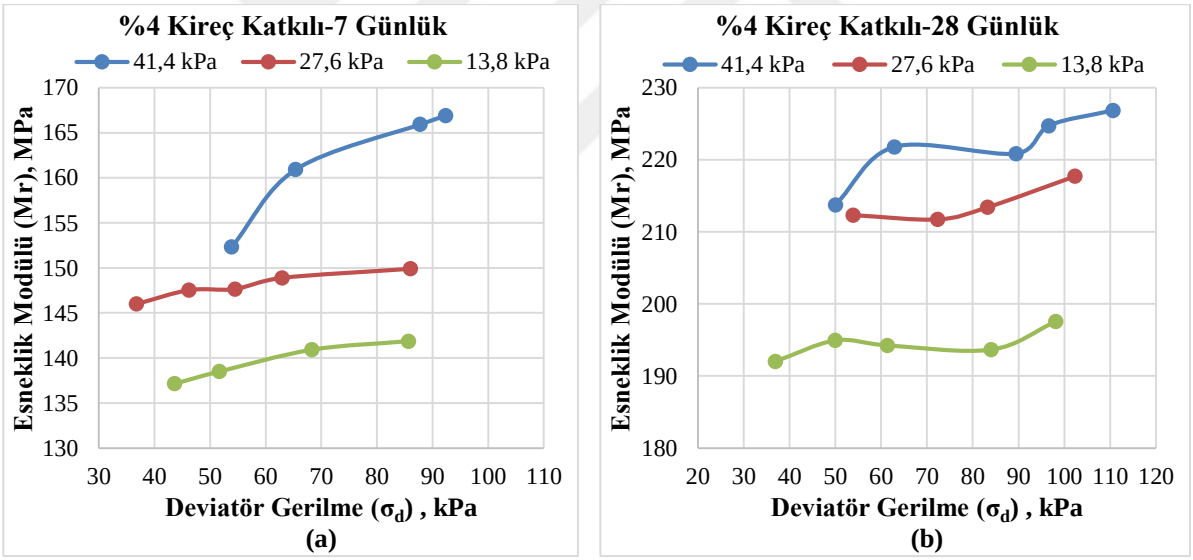
4 gün suda bekletilen katkısız doğal zemin deney numunesinin deformasyonu, esneklik modülü deneyinin ilk aşaması olan şartlandırma aşamasında %5'i aştığı için deney gerçekleştirilememiştir. Bu sebeple deney katkısız doğal zemin numunesi 1 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilmiş ve deney sonucu Şekil 4.45'te verilmiştir. Şekil 4.45 incelendiğinde esneklik modülünün çevre basıncı ile arttığı ancak deviatör gerilmedeki artış ile azaldığı görülmektedir. Örneğin deneyde uygulanan 41,4 kPa değerindeki en yüksek çevre basıncında ve 41,40 kPa'lık bir deviatör gerilme altında esneklik modülü 51,94 MPa olarak elde edilirken aynı çevre basıncı altında 79,86 kPa'lık bir deviatör gerilmede 46,02 MPa olarak elde edilmiştir.



Şekil 4.45: Katkısız doğal zeminin esneklik modülü deney sonuçları

4.1.12.2. Kireç Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları

%4 optimum kireç yüzdesinde hazırlanan numuneler 7 ve 28 günlük kür süreleri sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra deney gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları Şekil 4.46'da verilmektedir. Kür süresi ile esneklik modülü değerlerinde önemli artışlar görülmektedir. Şekil 4.46 incelendiğinde uygulanan farklı deviatör gerilme değerleri ve farklı çevre basınçları altında esneklik modülü, 7 günlük kür süresi için 137,16 MPa ile 166,89 MPa aralığında elde edilirken, 28 günlük kür süresi için 192,02 MPa ile 226,84 MPa aralığında elde edilmiştir. Şekil 4.46'dan görüldüğü gibi kireç katkılı numune üzerinde gerçekleştirilen esneklik modülü deneyinde çevre basıncı artışı ile esneklik modülü değerleri de artmaktadır. Bununla birlikte deviatör gerilmedeki artış katkısız zemindeki sonucun aksine esneklik modülünü arttırmıştır. Bu durum %4 kireç ile rijit bir yapıya kavuşan numunede elastik eksenel deformasyon değerinin artan deviatör gerilme ile artmasına rağmen çok yüksek değerlere ulaşamaması ile açıklanabilir.

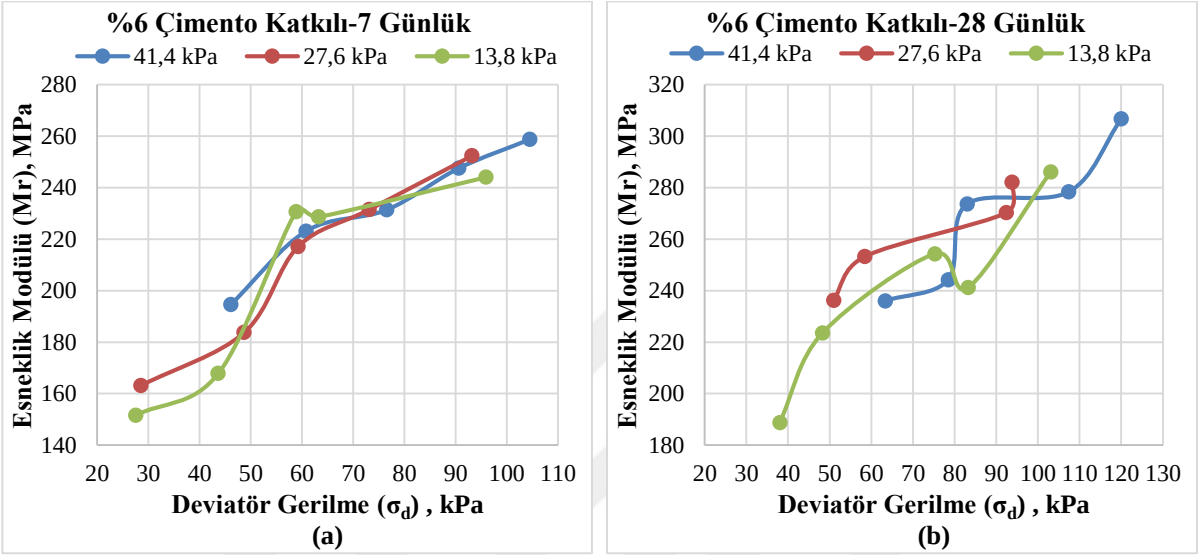


Şekil 4.46: Kireç katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları

4.1.12.3. Çimento Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları

%6 optimum çimento yüzdesinde hazırlanan numunelerin 7 ve 28 günlük kür süreleri sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen esneklik modülü deney sonuçları Şekil 4.47'de verilmektedir. Kür süresi ile esneklik modülü değerlerinde önemli artışlar görülmektedir. Şekil 4.47 incelendiğinde uygulanan farklı deviatör gerilme değerleri ve farklı çevre basınçları altında esneklik modülü, 7 günlük kür süresi için 151,65 MPa ile 258,76 MPa aralığında elde edilirken, 28 günlük kür süresi için 188,75 MPa ile 306,70 MPa aralığında elde edilmiştir.

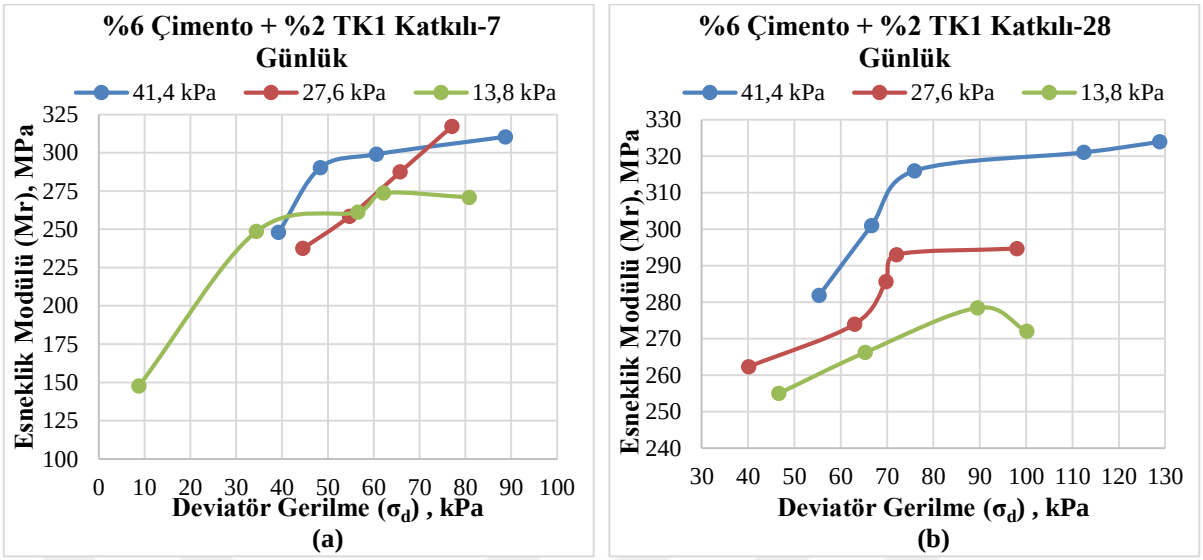
Bununla birlikte çimento katkılı numunelerin esneklik modülü değerleri çevre basıncı ile değişmeyen bir eğilim göstermektedir. Ancak, %6 çimento ilavesi rijit bir yapı oluşturduğundan çok küçük elastik eksenel deformasyon değerlerinden dolayı artan deviatör gerilme ile her iki kür süresi için de esneklik modülü değeri artmaktadır.



Şekil 4.47: Çimento katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları

4.1.12.4. TK1 Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları

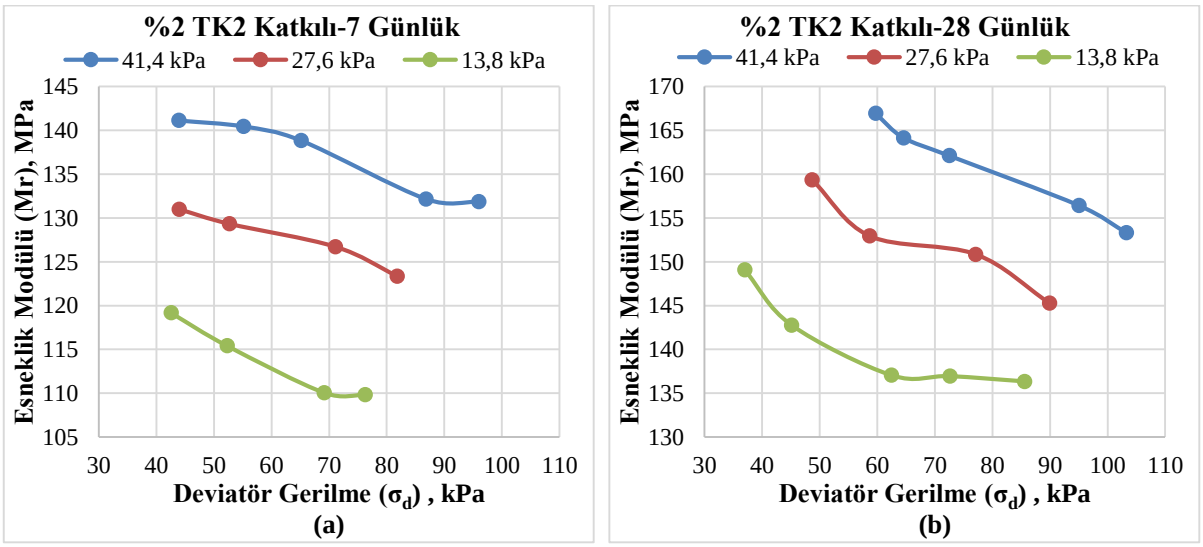
%6 Çimento+%2 TK1 katkılı zeminlerin 7 ve 28 günlük kür süresinden sonra 4 gün suda bekletilen numuneleri üzerinde gerçekleştirilen esneklik modülü deney sonuçları Şekil 4.48'de verilmektedir. Şekil 4.48 incelendiğinde 7 günlük kür süresi için esneklik modülü değerlerinin çevre basıncından çok etkilenmediği görülürken 28 günlük numuneler için çevre basıncının esneklik modülü değerleri üzerinde daha belirgin bir şekilde etkili olduğu ve esneklik modülünü arttırdığı görülmektedir. Her iki kür süresi için de deviatör gerilme artışının belirli bir değere kadar esneklik modülünü arttırdığı bu değerden sonra esneklik modülünün yatay bir seyir izlediği görülmektedir. Bu tür ticari katkı ile farklı deviatör gerilme ve farklı çevre basınçları altında esneklik modülü değerleri 7 günlük kür süresi için 147,65 MPa ile 315,00 MPa arasında elde edilirken, 28 günlük kür süresi için 255,00 MPa ile 323,95 MPa arasında elde edilmiştir.



Şekil 4.48: Çimento+ TK1 katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları

4.1.12.5. TK2 Katkılı Zeminin Esneklik Modülü Deney Sonuçları

Optimum değer olan %2 TK2 katkılı zeminlerin 7 ve 28 günlük kür süreleri için gerçekleştirilen esneklik modülü deney sonuçları Şekil 4.49'da verilmektedir. Şekil 4.49 incelendiğinde her iki kür süresi için de esneklik modülünün çevre basıncındaki artış ile arttığı görülmektedir. Bu ticari katkı ile hazırlanan numunelerin esneklik modülü değerleri her iki kür süresi için de deviatör gerilmenin artışı ile azalmakta ve katkısız doğal zemin ile aynı davranışı sergilemektedir. Bu tür ticari katkı ile farklı deviatör gerilme ve farklı çevre basınçları altında esneklik modülü değerleri 7 günlük kür süresi için 109,82 MPa ile 141,12 MPa arasında elde edilirken, 28 günlük kür süresi için 136,34 MPa ile 166,92 MPa arasında elde edilmiştir



Şekil 4.49: TK2 katkılı zeminin esneklik modülü deney sonuçları

4.1.13. Malzeme Davranış Modeli Sonuçları

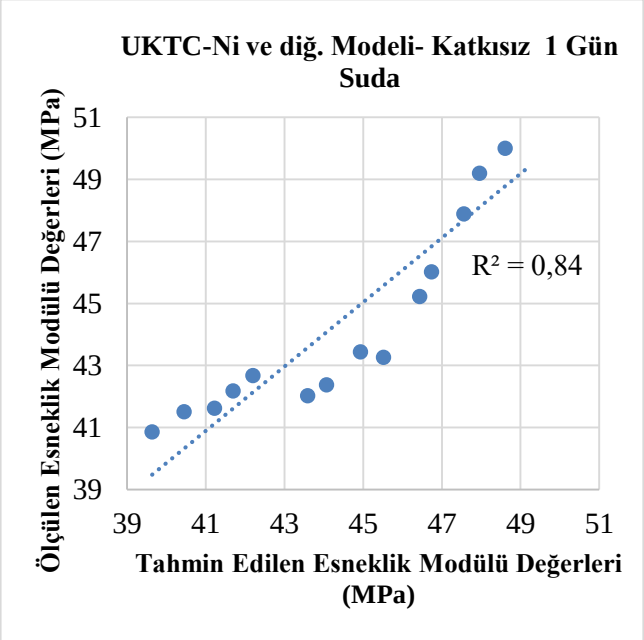
Katkısız ve katkılı zeminler için çeşitli esneklik modülü tahmin modelleri ile gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçları bu bölümde tablo şeklinde verilmektedir. Aynı zamanda hem katkısız hem de katkılı zeminlerin regresyon analizi sonuçlarından belirlenen ve sadece en iyi açıklama oranını veren tahmin modeli ile deney sonuçlarının karşılaştırılması grafik şeklinde sunulmuştur. Ayrıca diğer tüm tahmin modelleri ile deney sonuçlarının karşılaştırılması için hazırlanan grafiklerin tamamı da Ek 5'te verilmektedir.

Bir gün suda bekletilen katkısız doğal zemin için elde edilen esneklik modülü deney sonuçları ile gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçlarından elde edilen katsayılar ve düzeltilmiş R^2 değerleri Tablo 4.4'te verilmektedir.

Tablo 4.4: Katkısız doğal zemin- 1 gün su içerisinde regresyon analiz sonuçları

Katkısız- Doğal Zemin-1 Gün Suda				
Model Adı	**k_1**	**k_2**	**k_3**	**Düzeltilmiş R^2**
Dunlap Modeli	53,7823	0,1347	-	0,65
Seed ve diğ. Modeli	42,9369	0,1560	-	0,42
Moossazadeh ve Witczak Modeli	44,5141	-0,0012	-	-0,08
Pezo Modeli	35,0505	-0,0590	0,1461	0,69
Uzan Modeli	0,3674	0,2585	-0,1670	0,73
Witczak ve Uzan Modeli	0,3240	0,2585	-0,1670	0,73
NCHRP 1-28A Modeli	0,5051	0,2597	-0,9271	0,75
UKTC-Ni ve diğ. Modeli	0,3973	0,8075	-0,2190	0,81

Gerçekleştirilen regresyon analizi sonucunda katkısız doğal zemin için en iyi açıklama oranını 0,81 düzeltilmiş R^2 değeri ile UKTC-Ni ve diğ. modeli vermiştir. Bu model için deneyden ölçülen esneklik modülü değerleri ile model tahmininden elde edilen değerlerin karşılaştırılması Şekil 4.50'de verilmektedir.



Şekil 4.50: UKTC-Ni ve diğ. modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması

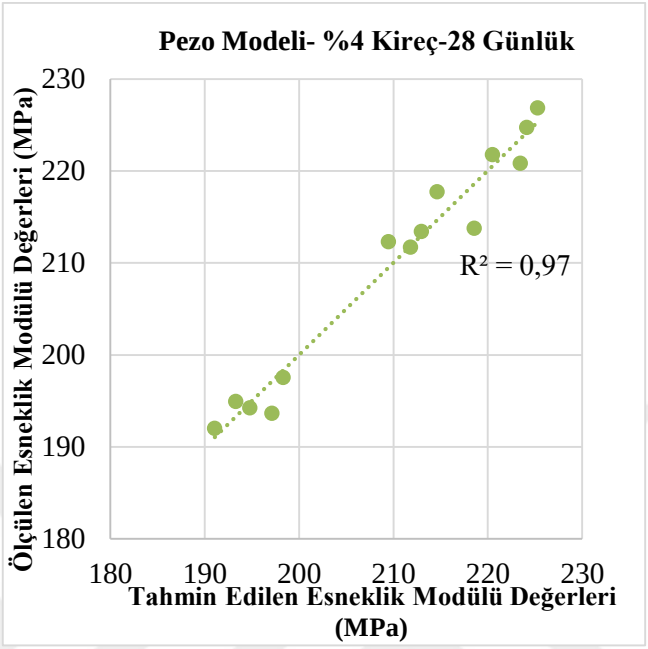
%4 kireç katkılı ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra elde edilen esneklik modülü deney sonuçları kullanılarak tahmin modelleri ile regresyon analizleri yapılmıştır. Yapılan regresyon analizi sonucunda elde edilen katsayılar ve düzeltilmiş R^2 değerleri Tablo 4.5'te verilmektedir.

Tablo 4.5: %4 kireç katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları

%4 Kireç Katkılı-28 Günlük				
Model Adı	**k_1**	**k_2**	**k_3**	**Düzeltilmiş R^2**
Dunlap Modeli	247,8375	0,1203	-	0,92
Seed ve diğ. Modeli	195,8753	0,1682	-	0,85
Moossazadeh ve Witczak Modeli	216,0666	0,0914	-	0,18
Pezo Modeli	124,1296	0,0381	0,1119	0,96
Uzan Modeli	1,8543	0,2155	-0,0663	0,91
Witczak ve Uzan Modeli	1,7642	0,2155	-0,0663	0,91
NCHRP 1-28A Modeli	2,0496	0,2111	-0,2540	0,90
UKTC-Ni ve diğ. Modeli	1,7083	0,5664	0,1024	0,93

Gerçekleştirilen regresyon analizi sonucunda 28 günlük %4 kireç katkılı zeminler için en iyi açıklama oranını 0,96 düzeltilmiş R^2 değeri ile Pezo modeli vermiştir. Bu model için deneyden

ölçülen esneklik modülü değerleri ile modelin tahmininden elde edilen değerlerin karşılaştırılması Şekil 4.51'de verilmektedir.



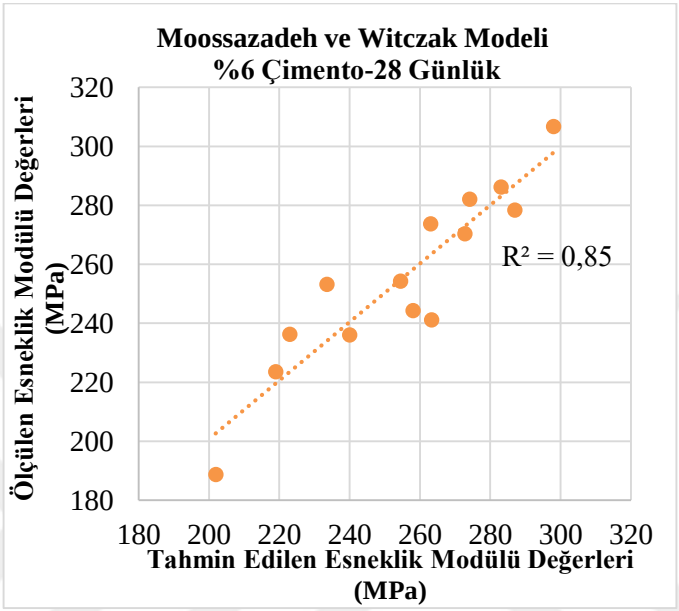
Şekil 4.51: Pezo modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması

%6 çimento katkılı ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra elde edilen esneklik modülü deney sonuçları kullanılarak tahmin modelleri ile regresyon analizleri yapılmıştır. Yapılan regresyon analizi sonucunda elde edilen katsayılar ve düzeltilmiş R^2 değerleri Tablo 4.6'da verilmektedir.

Tablo 4.6: %6 çimento katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları

%6 Çimento Katkılı-28 Günlük				
Model Adı	**k_1**	**k_2**	**k_3**	**Düzeltilmiş R^2**
Dunlap Modeli	296,5090	0,1114	-	0,13
Seed ve diğ. Modeli	225,7636	0,2818	-	0,57
Moossazadeh ve Witczak Modeli	281,4168	0,3386	-	0,83
Pezo Modeli	57,5438	0,3236	0,0274	0,83
Uzan Modeli	2,6776	0,0559	0,2946	0,83
Witczak ve Uzan Modeli	3,3481	0,0559	0,2946	0,83
NCHRP 1-28A Modeli	1,7195	0,0742	1,1219	0,81
UKTC-Ni ve diğ. Modeli	1,5557	0,1268	0,7902	0,81

Gerçekleştirilen regresyon analizi sonucunda 28 günlük %6 çimento katkılı zeminler için en iyi açıklama oranını 0,83 düzeltilmiş R^2 değeri ile Moossazadeh ve Witczak modeli vermiştir. Bu model için deneyden ölçülen esneklik modülü değerleri ile modelin tahmininden elde edilen değerlerin karşılaştırılması Şekil 4.52'de verilmektedir.



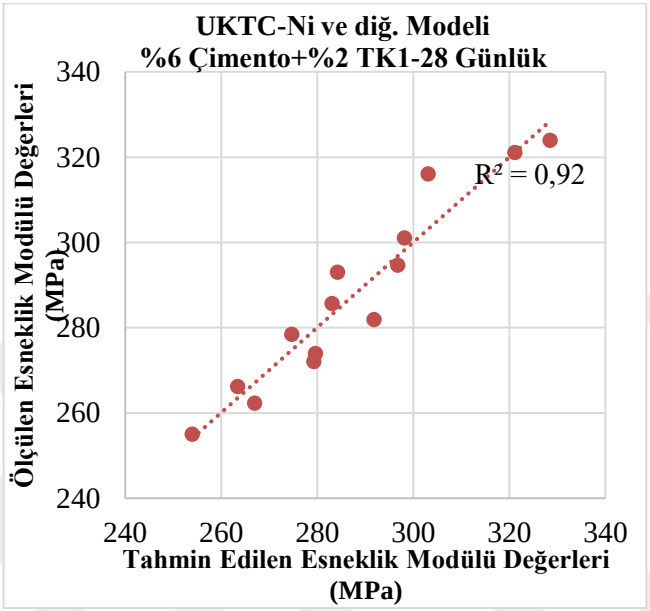
Şekil 4.52: Moossazadeh ve Witczak modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması

%6 çimento + %2 TK1 katkılı ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra elde edilen esneklik modülü deney sonuçları kullanılarak tahmin modelleri ile regresyon analizleri yapılmıştır. Yapılan regresyon analizi sonucunda elde edilen katsayılar ve düzeltilmiş R^2 değerleri Tablo 4.7'de verilmektedir.

Tablo 4.7: %6 çimento+%2 TK1 katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları

%6 Çimento+%2 TK1 Katkılı-28 Günlük				
Model Adı	**k_1**	**k_2**	**k_3**	**Düzeltilmiş R^2**
Dunlap Modeli	339,5153	0,1246	-	0,53
Seed ve diğ. Modeli	258,0927	0,2413	-	0,88
Moossazadeh ve Witczak Modeli	301,9201	0,1611	-	0,46
Pezo Modeli	111,2189	0,1375	0,1091	0,91
Uzan Modeli	2,6026	0,2165	0,0334	0,88
Witczak ve Uzan Modeli	2,6689	0,2165	0,0334	0,88
NCHRP 1-28A Modeli	2,4835	0,2190	0,1153	0,88
UKTC-Ni ve diğ. Modeli	2,0751	0,5648	0,3083	0,90

Gerçekleştirilen regresyon analizi sonucunda 28 günlük %6 çimento + %2 TK1 katkılı zeminler için en iyi açıklama oranını 0,90 düzeltilmiş R^2 değeri ile UKTC-Ni ve diğ. modeli vermiştir. Bu model için deneyden ölçülen esneklik modülü değerleri ile modelin tahmininden elde edilen değerlerin karşılaştırılması Şekil 4.53'te verilmektedir.



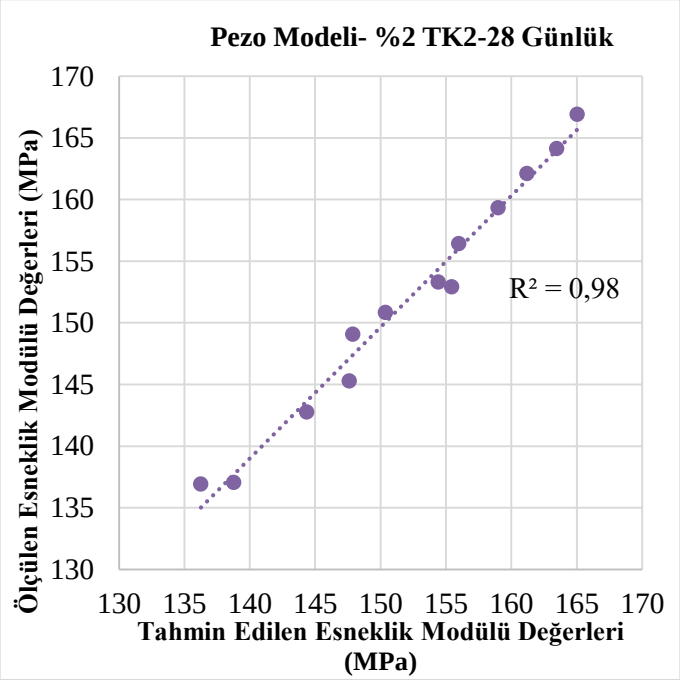
Şekil 4.53: UKTC-Ni ve diğ. modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması

%2 TK2 katkılı ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra elde edilen esneklik modülü deney sonuçları kullanılarak tahmin modelleri ile regresyon analizleri yapılmıştır. Yapılan regresyon analizi sonucunda elde edilen katsayılar ve düzeltilmiş R^2 değerleri Tablo 4.8'de verilmektedir.

Tablo 4.8: %2 TK2 katkılı-28 günlük regresyon analiz sonuçları

%2 TK2 Katkılı-28 Günlük				
Model Adı	**k_1**	**k_2**	**k_3**	**Düzeltilmiş R^2**
Dunlap Modeli	178,6529	0,1215	-	0,73
Seed ve diğ. Modeli	144,1224	0,1239	-	0,32
Moossazadeh ve Witczak Modeli	149,7104	-0,0148	-	-0,08
Pezo Modeli	153,5083	-0,1213	0,1527	0,97
Uzan Modeli	1,1915	0,3024	-0,2722	0,98
Witczak ve Uzan Modeli	0,9709	0,3024	-0,2722	0,98
NCHRP 1-28A Modeli	1,8272	0,2891	-1,1137	0,94
UKTC-Ni ve diğ. Modeli	1,4522	0,7865	-0,3152	0,97

Gerçekleştirilen regresyon analizi sonucunda 28 günlük %2 TK2 katkılı zeminler için en iyi açıklama oranını 0,97 düzeltilmiş R^2 değeri ile Pezo modeli vermiştir. Bu model için deneyden ölçülen esneklik modülü değerleri ile modelin tahmininden elde edilen değerlerin karşılaştırılması Şekil 4.54'te verilmektedir.



Şekil 4.54: Pezo modeli ile deneysel esneklik modülü değerlerinin karşılaştırılması

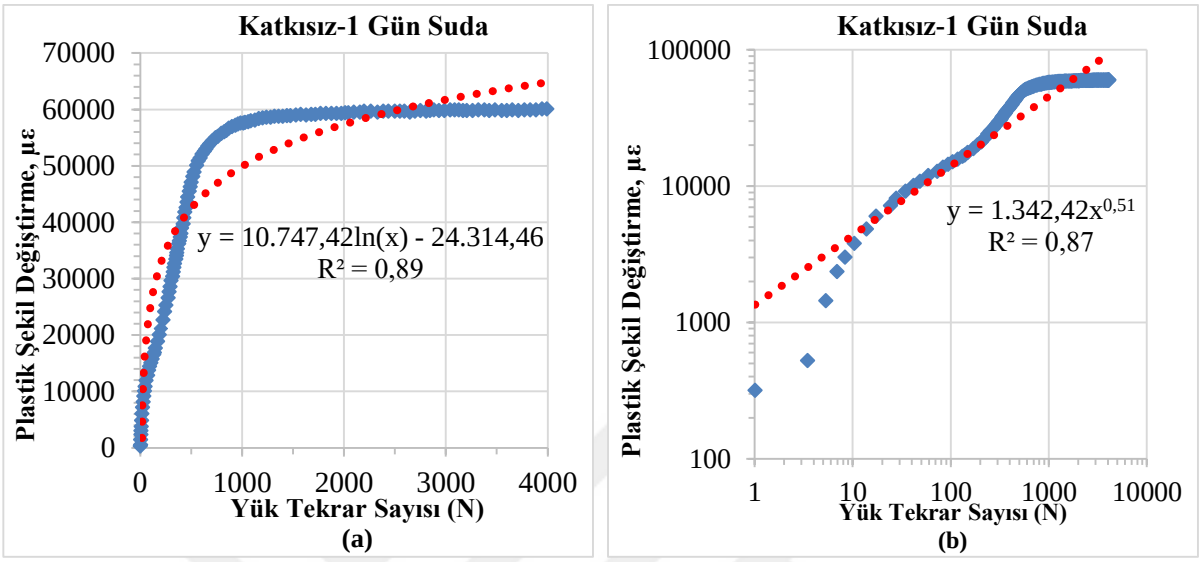
4.1.14. Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları

Katkısız ve optimum katkı miktarları ile hazırlanan,7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen plastik deformasyon deney sonuçları ve bu sonuçlar kullanılarak iki farklı plastik deformasyon modeli ile gerçekleştirilen regresyon analizleri aşağıda verilmektedir. Deney, esneklik modülünün belirlenmesinde kullanılan dinamik üç eksenli deney cihazı kullanılarak 210 kPa deviatör gerilme ve 35 kPa çevre basıncı altında 5000 yük tekrar ile gerçekleştirilmiştir.

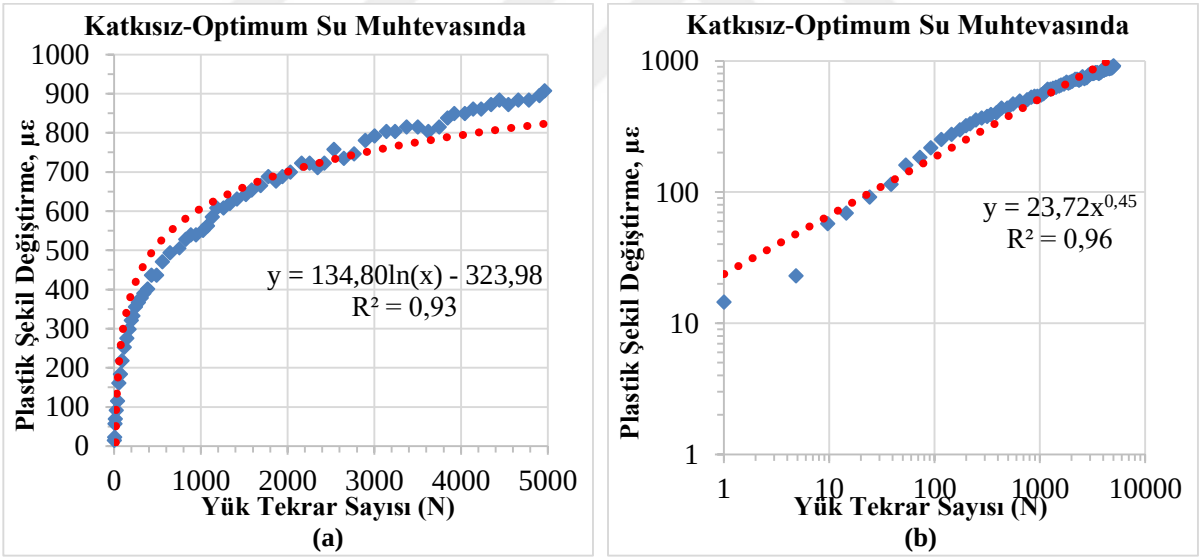
4.1.14.1. Katkısız Doğal Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları

Katkısız doğal zemin için plastik deformasyon deneyi, 1 gün suda bekletilen ve optimum su muhtevasında sıkıştırıldıktan sonra suda bekletilmeyen iki farklı numune üzerinde gerçekleştirilmiştir. Şekil 4.55 ve Şekil 4.56 incelendiğinde yaş durumda plastik deformasyon değerinde önemli bir artışın olduğu görülmektedir. Yük tekrar sayısının artması plastik

deformasyon değerini de arttırmıştır. Deney sonuçları ile gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçlarına göre her iki modelin de açıklayıcılığının yüksek olduğu görülmektedir.



Şekil 4.55: Katkısız doğal zeminin 1 gün suda plastik deformasyon deney sonuçları

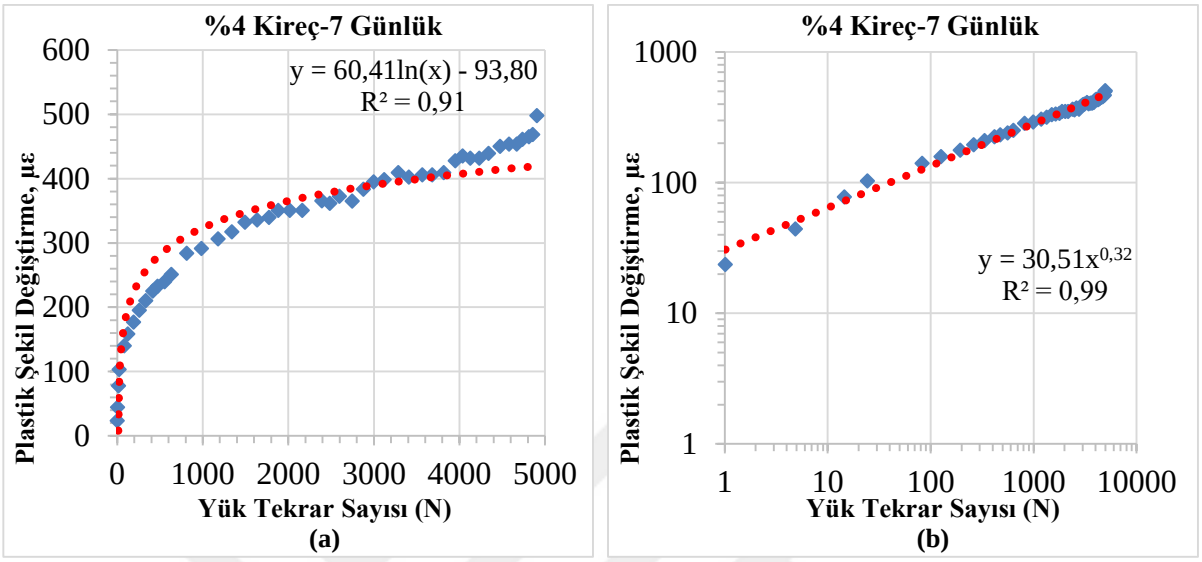


Şekil 4.56: Katkısız doğal zeminin optimum su muhtevasında plastik deformasyon deney sonuçları

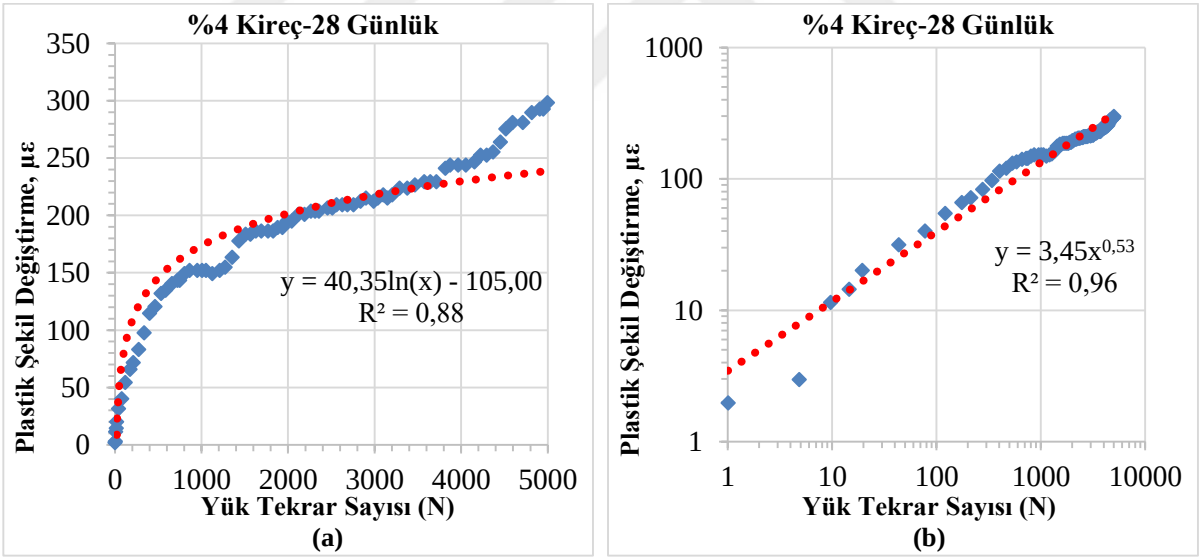
4.1.14.2.Kireç Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları

%4 optimum kireç ile hazırlanan numuneler üzerinde 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen plastik deformasyon deney sonuçları ile iki farklı modele göre yapılan regresyon analizi sonuçları Şekil 4.57 ve Şekil 4.58'de verilmektedir. Şekil 4.57 ve Şekil 4.58 incelendiğinde kür süresinin artışı ile plastik deformasyon önemli bir düşüş sergilemektedir. 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda elde edilen deney sonuçları ile

gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçlarına göre her iki modelin de açıklayıcılığının yüksek olduğu görülmektedir.



Şekil 4.57: Kireç katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

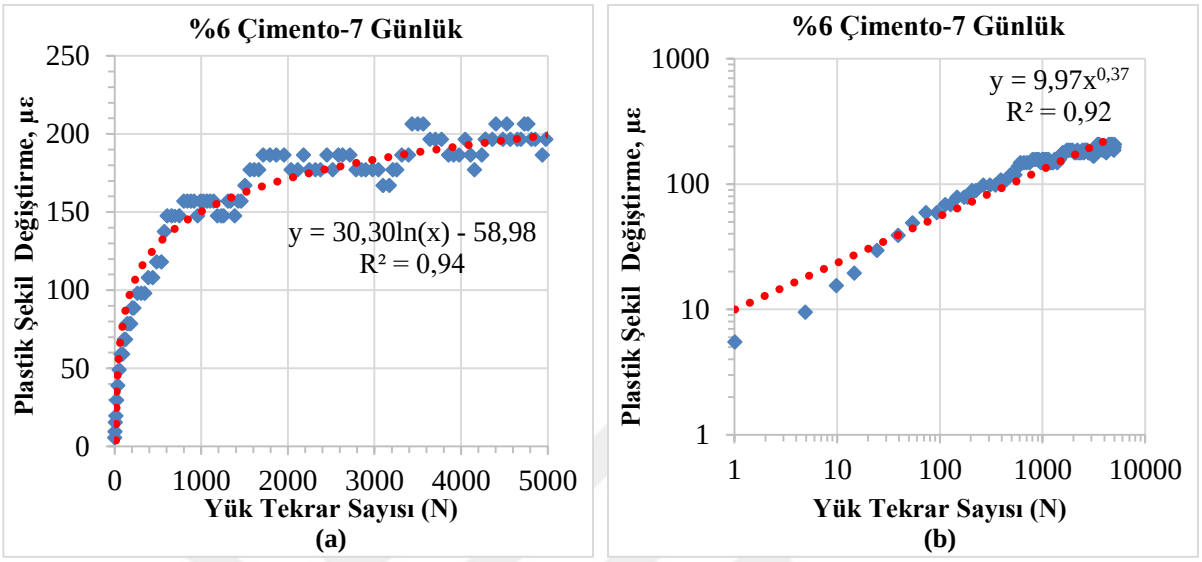


Şekil 4.58: %4 Kireç katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

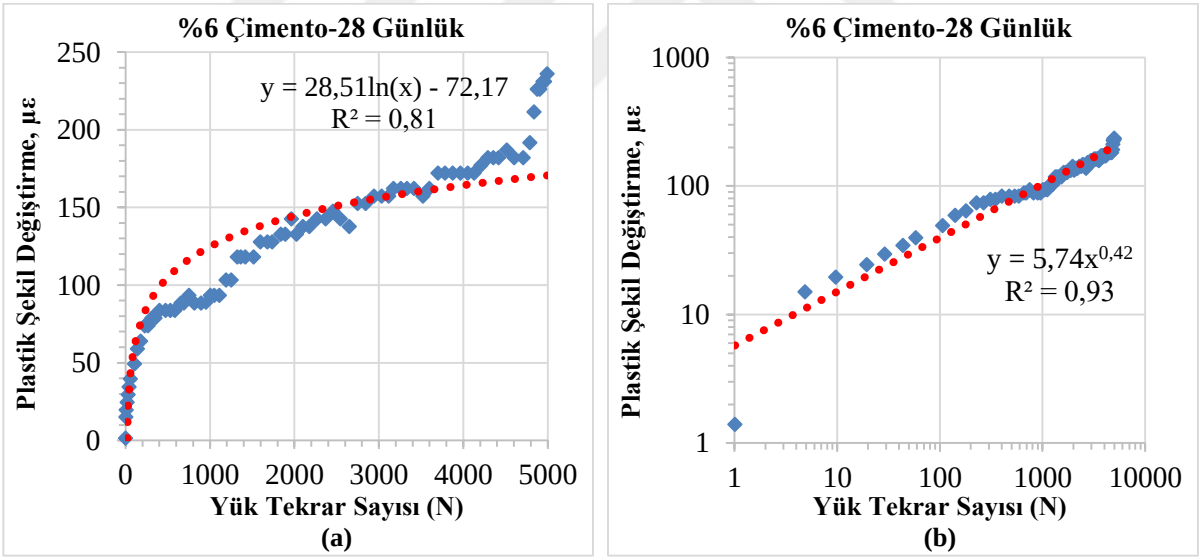
4.1.14.3. Çimento Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları

Çimento için % 6 olan optimum oranda hazırlanan numuneler üzerinde 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen plastik deformasyon deney sonuçları ile iki farklı modele göre yapılan regresyon analizi sonuçları Şekil 4.59 ve Şekil 4.60'da verilmektedir. Grafikler incelendiğinde kür süresinin artışı ile plastik deformasyonun önemli bir düşüş gösterdiği görülmektedir. Ayrıca 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda elde edilen

deney sonuçları ile gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçlarına göre her iki modelin de açıklayıcılığı yüksektir.



Şekil 4.59: %6 Çimento katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

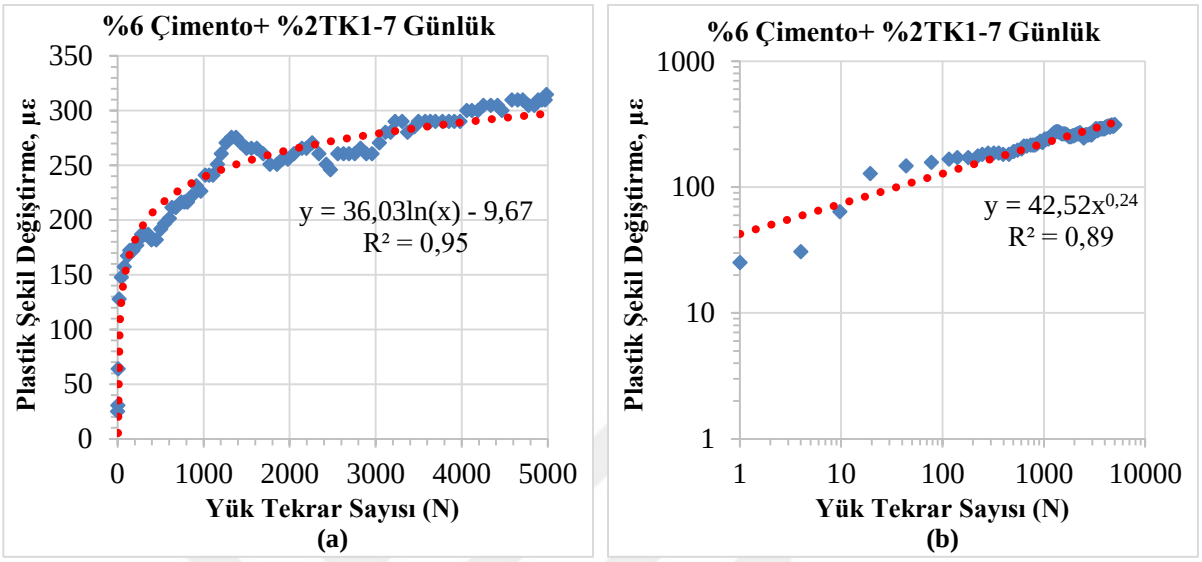


Şekil 4.60: %6 Çimento katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

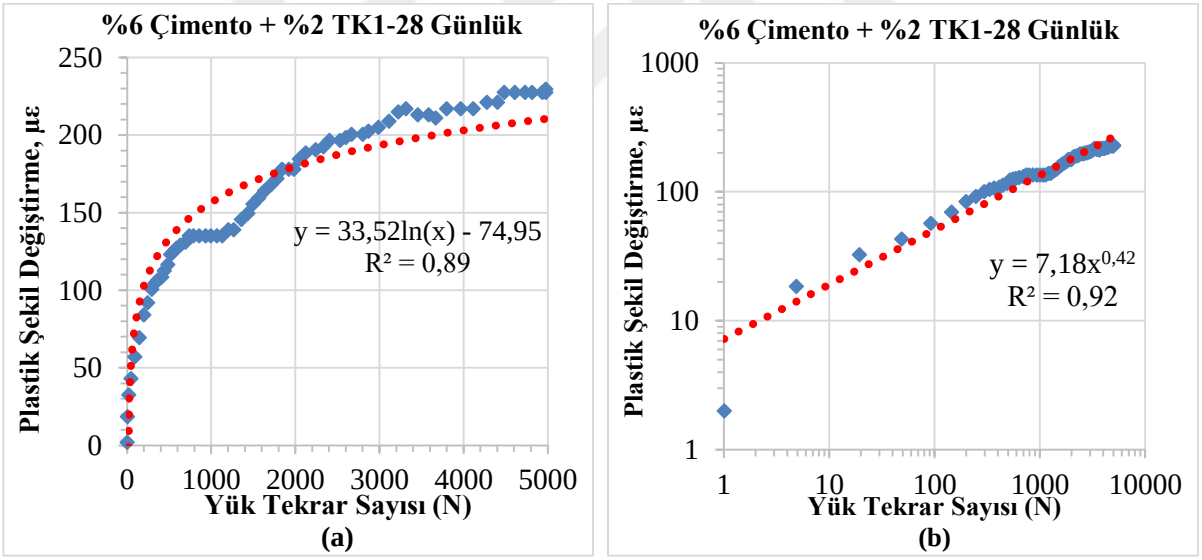
4.1.14.4. TK1 Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları

%6 çimentoya %2 TK1 ilave edilerek hazırlanan numunelerin 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen plastik deformasyon deney sonuçları ile modellere göre gerçekleştirilen regresyon analiz sonuçları Şekil 4.61 ve Şekil 4.62'de verilmektedir. Katkısız zemine göre plastik deormasyon değerlerinde önemli azalmalar elde edilmiştir. Bu azalmanın kür süresi ile devam ettiği de grafiklerden açıkça anlaşılmaktadır. 7

ve 28 günlük kür süresi sonunda elde edilen deney sonuçları ile gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçlarına göre her iki modelin de açıklayıcılığının yüksek olduğu görülmektedir.



Şekil 4.61: %6 Çimento+%2 TK2 katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

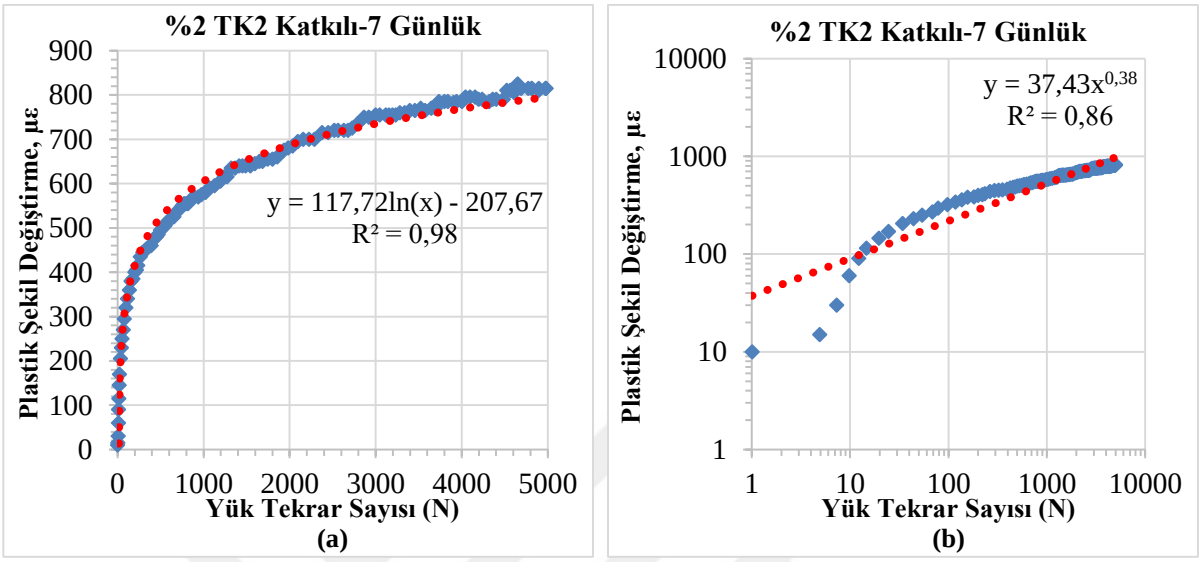


Şekil 4.62: %6 Çimento+%2 TK2 katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

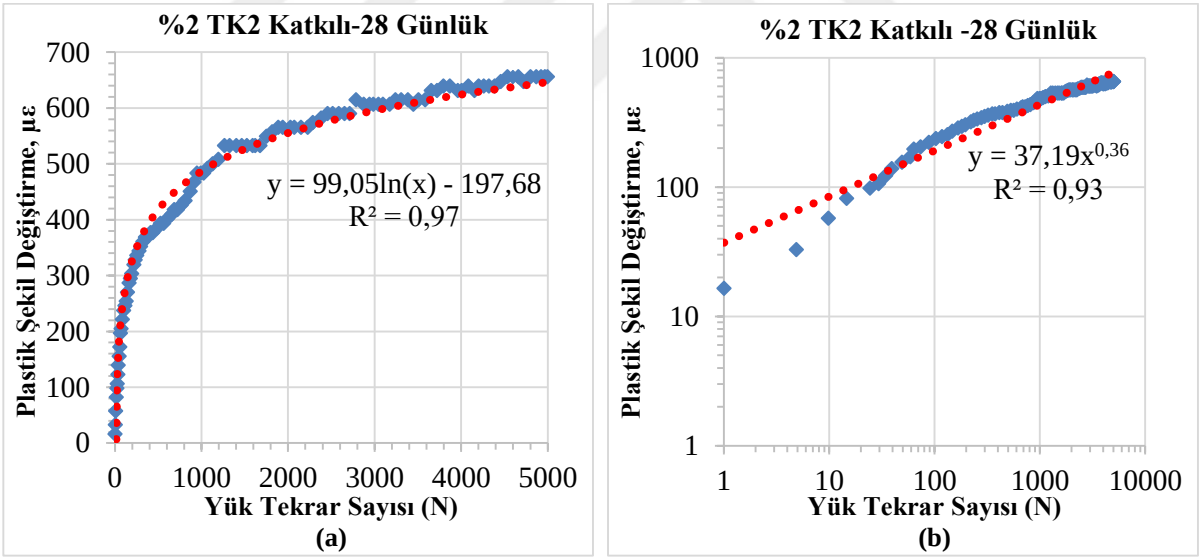
4.1.14.5. TK2 Katkılı Zeminin Plastik Deformasyon Deneyi Sonuçları

%2 TK2 ilave edilerek hazırlanan numunelerin 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletildikten sonra gerçekleştirilen plastik deformasyon deney sonuçları ile modellere göre gerçekleştirilen regresyon analiz sonuçları Şekil 4.63 ve Şekil 4.64'te verilmektedir. Katkısız zemine göre plastik deformasyon değerlerinde önemli azalmalar elde edilmiştir. Bu azalmanın kür süresi ile devam ettiği grafiklerden anlaşılmaktadır. Bununla birlikte 7 ve 28 günlük kür

süresi sonunda elde edilen deney sonuçları ile gerçekleştirilen regresyon analizi sonuçlarına göre her iki modelin de açıklayıcılığının yüksek olduğu görülmektedir.



Şekil 4.63: %2 TK2 katkılı zeminin 7 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

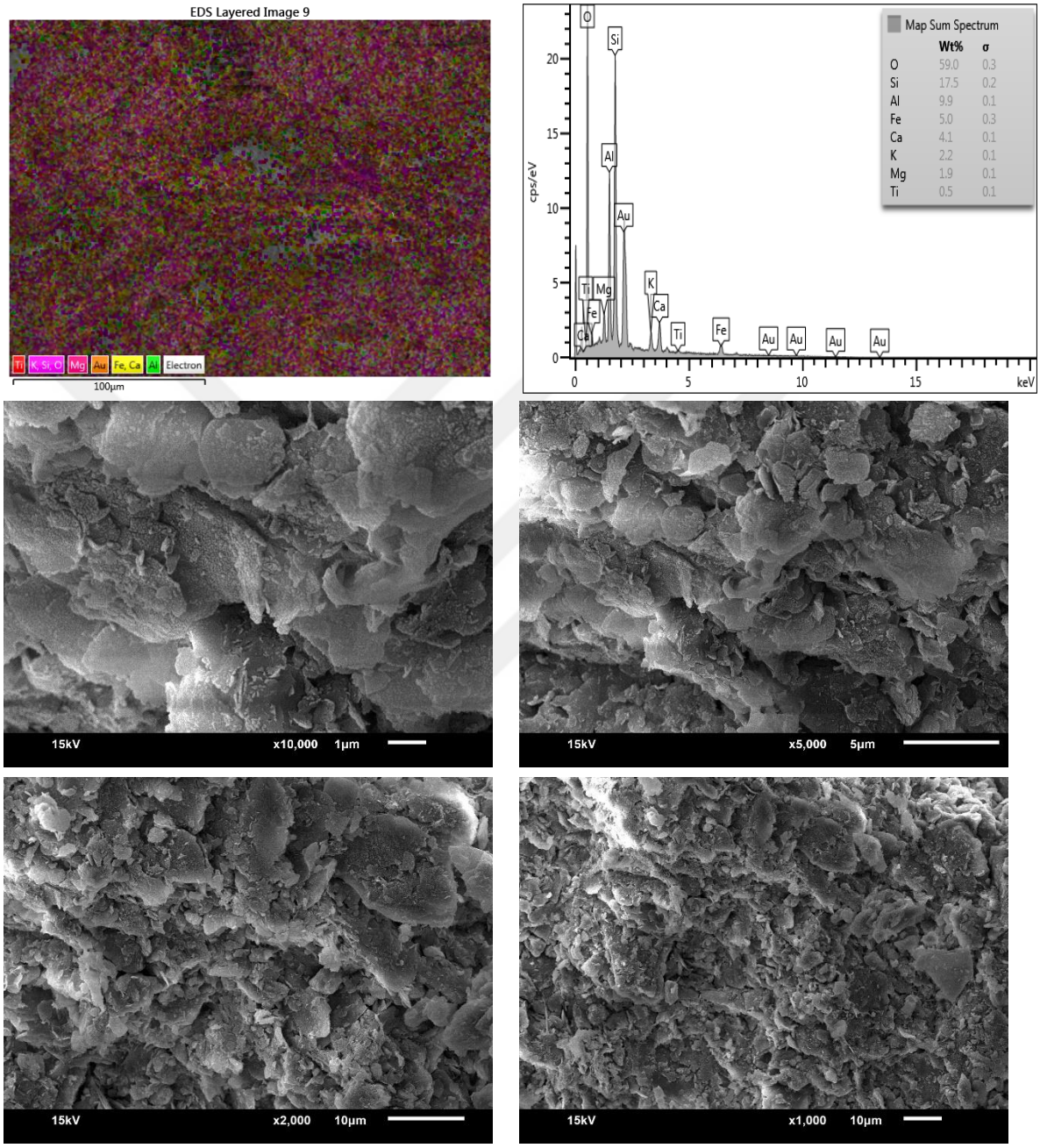


Şekil 4.64: %2 TK2 katkılı zeminin 28 günlük plastik deformasyon deney sonuçları

4.1.15. SEM-EDS-Haritalama Analizi Sonuçları

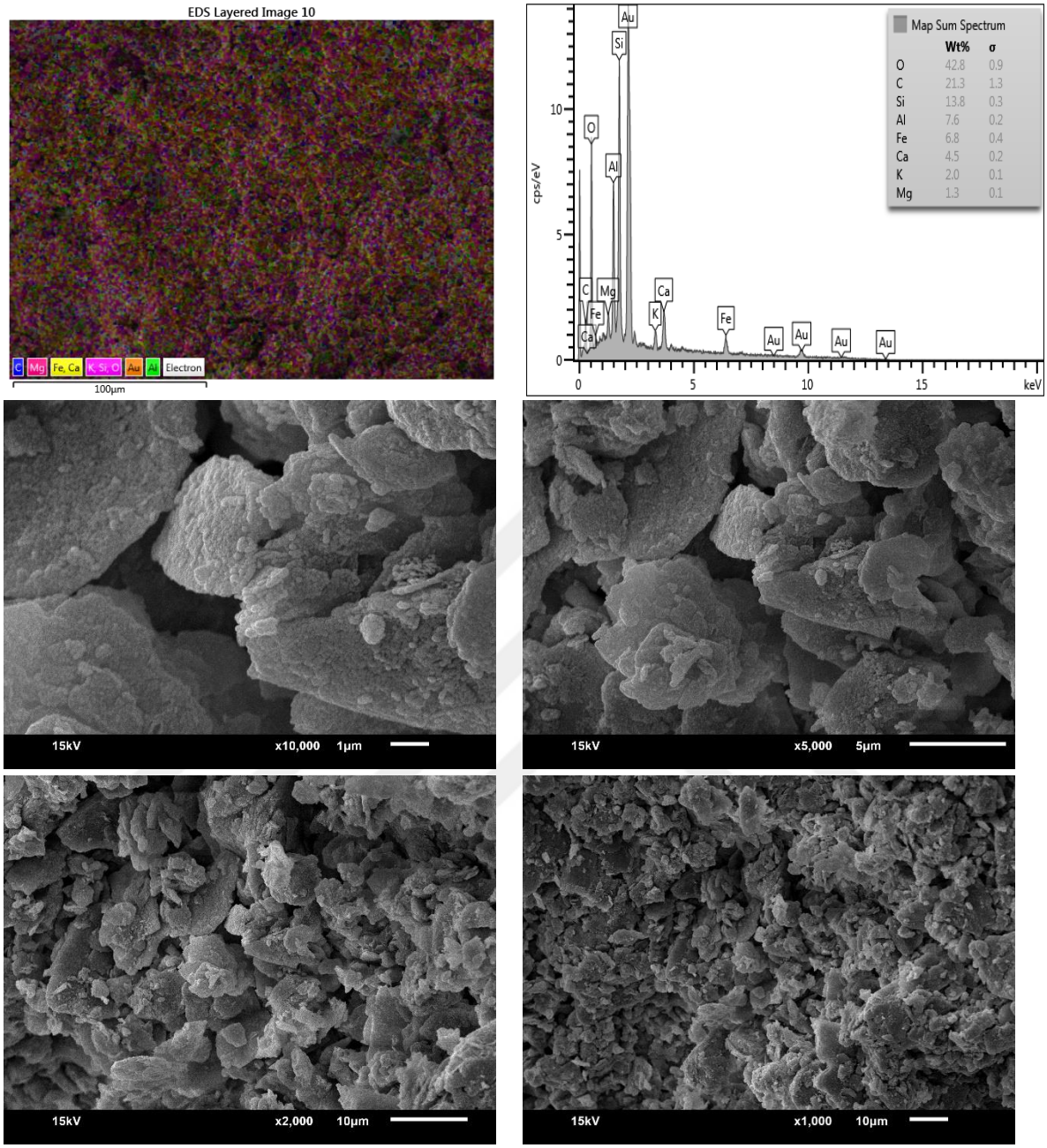
Katkısız doğal zemin ve optimum katkı oranlarında hazırlanan ve 28 günlük kür süresince bekletilen numunelerin mikroyapısındaki değişimin gözlemlenmesi amacıyla taramalı elektron mikroskobu ile gerçekleştirilen SEM ve elementel kompozisyonun değerlendirilebilmesi için

gerçekleştirilen EDS-Haritalama analizleri Şekil 4.65, Şekil 4.66, Şekil 4.67, Şekil 4.68 ve Şekil 4.69'da verilmektedir.



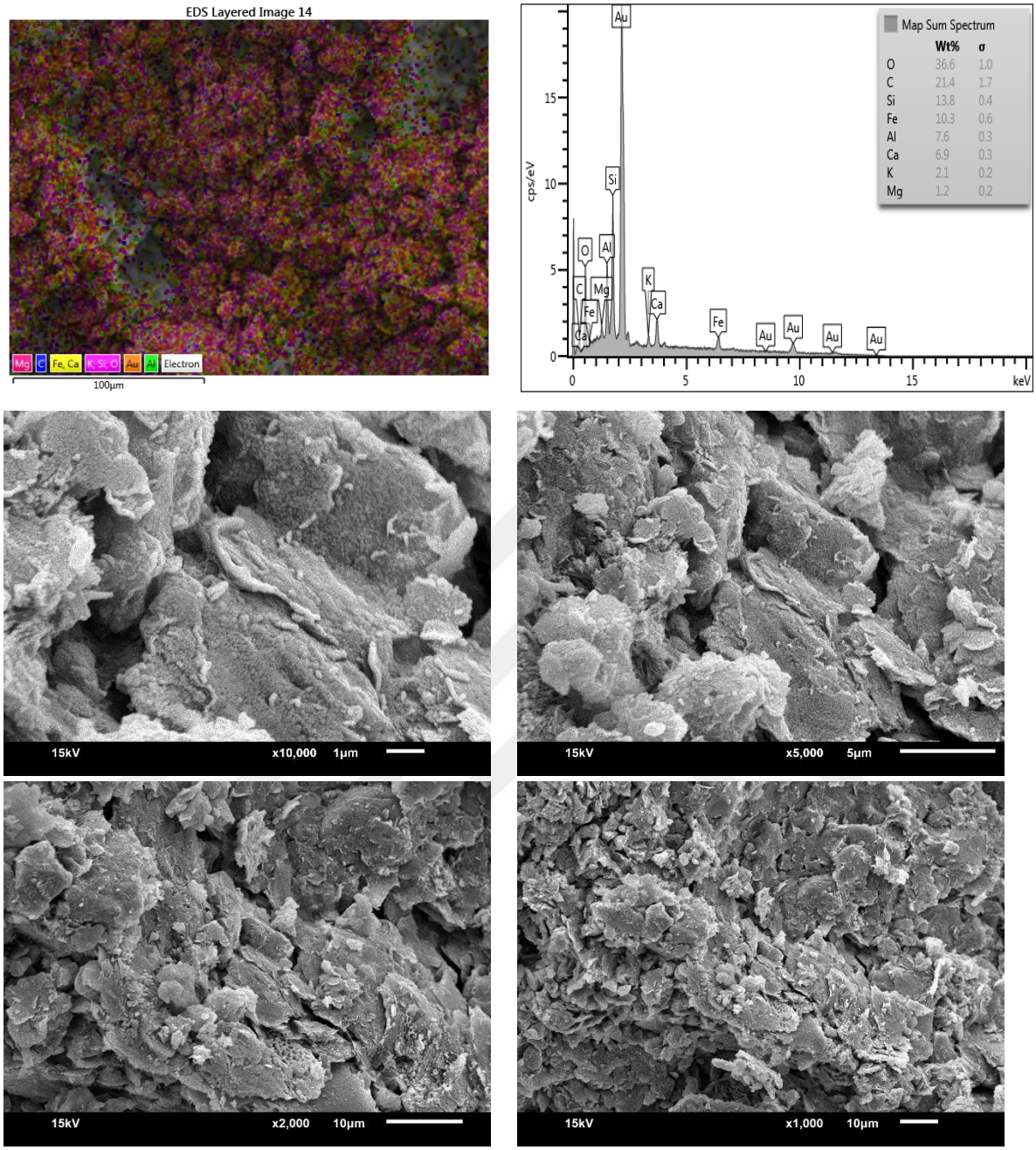
Şekil 4.65: Katkısız doğal zeminin SEM-EDS-Haritalama sonuçları

Katkısız doğal zemin için Şekil 4.65'te verilen analiz sonuçları incelendiğinde elementlerin noktasal yüzde değerlerinin dağılımı oksijen %59, silisyum %17,5, alüminyum %9,9, demir %5,0, kalsiyum %4,1, potasyum %2,2, magnezyum %1,9 ve titanyum %0,5'tir. SEM görüntüsüden mikroyapının değiştiği ve boşluklu yapıda olduğu görülmektedir.



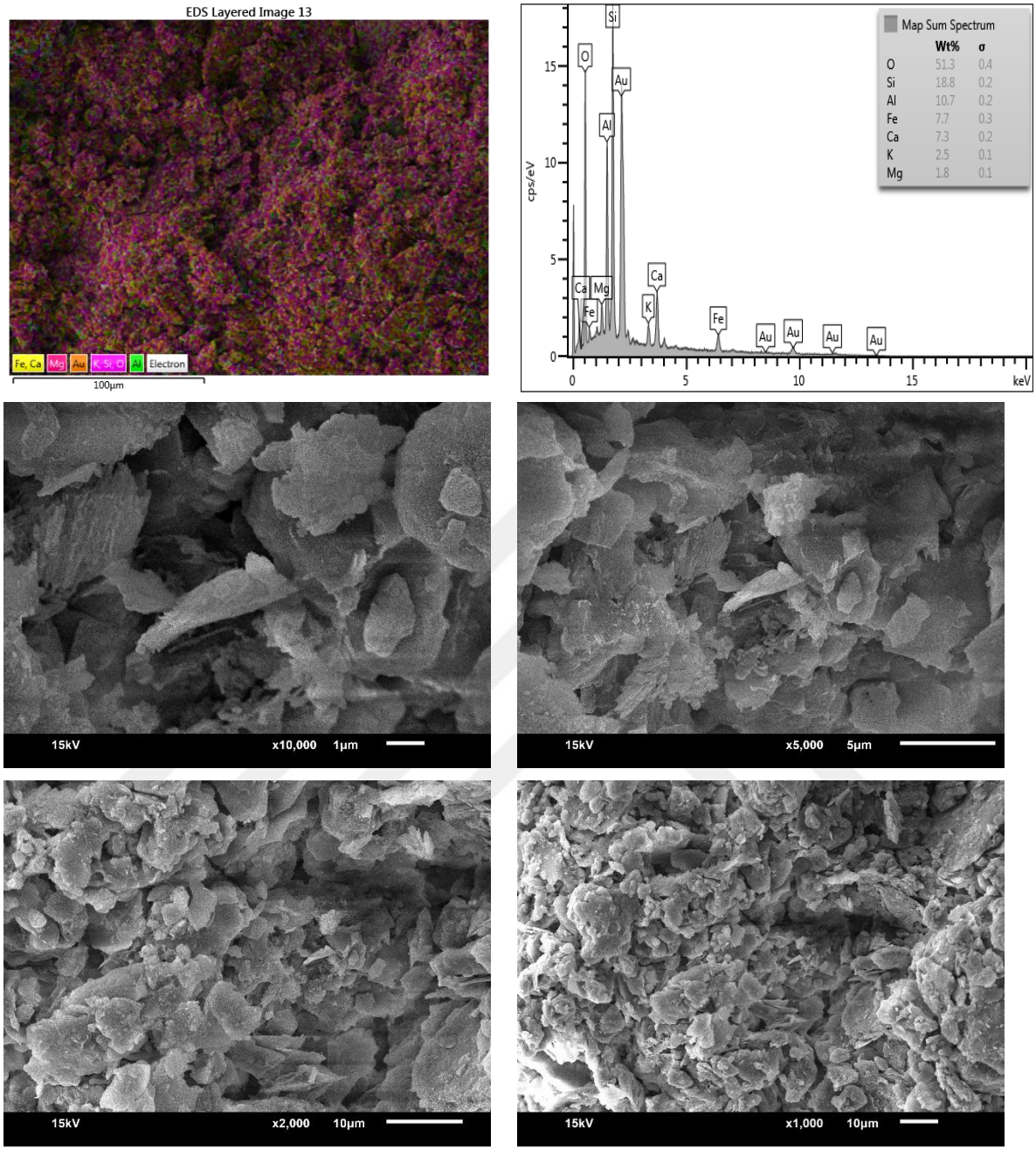
Şekil 4.66: %4 Kireç katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları

% 4 kireç katkılı 28 günlük zemin numunesi için Şekil 4.66'da verilen analiz sonuçları incelendiğinde elementlerin noktasal yüzde değerlerinin dağılımı oksijen %42,8, karbon %21,3 silisyum %13,8, alüminyum %7,6, demir %6,8, kalsiyum %4,5, potasyum %2, magnezyum %1,3'tür. Katkısız zemin ile kıyaslandığında karbon elementinin varlığı net olarak görülmektedir. SEM görüntüsüden mikroyapıdaki değişim katkısız duruma göre belirgin bir şekilde değişmekte ve çimentolaşma ürünlerinin oluştuğu görülmektedir.



Şekil 4.67: %6 Çimento katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları

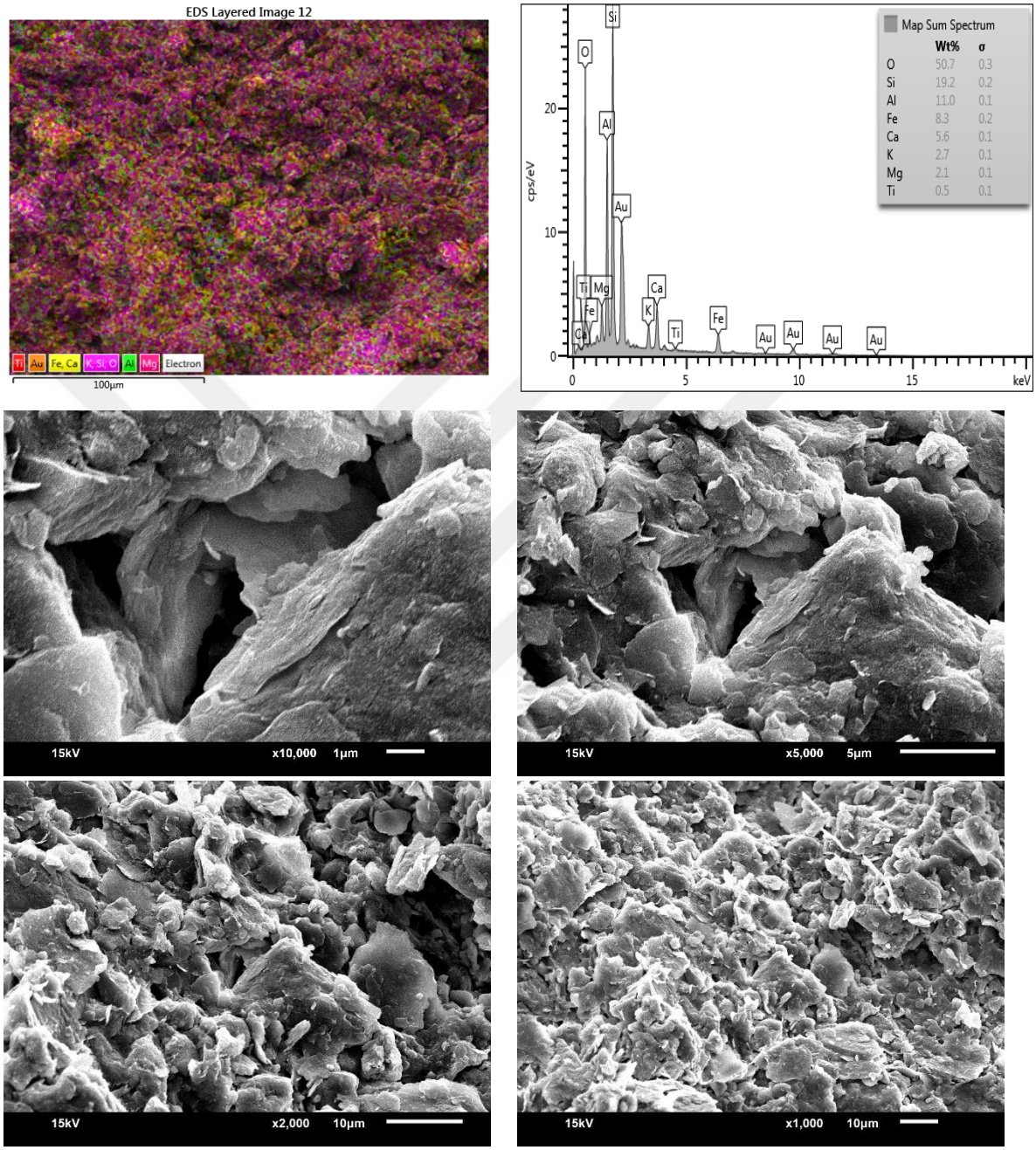
% 6 optimum çimento yüzdesi ile hazırlanan 28 günlük zemin numunesi için Şekil 4.67'de verilen analiz sonuçları incelendiğinde elementlerin noktasal yüzde değerlerinin dağılımı oksijen %36,6, karbon %21,4 silisyum %13,8, demir %10,3, alüminyum %7,6, kalsiyum %6,9, potasyum %2,1, magnezyum %1,2'dir. Çimento katkılı zemininin EDS analizi sonuçlarının kireç katkılı durum ile benzer olduğu, katkısız zemin ile kıyaslandığında ise karbon elementinin bulunduğu net olarak görülmektedir. SEM görüntüsüden mikroyapıdaki değişimin katkısız duruma göre belirgin bir şekilde değiştiği ve çimentolaşma ürünlerinin oluştuğu görülmektedir.



Şekil 4.68: %6 Çimento + %2 TK1 katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları

% 6 çimento + %2 TK1 yüzdesi ile hazırlanan 28 günlük zemin numunesi için analiz sonuçları Şekil 4.68'de verilmektedir. EDS analiz sonuçları incelendiğinde elementlerin noktasal yüzde değerlerinin dağılımı oksijen %51,3, silisyum %18,8, alüminyum %10,7, demir %7,7, kalsiyum %7,3, potasyum %2,5, magnezyum %1,8'dir. Bu katkı sonuçları çimento ve kireç katkılı zemininin EDS analizi sonuçlarından farklılık göstermektedir. Kireç ve çimento katkılı durumda ortaya çıkan karbon elementi bu katkı ile gerçekleştirilen analizlerde

görülmemektedir. SEM görüntüsüden mikroyapıdaki değişimin katkısız duruma göre belirgin bir şekilde değiştiği ve çimentolaşma ürünlerinin oluştuğu görülmektedir.



Şekil 4.69: %2 TK2 katkılı 28 günlük numunenin SEM-EDS-Haritalama sonuçları

%2 TK2 yüzdesi ile hazırlanan 28 günlük zemin numunesi için analiz sonuçları Şekil 4.69'da verilmektedir. EDS analiz sonuçları incelendiğinde elementlerin noktasal yüzde değerlerinin dağılımı oksijen %50,7, silisyum %19,2, alüminyum %11,0 demir %8,3, kalsiyum %5,6, potasyum %2,7, magnezyum %2,1, titanyum %0,5'tir. Bu katkı ile hazırlanan numunelerin

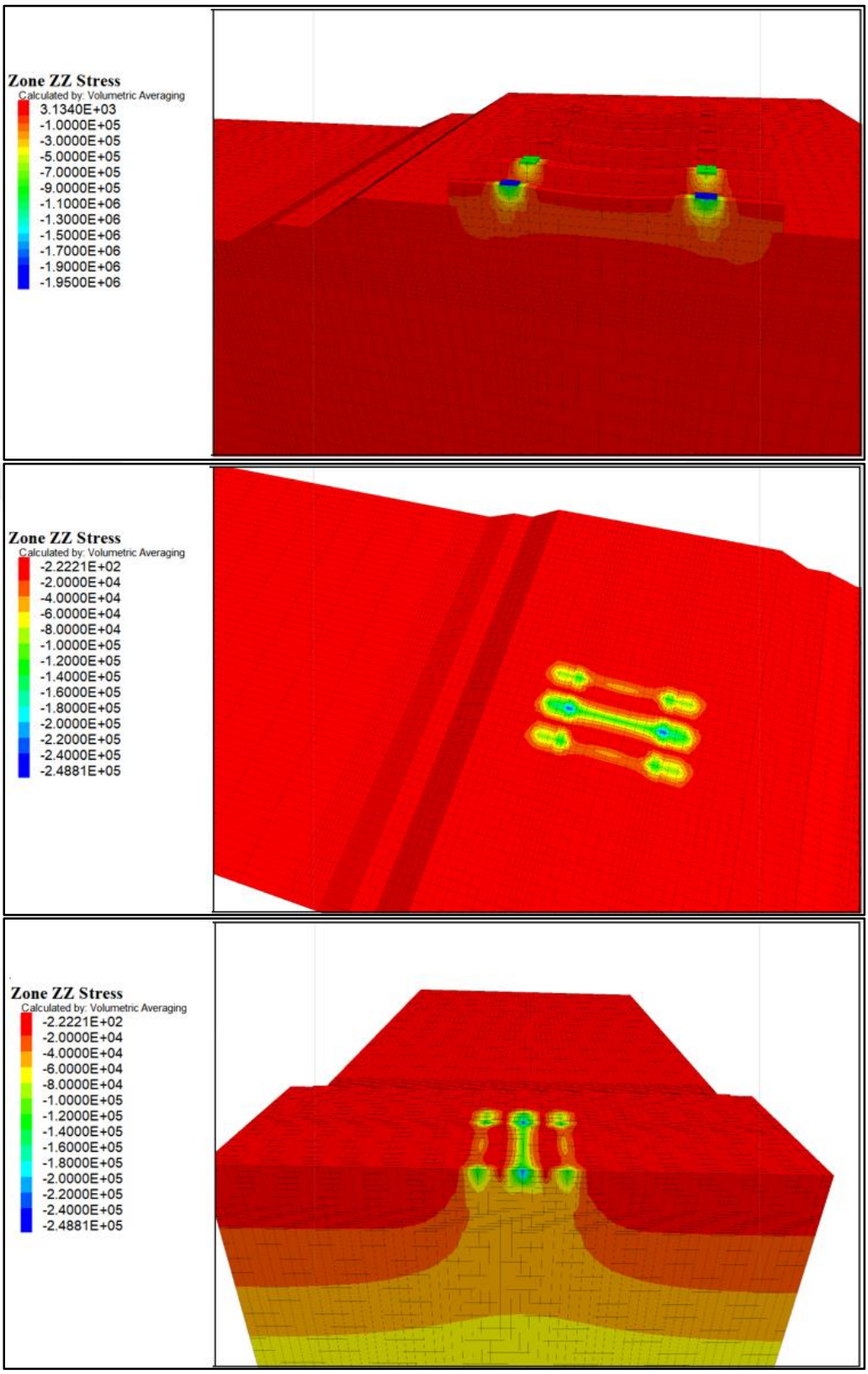
sonuçları çimento ve kireç katkılı zemininin EDS analizi sonuçlarından farklılık göstermekte ve karbon elementi bu katkı ile gerçekleştirilen analizlerde görülmemektedir. SEM görüntüsüden mikroyapıdaki değişim katkısız duruma göre belirgin bir şekilde değişmekte ve çimentolaşma ürünlerinin oluştuğu görülmektedir.

4.2. NÜMERİK MODELLEME ANALİZİ SONUÇLARI

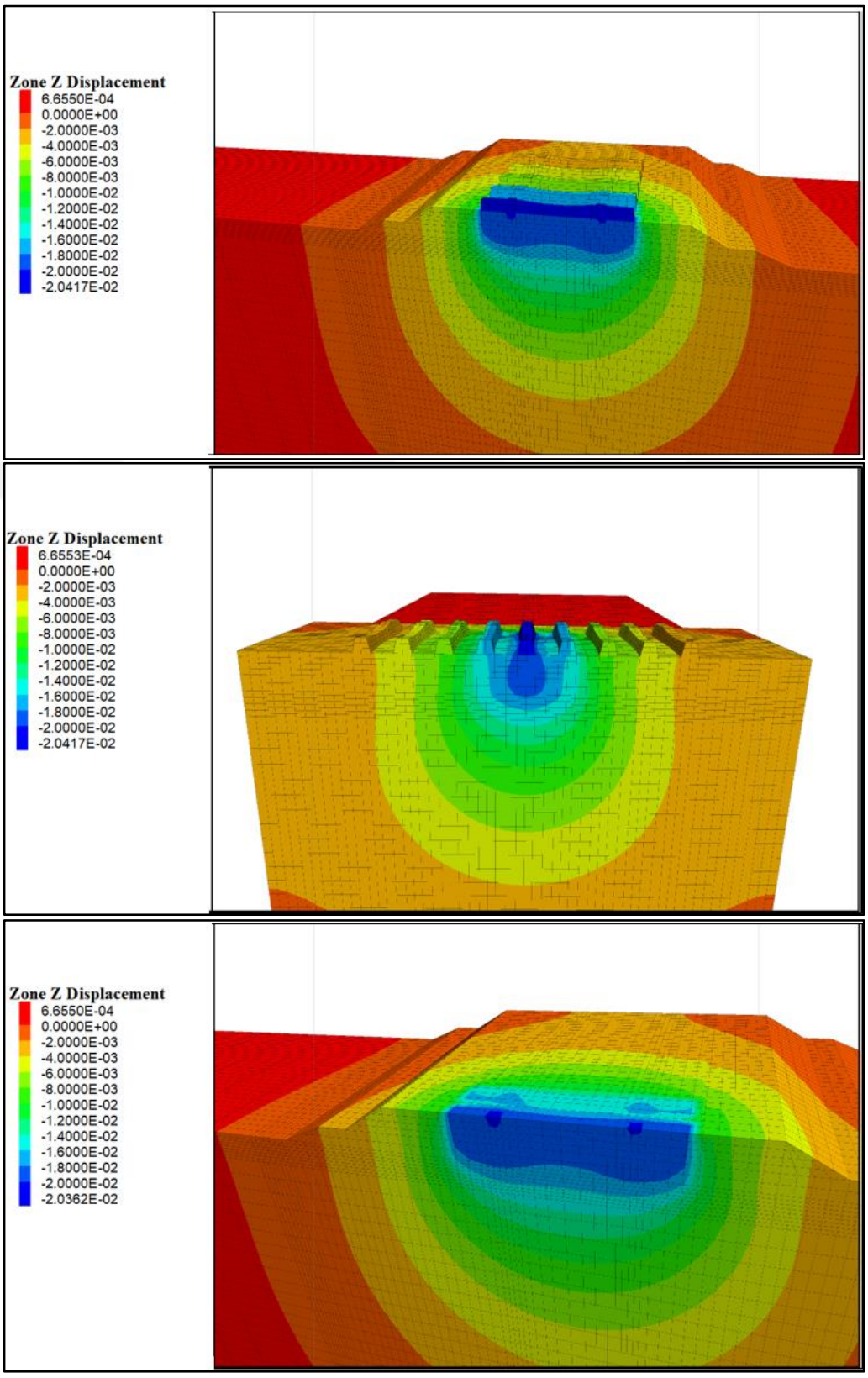
Balastlı bir demiryolu hattının taban zemininin çeşitli katkı maddeleri ile yerinde iyileştirilmesi neticesinde meydana gelen yapısal değişimlerinin gözlemlenmesi amacıyla üç boyutlu nümerik modelleme yaklaşımı ile çeşitli analizler gerçekleştirilmiştir. Farklı katkılar ile farklı kalınlıklar için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından tekerlek yükünün %50'si ile yüklü travers altındaki balast, altbalast ve taban zemini üzerine gelen maksimum düşey gerilme, maksimum düşey deplasman ve maksimum düşey birim şekil değiştirme değerlerinin değişimi bu bölümde ayrıntılı olarak verilmiştir.

4.2.1. Taban Zemininin İyileştirilmediği Durum İçin Analiz Sonuçları

Taban zemininde katkı maddesi ile herhangi bir iyileştirmenin yapılmadığı durum için gerçekleştirilen analiz sonucuna göre ortaya çıkan düşey gerilme dağılımı Şekil 4.70'te, düşey deplasman değişimi ise Şekil 4.71'de verilmektedir.

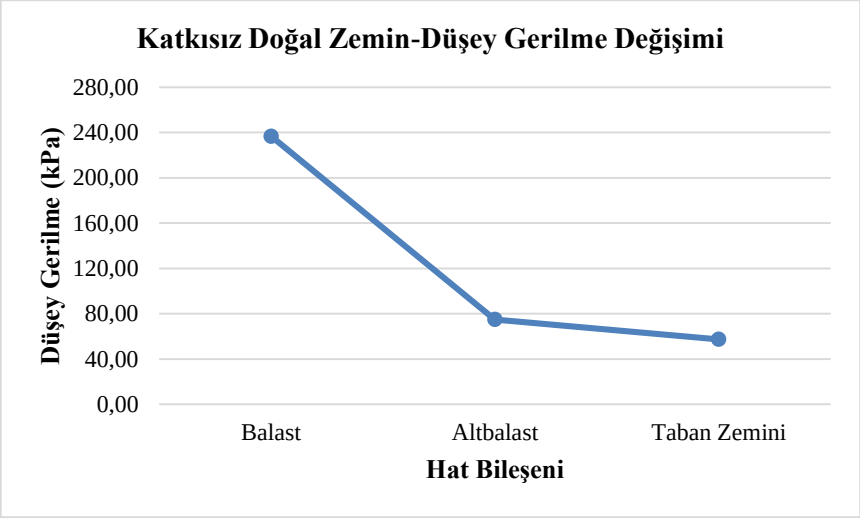


Şekil 4.70: İyileştirme yapılmayan durum için düşey gerilmenin derinlikle değişimi

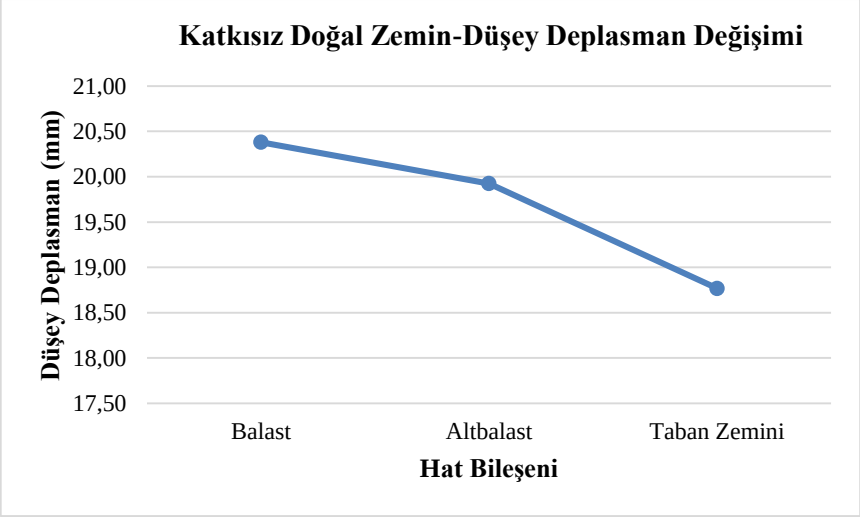


Şekil 4.71: İyileştirme yapılmayan durum için düşey deplasmanın derinlikle değişimi

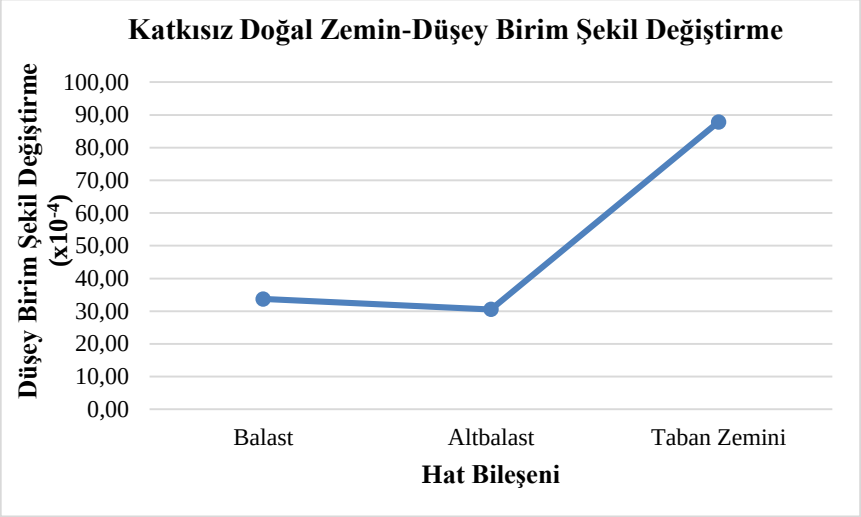
İyileştirmenin yapılmadığı durum için balast, altbalast ve taban zemini üzerine gelen ve tekerlek yükünün %50'si ile yüklü travers altındaki maksimum düşey gerilme değerinin hat bileşenleri üzerindeki değişimi Şekil 4.72'de, maksimum düşey deplasman değerinin hat bileşenleri üzerindeki değişimi Şekil 4.73'te, maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değerinin hat bileşenleri üzerindeki değişimi Şekil 4.74'te verilmektedir. Hat bileşenleri üzerindeki maksimum düşey gerilme değerinin taban zemini yüzeyinde 57 kPa düzeyine düştüğü görülmektedir. İyileştirme yapılmadığı durumda taban zemini yüzeyindeki maksimum düşey birim şekil değiştirme değerinin de yüksek değerlere ulaştığı görülmektedir.



Şekil 4.72: İyileştirme yapılmayan durum için maksimum düşey gerilme değişimi



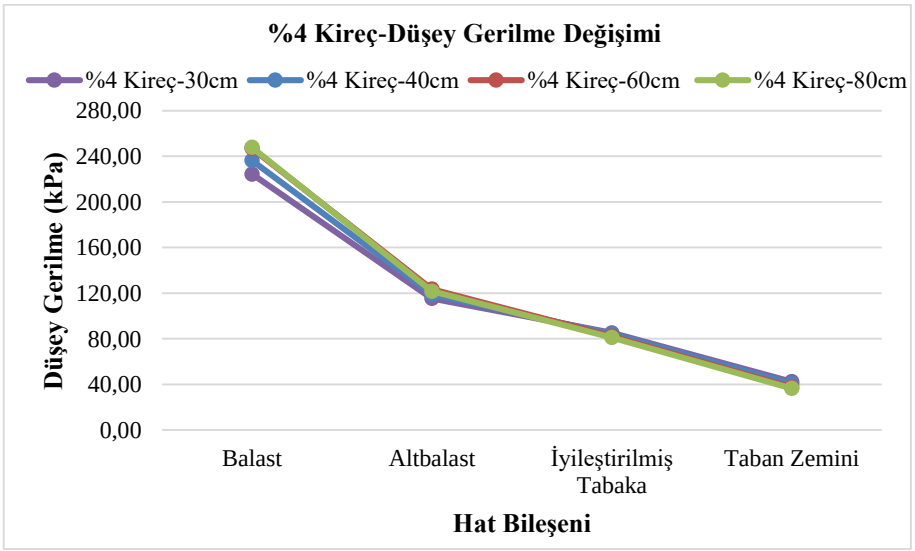
Şekil 4.73: İyileştirme yapılmayan durum için maksimum düşey deplasman değişimi



Şekil 4.74: İyileştirme yapılmayan durum için maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi

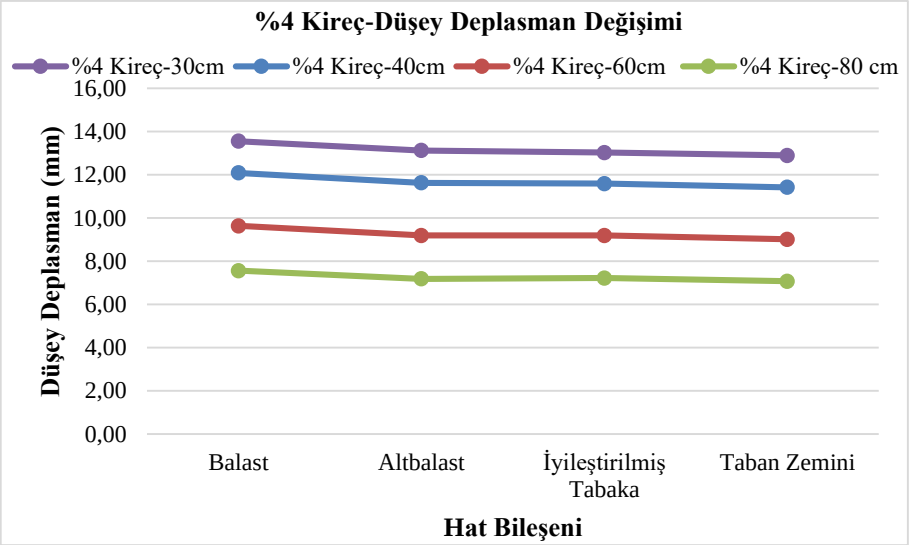
4.2.2. Kireç İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları

Taban zemininin %4 kireç ile farklı kalınlıklarda iyileştirilmesi durumu için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından elde edilen hat bileşenleri üzerindeki maksimum düşey gerilme değişimi Şekil 4.75'te, maksimum düşey deplasman değişimi Şekil 4.76'da ve maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi ise Şekil 4.77'de verilmektedir.



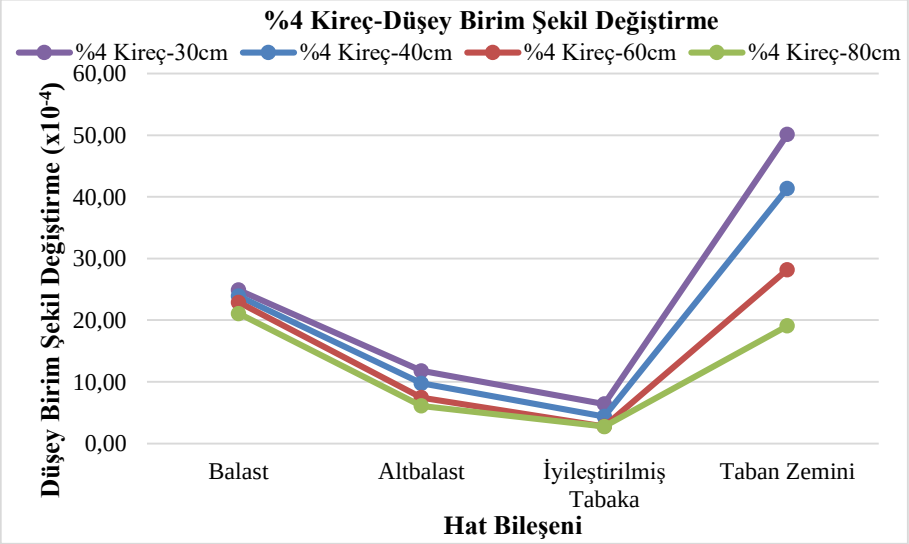
Şekil 4.75: %4 Kireç katkılı durum için düşey gerilme değişimi

Şekil 4.76 incelendiğinde hattın tüm bileşenleri üzerindeki maksimum düşey deplasman değerlerinin iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azaldığı görülmektedir.



Şekil 4.76: %4 Kireç katkılı durum için düşey deplasman değişimi

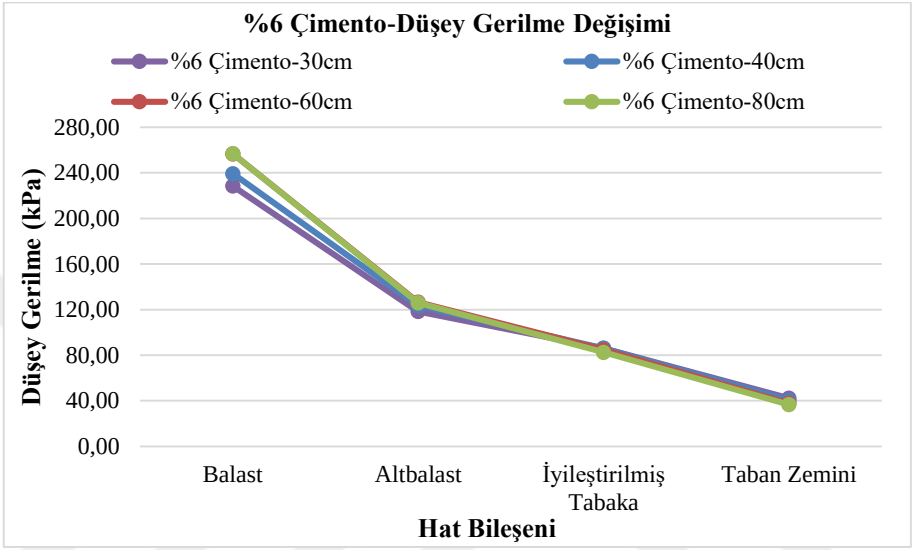
Şekil 4.77 incelendiğinde iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile taban zemini üzerindeki maksimum düşey birim şekil değiştirme değerinin azaldığı görülmektedir.



Şekil 4.77: %4 Kireç katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi

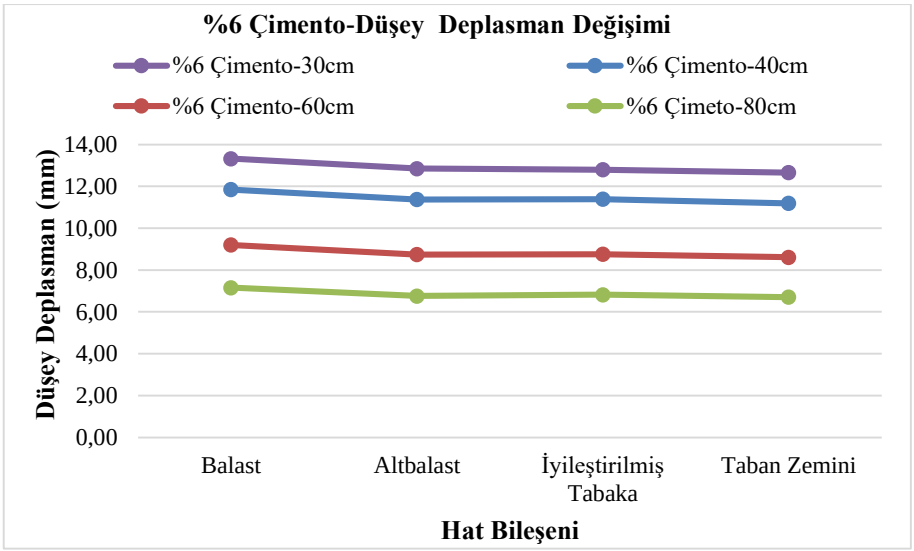
4.2.3. Çimento İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları

Taban zemininin %6 çimento ile farklı kalınlıklarda iyileştirilmesi durumu için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından elde edilen hat bileşenleri üzerindeki maksimum düşey gerilme değişimi Şekil 4.78'de, maksimum düşey deplasman değişimi Şekil 4.79'da ve maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi de Şekil 4.80'de verilmektedir.



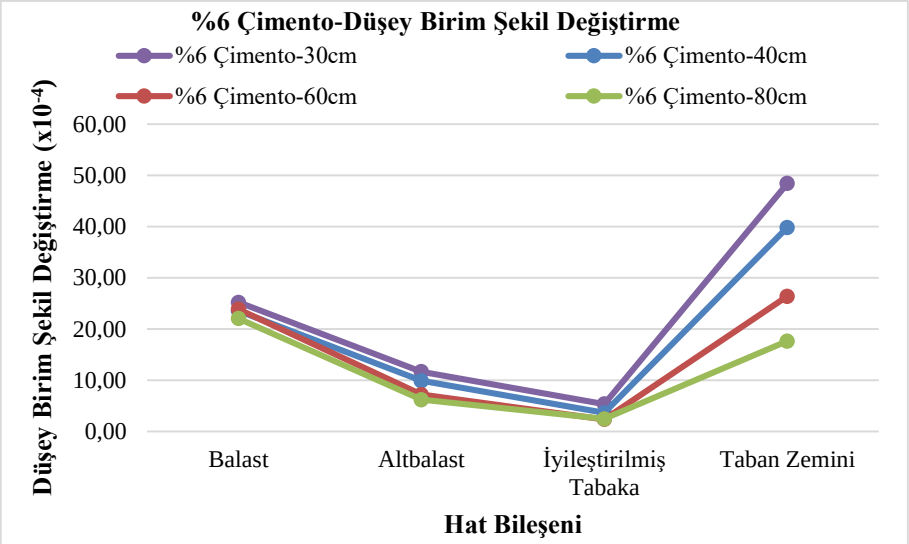
Şekil 4.78: %6 Çimento katkılı durum için düşey gerilme değişimi

Şekil 4.79'da görüldüğü üzere, hattın tüm bileşenleri üzerindeki maksimum düşey deplasman değerleri iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azalmaktadır.



Şekil 4.79: %6 Çimento katkılı durum için düşey deplasman değişimi

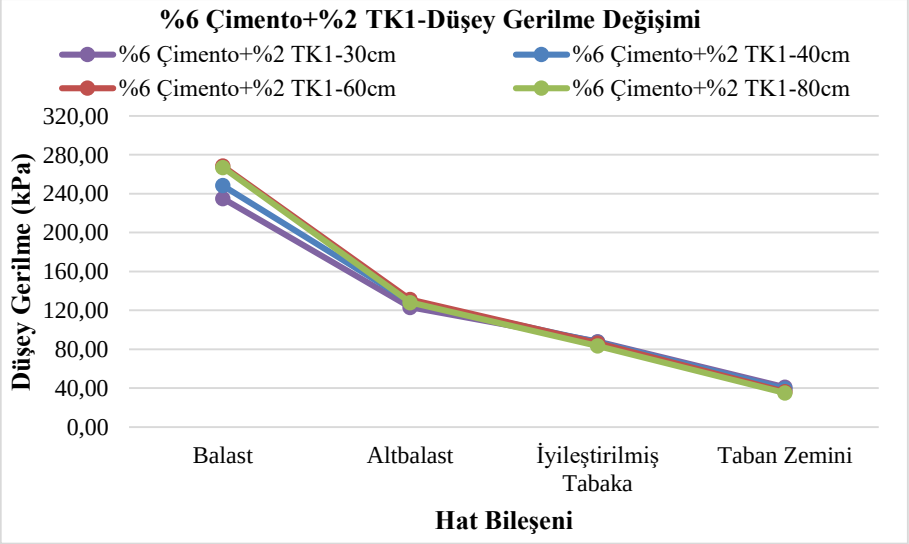
Şekil 4.80 incelendiğinde taban zemini üzerindeki maksimum düşey birim şekil değiştirme değerinin iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azaldığı görülmektedir.



Şekil 4.80: %6 Çimento katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi

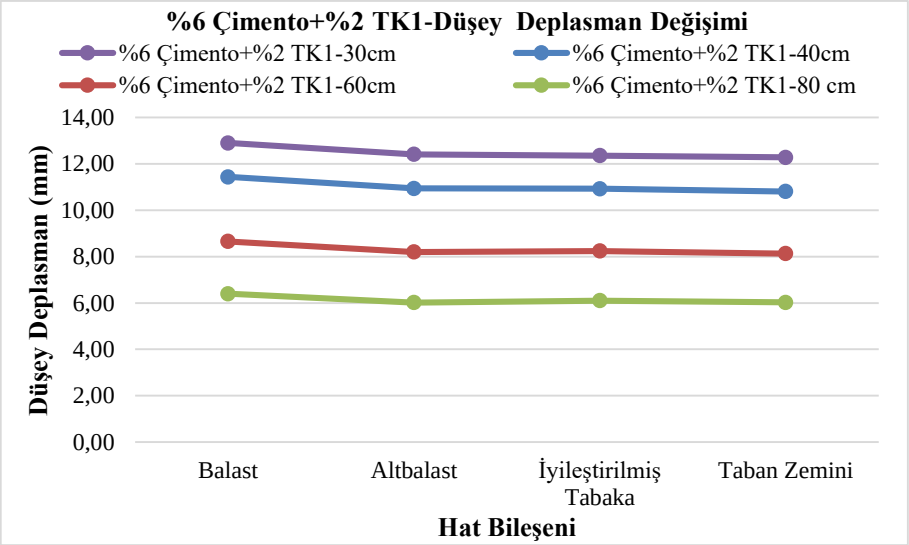
4.2.4. TK1 Ticari Katkı İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları

Taban zemininin %6 çimento + %2 TK1 ile farklı kalınlıklarda iyileştirilmesi durumu için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından elde edilen hat bileşenleri üzerindeki maksimum düşey gerilme değişimi Şekil 4.81'de, maksimum düşey deplasman değişimi Şekil 4.82'de ve maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi de Şekil 4.83'te verilmektedir.



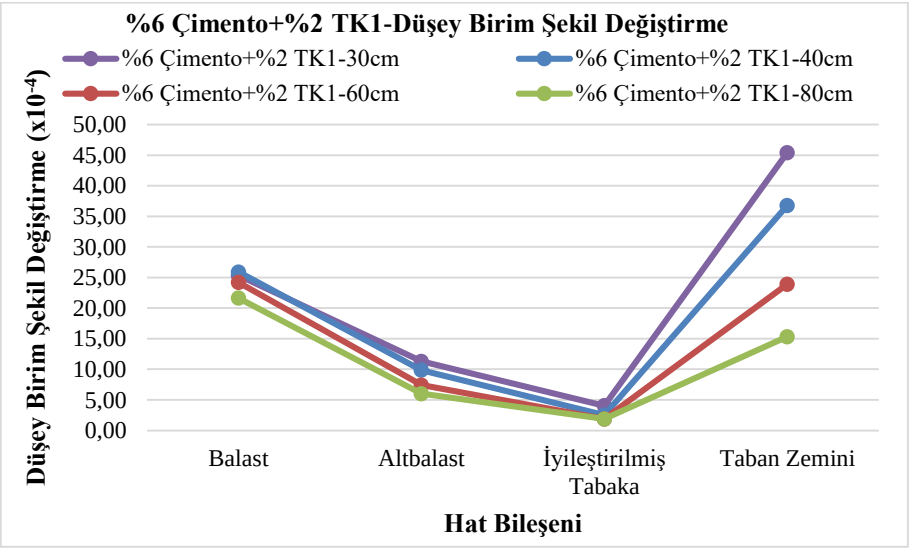
Şekil 4.81: %6 çimento + %2 TK1 katkılı durum için düşey gerilme değişimi

Şekil 4.82'de görüldüğü üzere, hattın tüm bileşenleri üzerindeki maksimum düşey deplasman değerleri iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azalmaktadır.



Şekil 4.82: %6 çimento + %2 TK1 katkılı durum için düşey deplasman değişimi

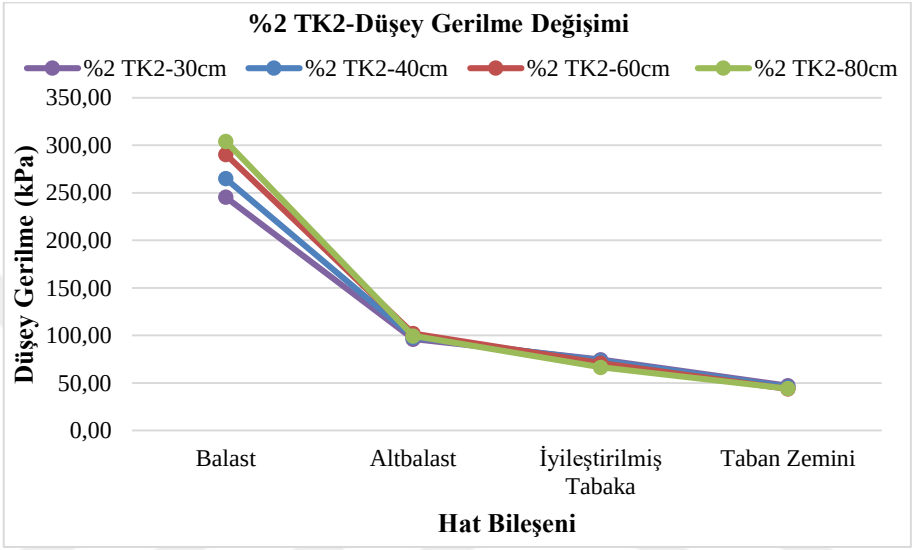
Şekil 4.83 incelendiğinde taban zemini üzerindeki maksimum düşey birim şekil değiştirme değerinin iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azaldığı görülmektedir.



Şekil 4.83: %6 çimento + %2 TK1 katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi

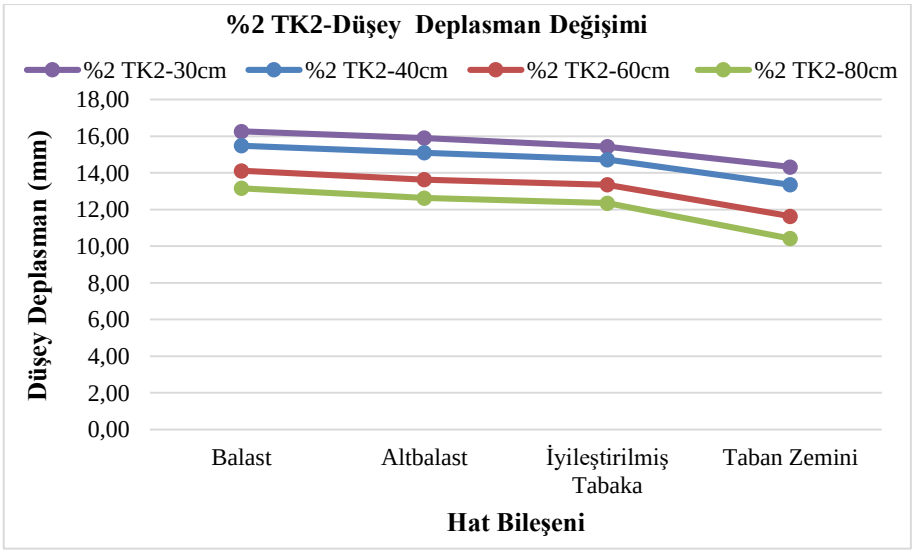
4.2.5. TK2 Ticari Katkı İle İyileştirilmiş Durum İçin Analiz Sonuçları

Taban zemininin %2 TK2 ile farklı kalınlıklarda iyileştirilmesi durumu için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından elde edilen hat bileşenleri üzerindeki maksimum düşey gerilme değişimi Şekil 4.84'te, maksimum düşey deplasman değişimi Şekil 4.85'te maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi de Şekil 4.86'da verilmektedir.



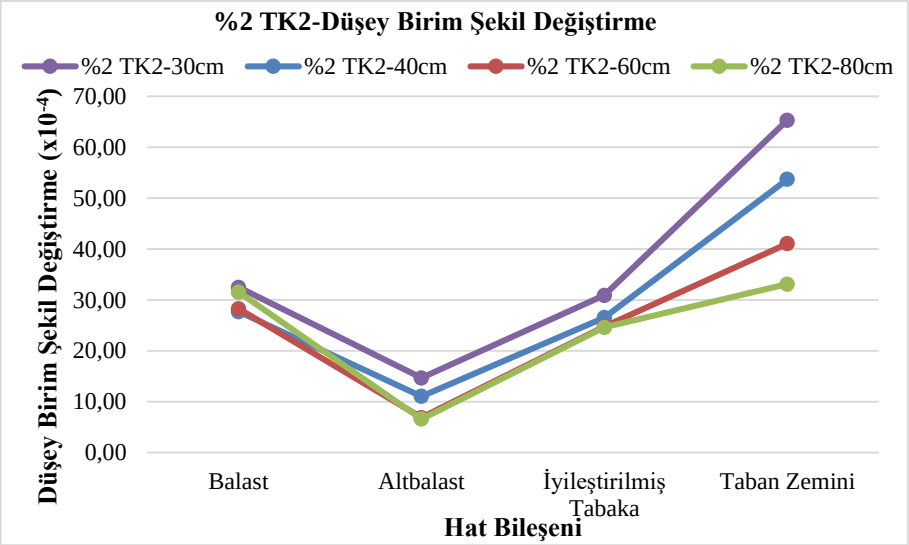
Şekil 4.84: % 2 TK2 katkılı durum için düşey gerilme değişimi

Şekil 4.85'te görüldüğü üzere hattın tüm bileşenleri üzerindeki maksimum düşey deplasman değerleri iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azalmaktadır.



Şekil 4.85: % 2 TK2 katkılı durum için düşey deplasman değişimi

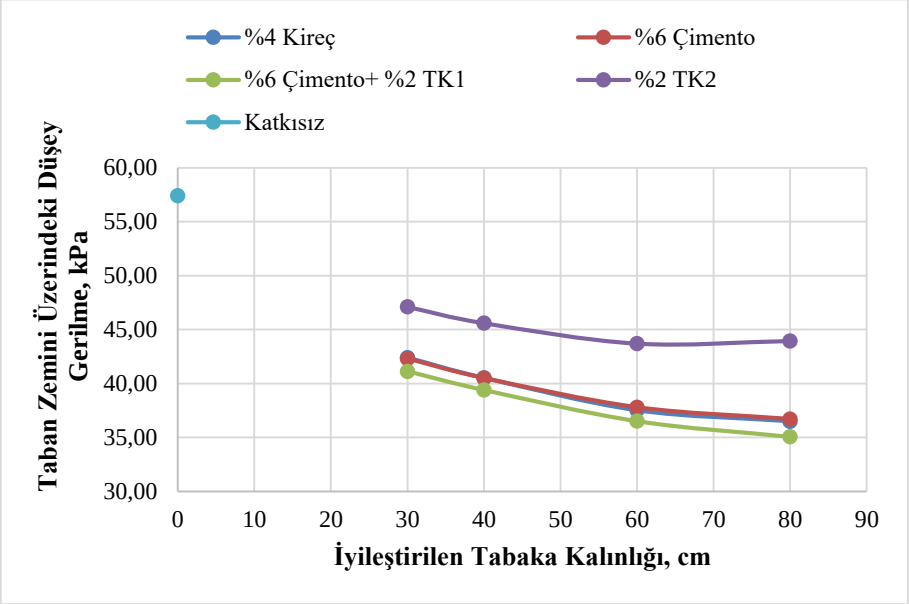
Şekil 4.86 incelendiğinde taban zemini üzerindeki maksimum düşey birim şekil değiştirme değerinin iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azaldığı görülmektedir.



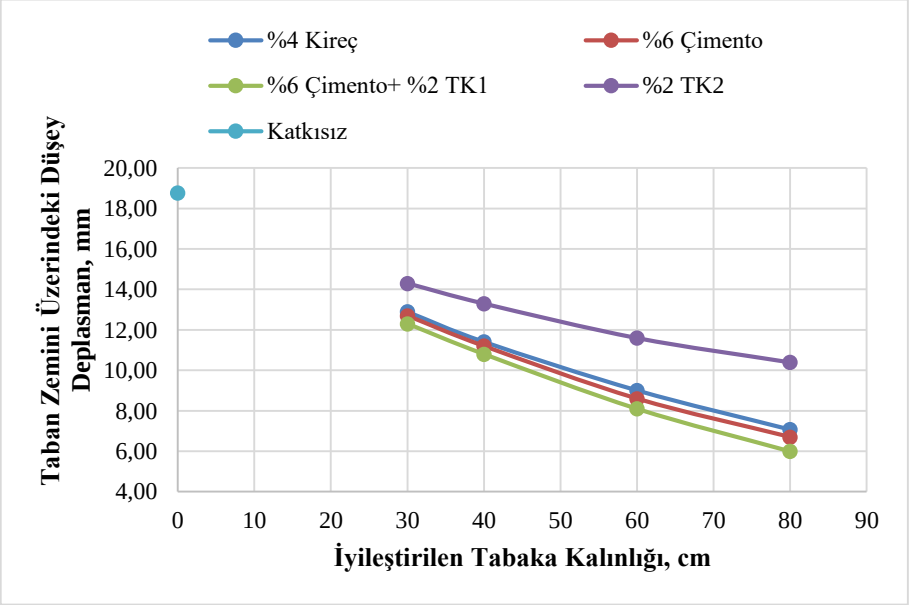
Şekil 4.86: % 2 TK2 katkılı durum için düşey birim şekil değiştirme değişimi

4.2.6. Nümerik Modelleme Analiz Sonuçlarının Karşılaştırılması

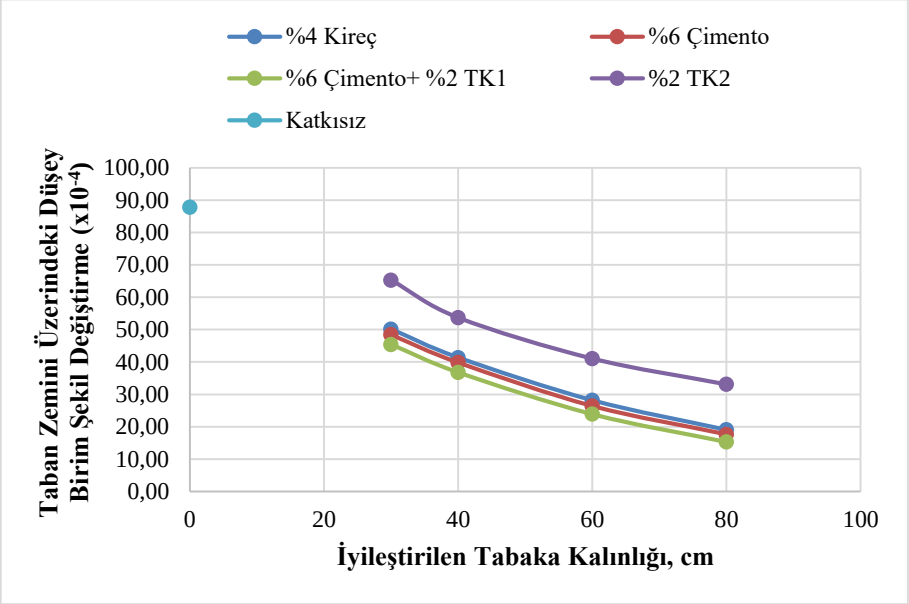
Farklı katkı maddeleri ile farklı kalınlıklarda iyileştirilen tabakalar için gerçekleştirilen analiz sonuçlarının karşılaştırması taban zemini yüzeyi için Şekil 4.87, Şekil 4.88 ve Şekil 4.89'da verilmektedir. Şekil 4.87 incelendiğinde tabaka kalınlığındaki artışın taban zemini yüzeyindeki maksimum düşey gerilme değerini azalttığı net olarak görülmektedir. Örneğin iyileştirmenin yapılmadığı durumda taban zemini yüzeyinde 57 kPa olarak elde edilen maksimum düşey gerilme değeri %6 çimento ile 30 cm kalınlığında gerçekleştirilen iyileştirme sonrası 42 kPa düzeyine, iyileştirme kalınlığı 80 cm olarak uygulandığında ise bu değer 36 kPa değerine düşmektedir. Yine aynı katkı için Şekil 4.88 incelendiğinde 30 cm kalınlığındaki iyileştirmede taban zemini yüzeyindeki maksimum düşey deplasman 12 mm civarında iken 80 cm kalınlığındaki iyileştirme için 6,7 mm olarak elde edilmiştir. Aynı şekilde tüm katkılar için hem maksimum düşey gerilme hem maksimum düşey deplasman hem de maksimum düşey birim şekil değiştirme değerleri tabaka kalınlığının artması ile azalmaktadır. Tüm katkılar değerlendirildiğinde taban zemini yüzeyindeki düşey gerilme, düşey deplasman ve düşey birim şekil değiştirmenin en düşük değeri %6 çimento + %2 TK1 katkısı için gerçekleştirilen analiz sonucundan elde edilmiştir.



Şekil 4.87: Farklı katkı maddeleri için taban zemini yüzeyindeki düşey gerilme değişimi

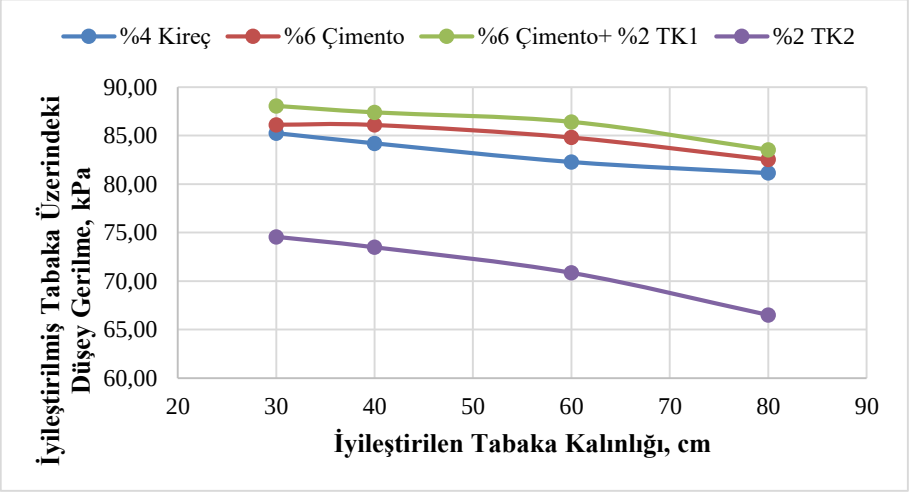


Şekil 4.88: Farklı katkı maddeleri için taban zemini yüzeyindeki düşey deplasman değişimi

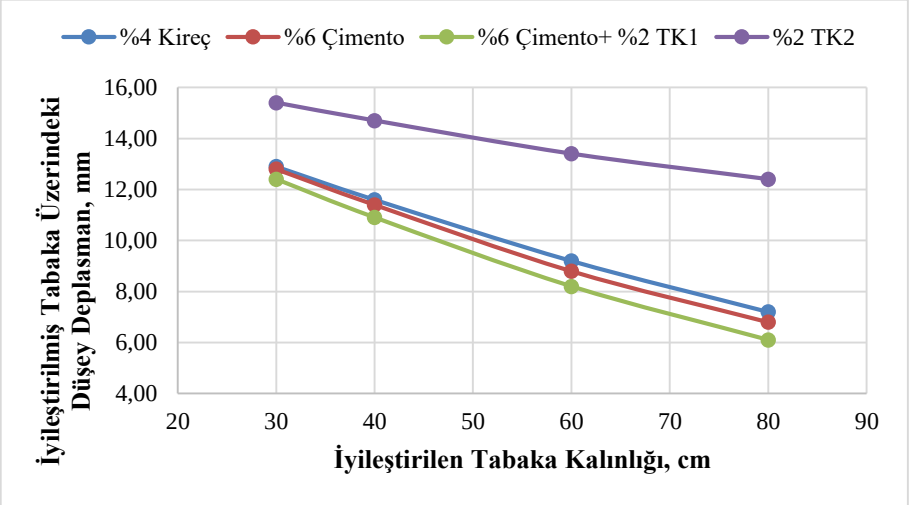


Şekil 4.89: Farklı katkı maddeleri için taban zemini yüzeyindeki düşey birim şekil değiştirme değişimi

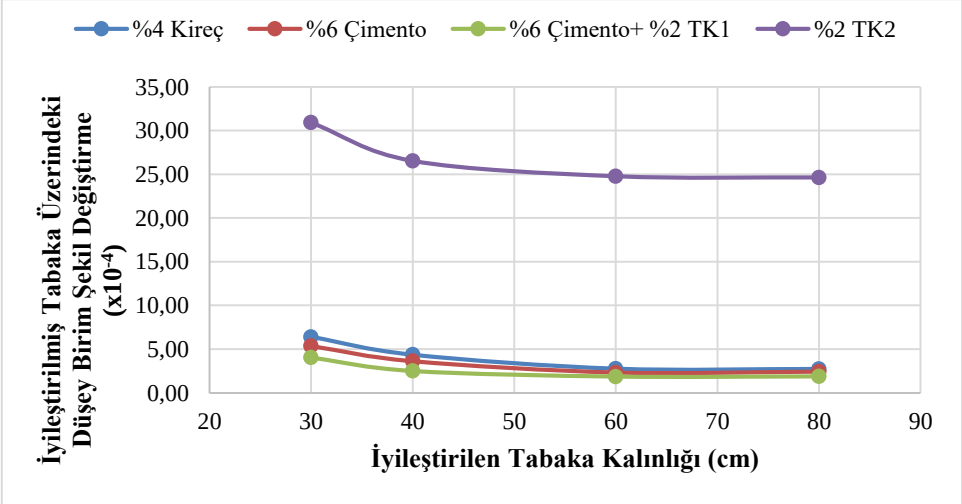
Farklı katkı maddeleri ile farklı kalınlıklarda iyileştirilen tabakalar için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından iyileştirilmiş tabaka yüzeyindeki maksimum düşey gerilmenin değişimi Şekil 4.90'da, maksimum düşey deplasmanın değişimi Şekil 4.91'de, maksimum düşey birim şekil değiştirmenin değişimi ise Şekil 4.92'de verilmektedir. İyileştirilmiş tabaka yüzeyindeki maksimum düşey gerilme ve maksimum düşey deplasman değerleri kalınlığın artması ile azalmakta iken maksimum düşey birim şekil değiştirme değeri tüm katkılar için belirli bir kalınlıktan sonra sabit kalmıştır. Tüm katkılar değerlendirildiğinde iyileştirilmiş tabaka yüzeyindeki düşey gerilme değeri en yüksek %6 çimento + %2TK1 katkısı ile elde edilirken, yine en düşük düşey deplasman ve düşey birim şekil değiştirme değeri de bu katkı için gerçekleştirilen analiz sonucundan elde edilmiştir.



Şekil 4.90: Farklı katkı maddeleri için iyileştirilen tabaka yüzeyindeki düşey gerilme değişimi



Şekil 4.91: Farklı katkı maddeleri için iyileştirilen tabaka yüzeyindeki düşey deplasman değişimi



Şekil 4.92: Farklı katkı maddeleri için iyileştirilen tabaka yüzeyindeki düşey birim şekil değiştirme değişimi

4.3. SÜRDÜRÜLEBİLİRLİK DEĞERLENDİRMESİ

Farklı bir bölgeden getirilen malzeme ile mevcut zeminin yer değiştirilmesi ve katkılar kullanılarak zeminin yerinde iyileştirilmesi olmak üzere iki farklı yöntem için gerçekleştirilen karbon ayakizi analiz sonuçları bu bölümde sunulmuştur.

%4 kireç kullanılarak gerçekleştirilen yerinde iyileştirme çalışmasında ortaya çıkan emisyon değerleri ile karbon ayakizi hesaplanmıştır. Kullanılan malzemelerden ve iyileştirme sırasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan değerler Tablo 4.9 ve Tablo 4.10'da verilmektedir.

Tablo 4.9: Kireç stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon

Malzeme	%	Miktar	Birim	Emisyon – CO_2e (kg/ton malzeme)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Mevcut Zemin	-	2640	m^3	-	-
Kireç	4	215,4	ton	877,50	189034,56

Tablo 4.10: Kireç stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon

Ekipman	Çalışma Süresi (Saat)	BSFC (g/kWh)	P (kW)	Yakıtın Yoğunluğu (g/L)	F Yakıt Tüketimi (L)	α (kg/L)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Yayıcı	3,0	215	135	832	105,26	2,6639	280,39
Zemin Stabilizatör	11,6	208	420	832	1214,40	2,6639	3235,04
Greyder	1,3	210	95	832	30,14	2,6639	80,30
Silindir-Keçi ayaklı	3,8	215	135	832	131,57	2,6639	350,49
Silindir-Tek tamburlu	3,8	215	130	832	116,95	2,6639	337,51
						Toplam	**4283,73**

% 6 çimento kullanılarak gerçekleştirilen yerinde zemin iyileştirme çalışmasında ortaya çıkan emisyon değerleri ile karbon ayakizi hesaplanmıştır. Kullanılan malzemelerden ve iyileştirme sırasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan değerler Tablo 4.11 ve Tablo 4.12'de verilmektedir.

Tablo 4.11: %6 çimento stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon

Malzeme	%	Miktar	Birim	Emisyon – CO_2e (kg/ton malzeme)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Mevcut Zemin	-	2640	m^3	-	-
Çimento	6	323,1	ton	894,33	288991,3

Tablo 4.12: %6 çimento stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon

Ekipman	Çalışma Süresi (Saat)	BSFC (g/kWh)	P (kW)	Yakıtın Yoğunluğu (g/L)	F Yakıt Tüketimi (L)	α (kg/L)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Yayıcı	3,0	215	135	832	105,26	2,6639	280,39
Zemin Stabilizatör	5,8	208	420	832	607,20	2,6639	1617,52
Greyder	1,3	210	95	832	30,14	2,6639	80,30
Silindir- Keçi ayaklı	3,8	215	135	832	131,57	2,6639	350,49
Silindir-Tek tamburlu	3,8	215	130	832	116,95	2,6639	337,51
						Toplam	**2666,21**

TK1 katkısına ait üretimden kaynaklı CO_2 emisyon değerine ulaşılamamıştır. Bu sebeple %6 çimento + %2 TK1 ile %8 çimento katkılı zeminlerin 28 günlük kür süresi sonundaki serbest basınç dayanımı ve CBR dayanımları yaklaşık olarak birbirine eşit olduğundan karbon ayakizi hesabı %8 çimento katkılı zemin için gerçekleştirilmiştir. TK1 katkısı, aynı dayanım değerinin elde dilmesinde çimento kullanımını %2 oranında azaltmıştır. Buna bağlı olarak doğal mineral içeriğe sahip olan TK1 katkısının çimentonun ağırlığı üzerinden % olarak hesaplandığı göz önüne alındığında daha az bir karbon ayakizine sahip olacağı düşünülmektedir. %8 çimento ile yerinde iyileştirilmenin yapılmasında kullanılan malzemelerden kaynaklanan emisyon değeri Tablo 4.13'te verilmiş olup iyileştirme sırasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan değerler %6 çimento ile aynı olduğundan Tablo 4.12'de verilen değerlerdir. Bunun yanı sıra TK1 katkısının serimi ilave ekipman gerektirdiğinden yayıcının çalışma süresi iki kat olarak hesaplanmış ve bu değerler Tablo 4.14'te verilmiştir.

Tablo 4.13: %8 çimento stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon

Malzeme	%	Miktar	Birim	Emisyon – CO_2e (kg/ton malzeme)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Mevcut Zemin	-	2640	m^3	-	-
Çimento	8	430,8	ton	894,33	385321,7

Tablo 4.14: Çimento+%2TK1 stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon

Ekipman	Çalışma Süresi (Saat)	BSFC (g/kWh)	P (kW)	Yakıtın Yoğunluğu (g/L)	F Yakıt Tüketimi (L)	α (kg/L)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Yayıcı	6,0	215	135	832	105,26	2,6639	560,78
Zemin Stabilizatör	5,8	208	420	832	607,20	2,6639	1617,52
Greyder	1,3	210	95	832	30,14	2,6639	80,30
Silindir-Keçi ayaklı	3,8	215	135	832	131,57	2,6639	350,49
Silindir-Tek tamburlu	3,8	215	130	832	116,95	2,6639	337,51
						Toplam	**2946,60**

%2 TK2 kullanılarak gerçekleştirilen yerinde zemin iyileştirme çalışmasında ortaya çıkan emisyon değerleri ile karbon ayakizi hesaplanmıştır. Kullanılan malzemelerden ve iyileştirme sırasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan değerler Tablo 4.15 ve Tablo 4.16'da verilmektedir.

Tablo 4.15: %2 TK2 ile stabilizasyonu için malzemeden kaynaklanan emisyon

Malzeme	%	Miktar	Birim	Emisyon – CO_2e (kg/ton malzeme)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Mevcut Zemin	-	2640	m^3	-	-
TK2-Toz	2	108	ton	885	95325,12
TK2-Sıvı	2	108	ton	1180	127100,16
				Toplam	**222425,28**

Tablo 4.16: %2 TK2 stabilizasyonu için çalışan ekipmanlardan kaynaklanan emisyon

Ekipman	Çalışma Süresi (Saat)	BSFC (g/kWh)	P (kW)	Yakıtın Yoğunluğu (g/L)	F Yakıt Tüketimi (L)	α (kg/L)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Yayıcı (Toz Bileşen)	3,0	215	135	832	105,26	2,6639	280,39
Yayıcı (Sıvı Bileşen)	3,0	215	135	832	105,26	2,6639	280,39
Zemin Stabilizatör	5,8	208	420	832	607,20	2,6639	1617,52
Greyder	1,3	210	95	832	30,14	2,6639	80,30
Silindir-Keçi ayaklı	3,8	215	135	832	131,57	2,6639	350,49
Silindir-Tek tamburlu	3,8	215	130	832	116,95	2,6639	337,51
						Toplam	**2946,60**

Mevcut zeminin yerine farklı bir bölgeden yeni malzeme getirilmesi durumu için kullanılan malzemelerden ve inşaat sırasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan CO_2 emisyon değerleri Tablo 4.17 ve Tablo 4.18'de verilmektedir.

Tablo 4.17: Farklı bir bölgeden getirilen malzemeden kaynaklanan emisyon

Malzeme	Miktar	Birim	Malzeme Miktarı (ton)	Emisyon – CO_2e (kg/ton malzeme)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Mevcut Zemin	2640	m^3	-	-	-
Agrega	2640	m^3	5267	5,75	30284,1

Tablo 4.18: Farklı bir malzeme getirme durumu için gerekli ekipmanlardan kaynaklanan emisyon

Ekipman	Çalışma Süresi (Saat)	BSFC (g/kWh)	P (kW)	Yakıtın Yoğunluğu (g/L)	F-Yakıt Tüketimi (L)	α (kg/L)	Karbon Ayakizi CO_2e (kg)
Ekskavatör	14,66	205	145	832	523,70	2,6639	1395,08
Yükleyici	7,34	215	120	832	227,66	2,6639	606,47
Greyder	2,51	210	95	832	60,29	2,6639	160,60
Silindir-Tek tamburlu	3,77	215	130	832	126,70	2,6639	337,51
Silindir-Pnömatik	6,29	215	90	832	146,19	2,6639	389,43
	Mesafe (km)	**BSFC (km/L)**	**F-Yakıt Tüketimi (L)**				
Taşıma Mesafesi (Taşocağı-Depo)	8800	3	2933,33				7814,11
Taşıma Mesafesi (Depo-İnşaat Alanı)	880	1,5	586,67				1562,82
						Toplam	**12266,02**

Zeminlerin yerinde katkı maddeleriyle iyileştirilmesi ve mevcut zeminin değiştirilmesi durumları için 1 km uzunuğunda 8,8 m genişliğinde ve 30 cm derinliğindeki bir yol kesimi için malzeme ve kullanılan ekipmanlar bakımından elde edilen CO_2e değerleri ve karbon ayakizi değeri Tablo 4.19'da verilmektedir.

Tablo 4.19: Farklı iyileştirme durumları için karbon ayakizi karşılaştırması

Emisyon Kaynağı	İyileştirme Türü			
	%4 Kireç	**%6 Çimento**	**%2 TK2**	**Agrega**
Malzemenin Üretiminden Kaynaklanan CO_2e (ton)	189,03	288,99	222,43	30,28
Ekipmanların Kullanımından Kaynaklanan CO_2e (ton)	4,28	2,66	2,95	12,27
Toplam Karbon Ayakizi CO_2e (ton)	**193,31**	**291,65**	**225,38**	**42,55**

Tablo 4.19'da görüldüğü gibi katkılar ile gerçekleştirilen iyileştirme çalışmalarında karbon ayakizi içersindeki en büyük pay %99 ile katkıların üretim aşamasında elde edilmektedir. Ancak farklı granüler bir malzemenin üretiminde bu değer yaklaşık %70 civarındadır. Bunun yanı sıra yerinde katkılar ile iyileştirme yapılması durumunda inşaat aşamasında kullanılan

ekipmanlardan kaynaklanan karbon ayakizi oranı granüler malzeme getirilme durumuna göre oldukça düşüktür. Tablo 4.19'dan da görüldüğü gibi en düşük toplam karbon ayakizi miktarı yeni bir malzeme getirilmesi durumu için elde edilmiştir. Ancak analizler iki farklı yöntemin performansını göz önüne almamakta sadece inşaat sırasındaki ekipmanlardan kaynaklanan emisyon değerlerini dikkate almaktadır. Yani her iki yöntem için elde edilen dayanım ve durabilite özelliklerine bağlı olarak farklı kalınlıklarda çözümler ortaya çıkabilir. Bir başka ifade ile katkılı zeminler için daha az derinlikte bir iyileştirmeye (dolayısıyla % olarak daha az katkı kullanımı), daha uzun hizmet süresi ve bu sürede daha az bakıma gereksinim duyulabilir. Dolayısıyla farklı yöntemlerin uygulanmasında, yöntemin performans değerlendirmesi yapılarak ömür döngüsü boyunca ortaya çıkacak emisyon değerlerine göre karar alınmalıdır.

5. TARTIŞMA VE SONUÇ

Bu tez çalışması kapsamında kireç, çimento ve iki farklı ticari ürün kullanılarak demiryolu taban zeminlerinin yerinde iyileştirilmesi durumu laboratuvarda deneysel olarak araştırılmıştır. Ayrıca gerçekleştirilen iyileştirme çalışmalarının performansı, deneyler sonucunda elde edilen malzeme özellikleri kullanılarak nümerik modelleme yöntemi ile incelenmiştir. Bununla birlikte bu farklı türdeki katkıların sürdürülebilirlik açısından değerlendirilmesi yapılmıştır.

Zemin sınıflandırması için gerçekleştirilen deneyler neticesinde, çalışmada kullanılan zeminin CL tipi düşük plastisiteli kil olduğu belirlenmiştir. Özgül ağırlık deney sonuçlarına göre kullanılan katkılar 7 gün kür süresi sonrasında doğal zeminin özgül ağırlığında bir değişim meydana getirmemiştir.

Deney numunelerinin hazırlanmasında kullanılacak olan optimum su muhtevasının belirlenmesi amacıyla hem katkısız hem de katkılı zeminlerin değişen oranları için kompaksiyon deneyleri gerçekleştirilmiştir. Katkısız zemin için optimum su muhtevası %16, maksimum kuru birim hacim ağırlık 17,1 kN/m^3 olarak belirlenmiştir. Kireç katkılı zeminlerde kireç miktarının artışı optimum su muhtevasını arttırırken, kuru birim hacim ağırlık değerini azaltmıştır. Çimento katkılı zeminler için maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinde önemli bir değişim olmazken, optimum su muhtevası katkı miktarı ile artış göstermiştir. Çimento+TK1 katkılı durumda da maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinde önemli bir değişim olmazken, optimum su muhtevası katkı miktarı ile artmıştır. TK2 katkılı durumda da maksimum kuru birim hacim ağırlık değerinde önemli bir artış olmazken, optimum su muhtevasında katkı miktarındaki artış ile birlikte bir miktar artış gözlenmiştir.

Zeminlerin dayanımı hakkında bilgi edinmek amacıyla gerçekleştirilen CBR deneyleri yapılmıştır. Deneyler yaş CBR olarak gerçekleştirilmiş ve katkısız zemin için beş, katkılı zeminlerin her birinin değişen oranları için farklı kür sürelerinde üçer kez tekrar edilmiştir. Katkısız zemin için yaş CBR değeri ortalama %1,5 olarak elde edilmiştir. Kireç katkılı zeminlerde katkı miktarının artışı, pH yöntemi ile %4 olarak belirlenen optimum katkı yüzdesine kadar artış göstermiş ancak daha yüksek katkı miktarları için yaş CBR değerinde önemli bir artış elde edilmemiştir. %4 optimum kireç miktarı için anlık yaş CBR değeri %34,27 olarak belirlenirken 28 günlük kür süresi için %106,47 olarak elde edilmiştir. Kirecin tüm yüzdeleri için kür süresinin artışı ile CBR değerleri artmıştır. Çimento miktarındaki artış CBR

değerlerinde sürekli bir artışa neden olmuş ve yine tüm katkı yüzdeleri için kür süresinin artışı ile CBR değerlerinde önemli artışlar meydana gelmiştir. Optimum miktar olarak belirlenen %6 çimento için anlık kür süresinde yaş CBR değeri %65,34 olarak elde edilirken 28 günlük kür süresinde %157,42 olarak elde edilmiştir. Çimento+TK1'in tüm katkı yüzdeleri için kür süresinin artışı CBR değerlerinde önemli artışlar meydana getirmiştir. Optimum miktar olarak belirlenen %6 çimento+%2 TK1 katkılı zeminler için anlık kür süresinde yaş CBR değeri %89,70 olarak belirlenirken 28 günlük kür süresinde %188,33 olarak belirlenmiştir. Bununla birlikte TK1 katkısının yaş CBR deney sonuçlarına olan etkisini değerlendirebilmek amacıyla %6 çimentoya %1, %2 ve %3 oranında TK1 katkısı ilave edilmiştir. Sadece %6 çimento katkılı deney sonuçları ile kıyaslandığında TK1 katkı ilaveli deneylerde daha yüksek sonuçlar elde edilmiştir. TK1 katkısı farklı yüzdelerde, anlık kür süresi için değişime neden olmazken 28 günlük kür süresi için en yüksek yaş CBR değeri %6 çimento+%2 TK1 ile elde edilmiştir. TK2 katkısı için kür süresinin artışı tüm katkı yüzdelerinde yaş CBR değerlerini arttırmıştır. Optimum olarak belirlenen %2 katkı miktarında 28 günlük kür süresi sonunda yaş CBR değeri %68,05 olarak elde edilmiştir. Tüm katkıların optimum miktarı göz önüne alındığında 28 günlük kür süresi sonunda CBR değerleri sırasıyla en yüksek %6 çimento + %2 TK1, %6 çimento, %4 kireç ve %2 TK2 olarak belirlenmiştir.

CBR deney numunelerinin 96 saat kür havuzunda bekletilmesi sırasında şişme değerleri ölçülmüş, katkısız zemine göre tüm katkı türleri için kür süresi ve katkı miktarının artışı şişme yüzdelerini önemli oranda azaltmıştır. Şişme yüzdesi, katkısız zemin için %6,65 olarak belirlenirken, katkıların optimum miktarları ile hazırlanan numuneler için 28 günlük kür süresi sonunda %1'in altında elde edilmiştir.

Çalışmada serbest basınç dayanımı deneyleri kür şartlarının etkisini değerlendirmek için hem kuru hem de yaş durum olmak üzere iki farklı biçimde gerçekleştirilmiştir. Kuru durum için katkıların tüm yüzdelerinde hazırlanan numunelerin serbest basınç dayanımları kür süresinin artışı ile artmıştır. Kuru durumda serbest basınç dayanım değerleri katkısız doğal zemin için 428,45 kN/m^2 iken tüm katkıların optimum miktarları göz önüne alındığında, 28 günlük kür süresi sonunda %4 kireç için 1462,46 kN/m^2, %6 çimento için 2732,52 kN/m^2, %6 çimento + %2 TK1 için 2896,23 kN/m^2 ve %2 TK2 için 1209,43 kN/m^2 olarak belirlenmiştir. Yaş durum için serbest basınç dayanım değerleri kuru duruma kıyasla önemli oranda düşmüştür. Doğal zeminin serbest basınç dayanım değeri 30,53 kN/m^2 değerine düşerken, 28 günlük kür + 4 gün

suda bekletilen, %4 kireç için 702,5 kN/m^2, %6 çimento için 1269,21 kN/m^2, %6 çimento + %2 TK1 için 1610,95 kN/m^2 ve %2 TK2 için 210,75 kN/m^2 değerine düşmüştür.

Konsolidasyon deney sonuçlarından, katkıların kullanımı ile katkısız duruma göre oturmaların kontrol altına alınabildiği belirlenmiştir.

Zeminlerin kayma mukavemeti parametrelerinin belirlenmesi için yaygın olarak kullanılan direkt kesme kutusu deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçlarına göre tüm katkılı zeminlerin kohezyon ve içsel sürtünme açısı değerleri katkısız doğal zemine göre artmıştır.

Zeminlerin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışını belirlemek için dinamik üç eksenli cihaz yardımıyla hem katkısız hem de katkıların optimum yüzdeleri için esneklik modülü deneyleri yapılmıştır. Deneyler 7 ve 28 günlük kür süresi sonunda 4 gün suda bekletilen numuneler üzerinde gerçekleştirilmiştir. Sonuç olarak 4 gün suda bekletilen katkısız doğal zemin numunesi şartlandırma aşamasını geçemediğinden 1 gün suda bekletilmiştir. Katkısız zeminin esneklik modülü değeri ince daneli zeminler için literatürde elde edilen deney sonuçları ile benzerlik göstermektedir. Katkısız zemin için esneklik modülü deviatör gerilmenin artışı ile azalırken çevre basıncının artışı ile artmıştır. %4 kireç katkılı numunelerin esneklik modülü değerleri kür süresi ile önemli artış göstermiştir. Modül çevre basıncının artışı ile artmıştır. Ayrıca deviatör gerilmenin artışı katkısız doğal zemindeki durumun aksine esneklik modülü değerini arttırmıştır. %6 çimento katkılı numunelerin esneklik modülü değeri kür süresindeki artış ile artış göstermiştir. Bununla birlikte çimento katkılı numunelerin çevre basıncından etkilenmediği ancak deviatör gerilmedeki artış ile esneklik modülünün arttığı sonucuna ulaşılmıştır. %6 çimento+%2 TK1 katkılı numunelerde deviatör gerilmenin artışı belirli bir değere kadar esneklik modülünü arttırırken bu değerden sonra esneklik modülü değeri yatay bir seyir izlemiştir. Kür süresinin artışı esneklik modülünü belirgin bir şekilde arttırmıştır. Ancak çevre basıncı 7 günlük kür süresi için modül üzerinde bir etkiye sahip değil iken 28 günlük kür süresinde esneklik modülünü arttırmıştır. %2 TK2 katkı ile hazırlanan numunelerin esneklik modülü değerleri katkısız doğal zemin ile benzer bir eğilim göstermiştir. Esneklik modülü değeri deviatör gerilme artışı ile azalırken, çevre basıncı ve kür süresi ile artmıştır. Kireç, çimento ve çimento+TK1 katkılı zeminlerde deviatör gerilme artışının esneklik modülü değerini arttırması durumu bu katkılar ile hazırlanan numunelerin rijit bir yapıya sahip olduğunun bir göstergesi olarak görülebilir. Bunun sonucu olarak artan deviatör gerilmeye

oranla eksenel birim şekil değiştirmenin daha küçük değerlerde artması ile esneklik modülünün arttığı ifade edilebilir.

Katkısız ve optimum katkılı zeminlerin esneklik modülü deney sonuçları kullanılarak farklı tahmin modelleri ile regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Katkısız doğal zemin için en iyi uyumu UKTC-Ni ve diğ. modeli verirken, %4 kireç için Pezo modeli, %6 çimento için Mooassazaeh ve Witczak modeli, %6 çimento + %2 TK1 için UKTC-Ni ve diğ. modeli ve %2 TK2 için ise Pezo modeli vermiştir.

Zeminlerin tekrarlı yüklemeler altında kalıcı deformasyonlarının belirlenebilmesi için katkısız ve optimum katkılı zeminler üzerinde plastik deformasyon deneyleri gerçekleştirilmiş ve iki farklı plastik deformasyon tahmin modeline göre regresyon analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler sonucunda yük tekrar sayısındaki artışın plastik deformasyon değerini arttırdığı sonucuna ulaşılmıştır. Katkısız zemin için 1 gün suda bekletilen numune ile suda bekletilmeyen numune sonuçları karşılaştırıldığında, yaş durumda plastik deformasyon değerinin önemli ölçüde arttığı sonucu elde edilmiştir. Kür süresi sonunda 4 gün suda bekletilen katkılı zeminlerin tümü için hazırlanan numunelerde kür süresinin artışı plastik deformasyon değerini önemli ölçüde azaltmıştır.

Mikroyapıdaki değişimi gözlemlemek için SEM-EDS- Haritalama analizi gerçekleştirilmiştir. Katkılar ile birlikte çimentolaşma ürünlerinin oluştuğu görülebilmektedir.

Laboratuvarda gerçekleştirilen deney sonuçlarından elde edilen malzeme parametreleri ile üç boyutlu nümerik modelleme analizi gerçekleştirilmiştir. Taban zemininin farklı katkı maddeleri ile farklı kalınlıklarda (30, 40, 60 ve 80 cm) iyileştirilmesi durumu için gerçekleştirilen analiz sonuçlarından, iyileştirilen tabaka kalınlığındaki artışın taban zemini yüzeyindeki maksimum düşey gerilme değerini azalttığı elde edilmiştir. Aynı şekilde tüm katkılar için hem maksimum düşey deplasman hem de maksimum düşey birim şekil değiştirme değerleri de iyileştirilmiş tabaka kalınlığının artması ile azalmıştır. Tüm katkılar değerlendirildiğinde taban zemini yüzeyindeki düşey gerilme, düşey deplasman ve düşey birim şekil değiştirmenin en düşük değeri %6 çimento + %2 TK1 katkısı için gerçekleştirilen analiz sonucundan elde edilmiştir.

Çalışmada kullanılan katkıların optimum oranları ile gerçekleştirilen iyileştirme çalışmalarının inşaat sürecindeki karbon ayakizi analizine göre emisyon değeri %99'luk en büyük pay ile katkıların üretim aşamasından elde edilmektedir. Ancak mevcut zeminin farklı bir malzeme ile

değiştirilmesi durumu göz önüne alındığında granüler bir malzemenin üretiminde bu değer yaklaşık %70 civarındadır. Bunun yanı sıra inşaat aşamasında kullanılan ekipmanlardan kaynaklanan karbon ayakizi oranı, granüler malzeme getirilme durumuna kıyasla katkılar ile yerinde iyileştirme yapılması durumu için oldukça düşük elde edilmiştir. İki farklı yöntem için en düşük toplam karbon ayakizi miktarı yeni bir malzeme getirilmesi durumu için elde edilmiştir. Analiz, yöntemlerin performans değerlendirmesini kapsamadığından, farklı yöntemlerin uygulanmasında performans değerlendirmesi yapılarak ömür döngüsü boyunca ortaya çıkacak emisyon değerlerine göre kararlar alınmalıdır.

Sonuç olarak, bu tez kapsamında gerçekleştirilen deneysel çalışmalardan, nümerik analizlerden ve karbon ayakizi değerlendirmesinden elde edilen sonuçların demiryolu taban zeminlerinin yerinde iyileştirilmesi ile ilgili gerçekleştirilecek olan yeni çalışmalara bir temel oluşturacağı düşünülmektedir. Ayrıca bu çalışma kapsamında statik olarak gerçekleştirilen nümerik analizler gelecek çalışmalarda dinamik olarak gerçekleştirilebilir. Bunun yanı sıra sürdürülebilirlik kapsamında yapılan çevresel değerlendirmeler, iyileştirilen zeminlerin performansı ve hizmet ömrü belirlenerek, iyileştirme yöntemleri için ömür döngüsü boyunca gerçekleştirilebilir.

KAYNAKLAR

AASHTO T292-91, 1991, Standard Method of Test for Resilient Modulus of Subgrade Soils and Untreated Base/Subbase Materials, AASHTO.

AASHTO T294-92, 1992, Standard Method of Test for Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soil-SHRP protocol P46. AASHTO Designation, Washington, D.C.

AASHTO TP46, 1994 Standard Test Method for Determining The Resilient Modulus of Soils and Aggregate Materials, Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing, 17th Edition, Washington D.C.

AASHTO T307-99, 2012, Determining the Resilient Modulus of Soil And Aggregate Materials, Standard specifications for transportation materials and methods of sampling and testing, Washington, D.C.

Abd Karim,N.A., Rashid, A.S.A, Md Noor, N. and Yaacob, H., 2014, Effect of Cement Stabilized Kaolin Subgrade on Strength Properties, *Journal of Applied Science* 14(8), 842-845.

Abu-Farsakh, M., Dhakal, S. and Chen, Q., 2014, Performance Evaluation of Cement Treated/Stabilized Very Weak Subgrade Soils, Geo-Congress 2014 Technical Papers: Geo-characterization and Modeling for Sustainability, ASCE 2014,1387-1395.

Agico Group, http://www.rail-fastener.com/types-of-rail-sleepers.html, (25.01.2020).

Al-Mukhtar, M., Lasledj, A. and Alcover, J.-F., 2010, Behaviour and mineralogy changes in lime-treated expansive soil at 20 °C, *Applied Clay Science*, Volume 50, Issue 2,191-198.

Al-Mukhtar, M., Khattab, S., Alcover J.F., 2012, Microstructure and geotechnical properties of lime-treated expansive clayey soil, *Engineering Geology*, 139-140, 17–27.

Al-Mukhtar, M., Lasledj, A. and Alcover, J.F., 2014, Lime consumption of different clayey soils, *Applied Clay Science* 95, 133–145.

Al-Refeai, T. and Al-Suhaibani, A., 2002, Factors Affecting Resilient Behavior of Subgrade Soils in Saudi Arabia, *Journal of King Saud University - Engineering Sciences*,Volume 14, Issue 2, 165-181.

Alabbasi, Y. and Hussein, M., 2019, Geomechanical Modelling of Railroad Ballast: A Review, *Archives of Computational Methods in Engineering*.

Amiril, A., Nawawi, A.H., Takim, R. and Ab-Latif, S.N.F., 2014, Transportation Infrastructure Project Sustainability Factors and Performance, *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, 153 (2014), 90 – 98.

AREMA, 2003, Practical guide to railway engineering, Chapter 4: Right-of-Way & Roadway, 151-174, Washington, D.C.: American Railway Engineering and Maintenance of Way Association.

Asgari, M. R., Dezfuli, A. B. and Bayat, M., 2015, Experimental Study on Stabilization of A Low Plasticity Clayey Soil With Cement/Lime, *Arabian Journal of Geosciences*, 8, 1439–1452.

Asefzadeh, A., Hashemian, L. and Bayat, A., 2017, Characterization of Permanent Deformation Behavior of Silty Sand Subgrade Soil Under Repeated Load Triaxial Tests, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2641, 103–110.

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

ASTM D422-63e2, Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2007, www.astm.org.

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

ASTM D1557-12e1, Standard Test Methods for Laboratory Compaction Characteristics of Soil Using Modified Effort (56,000 ft-lbf/ft3 (2,700 kN-m/m3)), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2012, www.astm.org.

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

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

ASTM D2435 / D2435M-11(2020), Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2020, www.astm.org.

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

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

ASTM D6276-19, Standard Test Method for Using pH to Estimate the Soil-Lime Proportion Requirement for Soil Stabilization, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2019, www.astm.org.

Athanasopoulou, A., 2014, Addition of Lime and Fly Ash to Improve Highway Subgrade Soils, *Journal of Materials in Civil Engineering, 26,* 773-775.

Barksdale, R.D., 1972, Laboratory evaluation of rutting in base course materials. Proc. 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, 1972. 161-174.

Basu, D., Misra, A. and Puppala, A.J., 2015, Sustainability and geotechnical engineering: perspectives and review, *Canadian Geotechnical Journal*, 52, 96–113.

Bayrak, M.Ç., 2018, Altyapı Özelliklerinin Demiryolu Üstyapısının Performansına Etkisi, Doktora Tezi, SDÜ FBE.

Bell, F.G., 1989, Lime Stabilisation of Clay Soils, *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, No:39.

Bell, F.G., 1995, Cement Stabilization and Clay Soils, with Examples, *Enviromental & Engineering Geoscience*, Vol. I, No. 2, 139-151.

Bell, F.G., 1996, Lime Stabilization of Clay Minerals And Soils, *Engineering Geology 42*, 223-237.

Bonnett, C. F., 2005, *Practical Railway Engineering*, 2nd Ed., Imperial College Press, London, ISBN: 1-86094-515-5.

Bozbey, I and Garaisayev, S., 2010, Effects of Soil Pulverization Quality on Lime Stabilization of an expansive clay, Environ Earth Sci 60, 1137–1151.

Brandon, T. L., Brown, J. J., Daniels, W. L., DeFazio, T. L., Filz, G. M., Mitchell, J. K., Musselman, J., and Forsha, C., 2009, Rapid stabilization/polymerization of wet clay soils-literature review, Department of Civil and Environmental Engineering and Department of Crop and Soil Environmental Sciences Virginia Polytechnic Institute and State University Blacksburg, VA 24060-0105.

Burrow, M.P.N., Bowness, D. and Ghataora, G.S., 2007, A comparison of railway track foundation design methods, *Proc. IMechE Part F: Journal of Rail and Rapid Transport*, Volume: 221, Issue: 1, 1–12.

Chandra, S. and Agarwal, M. M., 2013, *Railways Engineering,* (2nd Ed.), Oxford University Press, ISBN-13: 978-0-19-808353-5.

Celauro, B., Bevilacqua,A., Bosco,D.L. and Celauro, C., 2012, Design Procedures for Soil-Lime Stabilization for Road and Railway Embankments. Part 1 - Review of Design Methods, SIIV - 5th International Congress - Sustainability of Road Infrastructures, Procedia - Social and Behavioral Sciences 53, 755-764.

Chen, D., Liao, Y., L., Jiang, C. and Feng, X., 2013, The Mechanical Properties of Coastal Soil Treated with Cement, *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed*. 28, 1155–1160.

Collins, F., 2010, Inclusion of carbonation during the life cycle of built and recycled concrete: influence on their carbon footprint, *The International Journal of Life Cycle Assessment, Springer,* (2010) 15:549–556.

Consoli, N.C., Lopes L.S., Prietto, P.D.M, Festugato, L. and Cruz, R.C., 2011, Variables Controlling Stiffness and Strength of Lime-Stabilized Soils, Journal of *Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137(6), 628-632.

Consoli, N.C., Prietto, P.D.M., da Silva Lopes L. And Winter, D., 2014, Control factors for the long term compressive strength of lime treated sandy clay soil, *Transportation Geotechnics*, Volume 1, Issue 3,129-136.

Correia, A.G., Winter, M.G. and Puppala, A.J., 2016, A review of sustainable approaches in transport infrastructure geotechnics, *Transportation Geotechnics*, 7 (2016), 21–28.

Coruk, Ö. Kavak, A. ve Aydıner, A., 2017, Demiryollarında Zemin İyileştirilmesinde Novocrete®Uygulamaları, *Demiryolu Mühendisliği*, Sayı 6, 73 – 78.

Coruk, Ö., Kavak, A. ve Aydıner, A., 2019, Denizli-Afyonkarahisar Demiryolu Bozkurt-Dinar Arası Hat Yenileme Projesinde Novocrete® Teknolojisi ile Zemin İyileştirme Uygulamaları, MÜHJEO'2019: Ulusal Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Sempozyumu, 03-05 Ekim 2019, PAÜ, Denizli. ISBN: 978-975-6992-85-2, 81-87.

Cuisinier, O., Auriol, J.C., Le Borgne, T. and Deneele, D., 2011, Microstructure and hydraulic conductivity of a compacted lime-treated soil, *Engineering Geology*, Vol.123, 187–193.

Das, B. M., 2011, *Geotechnical Engineering Handbook*, J. Ross Publishing, USA, ISBN: 978-1-932159-83-7.

Dash, S.K. and Hussain, M., 2015, Influence of Lime on Shrinkage Behavior of Soils, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 27, Issue 12, 04015041-1-9.

Diamond, S. and Kinter, E.B., 1965, Mechanisms of soil–lime stabilization, Highway Research Board, *Highway Research Record*, 92, 83–102.

Dimoula, V., Kehagia, F. and Tsakalidis, A, 2016, A Holistic Approach for Estimating Carbon Emissions of Road and Rail Transport Systems, *Aerosol and Air Quality Research*, 16: 61–68.

Dunlap, W.A., 1963, A Report on a Mathematical Model Describing the Deformation Characteristics of Granular Materials, Technical Report No. 1, Project 2-8-62-27(HPS-l-27), Texas Transportation Institute, Texas A&M University College Station, Texas.

Elias, M. and Titi, H.H, 2005, Effect of sample size on resilient modulus of cohesive soils, Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 16 ICSMGE, 12-16 September 2005, Osaka-Japan, IOS Press, ISBN:9781614996569,499 – 502.

Elliott, R. P., Dennis, N. and Qiu, Y., 1999, Permanent Deformation of Subgrade Soils, Phase II: Repeated Load Testing of Four Soils." Report No. MBTC FR-1089, Final Report, National Technical Information Service, Springfiled, VA.

Eren, Ş, 2006, Geleneksel zemin stabilizasyon yöntemlerinin consolıd sistemi ile karşılaştırılması, Süleyman Demirel Üniversitesi FBE, Yüksek Lisans Tezi.

Eren, Ş ve Filiz, M . 2007, Beyaz Bentonit Malzemesinde Alternatif Katkı Maddesi Olarak Kullanılan Consolid Sistemi ile Geleneksel Zemin Stabilizasyon Yöntemlerinin Karşılaştırılması, *Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi*, 11(2) ,163-172.

Eren, Ş. and Filiz, M., 2009, Comparing The Conventional Soil Stabilization Methods to The Consolid System Used As an Alternative Admixture Matter in Isparta Darıdere Material, *Construction and Building Materials*, 23, 2473-2480.

Eskisar, T., 2015, Influence of Cement Treatment on Unconfined Compressive Strength and Compressibility of Lean Clay with Medium Plasticity, *Arabian Journal for Science and Engineering*, Volume 40,763–772.

Esveld, C., 1999, Slab Track: A competitive solution. Rail International, Schienen der Welt.

Esveld, C., 2001, *Modern Railway Track*, 2nd Edition, MRT-Productions, The Netherlands, ISBN 90-800324-3-3.

Esveld, C., 2003, Recent developments in slab track. European Railway Review, Issue 2, ISSN 1351-1599.

Fahnehjelm, C., 2014, Different ways to reduce CO2 emissions in railway construction KTH Industriell teknik och management Industriell produktion SE-100 44 STOCKHOLM.

Fredlund, D. G., Bergan, A.T. and Wong, P.K., 1977, Relation Between Resilient Modulus and Stress Conditions for Cohesive Subgrade Soils, *Transportation Research Record, Transportation Research Board*, No. 642, 73-81.

Freudenstein, S., Geisler, K., Mölter, T., Mißler, M. and Stolz, C., 2018, *Ballastless Tracks*, Ernst & Sohn, ISBN 978-3433029930.

Ghobadi, M.H., Abdilor, Y. and Babazadeh, R., 2014, Stabilization of clay soils using lime and effect of pH variations on shear strength parameters, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, Volume 73, 611–619.

Giustozzi, F., Flintsch, G. W. and Crispino, M., 2015, Environmental Impact Analysis of Low Carbon Road-Foundation Layers, *International Journal of Sustainable Transportation*, 9, 73–79.

Gräbe, P.J. and Clayton, C.R.I., 2014, Effects of Principal Stress Rotation on Resilient Behavior in Rail Track Foundations, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(2), 04013010-1-10.

Guo, Z., , Zhang, H., Cong, L. and Gao, Q., 2006, Permanent Deformation of Subgrade Soils, *Analysis of Asphalt Pavement Materials and Systems, Geo-Denver 2007*, 156-169.

Guimarães, A.C.R, Motta, L.M.G. and Castro, C.D., 2019, Permanent deformation parameters of fine – grained tropical soils, *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 20, No. 7, 1664–1681.

Gupta, G., Sood, H. and Gupta, P.K., 2017, Carbon Footprints Assessment of RBI Grade 81 Stabilized Pavements using Life-Cycle Approach, *Indian Journal of Science and Technology*, Vol. 10 (26).

Hammond, G. and Jones, C., 2011, Embodied Carbon. The Inventory of Carbon and Energy (ICE); University of Bath: Bath, UK, ISBN 978 0 86022 703 8.

Han, J, 2015, *Principles and Practices of Ground Improvement,* John Wiley & Sons, USA, ISBN: 978-1-118-42130-7.

Han, Z. and Vanapalli S.K., 2016, State-of-the-Art: Prediction of Resilient Modulus of Unsaturated Subgrade Soils, *International Journal of Geomechanics*, Volume 16 Issue 4, (04015104-1-15).

Haralambos, S.I, 2009, Compressive Strength of Soil Improved with Cement, International Foundation Congress and Equipment Expo 2009, March 15-19, 2009 | Orlando, Florida, United States, *Contemporary topics in ground modification, problem soils, and geo-support,* ASCE 187; ISBN:9780784410233, 289-296.

Hausmann, M.R., 1990, *Engineering Principles of Ground Modification*, McGraw-Hill Publishing Company, Singapore, ISBN:0-07-027279-4.

Hicks, R.G. and Monismith, C.L., 1971, Factors Influencing The Resilient Response of Granular Materials, *Highway Research Record,* No. 345, 15-31.

Huang, Y.H., 2003, *Pavement Analysis and Design*, 2nd Edition, Pearson Prentice Hall USA, ISBN:0-13-142473- 4.

Indraratna, B., Salim, W. and Rujikiatkamjorn, C., 2011, *Advanced Rail Geotechnology – Ballasted Track*, The Netherlands: CRC Press/Balkema, ISBN: 978-0-415-66957-3.

Indraratna, B. and Ngo, T., 2018, *Ballast Railroad Design: Smart-Uow Approach*, CRC Press, Taylor & Francis Group: London, UK, ISBN: 978-1-138-58703-8.

Itasca, 2019, FLAC 3D, Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3-Dimensions, Version 6.0, Manual, Itasca Consulting Group, Inc., Minneapolis, Minnesota.

Iyengar, S.R., Masad, E., Rodriguez, A.K., Bazzi, H. S., Little, D. and Hanley, H.J.M., 2003, Pavement Subgrade Stabilization Using Polymers: Characterization and Performance, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 25, No. 4, 47-483.

Jauberthie, R., Rendell, F., Rangeard, D. and Molez, L., 2010, Stabilisation Of Estuarine Silt With Lime and/or Cement, *Applied Clay Science*, 50, 395–400.

Jha, A.K. and Sivapullaiah, P.V., 2015, Mechanism of improvement in the strength and volume change behavior of lime stabilized soil, *Engineering Geology*, Vol.198, 53–64.

Jiang, Y. and Nimbalkar, S., 2019, Finite Element Modeling of Ballasted Rail Track Capturing Effects of Geosynthetic Inclusions, *Frontiers in Built Environment*, Vol.5, No:69.

Jin, M.S, Lee, K.W. and Kovacs, W.D., 1994, Seasonal Variation of Resilient Modulus of Subgrade Soils, *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 120 No. 4, 603-616.

Johnson, A. and Gibson, A., 2014, Sustainability and Its Application Within Engineering Design, *Sustainability in Engineering Design*, Academic Press, ISBN-13: 978-0080993690, 65-111.

Kaewunruen, S. and Remennikov, A.M., 2008, Dynamic properties of railway track and its components: a state-of-the-art review, in Weiss, BN (ed) New Research on Acoustics, Hauppauge, New York, Nova Science Publishers, 197-220.

Kaewunruen, S, Sresakoolchai, J. ve Peng, J., 2020, Life Cycle Cost, Energy and Carbon Assessments of Beijing-Shanghai High-Speed Railway, *MPDI Sustainability*, Volume 12(1), 206.

Kamon, M. and Nontananandh, S., 1991, Combining Industrial Wastes with Lime for Soil Stabilization, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.117, No.1, 1-17.

Kang, X., Kang, G.C., Chang, K.T. and Ge, L., 2015, Chemically Stabilized Soft Clays for Road-Base Construction, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Volume 27 Issue 7, 04014199(1-9).

Karaşahin, M., 2014, Sürdürülebilir Karayolu Projeleri: <<Yeşil Yollar>>, 3. *Karayolu Ulusal Kongresi*, 25-27 Kasım 2014, Ankara.

Kavak, A. and Akyarlı, A., 2007, A Field Application for Lime Stabilization, *Environmental Geology*, 51, 987-997.

Kavak, A. and Baykal, G., 2012, Long-Term Behavior of Lime-Stabilized Kaolinite Clay, *Environmental Earth Sciences*, 66, 1943-1955.

Kavak, A., Coruk, Ö. and Aydıner, A., 2017, A New Binder Mineral for Cement Stabilized Road Pavement Soils, Proc. of Sixth International Conference On Advances in Civil, Structural and Mechanical Engineering -ACSM 2017, 25-26 February 2017, Bangkok, Thailand, ISBN: 978-1-63248-118-4, 68 – 71.

Keskin, E., 2004, Kireç Stabilizasyonu ve Yol Kesitine Etkileri, Kocaeli Üniversitesi, FBE, Yüksek Lisans Tezi.

Khattab, S.A.A., Al-Mukhtar, M., and Fleureau, J.-M., 2007, Long-Term Stability Characteristics of a Lime-Treated Plastic Soil, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 19, No. 4, 358-366.

Khatibi,F., Esmaeili, M. and Mohammadzadeh,S., 2017, DEM analysis of railway track lateral resistance, *Soils and Foundations*, 57 (2017) 587–602.

Khoury, N. N. , and Zaman, M. M., 2004, Correlation Between Resilient Modulus, Moisture Variation, and Soil Suction for Subgrade Soils, Transportation Research Record, *Journal of the Transportation Research Board*, No. 1874, TRB, National Research Council, Washington D.C.,99–107.

Kirsch, K. and Bell, A., 2013, *Ground Improvement*, Third Edition. CRC Press Taylor & Francis Group, United States, ISBN:978-0-203-83897-6.

Kukulski, J., Jacyna, M. and Golebiowski, P., 2019, Finite Element Method in Assessing Strength Properties of a Railway Surface and Its Elements, *MPDI smmetry*, 11(8), 1014.

Kuo, C., Hsu, C., Wu, C., Liu, P. and Chen, D., 2017, Study on the piping path and mechanism of mud pumping in railway subgrade, *In Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE)*, Seoul, 1051-1054.

Lee, W., Bobra, N.C., Altschaeffl, A.G., and White, T.D., 1997, Resilient Modulus of Cohesive Soils ,*Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 123, No:2, 131-136.

Leng, W., Chang, S., Nie, R., Zhao, C. and Yang, Q, 2014, Permanent Deformation Behavior of Undisturbed Saturated Silty Clay in Dongting Lake Area, *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, (Vol.19), 10465-10475.

Leshchinsky, B. and Ling, H.I., 2013, Numerical modeling of behavior of railway ballasted structure with geocell confinement, *Geotextiles and Geomembranes*, 36, 33-43.

Li, D. and Selig, E.T., 1994, Resilient Modulus For Fine-Grained Subgrade Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, No. 6, 939-957.

Li, D. and Selig, E.T.,1995, Evaluation of Railway Subgrade Problems, Transportation Research Record, Issue Number: 1489, *Transportation Research Board*,17-25.

Li, D. and Selig, E.T., 1996, Cumulative Plastic Deformation For Fine-Grained Subgrade Soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, Volume 122 Issue 12, 1006-1013.

Li, D. and Selig, E. T., 1998, Method for railroad track foundation design I: Development, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol 124(4), 316-322.

Li, D., Hyslip, J., Sussmann, T. and Chrismer, S., 2016. *Railway Geotechnics*, CRC Press Taylor & Francis Group, 574, ISBN: 978-0-415-69501-5.

Lima, C.D.A., Motta, L.M.G. and Aragão, F.T.S., 2019, Effects of Compaction Moisture Content on Permanent Deformation of Soils Subjected to Repeated Triaxial Load Tests, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 2673(2), 466–476.

Lime Manual, 2004, Lime-Treated Soil Construction Manual – Lime Stabilization and Lime Modification, National Lime Association, USA, Bulletin 326.

Ling, X., Li, P., Zhang, F., Zhao, Y, Li, Y. and An, L., 2017, Permanent Deformation Characteristics of Coarse Grained Subgrade Soils under Train-Induced Repeated Load, *Advances in Materials Science and Engineering*, Volume 2017, ID 6241479, 15 pages.

Little, D.N., 1999, Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates, Volume 1: Summary of Findings, The National Lime Association.

Little, D.N. and Nair, S., 2009, NCHRP Web-Only Document 144: Recommended practice for stabilization of subgrade soils and base material. Contractor's Final Task Report for NCHRP Project 20-07, Transportation Research Board of the National Academies.

Liu, J. and Xiao, J., 2010, Experimental Study on the Stability of Railroad Silt Subgrade with Increasing Train Speed, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 136, No. 6, 33-841.

LTPP Protocol P46, 1996, Resilient Modulus of Unbound Granular Base/Subbase Materials and Subgrade Soils, Long-Term Pavement Performance, Federal Highway Administration, Virginia.

Maher, A., Bennert, T., Gucunski, N. And Papp, W.J.,2000, Resilient Modulus Properties of New Jersey Subgrade Soils, FHWA NJ 2000-01, Final Report.

Majidzadeh, K., Bayomy, F., and Khedr, S., 1978, Rutting evaluation of subgrade soils in Ohio, *Transportation Research Record*, 637, 75–84.

Martins, M.M.C., 2017, Numerical modelling of the railway track with reinforced substructure, MSc Thesis, University of Porto.

MEB, 2013, Raylı Sistemler Teknolojisi, Balast ve Travers, Ankara.

Mıshra, N.K., Sudhıra Rath, S. And Pradhan, R.P., 2012, Lime Stabilization of Weak Sub-Grade for Construction of Rural Roads, *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, ISSN 0974-5904, Volume 05, No. 03 (01), 554-561.

Mohammad, L. N., Puppala, A. J. and Alavilli, P., 1995, Resilient Properties of Laboratory Compacted Subgrade Soils, Transportation Research Record 1504, Transportation Research Board, 87-102.

Mohamedzein, Y. E.-A. and Al-Rawas, A.A., 2011, Cement-Stabilization of Sabkha Soils from Al-Auzayba, Sultanate of Oman, *Geotechnical and Geological Engineering*, 29, 999–1008.

Monismith, C.L., Ogawa, N. and Freeme, C.R., 1975, Permanent Deformation Characteristics Of Subgrade Soils Due To Repeated Loading. Transportation Research Record, (537), 1–17.

Moossazadeh, J. and Witczak, M.W., 1981, Prediction of Subgrade Moduli for Soil that Exhibits, Nonlinear Behavior, Transportation Research Record Issue Number: 810, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 9-17.

Morita, Y., Shimizu, K., Kato, H., Shibahara, H. and Ymasaki, T., 2011, A study for the measurement of environmental impact resulting from railway construction, Joint Rail Conference, JRC. Pueblo Colorado USA, 16-18 March 2011, ASME, pp. 453-559.

Mousa, R., Gabr, A., Arab, M.G., Azam, A. and El-Badawy, S., 2017, Resilient modulus for unbound granular materials and subgrade soils in Egypt, *MATEC Web of Conferences*. EDP Sciences.

Mukherjee, D., 2014, Selection & Application of Lime Stabilizer for Soil Subgrade Stabilization, *IJISET - International Journal of Innovative Science, Engineering & Technology*, Vol. 1 Issue 7, 66-76.

Mundrey, J. S., 2009, *Railway Track Engineering*, Fourth Edition, McGraw Hill Education (India) Private Limited, ISBN: 978-0-07-068012-8.

National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), 2003, Harmonized test methods for laboratory determination of resilient modulus for flexible pavement design. Final Rep. No. 1-28A, Washington, DC.

Ni, B., Hopkins, T.C., Sun, L. and Beckham, T.L., 2002, Modeling the resilient modulus of soils. *Proceedings of the 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways, and Airfields*, Vol. 2, 1131–1142. Balkema Publishers, Rotterdam, the Netherlands.

Nicholson, P.G., 2014, *Soil Improvement and Ground Modification Methods*, Butterworth-Heinemann, ISBN: 978-0-12-408076-8.

Nguyen, B.T and Mohajerani, A., 2016, Resilient modulus of fine-grained soil and a simple testing and calculation method for determining an average resilient modulus value for pavement design, *Transportation Geotechnics*, 7, 59–70.

Öztürk Y. Z., Ünsal N. ve Akbaş S. O., 2015, Gölbaşı (Ankara) Yerleşim Alanını Killerinin Şişme ve Kireç ile İyileştirilme Potansiyellerinin Belirlenmesi, *Journal of The Faculty of Engineering and Architecture of Gazi University*, Vol 30, No 2, 309-318.

Paixão, A. and Fortunato, E., 2010, Rail track structural analysis using three-dimensional numerical models, Proceedings of The Seventh European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engıneerıng, Trondheim, Norway, 2–4 June 2010, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Benz, T. and Nordal, S., 2010 CR Press, Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-0-415-59239-0.

Paixão, A. Varandas, J.N., Fortunato, E. and Calçada, R., 2016, Non-Linear Behaviour of Geomaterials in Railway Tracks under Different Loading Conditions, Procedia Engineering, Volume 143,1128–1135.

Pandey, A. and Rabbani, A., 2017, Stabilisation of Pavement Subgrade Soil Using Lime and Cement: Review, *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET)*, Volume: 04 Issue: 06, 5733-5735.

Pandrol, https://www.pandrol.com, (26.05.2020).

Pezo, R.F., 1993, A general method of reporting resilient modulus tests of soils – A pavement engineer's point of view, Proceedings of 72nd Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, D.C., USA.

Pradel, M. and Reverdy, A.L., 2012, *Assessing GHG emissions from sludge treatment and disposal routes: the method behind GESTABoues tool.* ORBIT2012, Global assessment for organic resources and waste management, Jun 2012, Rennes, France, 9p, hal-00781673.

Profillidis, V. A.,2014, *Railway Management and Engineering*,4th Edition, Ashgate, London, UK, ISBN: 9781409464631.

Ponnuswamy, S., 2012, *Railway Transportation Engineering*, Operation and Management, Alpha Science International Ltd., India, ISBN: 978-1-84265-685-3.

Prusinski, J.R. and Bhattacharja, S., 1999, Effectiveness of Portland Cement and Lime in Stabilizing Clay Soils, *Transportation Research Record* 1652, 215-227.

Puppala, A.J., Mohammad, L.N. and Allen, A., 1999, Permanent Deformation Characterization Of Subgrade Soils From RLT Test, *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 11, No. 4, 274-282.

Puppala, A.J., Saride, S. and Chomtid, S., 2009, Experimental and Modeling Studies of Permanent Strains of Subgrade Soils, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 135, No. 10, 1379-1389.

Qian, J., Liang, G., Ling, J. and Wang, S., 2014, Laboratory Research on Resilient Modulus of Lime-Stabilized Soil, Geo-Shanghai 2014, *Ground Improvement and Geosynthetics ASCE 2014*, 26-28 May 2014/Shanghai-China, Virginia, ASCE, ISBN: 9781632666697, 158-167.

Rajendran, D., and Lytton, R. L., 1997, Reduction of sulfate swell in expansive clay subgrades in the Dallas district, Report No: TX-98/3929-1, Texas Transportation Institute.

Rao, J.S, 2011, *History of Rotating Machinery Dynamics*, History of Mechanism and Machine Science Volume 20, Springer, ISBN 978-94-007-1164-8.

Rao, S.M. and Shivananda, P., 2005, Compressibility behaviour of lime-stabilized clay, *Geotechnical and Geological Engineering*, Vol. 23, 309–319.

Report of the ESCAP Expert Group Meeting on Sustainable Infrastructure Development in Asia and the Pacific, 11-13 June 2007, Bangkok, Thailand.

Robin, V., Cuisinier, O., Masrouri, F. and Javadi, A.A.,2014, Chemo-mechanical modelling of lime treated soils, *Applied Clay Science*, 95, 211–219.

Rogers, C. D. F., Thomas, A. M., Jefferson, I., and Gaterell, M. , 2009, Carbon dioxide emissions due to highway subgrade improvements. Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board*, 2104, 80-87.

Rout, R.K., Ruttanapormakul, P., Valluru, S. and Puppala, A. J., 2012, Resilient Moduli Behavior of Lime-Cement Treated Subgrade Soils, GeoCongress 2012, ASCE2012, 1428-1437.

Saadeldin, R. and Siddiqua, S., 2013, Geotechnical Characterization of A Clay–Cement Mix, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 72(3-4), 601-608.

Sadeghi, J. and Barati, P., 2010, Evaluation of conventional methods in Analysis and Design of Railway Track System, *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 8, No.1, 44-56.

Sadeghi, J., 2012, *New Advances in Analysis and Design of Railway Track System*, Reliability and Safety in Railway-Chapter 3, Edit. Perpinya, X., IntechOpen, ISBN: 978-953-51-0451-3.

Sakr, M. A., Shahin M. A. and Metwally Y., M., 2009, Utilization of Lime for Stabilizing Soft Clay Soil of High Organic Content, *Geotechnical and Geological Engineering* 27, 105–113.

Santha, B. L., 1994, Resilient Modulus of Subgrade Soils: Comparison of Two Constitutive Equations, Transportation Research Record 1462, Transportation Research Board, 79-90.

Sarıalioğlu, Ş. B., 2010, Ulubey T1 Tünel Güzergâhındaki Yol Üstyapı Tabanında Yeralan Bentonit Killerinin Çeşitli Katkı Malzemeleriyle İyileştirilmesi, Yüksek Lisans Tezi, Gazi Üni., FBE.

Sariosseiri,F., and Muhunthan,B., 2009, Effect of Cement Treatment on Geotechnical Properties of Some Washington State Soils, *Engineering Geology* ,104, 119-125.

Sayeed, M.A. and Shahin, M.A., 2016, Three-dimensional numerical modelling of ballasted railway track foundations for high-speed trains with special reference to critical speed, *Transportation Geotechnics*, 6(2016), 55–65.

Schanz, T. and Elsawy, M.,B.,D., 2015, Swelling Characteristics and Shear Srength of Highly Expansive Clay–Lime Mixtures:A Comparative Study, *Arabian Journal of Geosciences* Vol. 8, Issue 10, 7919–7927.

Seco, A., Ramírez, F., Miqueleiz, L. and García, B., 2011, Stabilization of Expansive Soils for Use in Construction, *Applied Clay Science*, Vol. 51, Issue 3, 348-352.

Seed, H.B., Mitry, F.G., Monismith, C.L., and Chan, C.K., 1967, Prediction of Flexible Pavement Deflections from Laboratory Repeated Load Tests, National Cooperative Highway Research, NCHRP Report No: 35.

Selig, E. T. and Waters, J. M., 1994, *Track Geotechnology and Substructure Management*, Thomas Telford Publications, London, ISBN: 0 7277 2013 9.

Senol , A., Edil, T.B., Bin-Shafique, M.S., Acosta, H.A. and Benson, C.H., 2006, Soft subgrades' stabilization by using various fly ashes, *Resources, Conservation and Recycling*, Volume 46, Issue 4, 365–376.

Soliman, H. and Shalaby, A., 2014, Characterising the elastic behaviour of fine grained subgrade soils under traffic loading, *International Journal of Pavement Engineering*, 15:8, 698-707.

Sowmiya, L.S. Shahu, J.T. and Gupta, K.K. , 2010, Three Dimensional Finite Element Analysis of Railway Track, Indian Geotechnical Conference – 2010, GEOtrendz December 16–18, 2010 GS Mumbai Chapter & IIT Bombay, 909-912.

Stoltz, G., Cuisinier, O. and Masrouri, F., 2012, Multi-scale analysis of the swelling and shrinkage of a lime-treated expansive clayey soil, *Applied Clay Science*, Volume 61, 44-51.

Sussmann, T. R. and Hyslip, J., 2010, Track substructure design methodology and data, ASME, Proceedings of the 2010 Joint Rail Conference on High Speed and Intercity Rail, Urbana, IL.

Szurgott, P. and Bernys, K, 2013, Numerical Analysis of Load Distribution in Railway Track Under Wheelset, *Journal of KONES Powertrain and Transport*, 20 (3), 405-410.

Şahinoğlu, İ., Karaşahin, M. ve Keskin, E., 2018, Kimyasal Zemin İyileştirme Teknikleri Kullanılarak Demiryolu Taban Zeminlerinin Yerinde İyileştirilmesi, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı (ZMGM 17) 26-28 Eylül 2018, İstanbul.

TechBrief 2014, Pavement Sustainability, FHWA-HIF-14-012, October 2014.

Türköz, M., 2006, Şişen Killerin Kireç Katkısı İle Stabilizasyonu ve Eskişehir- Meşelik Killerine Uygulanması, Eskişehir Osmangazi Üni. Müh. Mim. Fak. Derg. C.XIX, S.2.

Tzanakakis, K., 2013, *The Railway Track and Its Long Term Behaviour: A Handbook for a Railway Track of High Quality*, Springer, ISBN: 978-3-642-36050-3.

United Kingdom Quality Ash Association, 2010, *Embodied CO_2 of UK cement, additions and cementitious material*. Technical data sheet 8.3, MPA; UK Quality Ash Association, Erişim Tarihi: http://www.ukqaa.org.uk/wp-content/uploads/2014/02/Datasheet_8-3_CO2e_info_-_MPA_Factsheet_18_v2.pdf.

Ullidtz, P., 1993, Mathematical model of pavement performance under moving wheel load, *J. of Trans. Res. Rec*., Washington, D.C.,1384, 94–99.

UNESCAP, 2008, Greening Growth in Asia and the Pacific. Bangkok: United Nations.

United Nations (UN), 1987, Report of the World Commission on Environment and Development, http://www.un-documents.net/our-common-future.pdf

Uz, V.E., 2012, Sathi Kaplamalardaki Kalıcı Deformasyona Etki Eden Parametrelerin İncelenmesi, Doktora Tezi, SDÜ FBE.

Uzan, J., 1985, Characterization of Granular Materials. In Transportation Research Record 1022., Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 52-59.

Wang, Y., , Kong, L.W. and Wang, Y.L., 2014, Mechanism and Control of Subgrade Mud Pumping Under the Cyclic Load of Train, International Conference on Mechanics and Civil Engineering (ICMCE 2014), Atlantis Press.

Winnipeg, Emission factors in kg CO2-equivalent per unit, https://www.winnipeg.ca/finance/findata/matmgt/documents/2012/682-2012/682-2012_Appendix_H-WSTP_South_End_Plant_Process_Selection_Report/Appendix%207.pdf (08.11.2020)

Witczak, M.W. and J. Uzan, 1988, The Universal Airport Pavement Design System, Report I of V: Granular Material Characterization. University of Maryland, Department of Civil Engineering, MD.

Wolff, H. and Visser, A.T.,1994, Incorporating elasto-plasticity in granular layer pavement design. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport, 105 (4), 259–72.

Xiao, J, Juang, C.H., Wei, K. and Xu, S., 2014, Effects of Principal Stress Rotation on the Cumulative Deformation of Normally Consolidated Soft Clay under Subway Traffic Loading, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Volume 140 Issue 4, 04013046-1-9.

Venkatesh, N., Gopinath, A., Heeralal, M. and Pillai, R.J., 2016, Influence of Moisture Content and Stress Levels on the Permanent Deformation Behaviour of Cohesive Subgrade Soil, Indian Geotechnical Conference IGC2016 15-17 December 2016, IIT Madras, Chennai, India.

Vossloh, https://www.vossloh.com, (26.05.2020).

Yıldız, M. and Soğancı, A.S., 2012, Effect of freezing and thawing on strength and permeability of lime-stabilized clays, *Scientia Iranica*, Volume 19, Issue 4, 1013-1017.

Yılmaz, H. R. ve Eskişar, T., 2007, Zemin Stabilizasyonunda Etkin Bir Yöntem: Consolıd Sistemi, *İMO İzmir Şubesi Bülteni - Eylül 2007*- Sayı: 136, 13-17.

Yılmaz, A., 2008, Ferrokrom ve Silikoferrokrom Cürufları ile Silis Dumanının Yol Üstyapısında Kullanımının İncelenmesi, Doktora Tezi, SDÜ FBE.

Yılmaz, A., and Karaşahin, M., 2010, Mechanical properties of ferrochromium slag in granular layers of flexible pavements, *Materials and Structures*, 43, 309–317.

Yılmaz, A. ve Saltan, M., 2012, Türkiye'deki Esnek Üstyapılarda Yoğun Olarak Kullanılan Granüler Malzemelerin Tekrarlı Yükler Altındaki Elastik Özelliklerinin İncelenmesi, TÜBİTAK Proje No: 109M648.

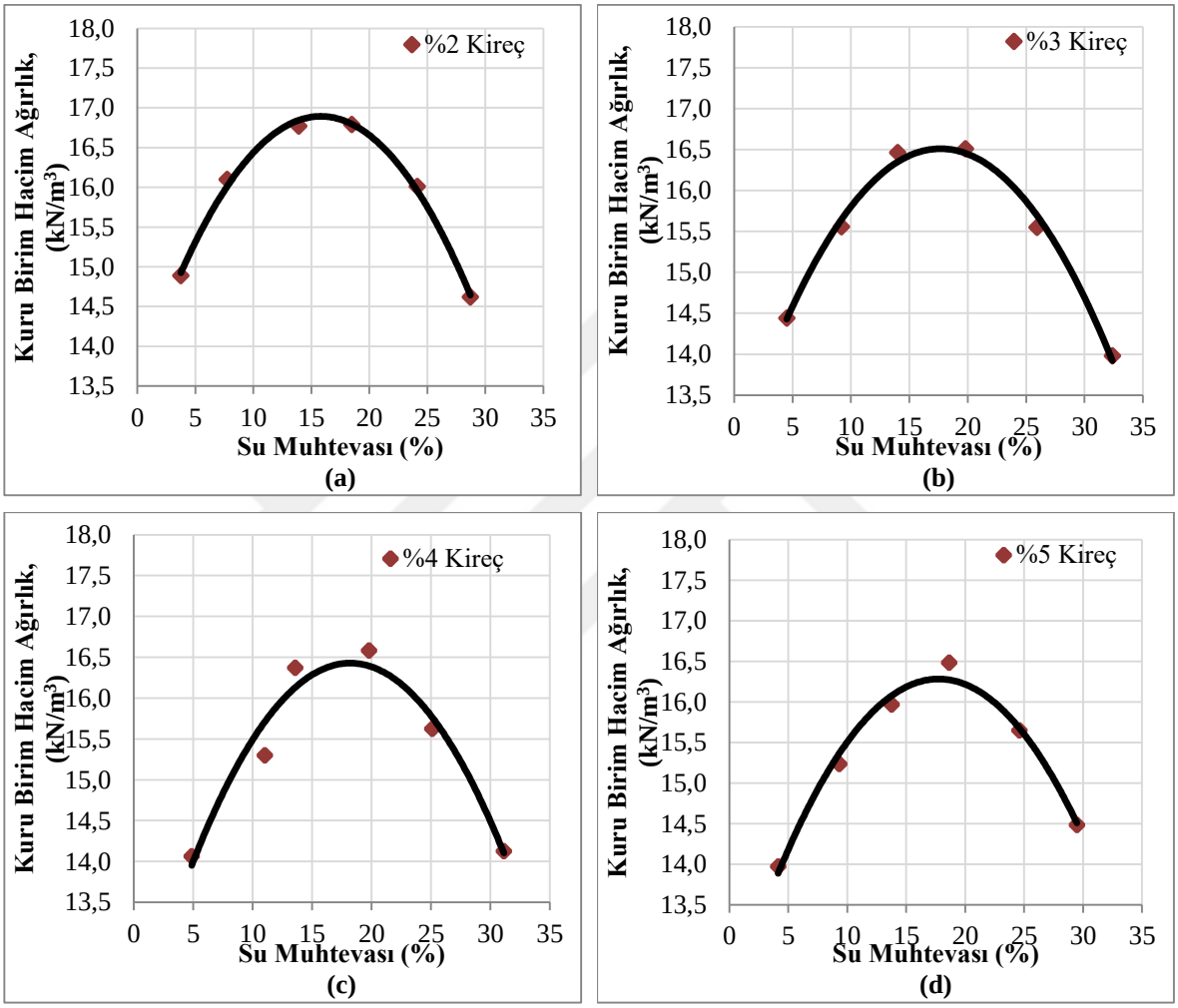
Yemenici, B ve Coruk, Ö., 2017, Zeminlerin Yerinde İyileştirilmesinde NovoCrete® Teknolojisi ve Uygulamaları, MÜHJEO'2017: Ulusal Mühendislik Jeolojisi ve Jeoteknik Sempozyumu, 12-14 Ekim 2017, ÇÜ, Adana, 239-244.

Zhang, R., Long, M., ve Zheng, J., 2019, Comparison of Environmental Impacts of Two Alternative Stabilization Techniques on Expansive Soil Slopes, *Hindawi-Advances in Civil Engineering*, Volume 2019, , Article ID 9454929.

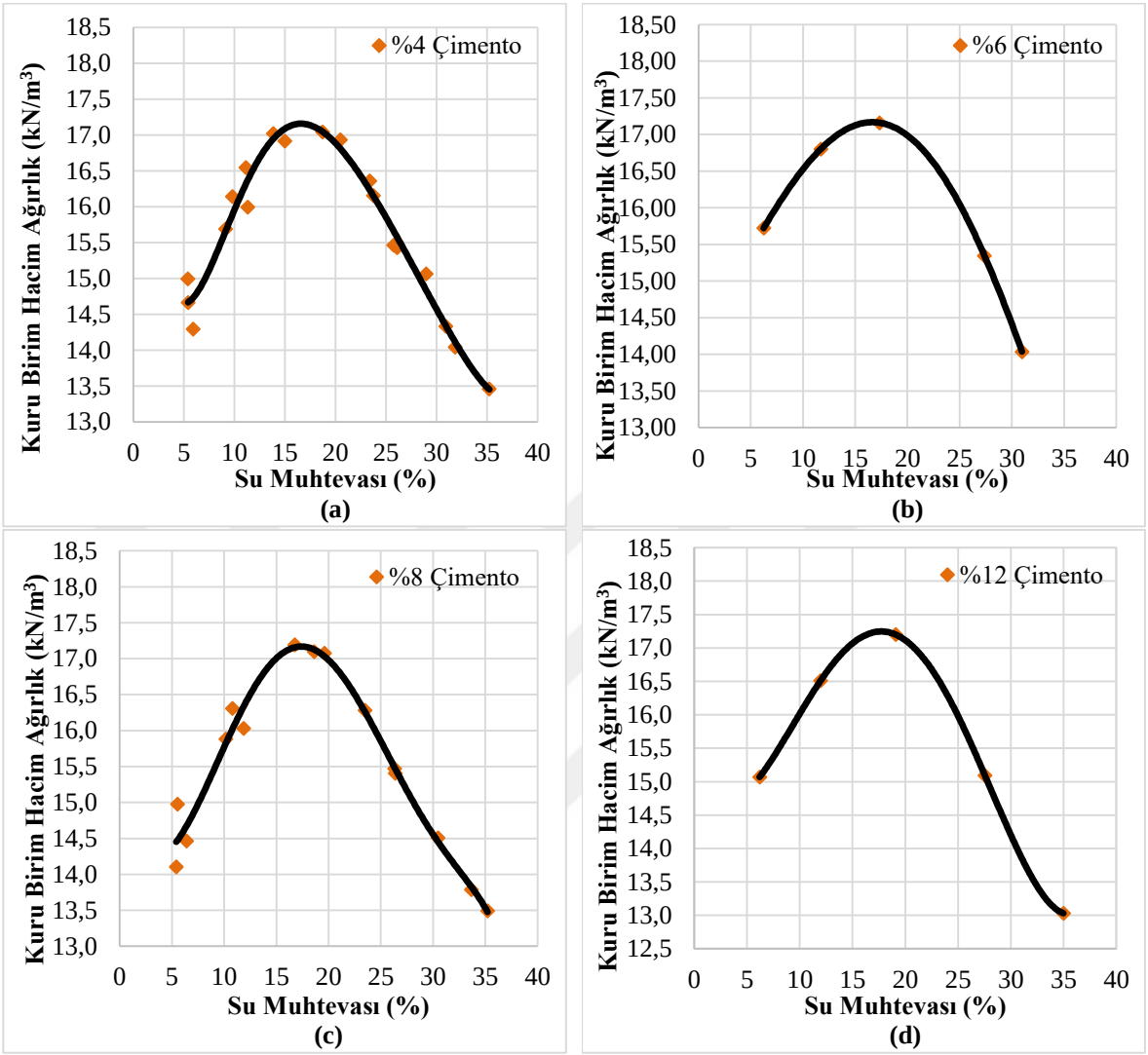
EKLER

EK 1. Kompaksiyon deney sonuçları

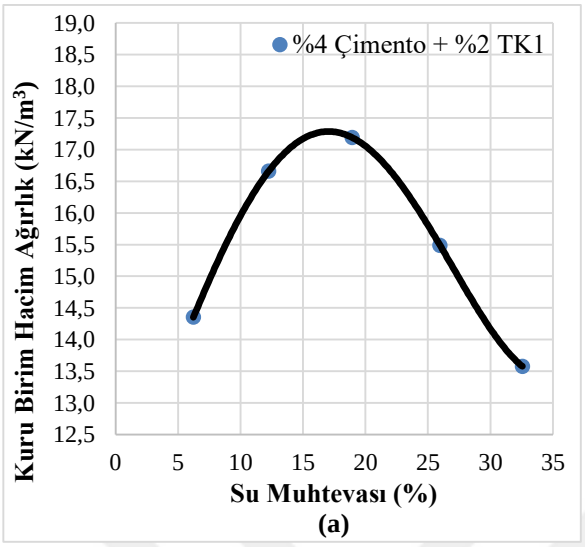
EK 1.1. Kireç katkılı kompaksiyon deney sonuçları

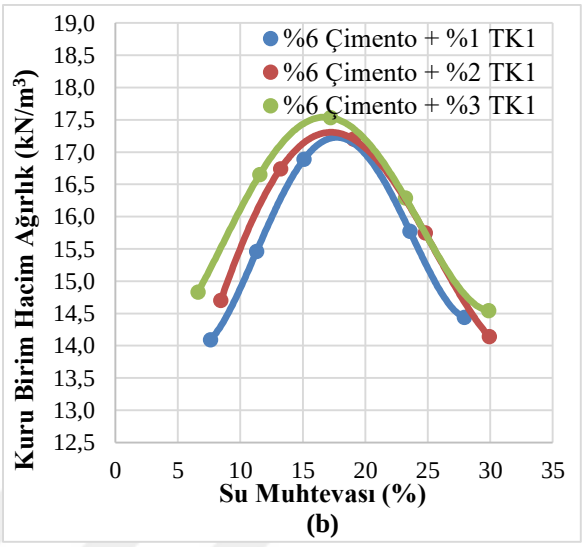


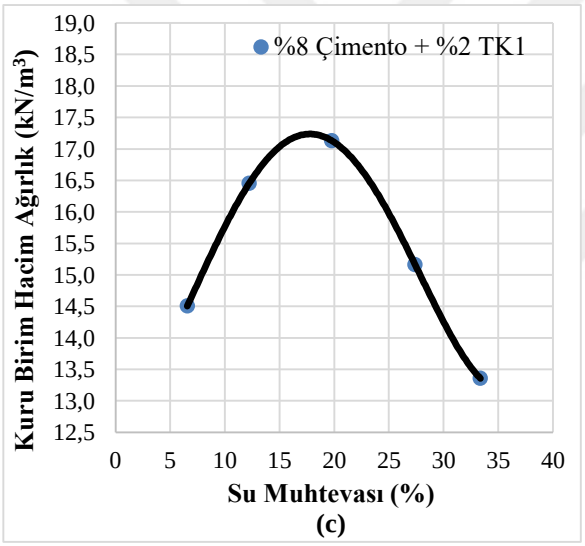
EK 1.2. Çimento katkılı kompaksiyon deney sonuçları

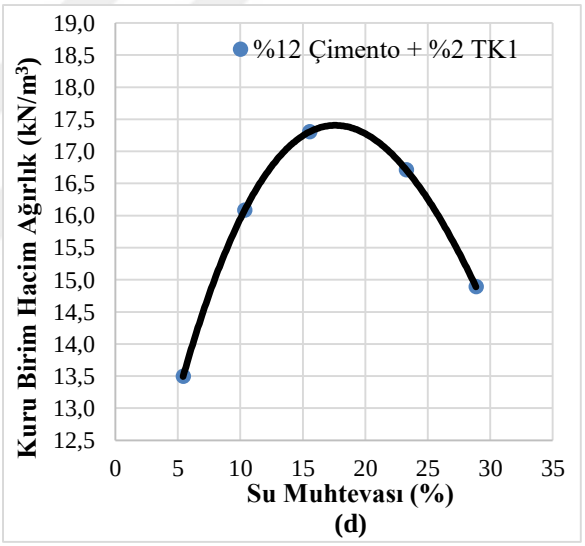


EK 1.3. Çimento + TK1 katkılı kompaksiyon deney sonuçları

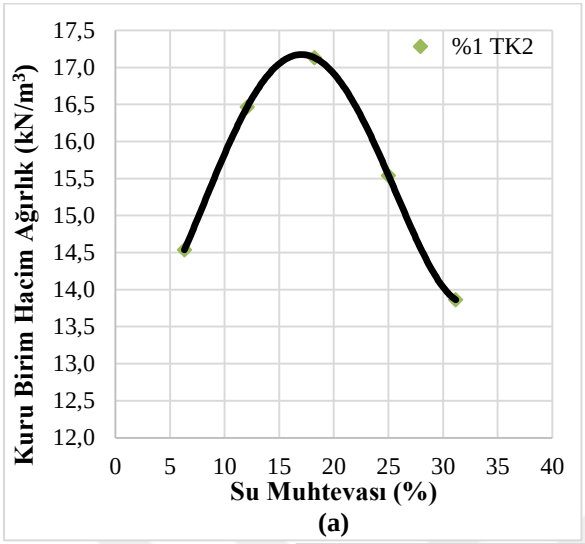




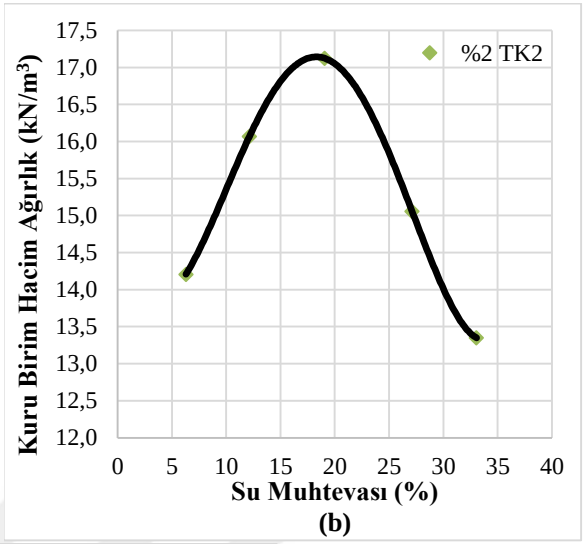




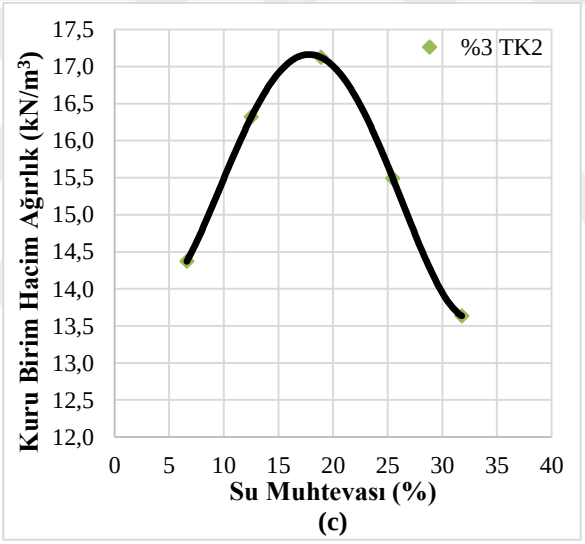
EK 1.4. TK2 katkılı kompaksiyon deney sonuçları



(a)



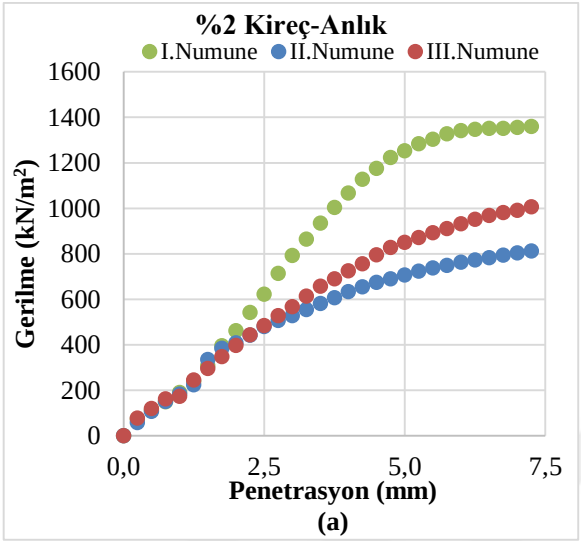
(b)

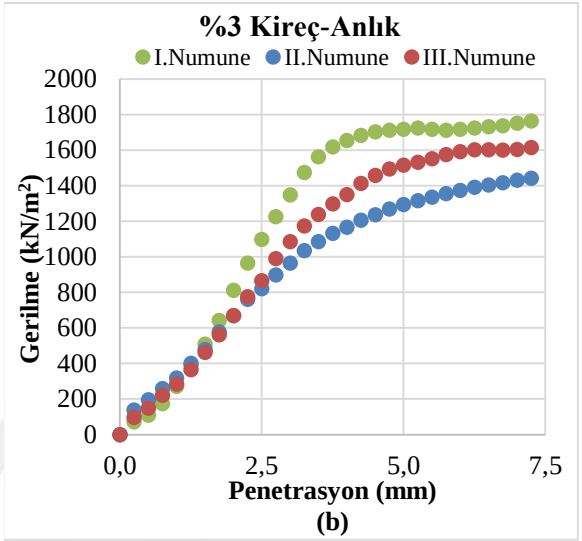


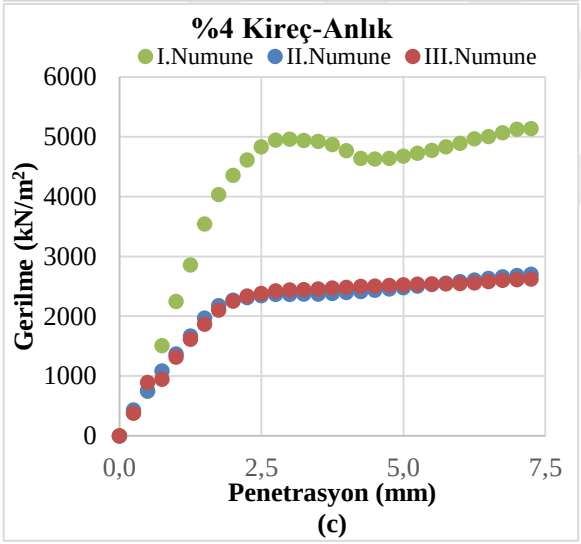
(c)

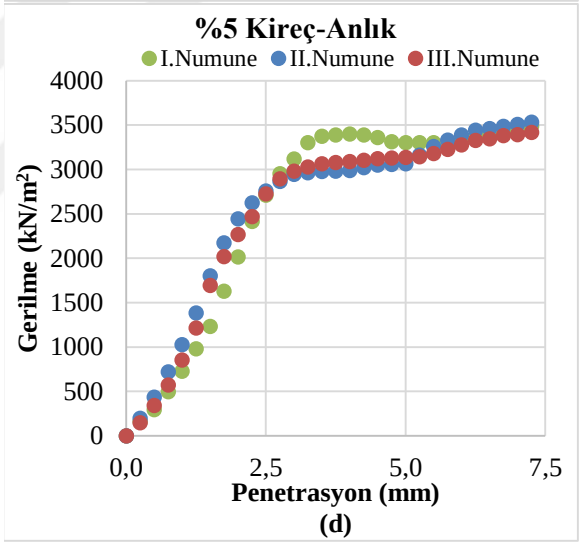
EK 2. Yaş CBR deney sonuçları

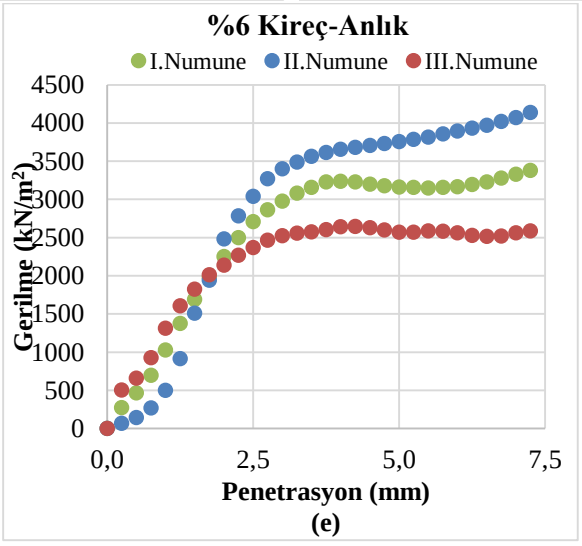
EK 2.1. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık



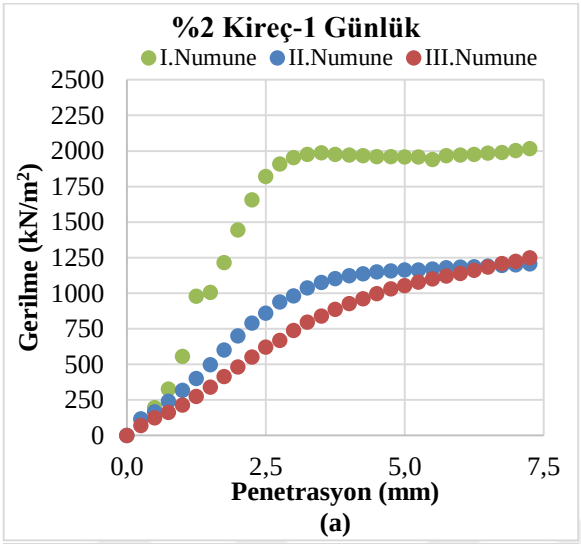


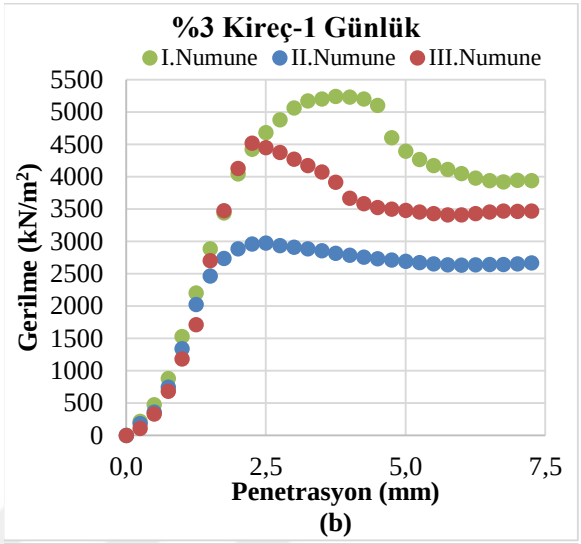


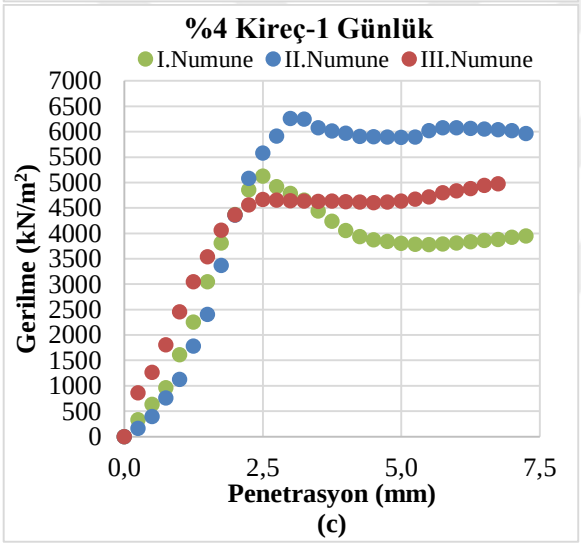


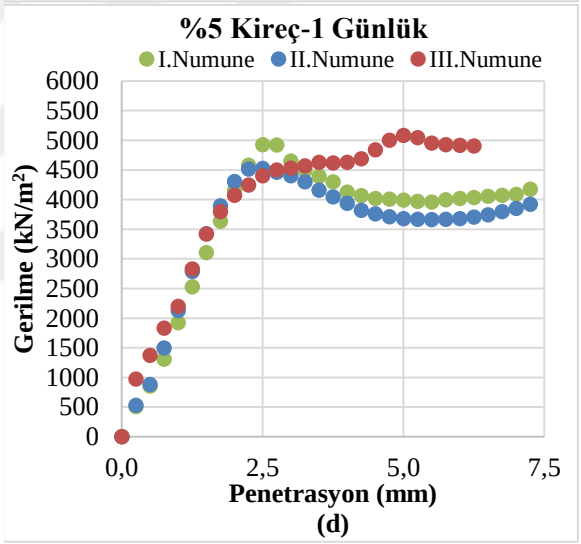


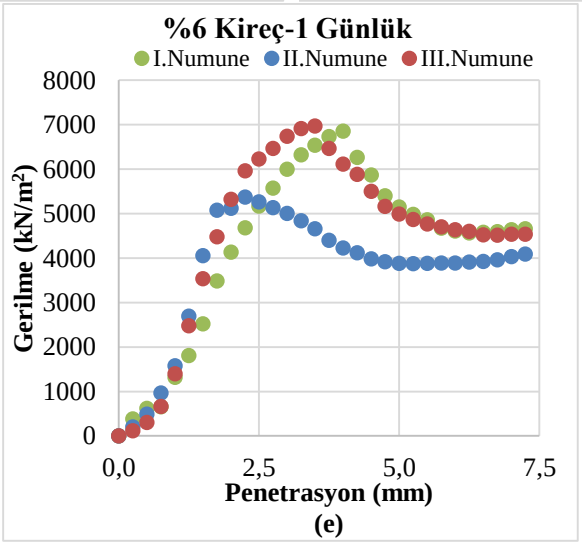
EK 2.2. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük



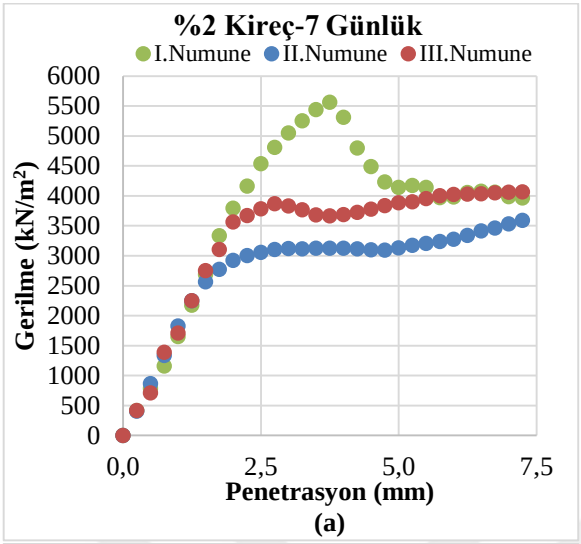


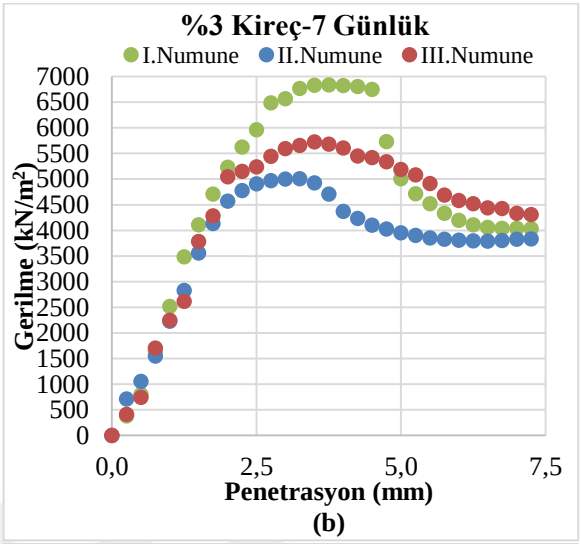


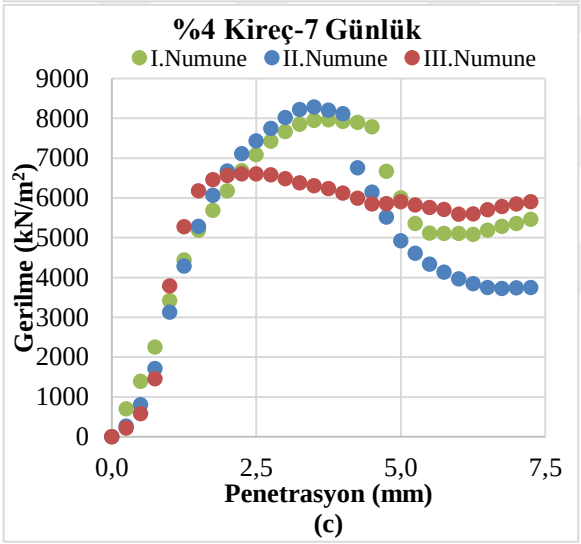


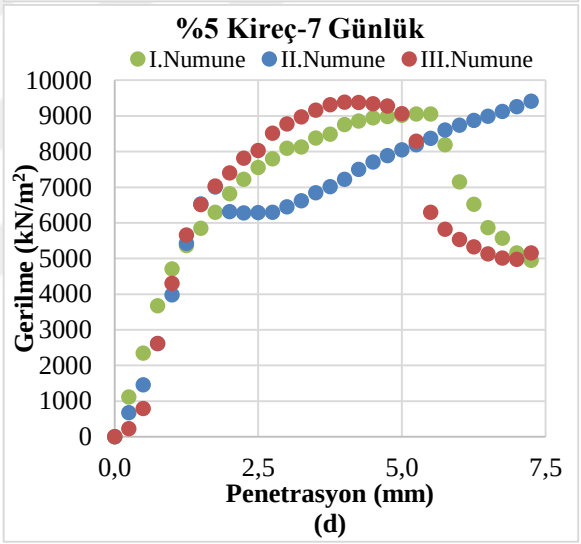


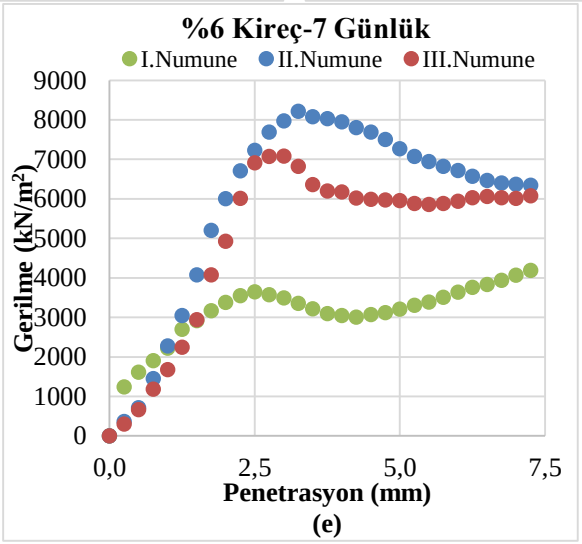
EK 2.3. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük



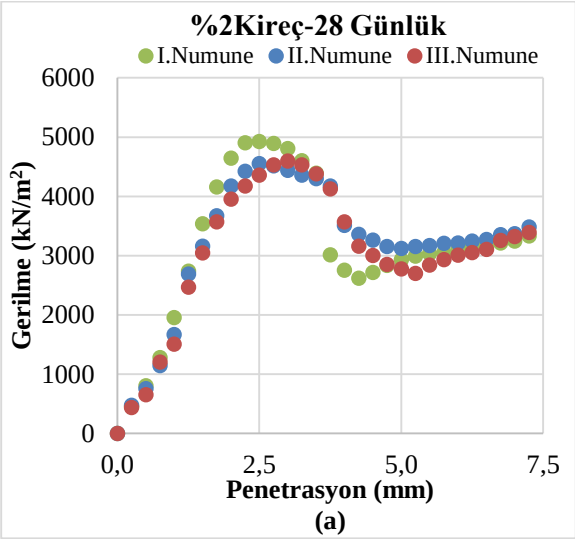


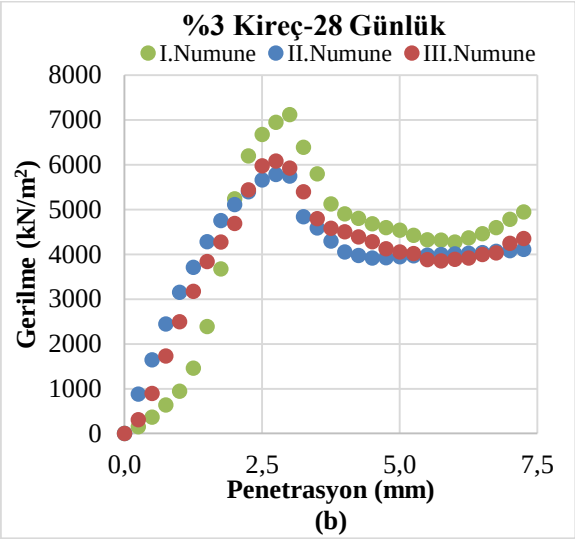


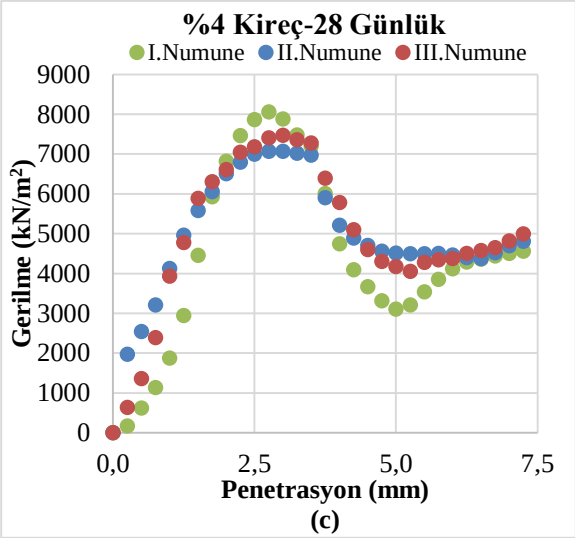


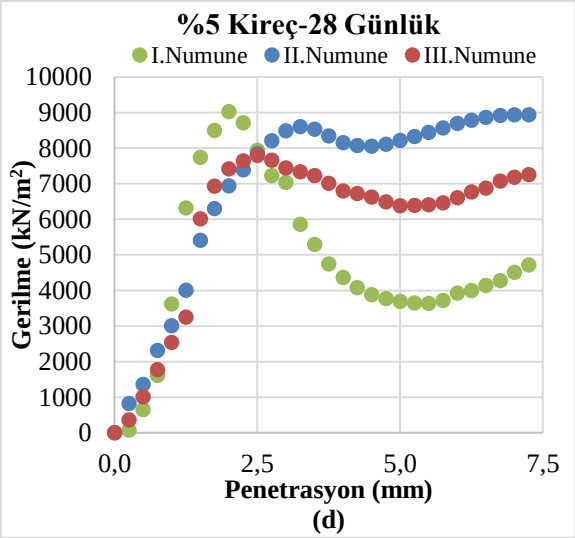


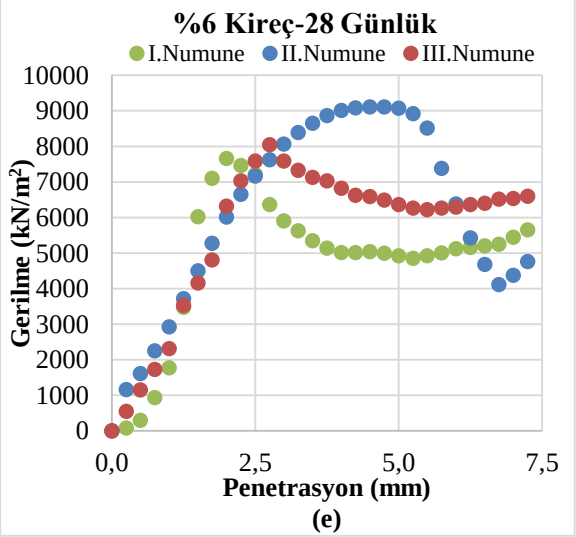
EK 2.4. Kireç katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük



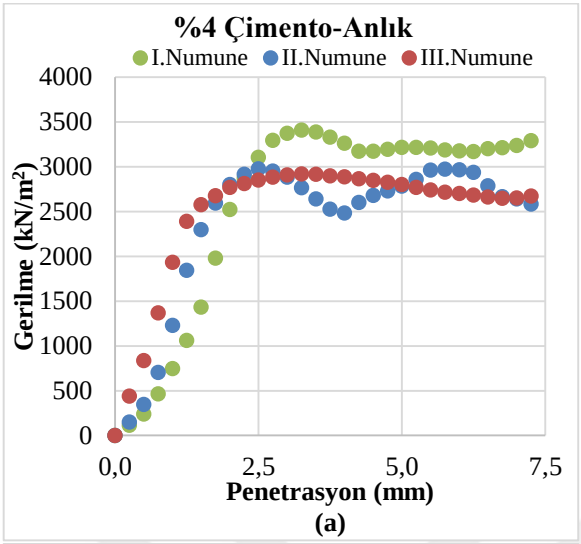


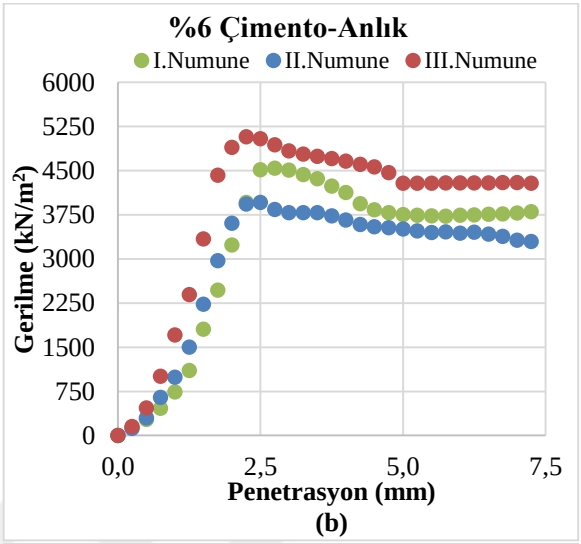


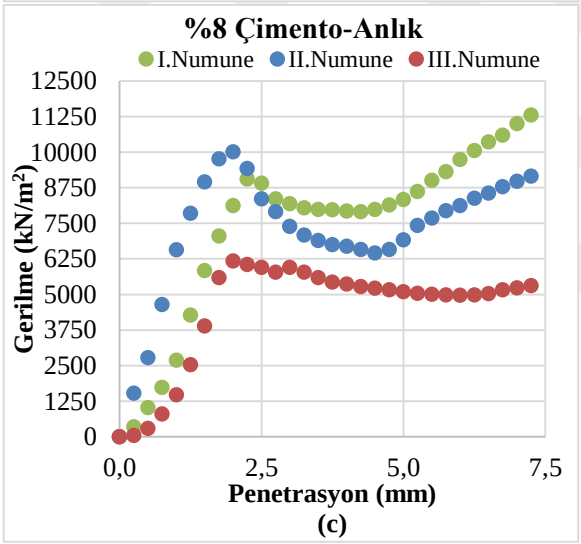


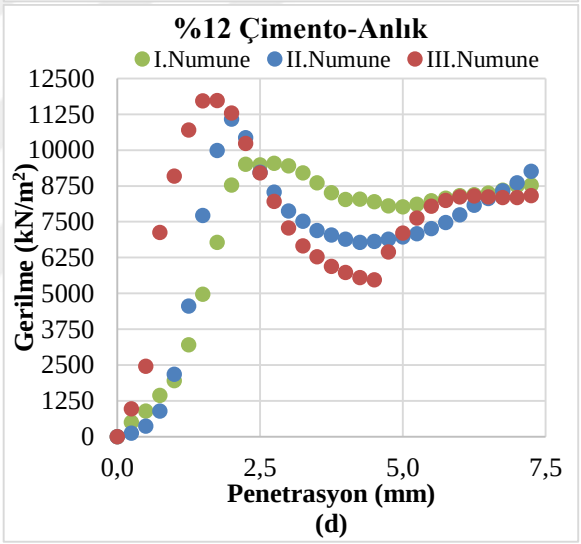


EK 2.5. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık

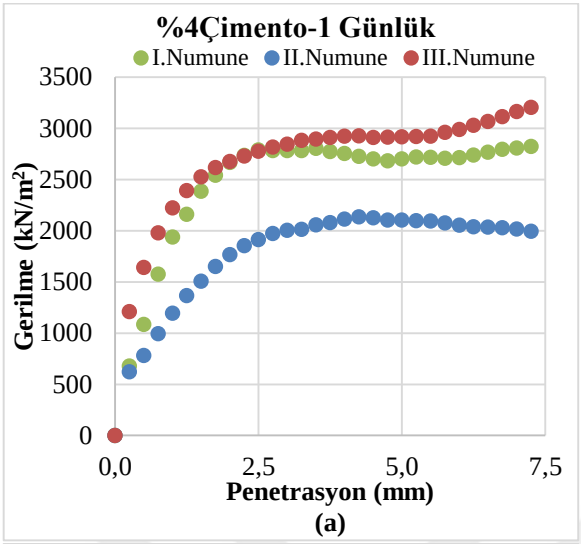


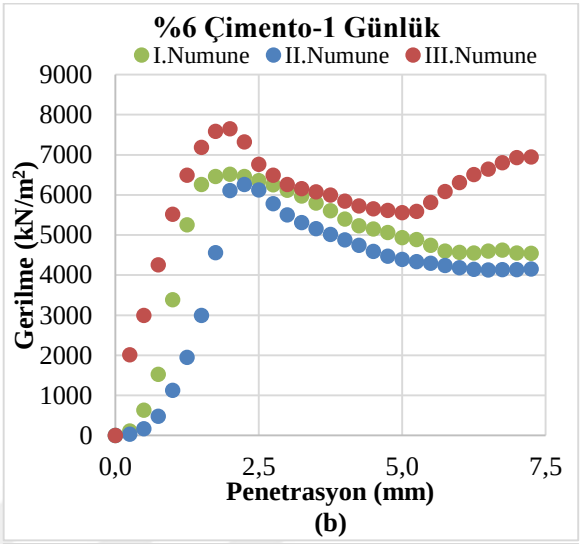


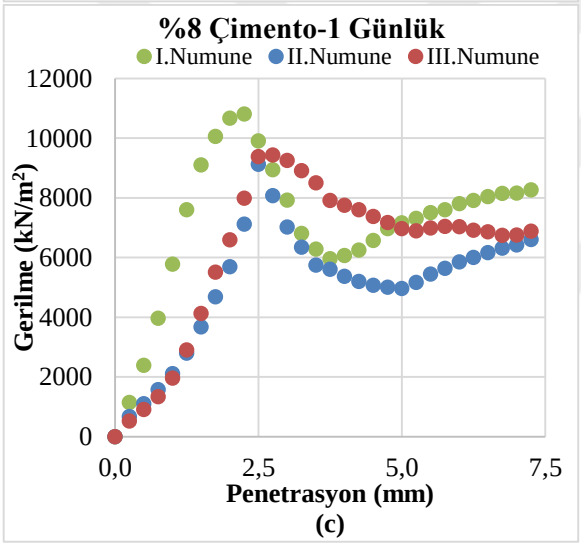


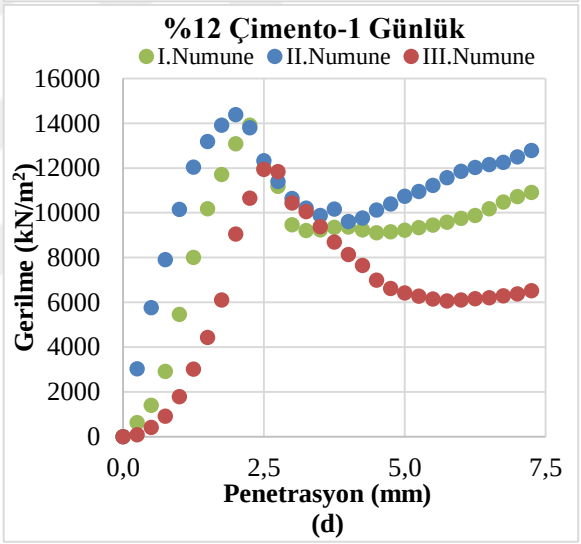


EK 2.6. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük

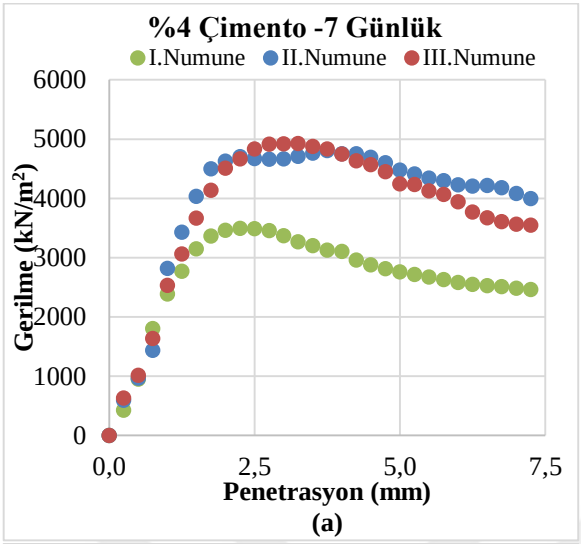


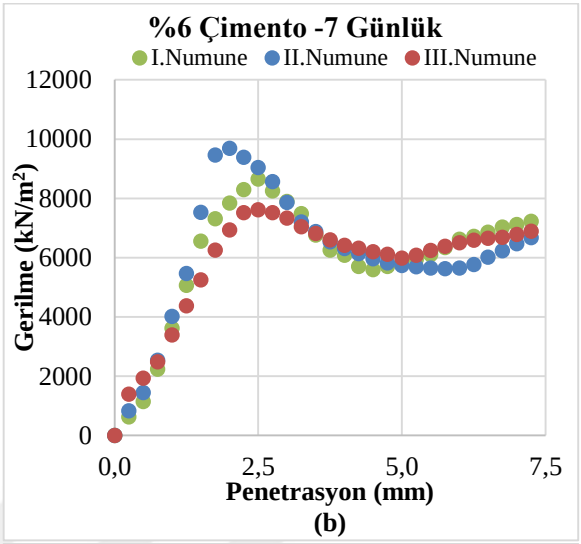


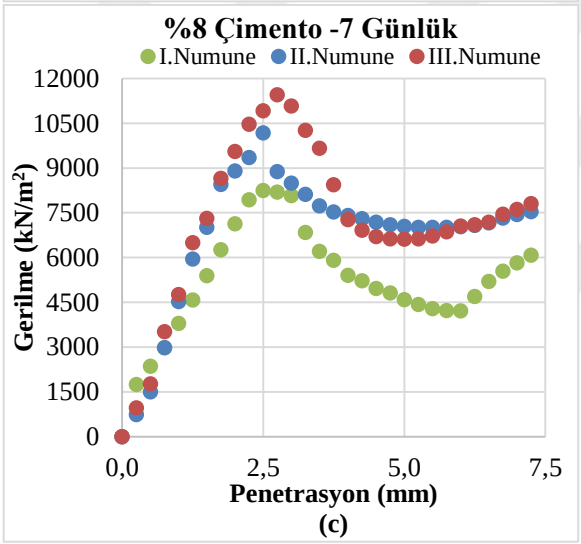


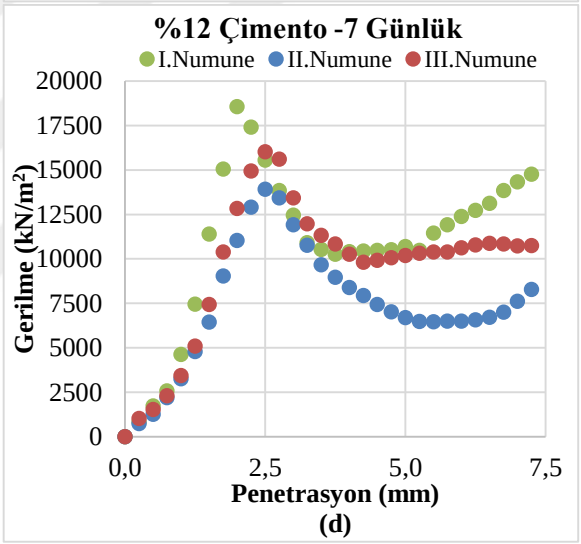


EK 2.7. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük

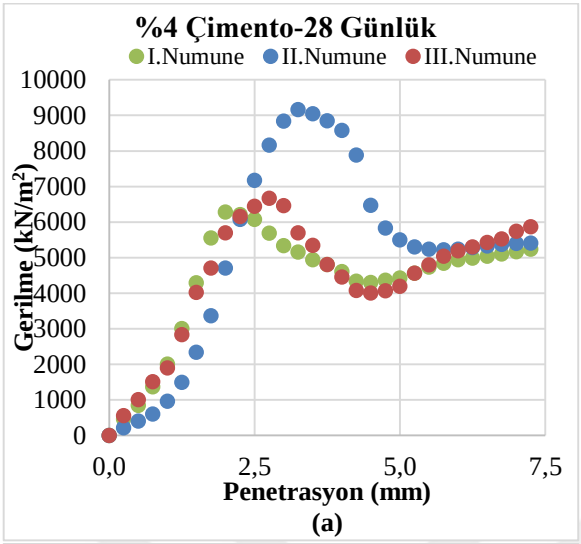


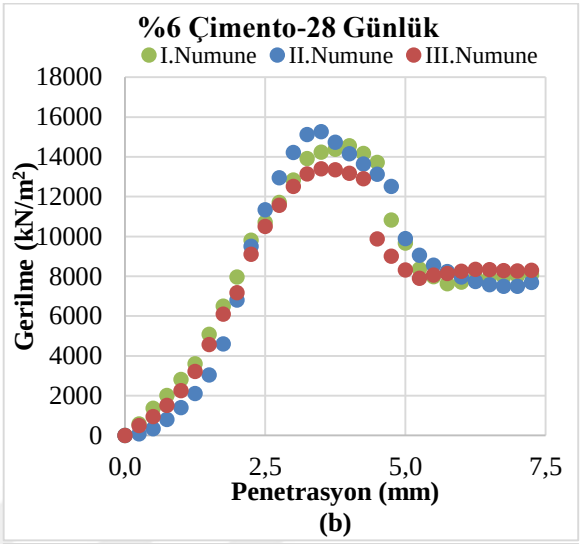


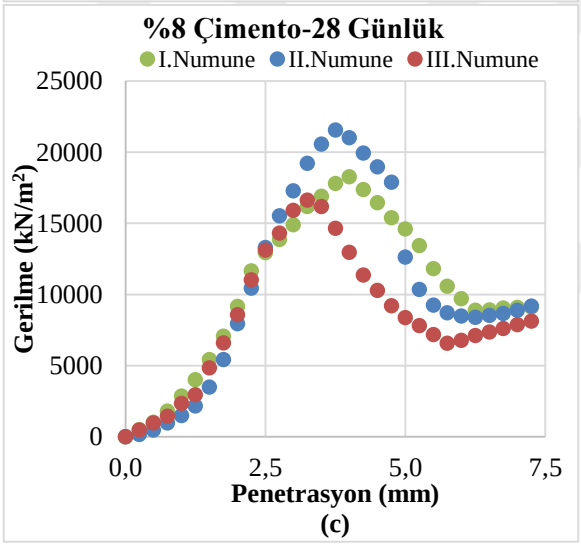


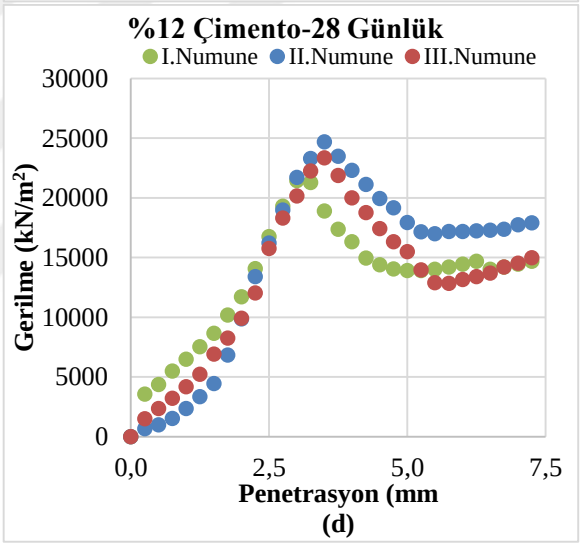


EK 2.8. Çimento katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük

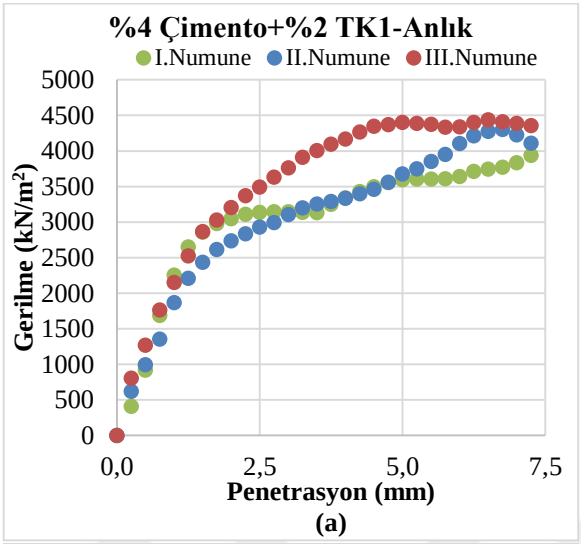


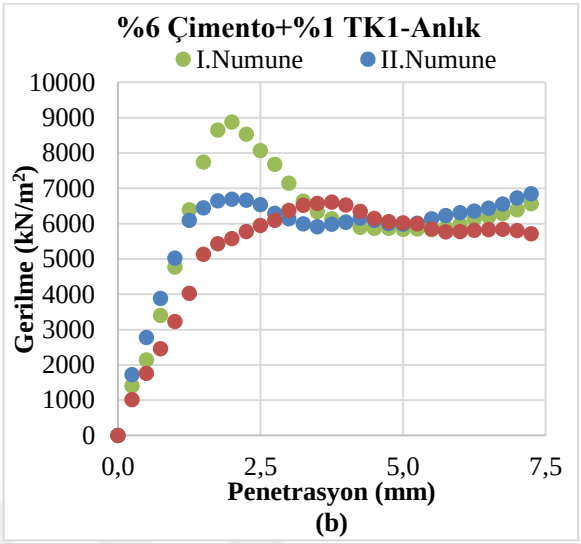


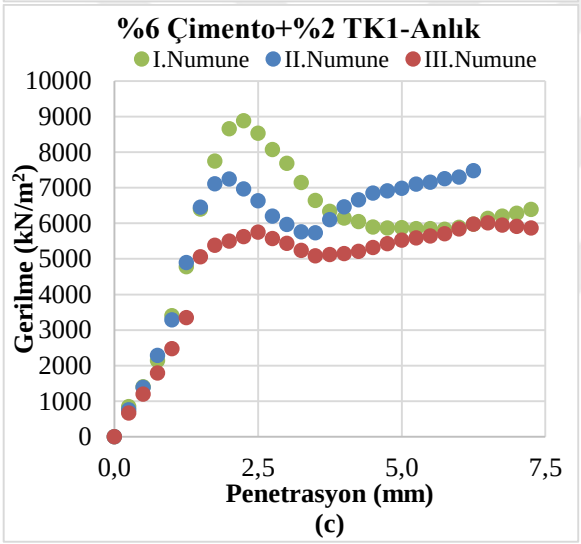


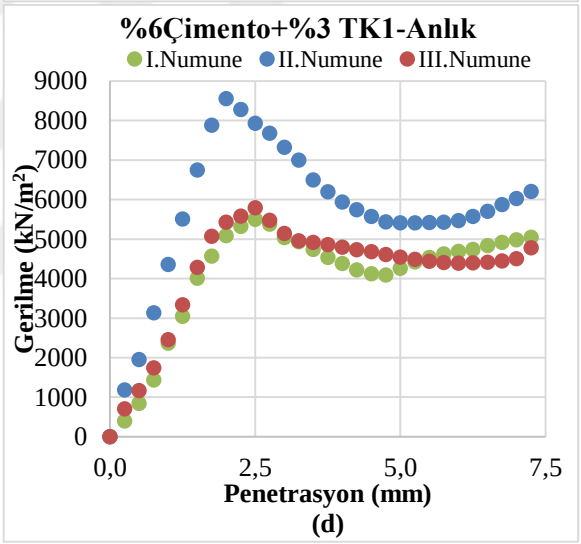


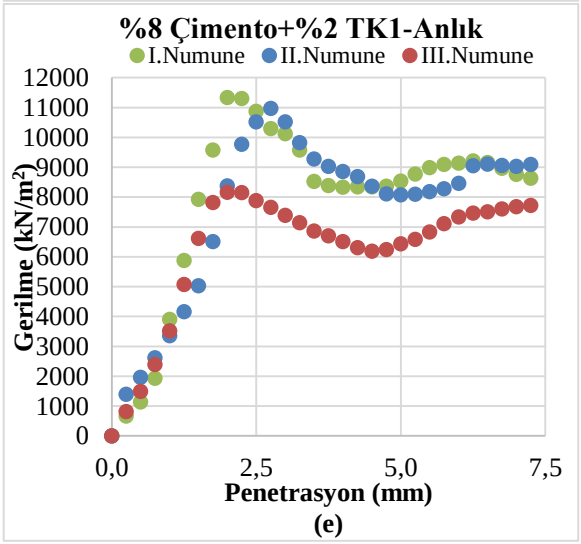
EK 2.9. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık

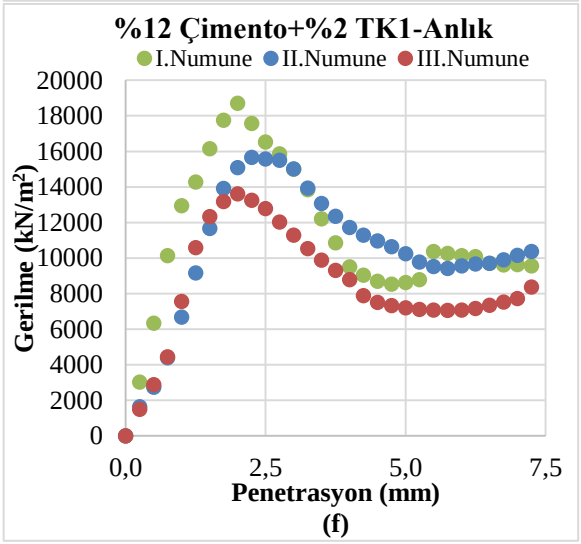




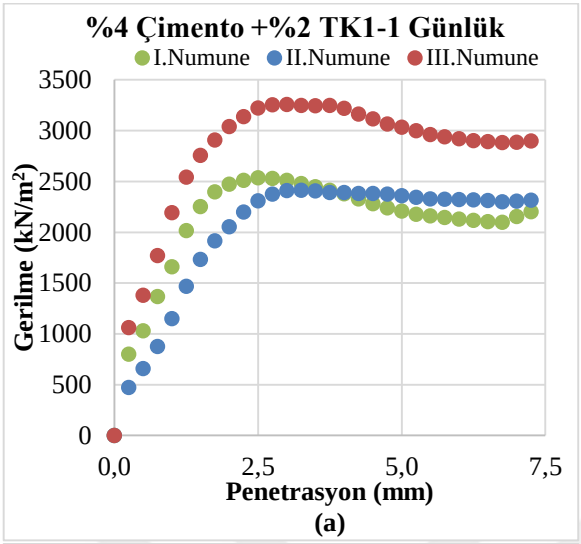


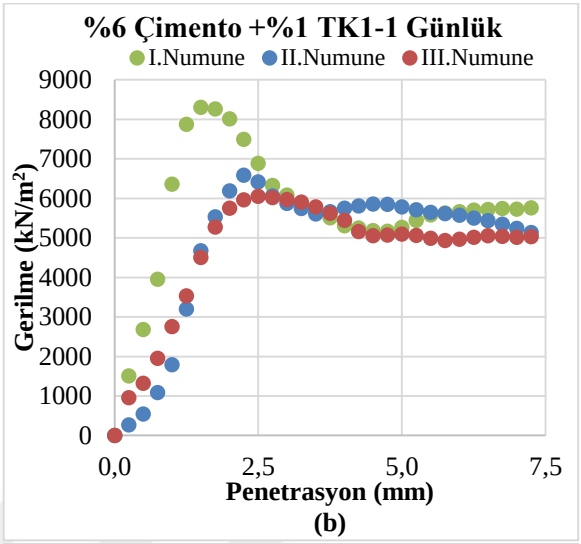


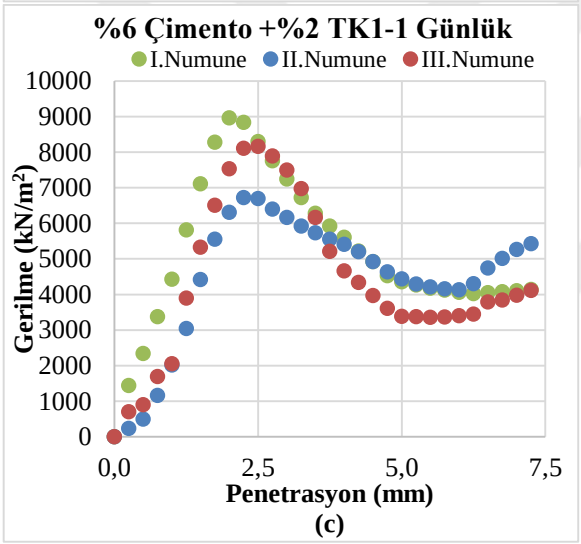


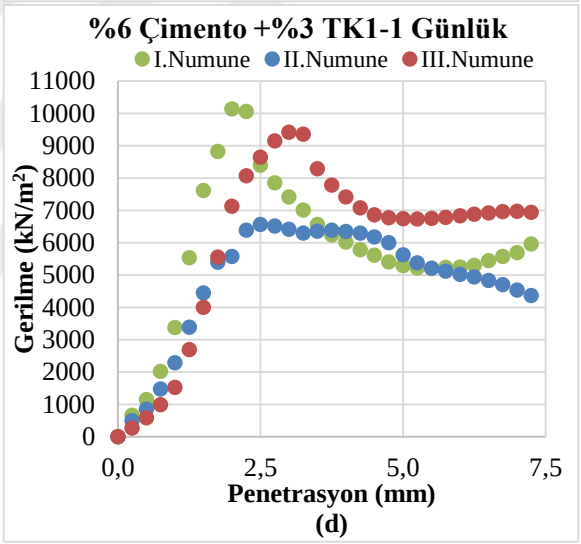


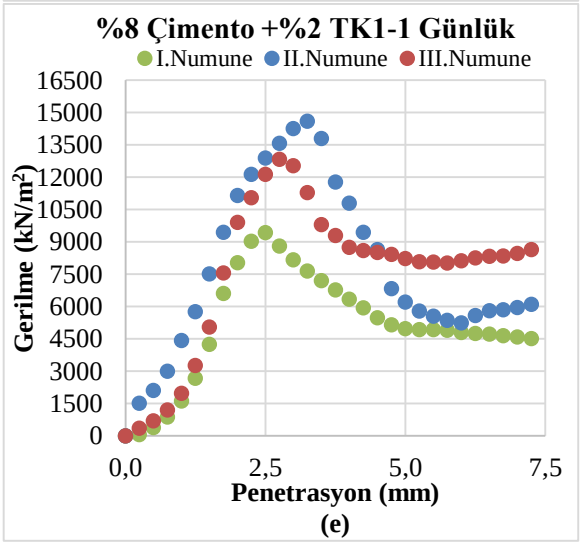
EK 2.10. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük

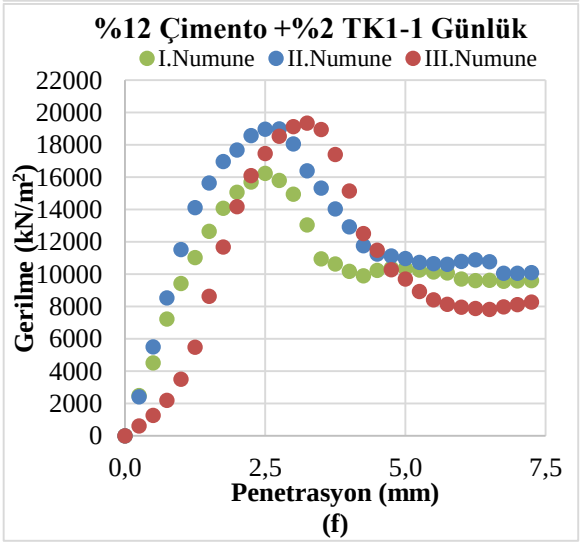




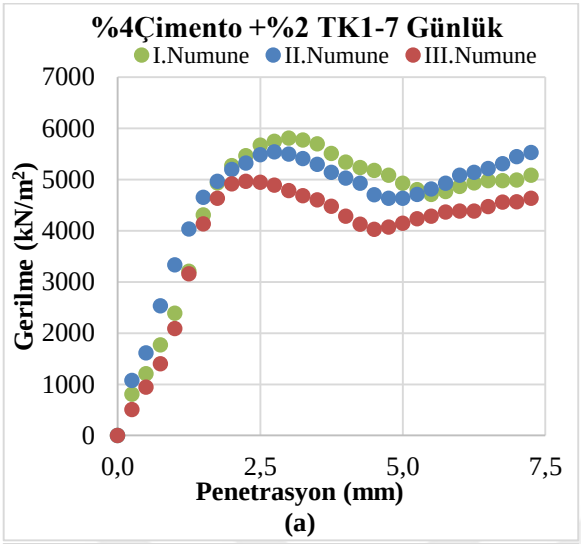


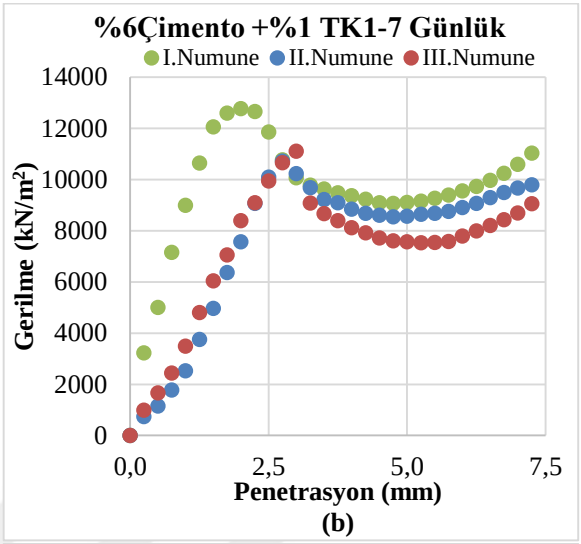


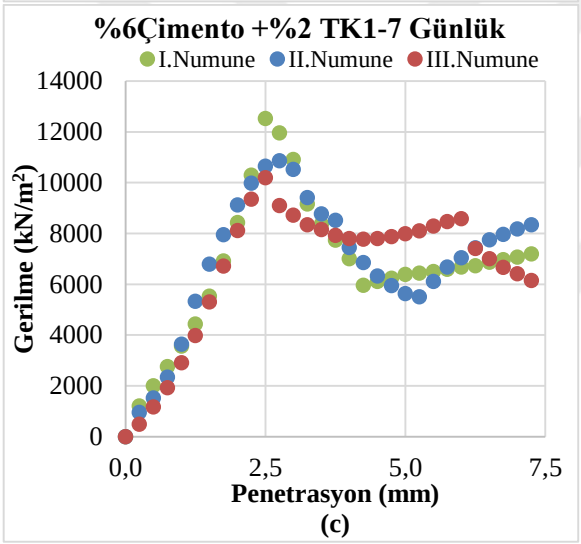


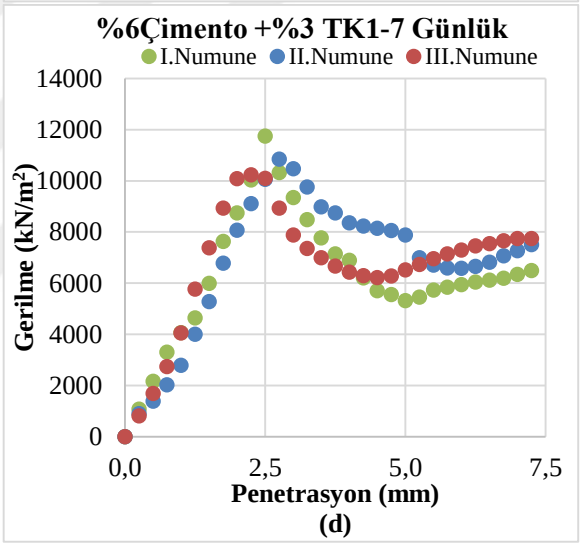


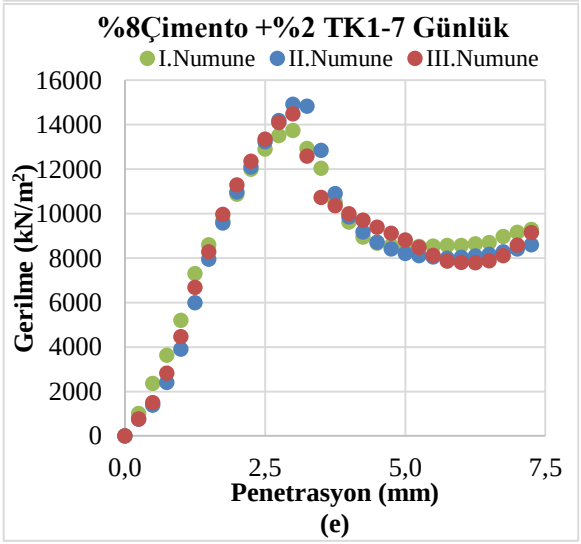
EK 2.11. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük

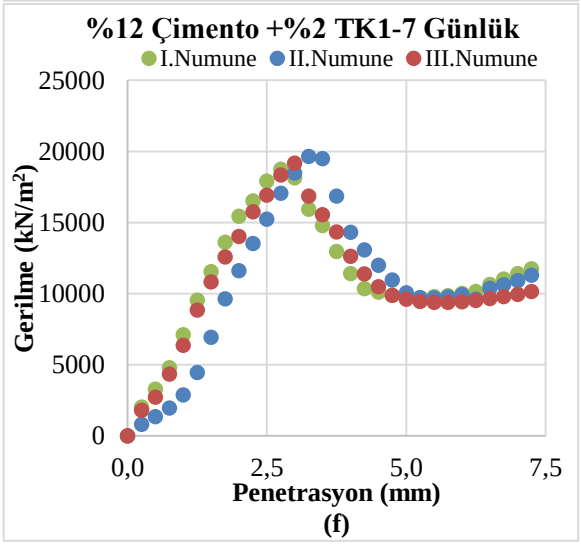




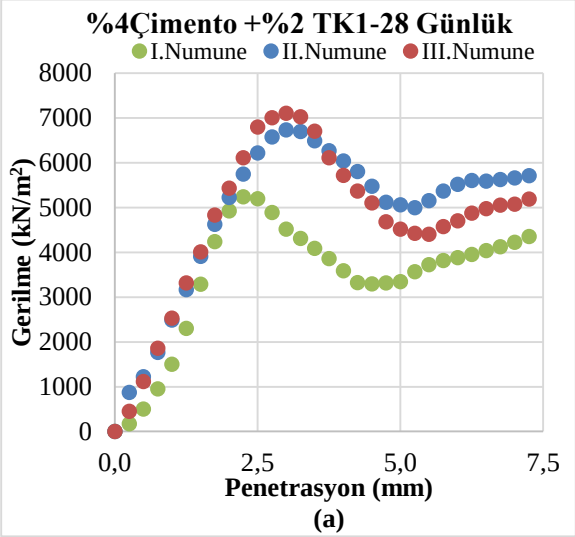


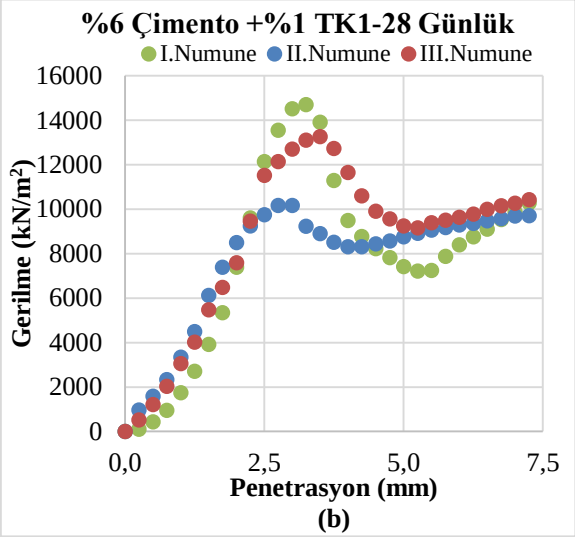


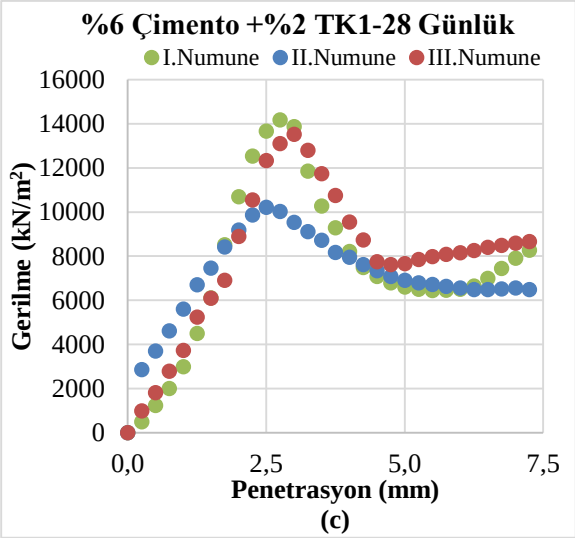


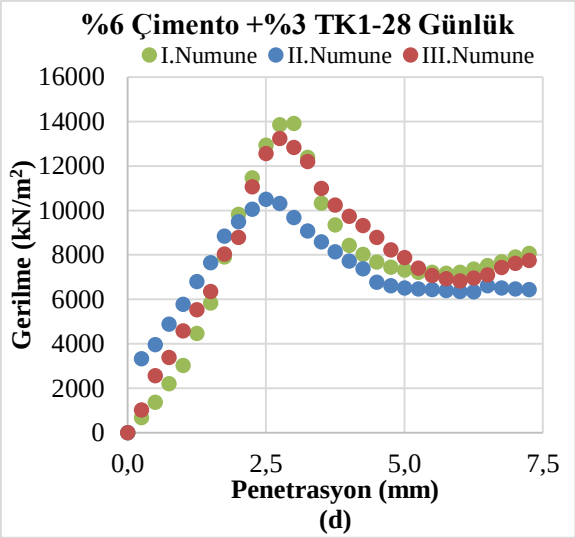


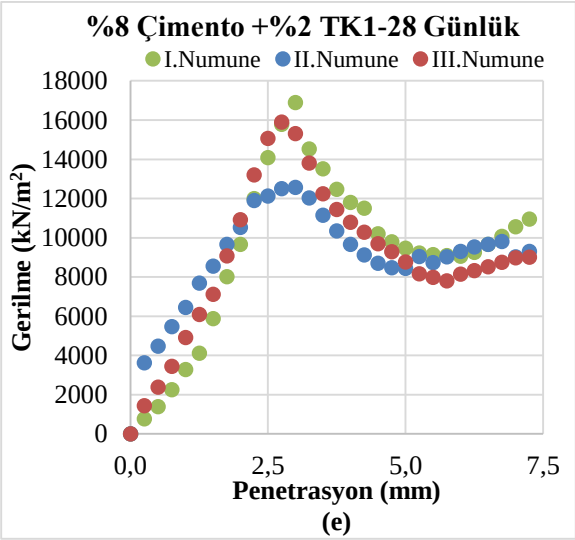
EK 2.12. Çimento+TK1 katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük

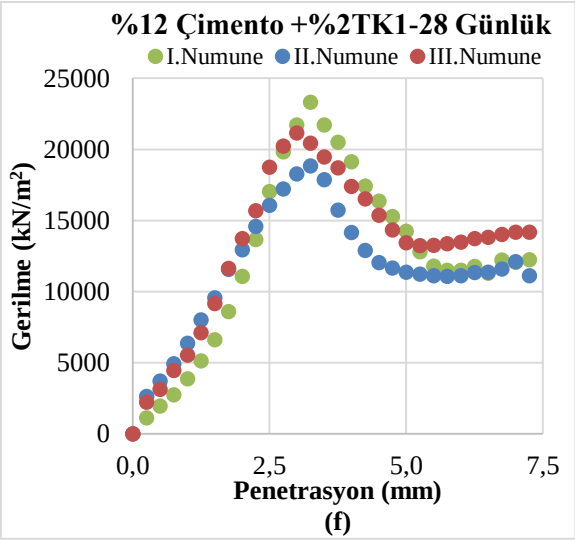




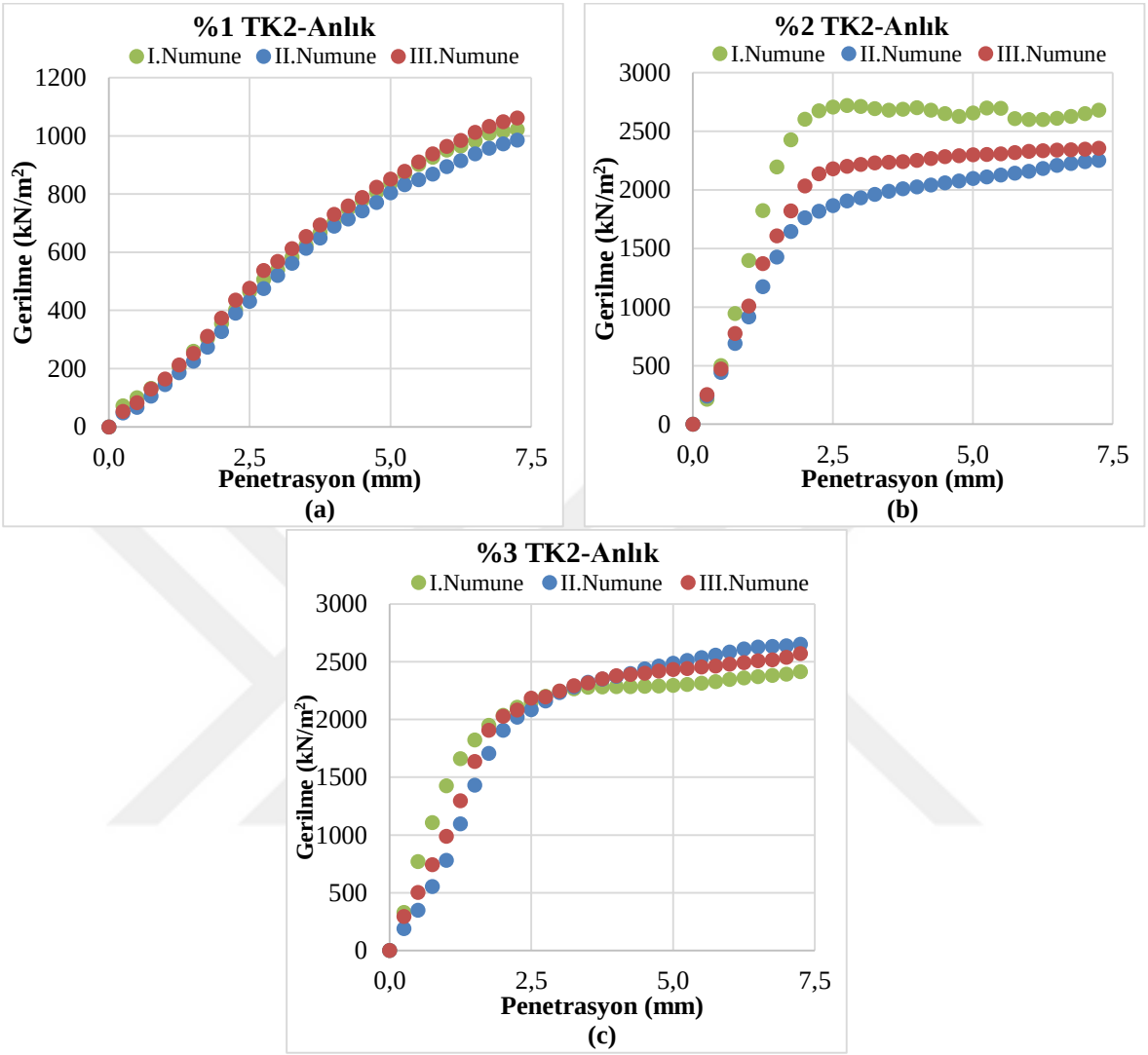




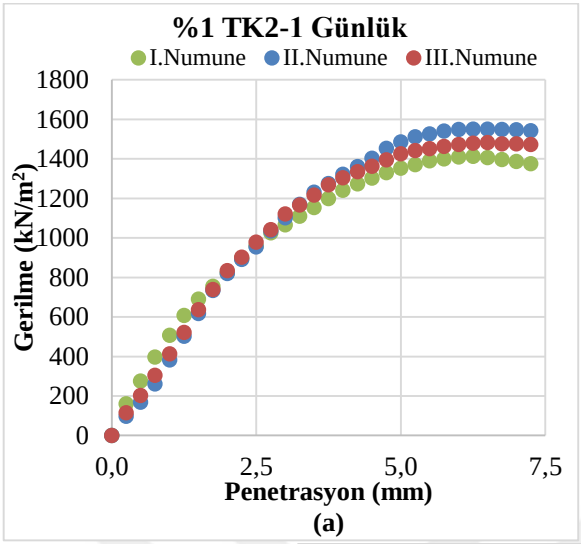




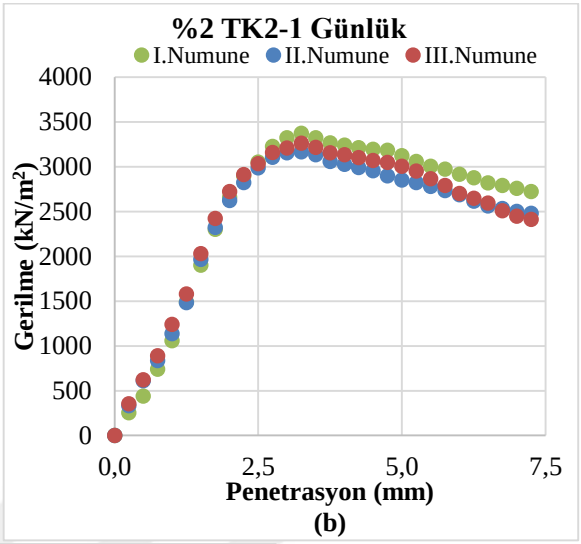
EK 2.13. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-Anlık



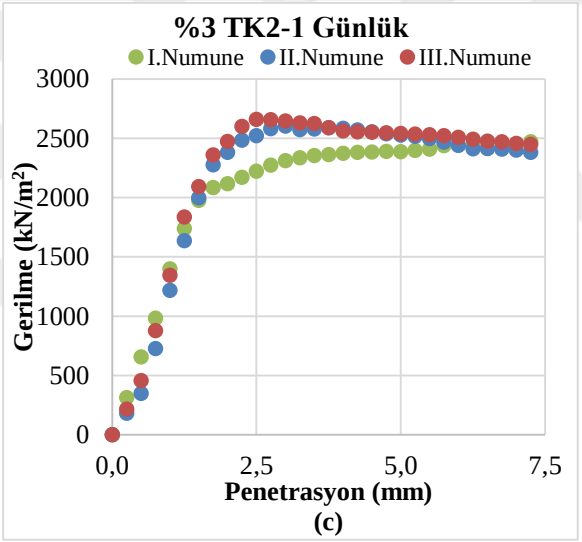
EK 2.14. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-1 Günlük



(a)

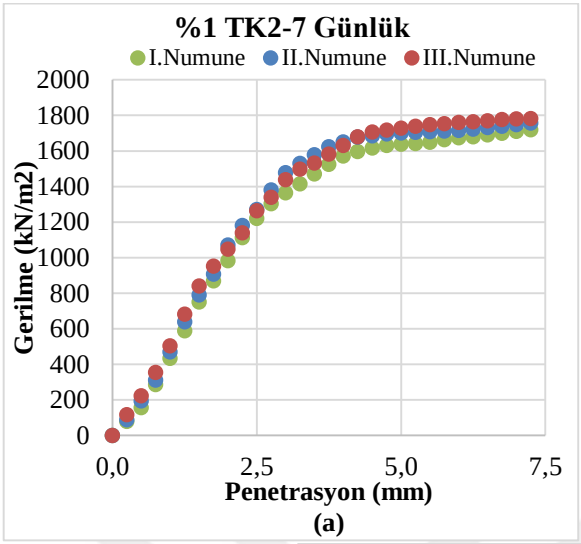


(b)

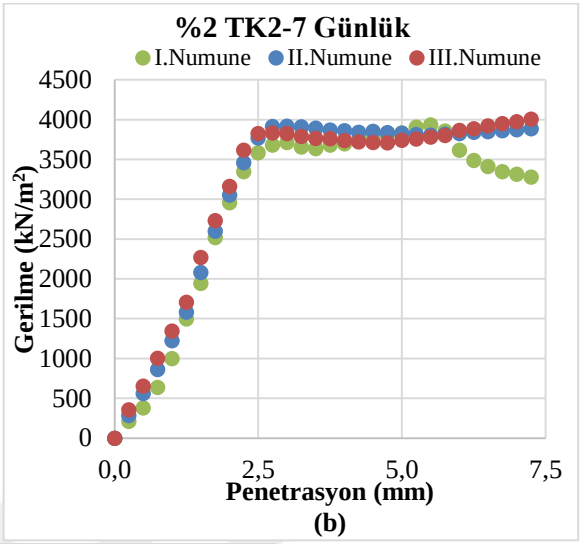


(c)

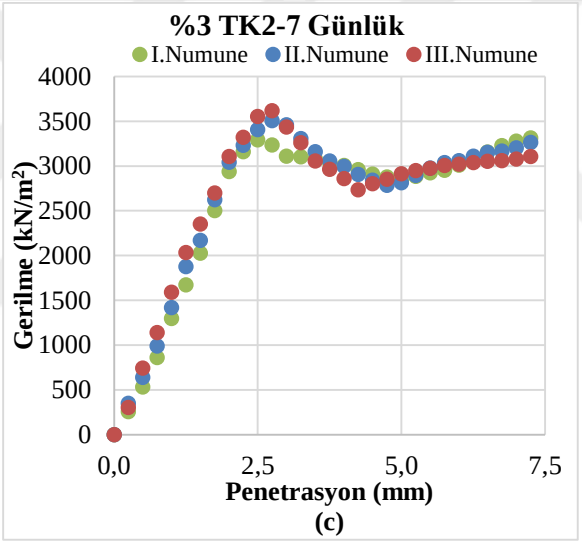
EK 2.15. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-7 Günlük



(a)

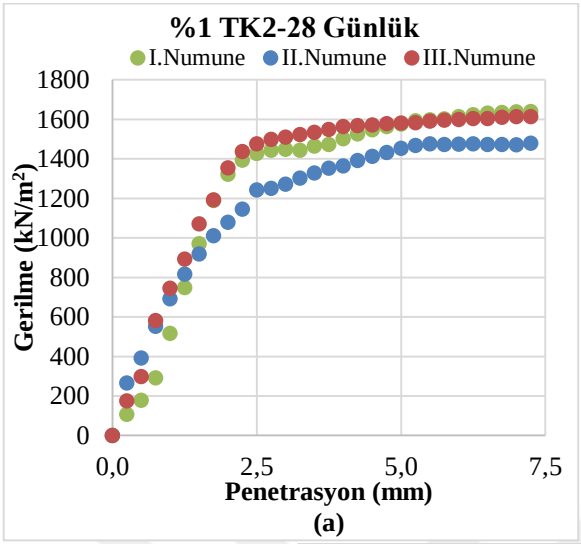


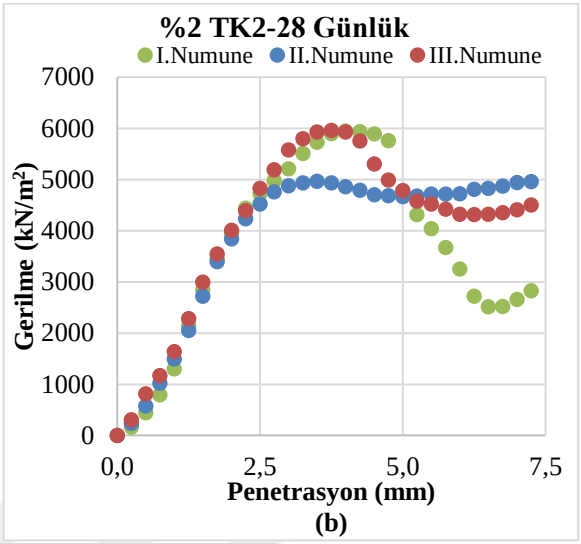
(b)

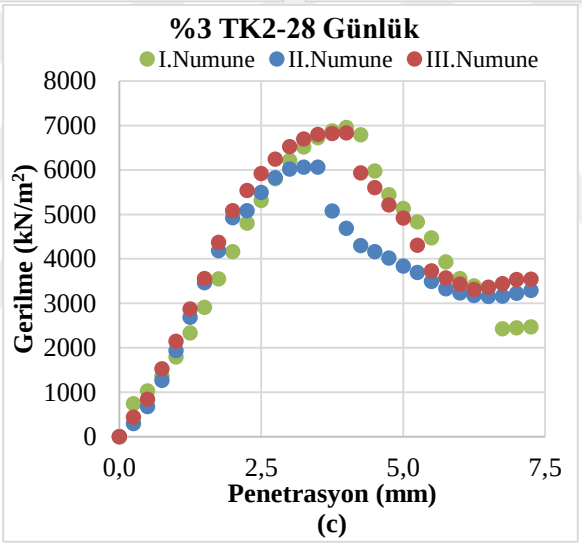


(c)

EK 2.16. TK2 katkılı yaş CBR deney sonuçları-28 Günlük

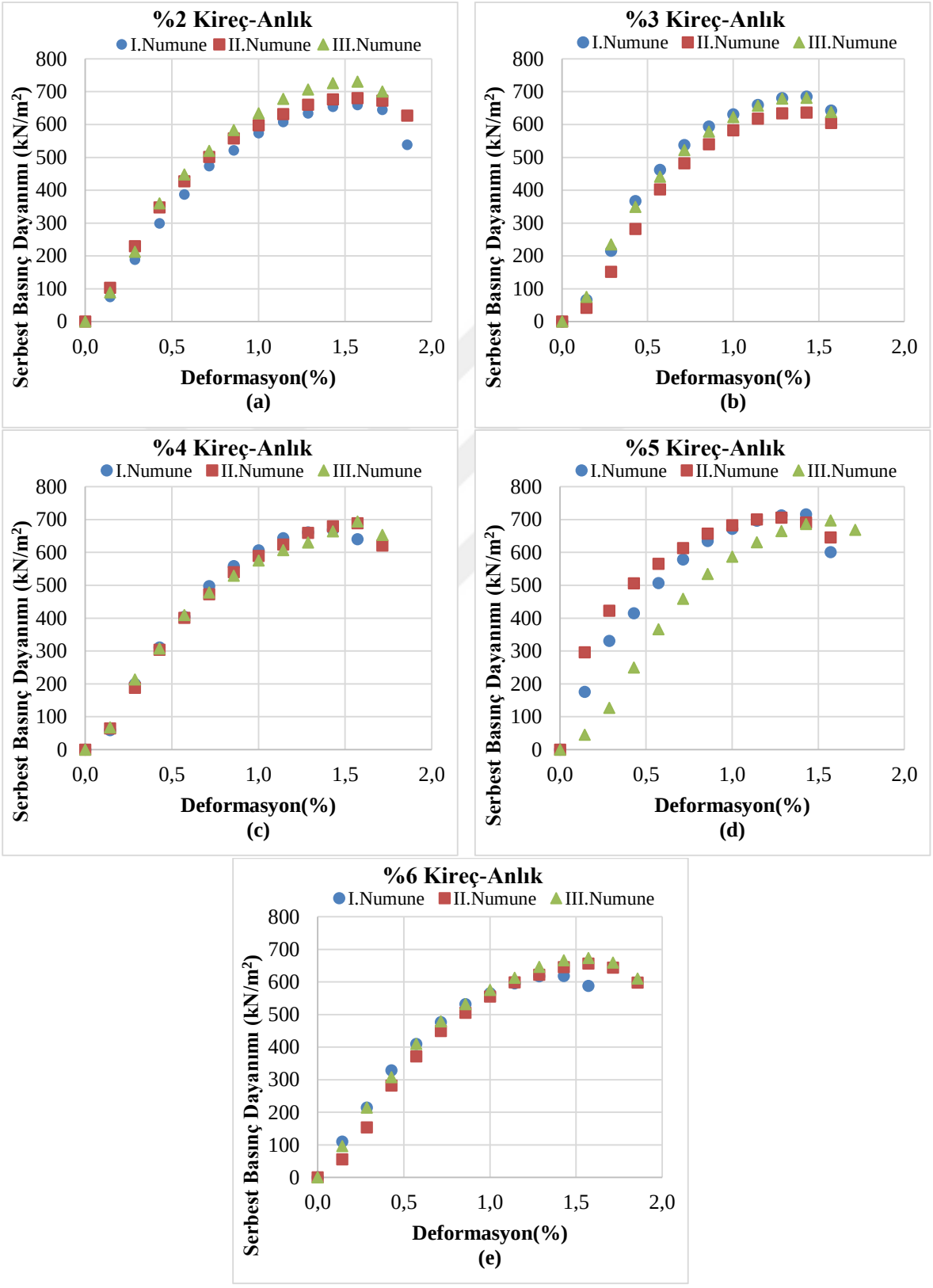




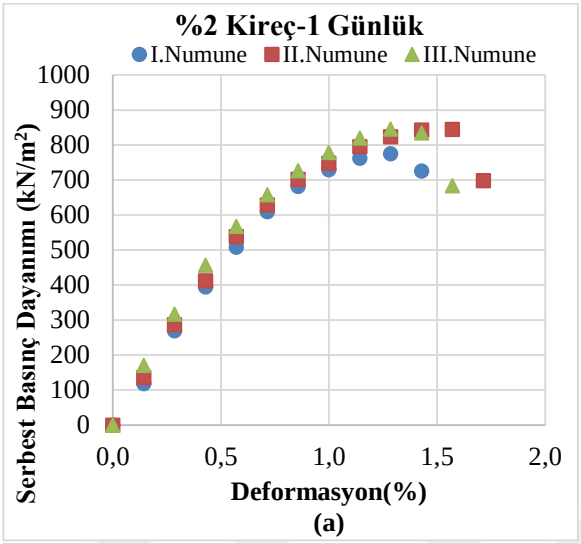


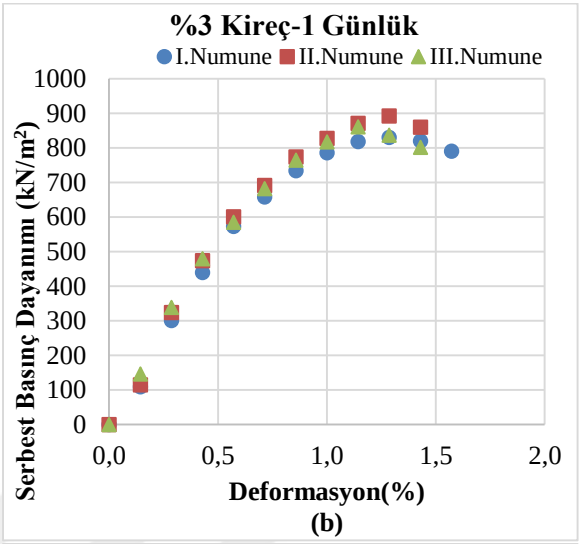
EK 3. Serbest basınç dayanımı deney sonuçları

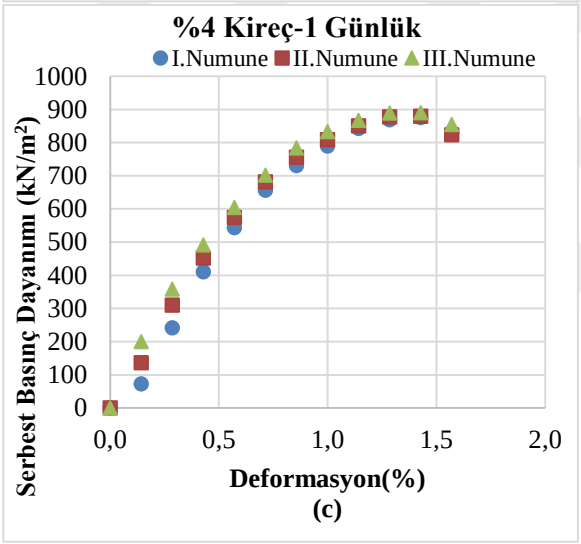
EK 3.1. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık

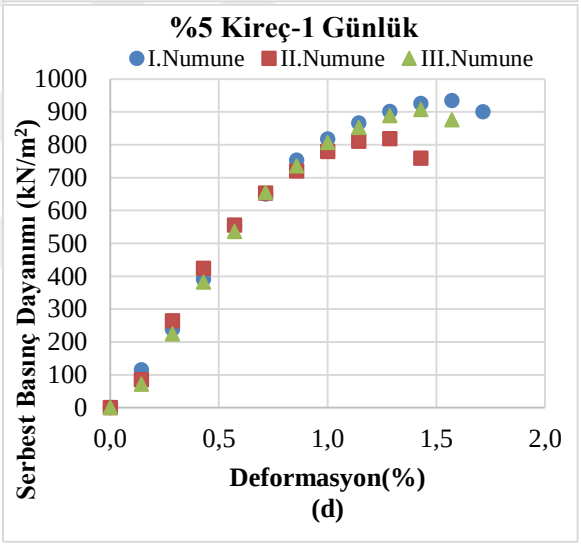


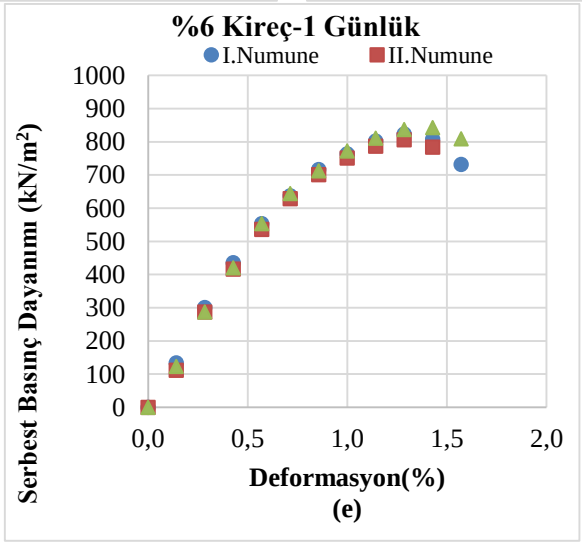
EK 3.2. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük



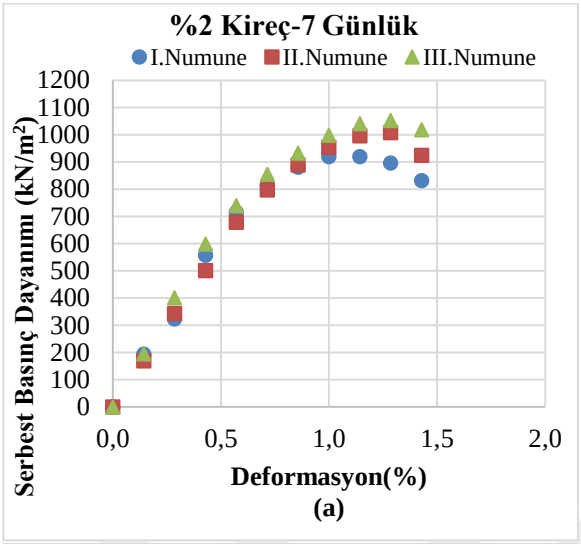


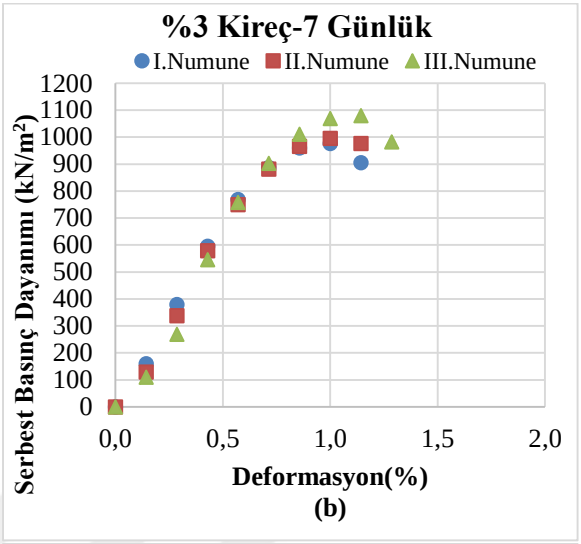


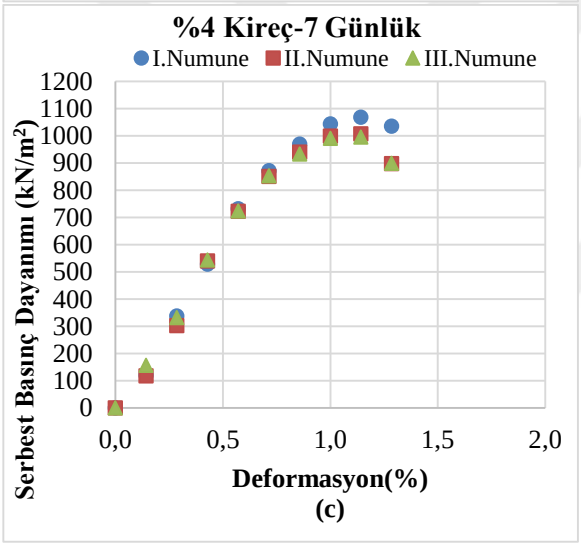


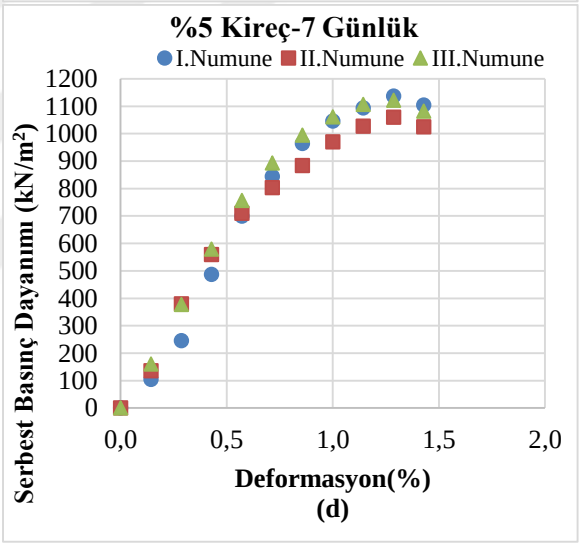


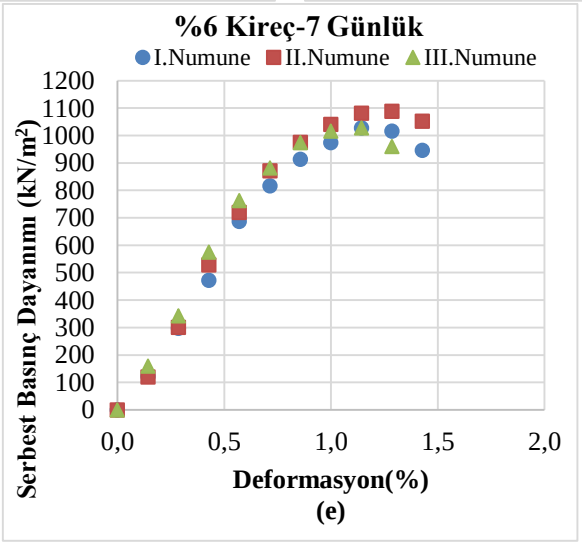
EK 3.3. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük



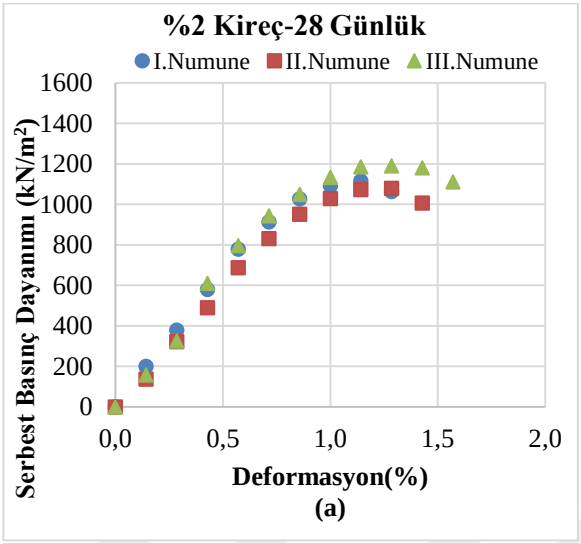


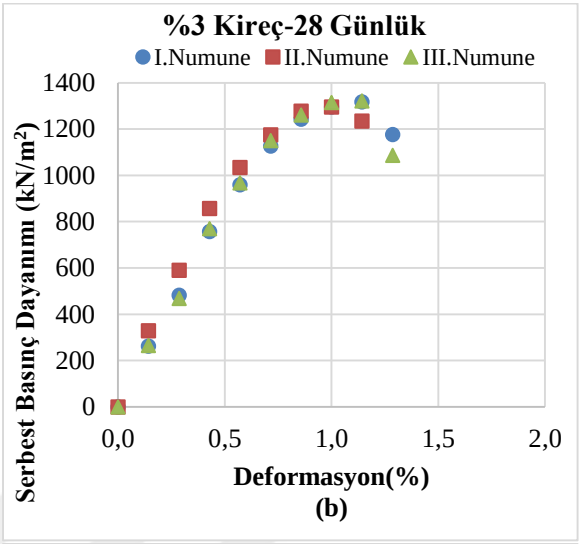


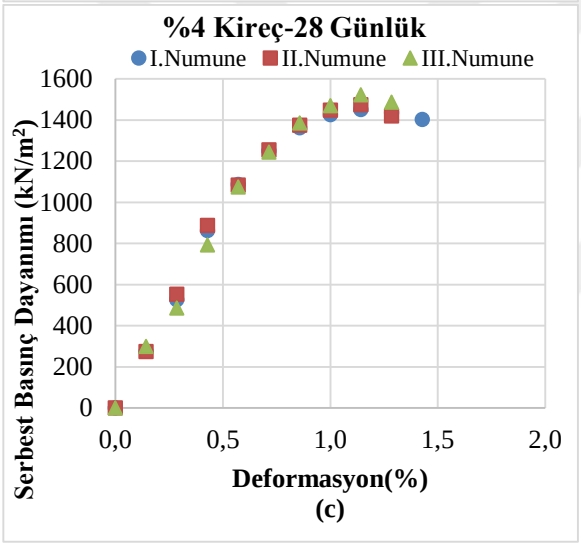


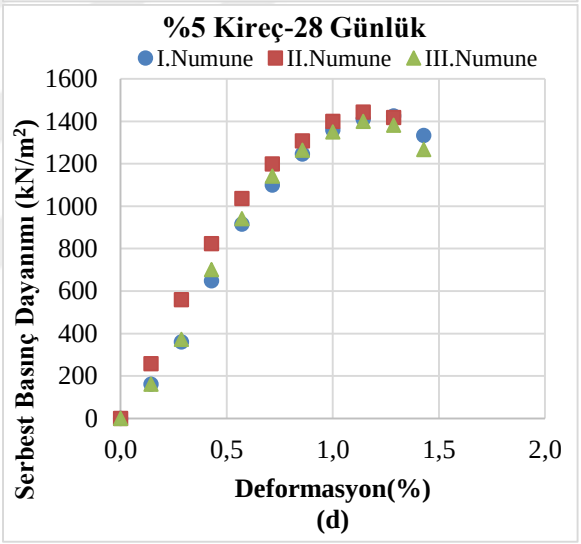


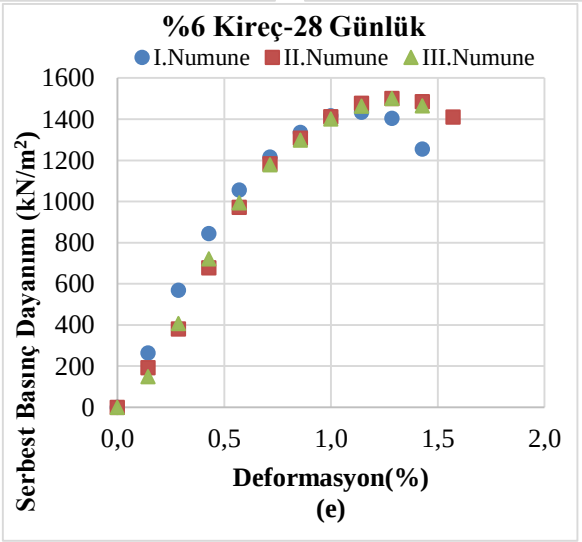
EK 3.4. Kireç katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük



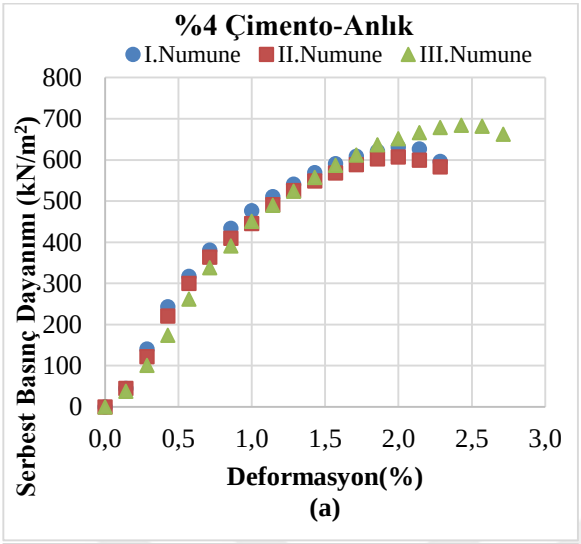


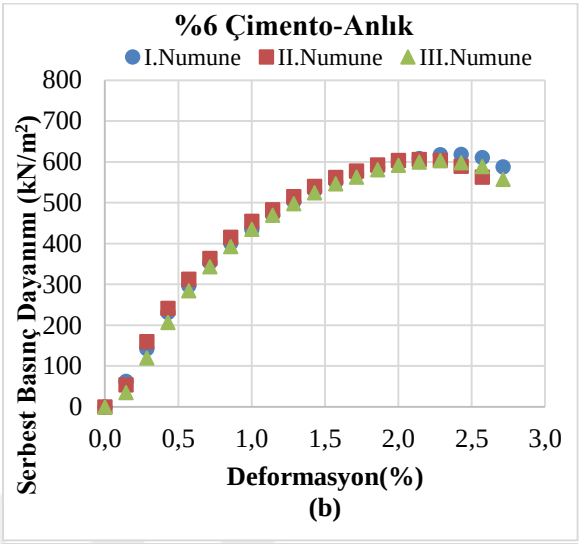


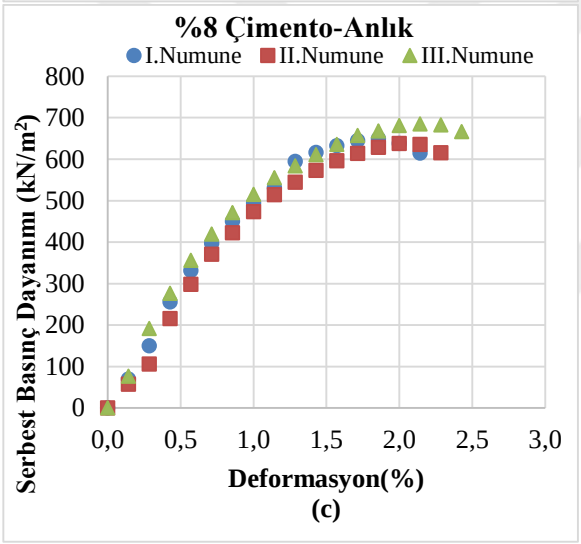


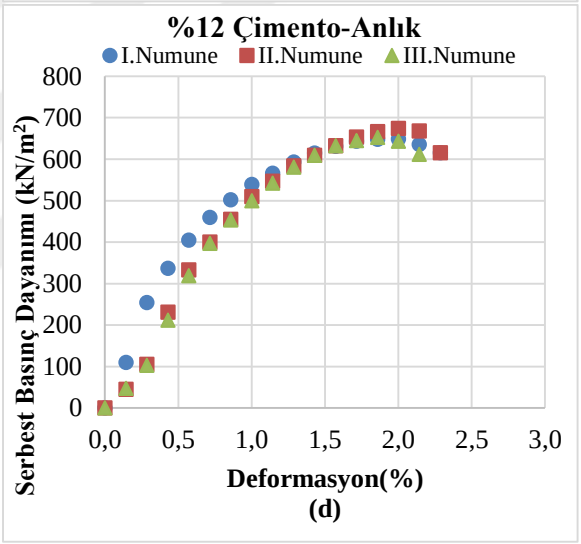


EK 3.5. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık

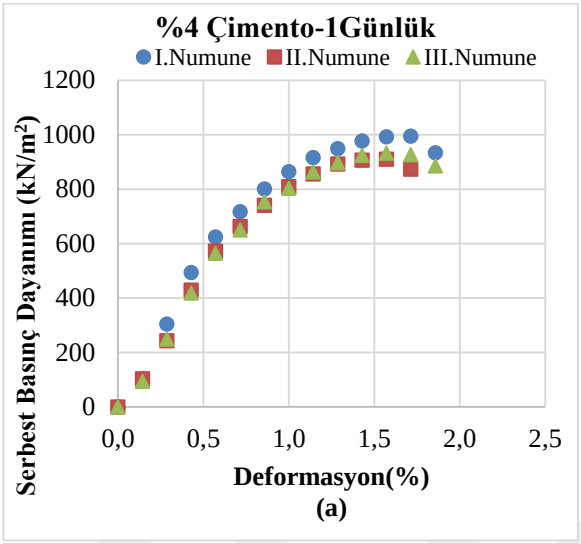


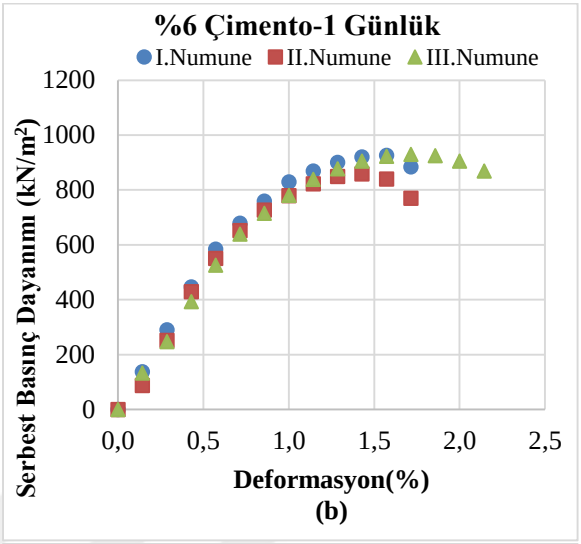


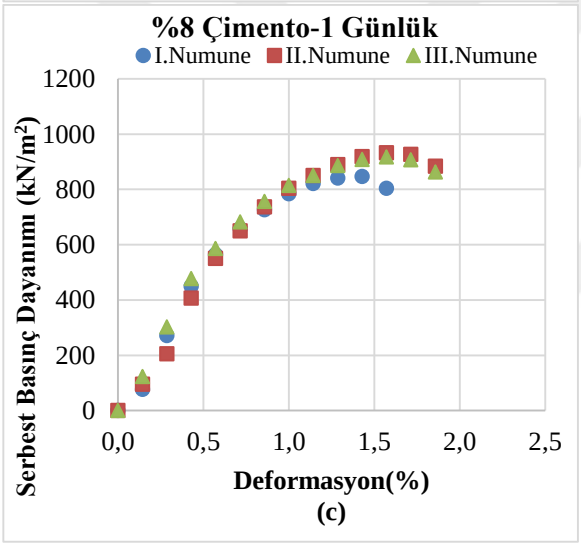


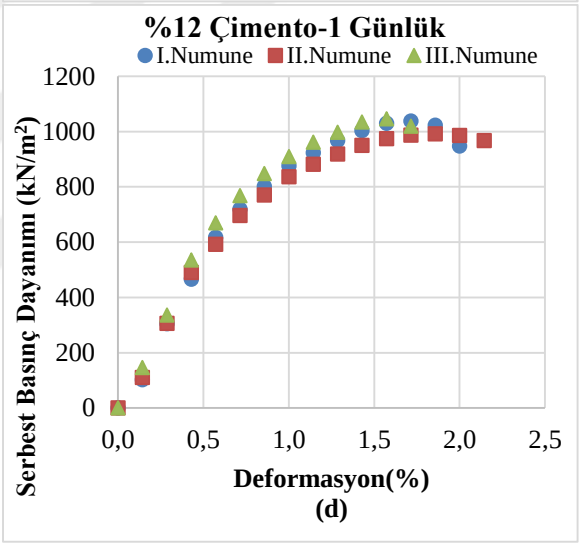


EK 3.6. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük

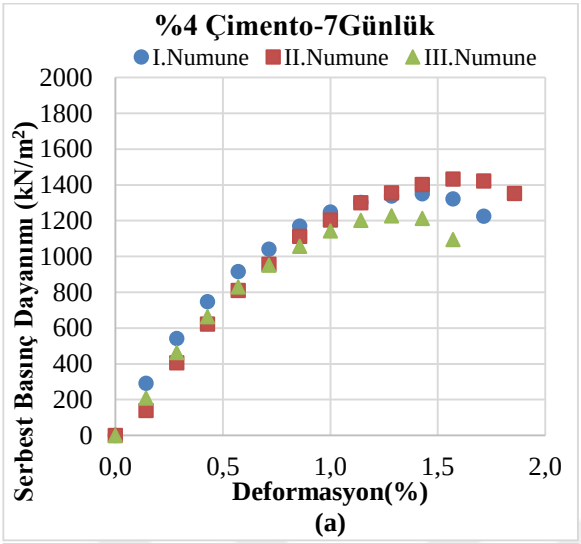


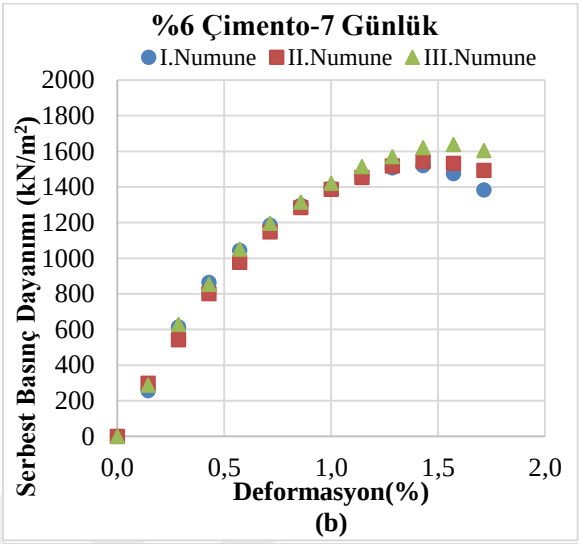


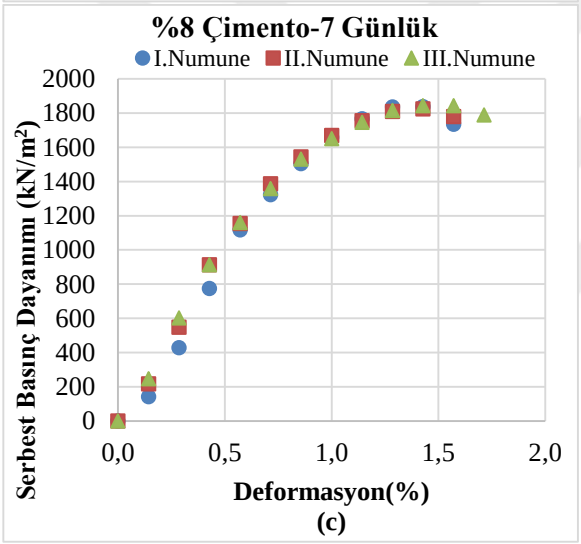


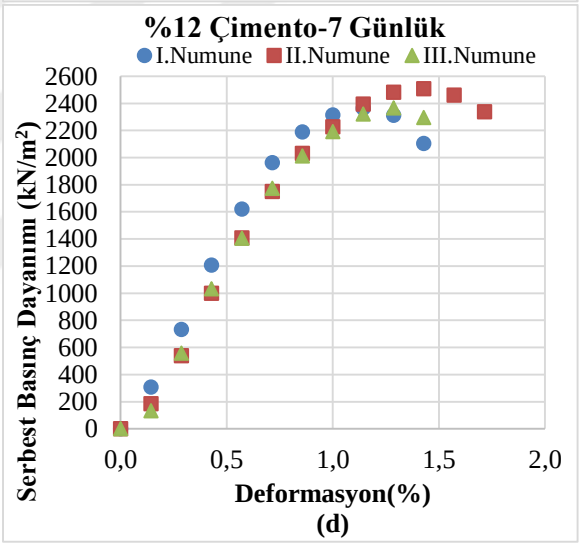


EK 3.7. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük

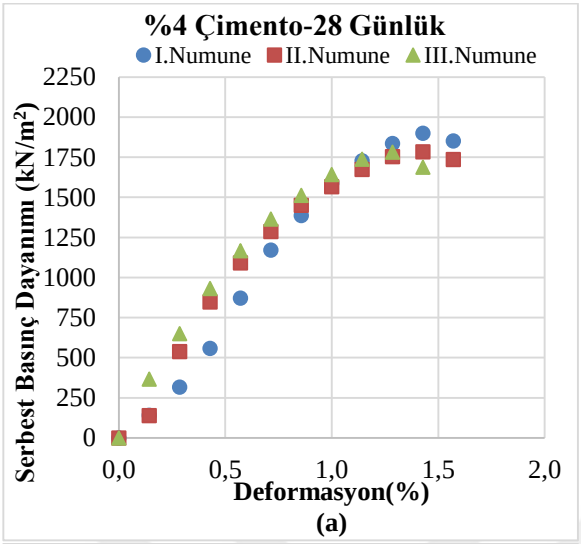


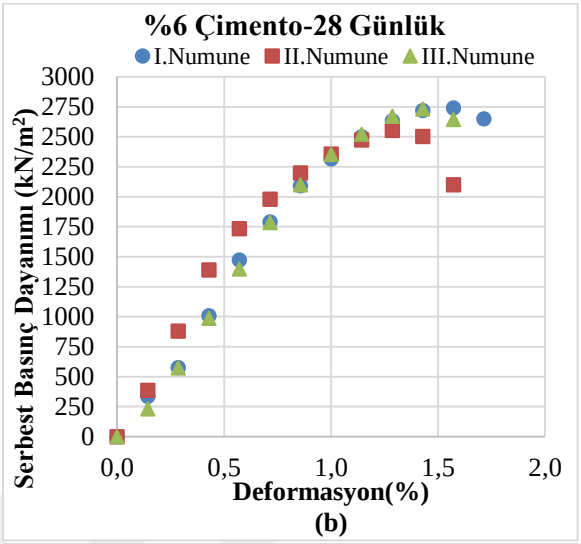


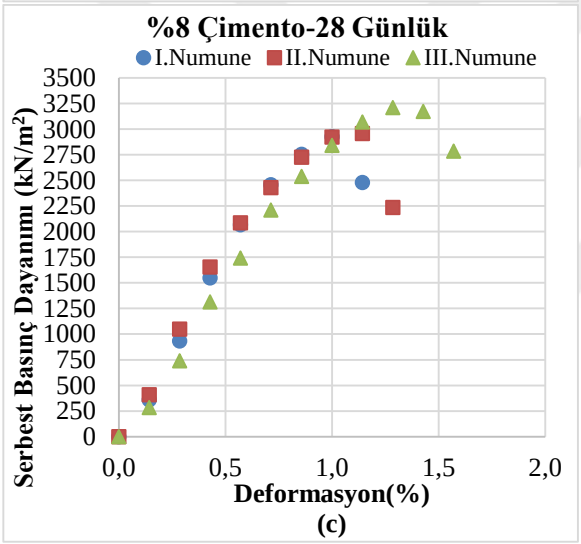


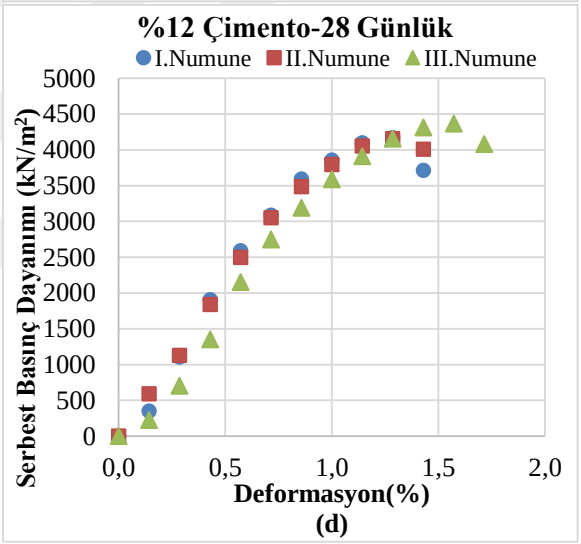


EK 3.8. Çimento katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük

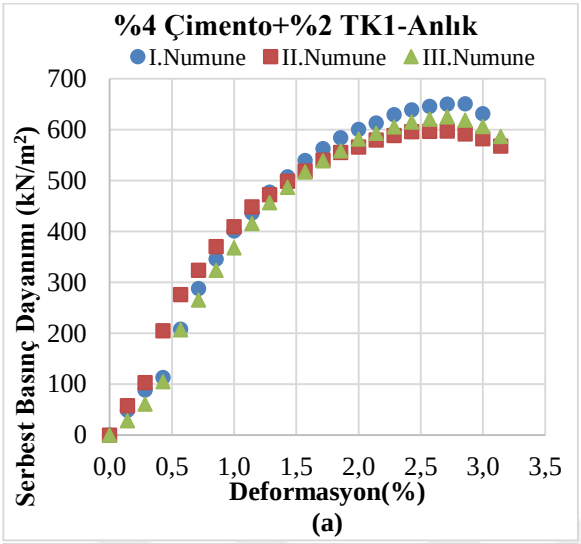


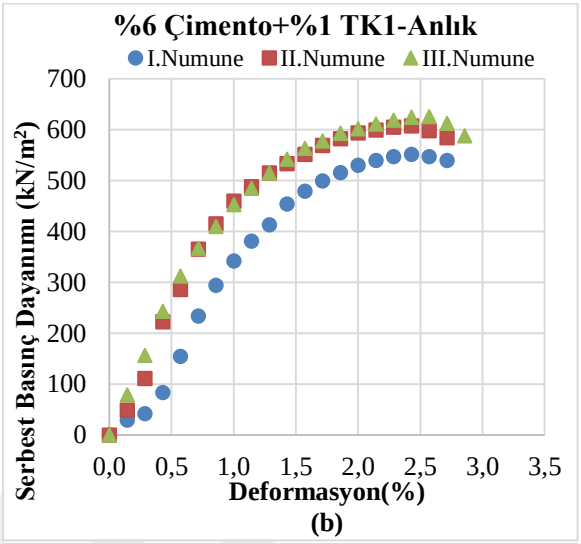


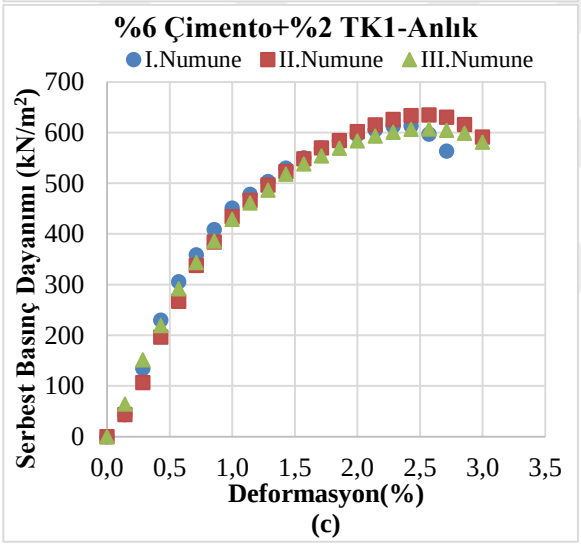


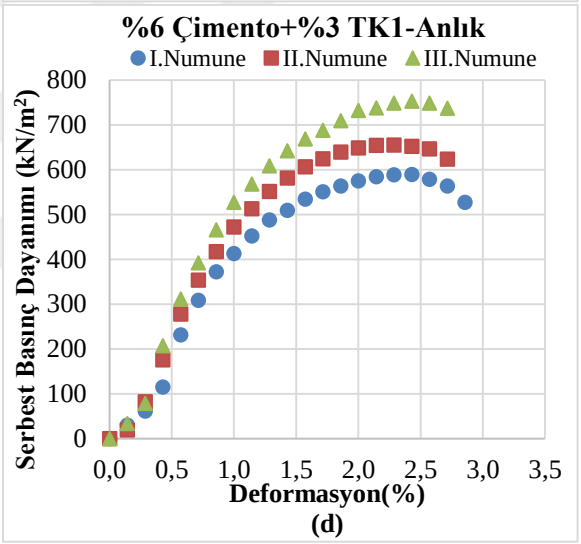


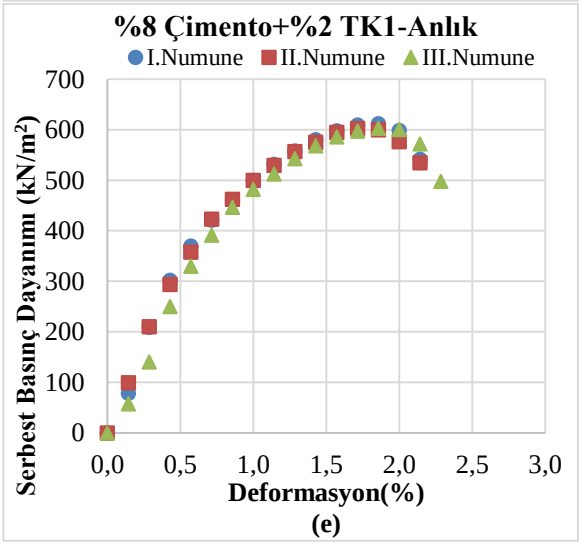
EK 3.9. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık

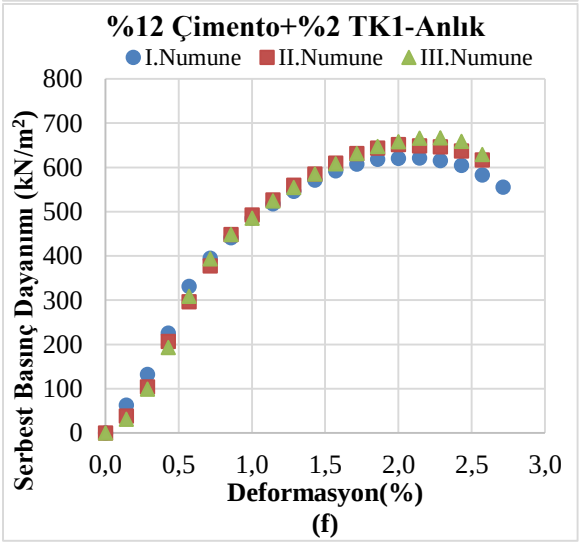




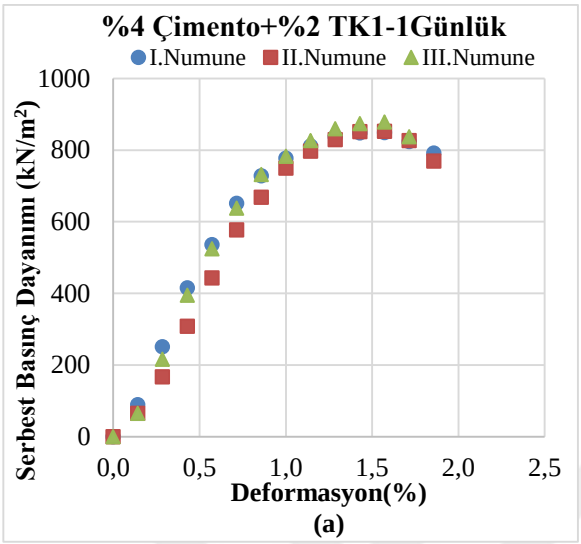


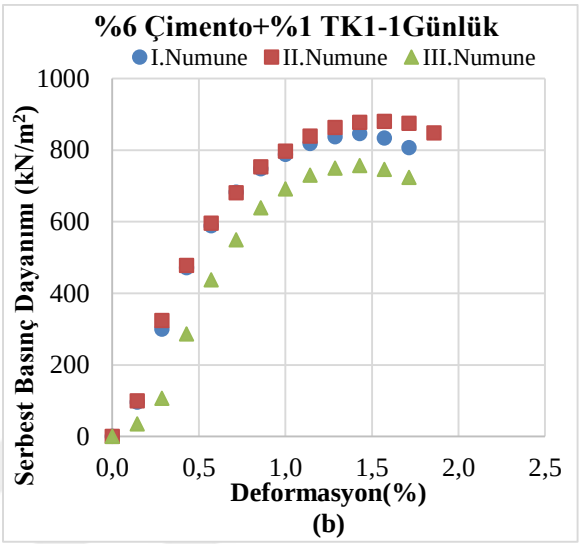


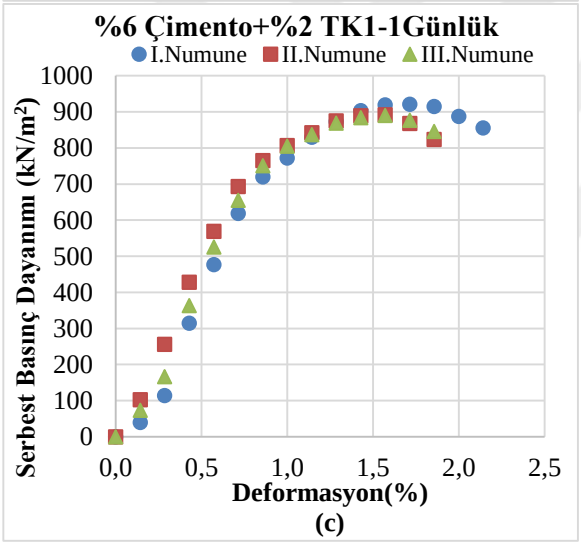


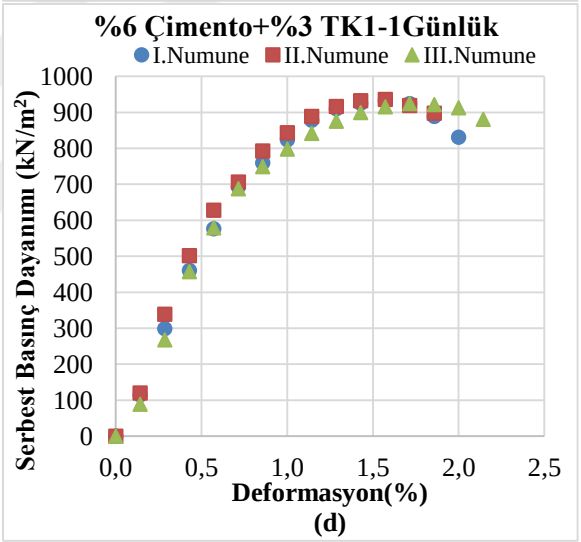


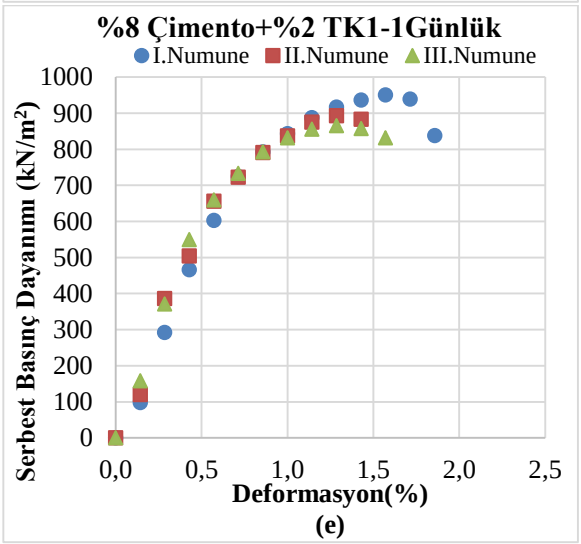
EK 3.10. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük

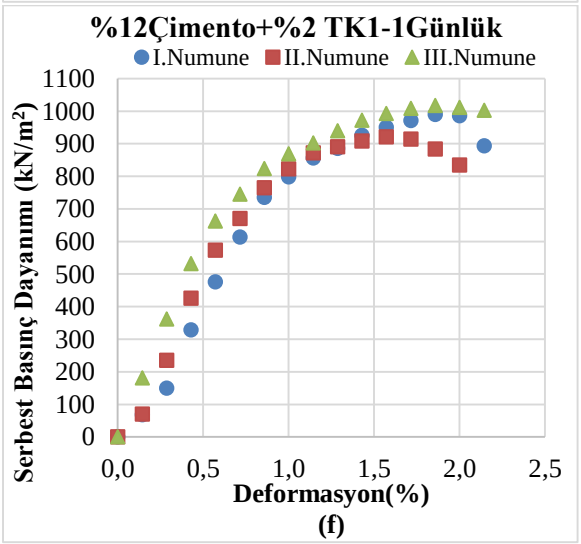




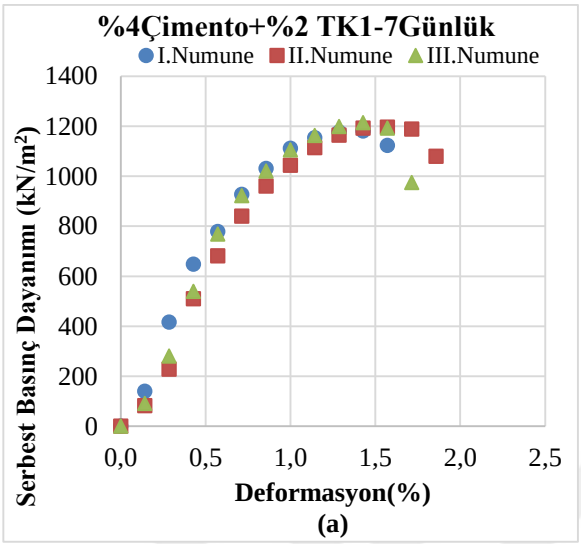


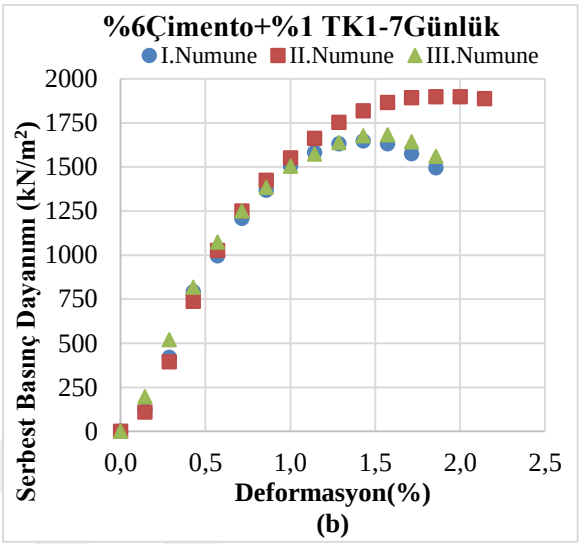


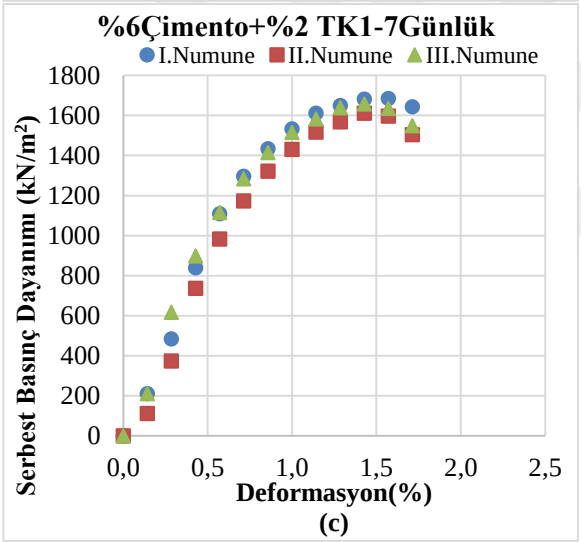


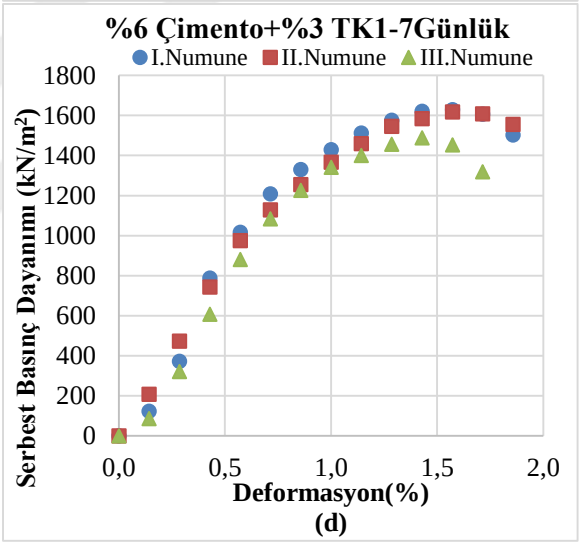


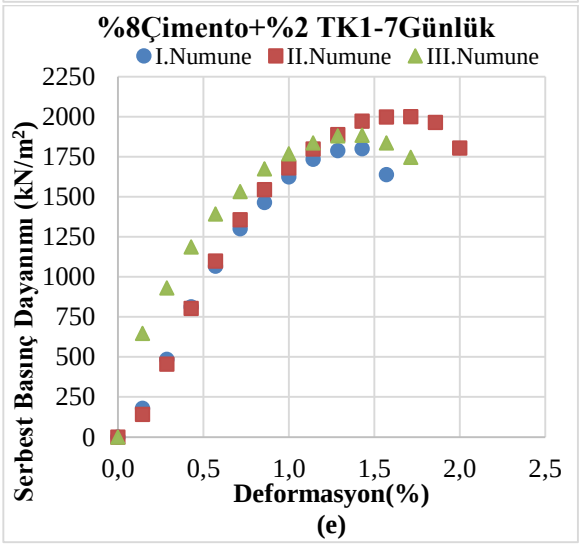
EK 3.11. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük

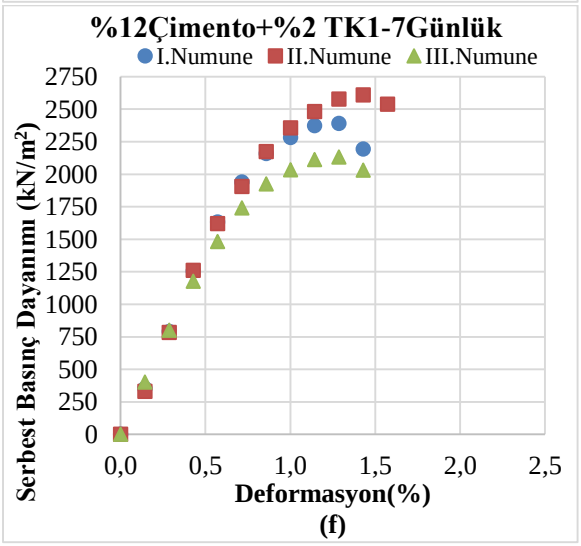




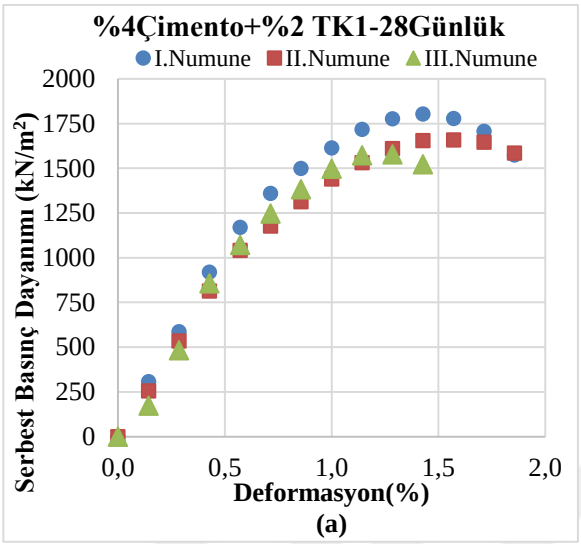


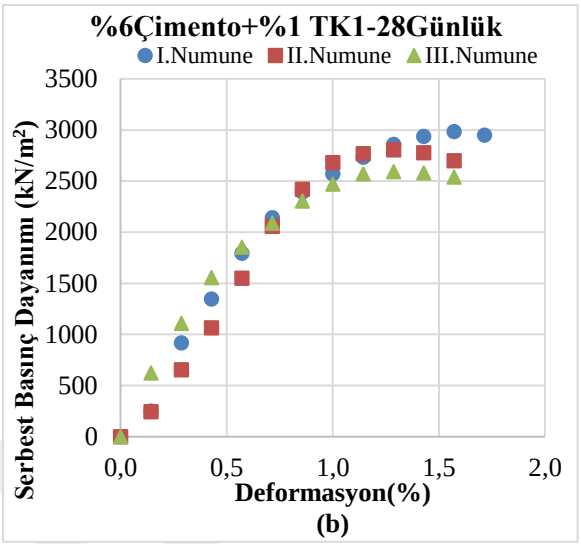


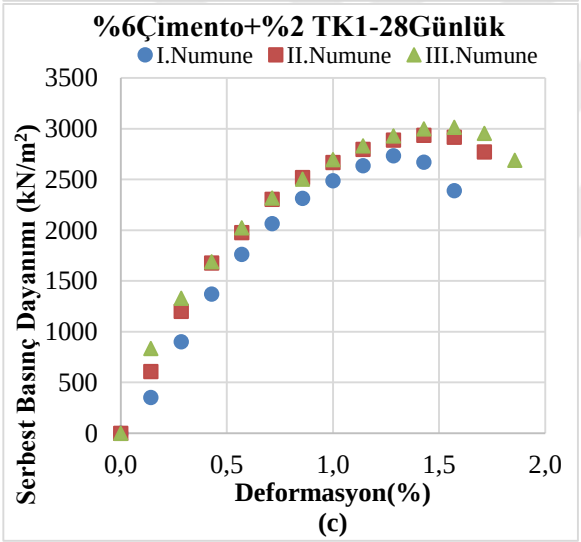


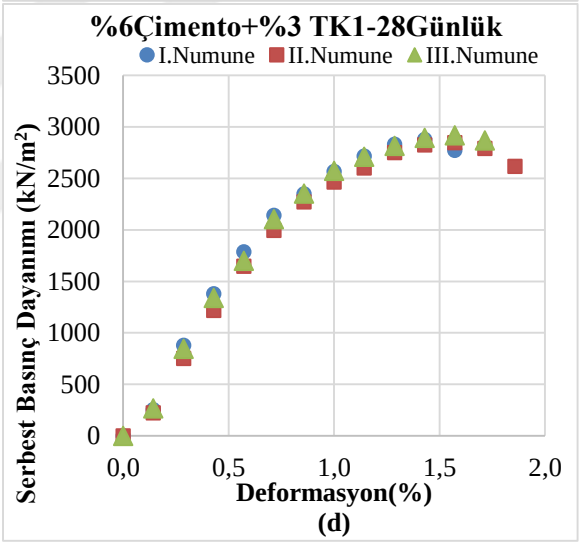


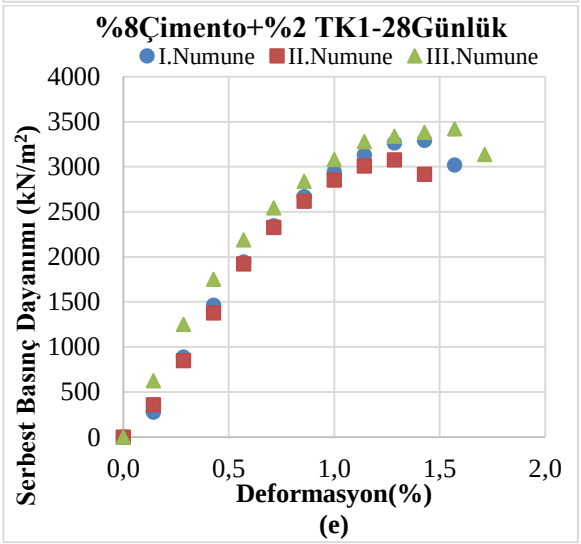
EK 3.12. Çimento+TK1 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük

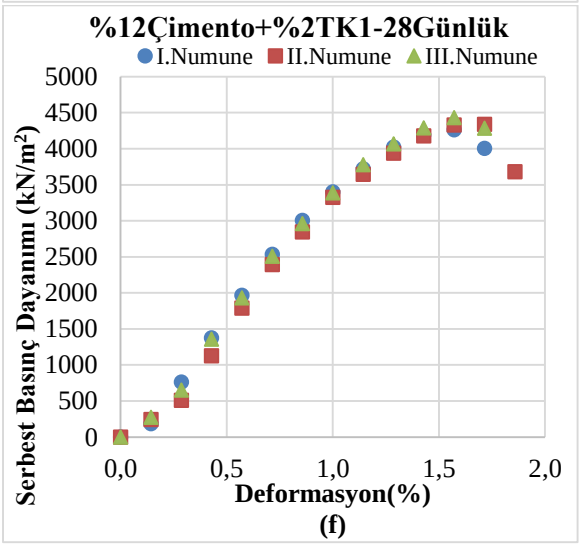




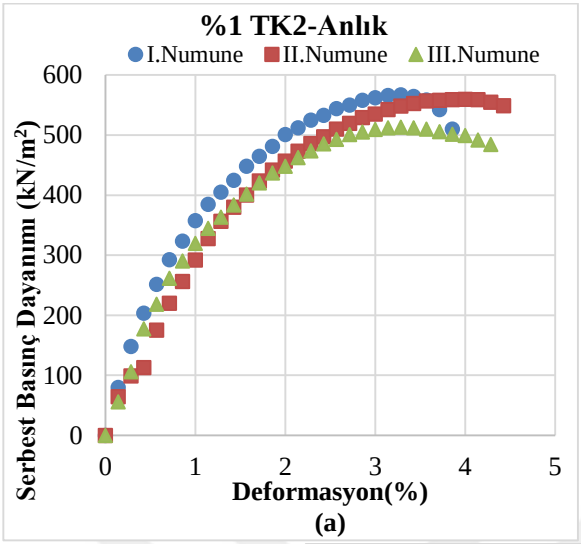


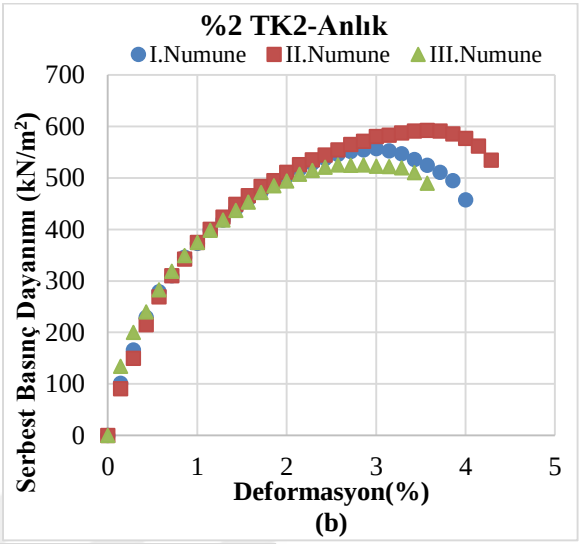


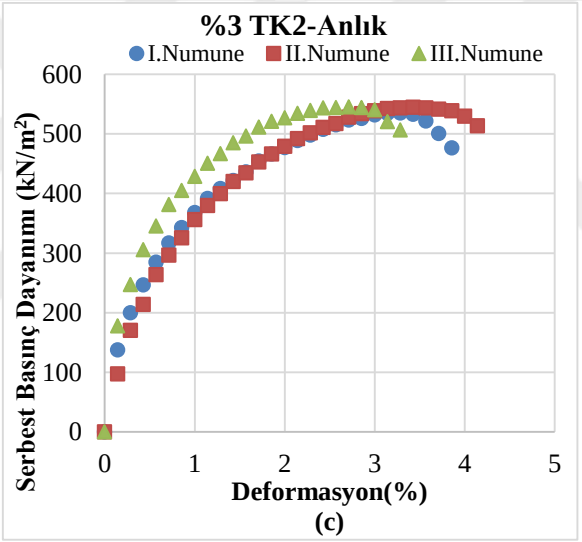




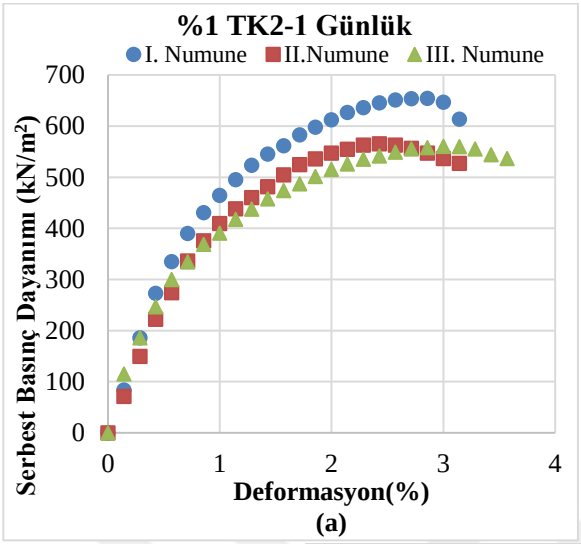
EK 3.13. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-Anlık

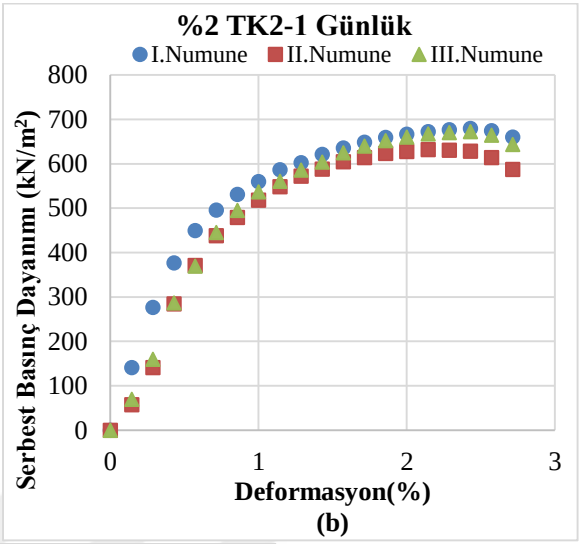


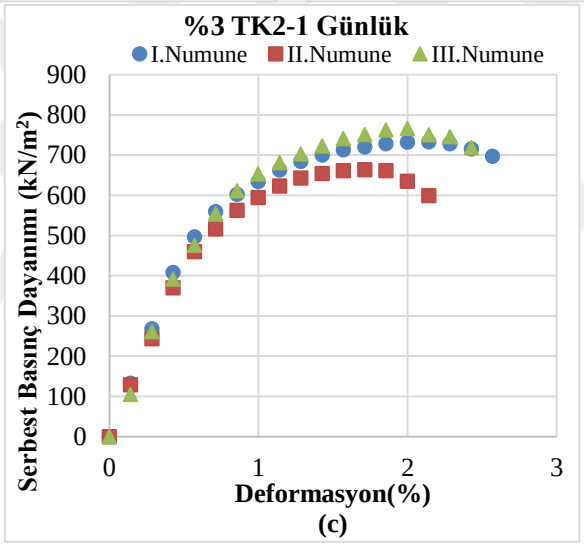




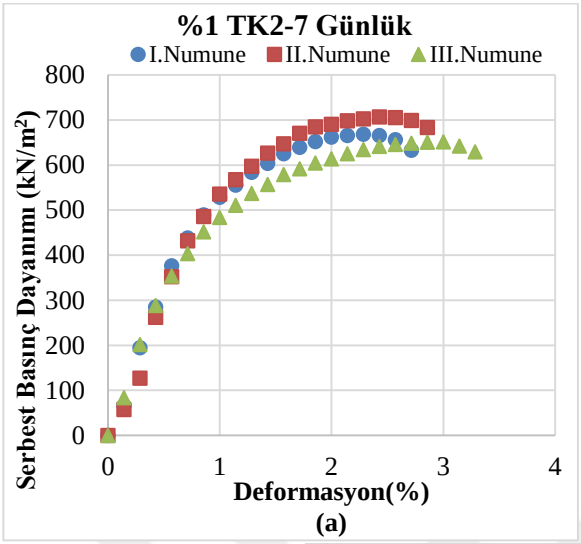
EK 3.14. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-1 Günlük

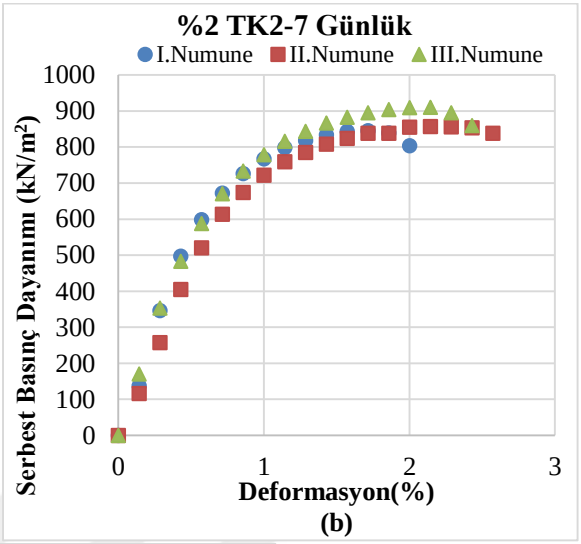


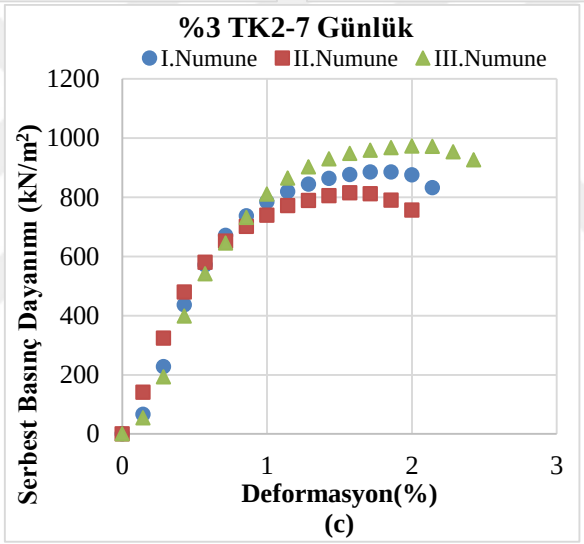




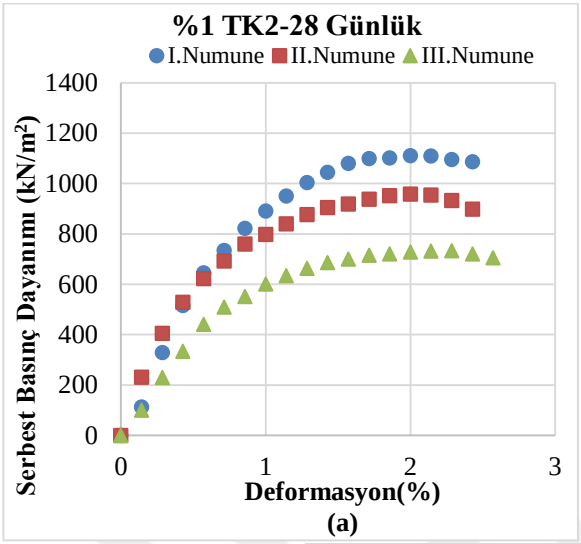
EK 3.15. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-7 Günlük

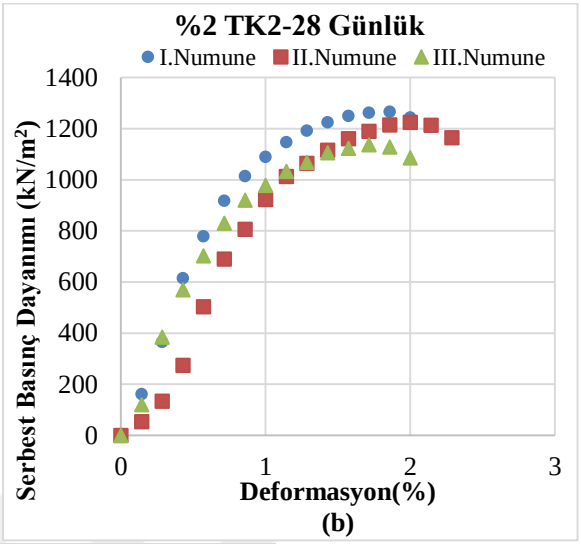


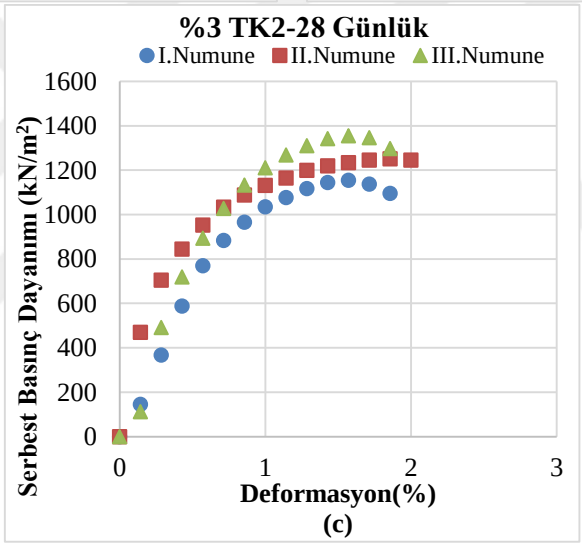




EK 3.16. TK2 katkılı serbest basınç dayanımı deney sonuçları-28 Günlük

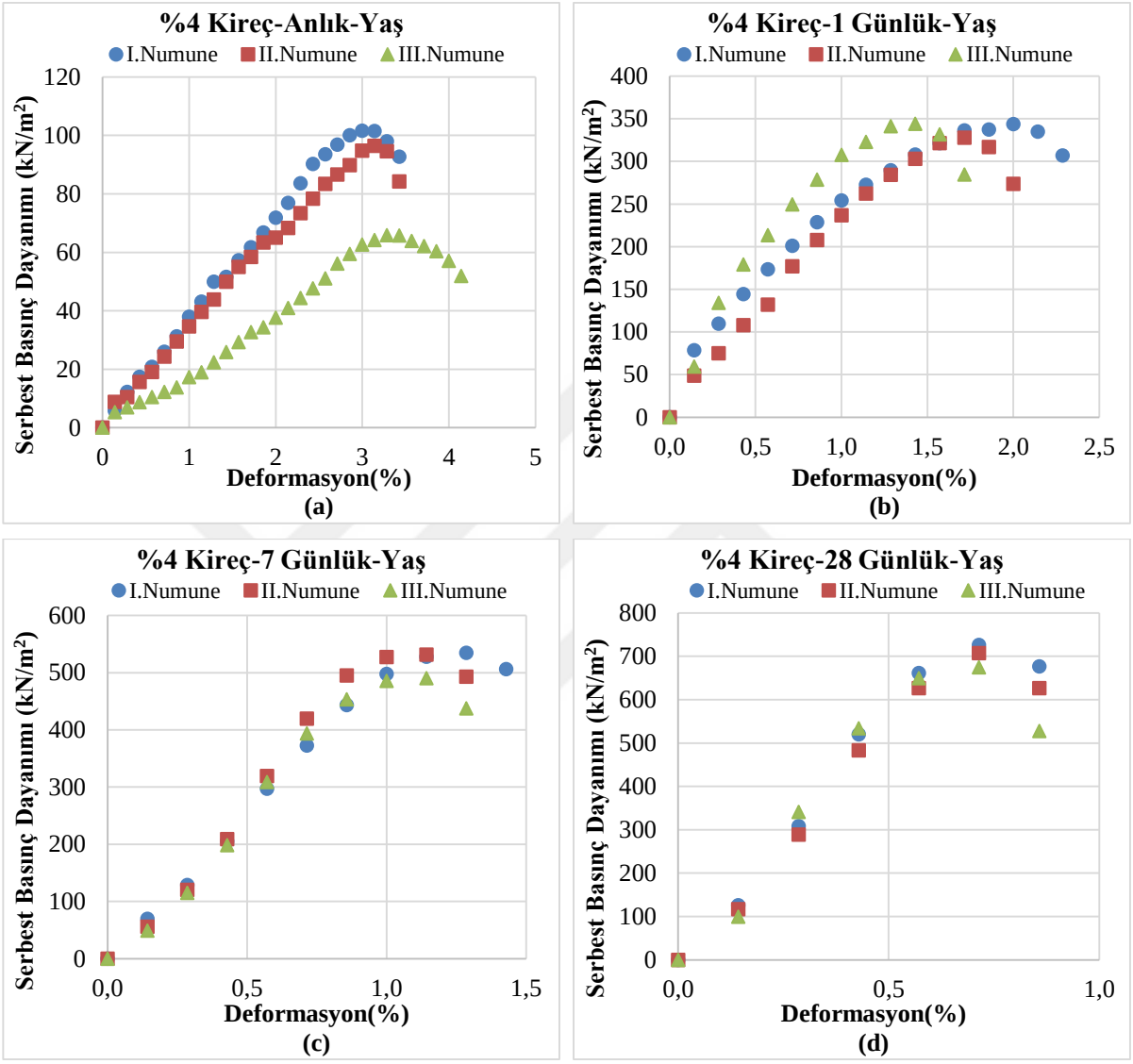




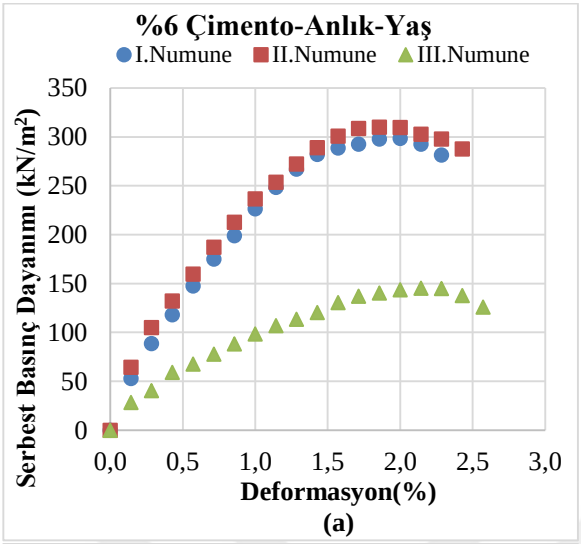


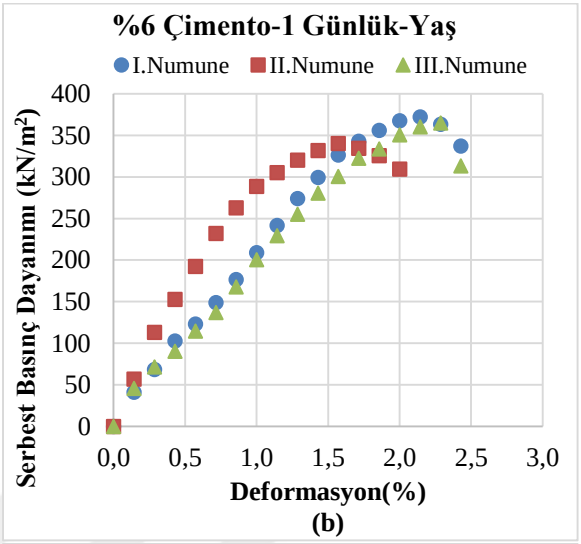
EK 4.Yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

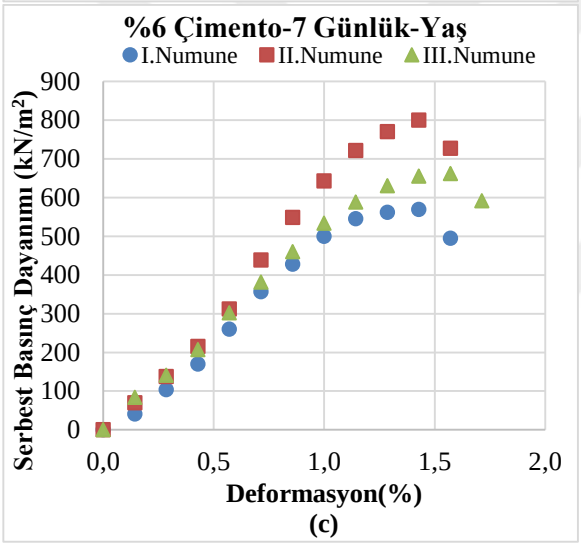
EK 4.1. Kireç katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

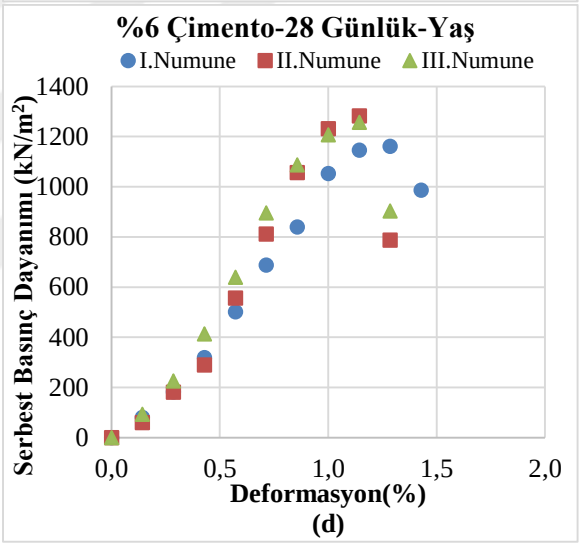


EK 4.2. Çimento katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

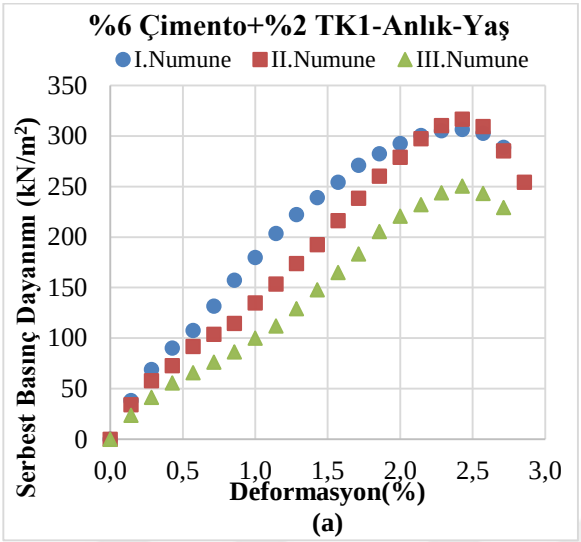


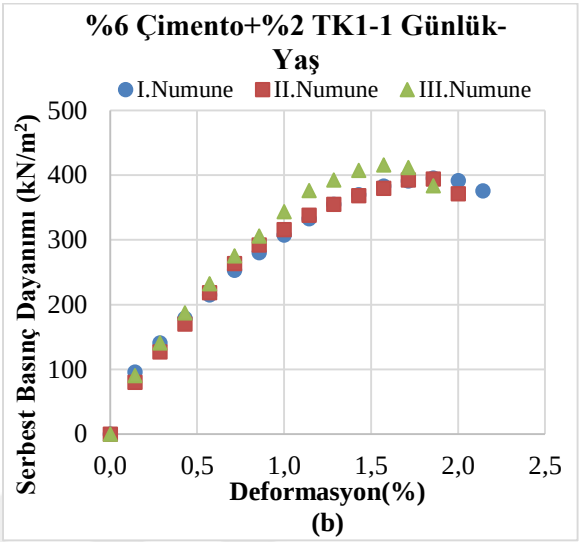


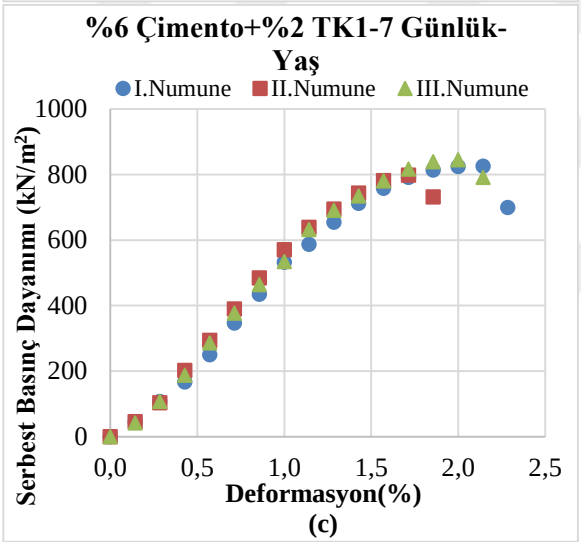


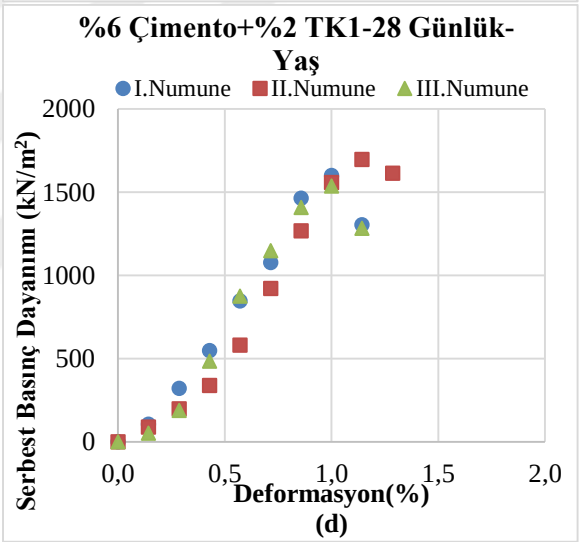


EK 4.3. Çimento+TK1 katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları

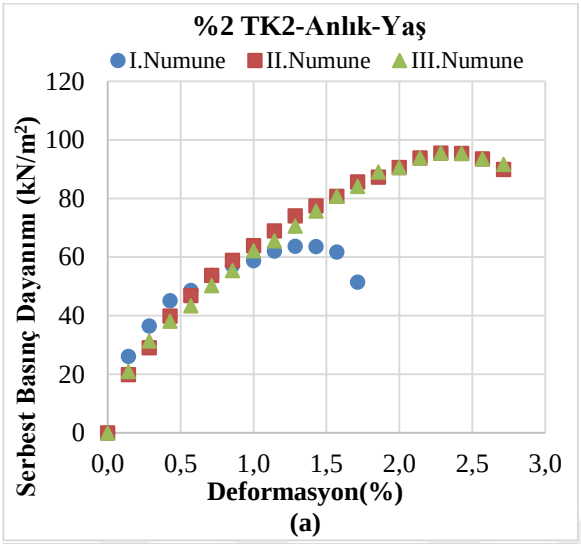


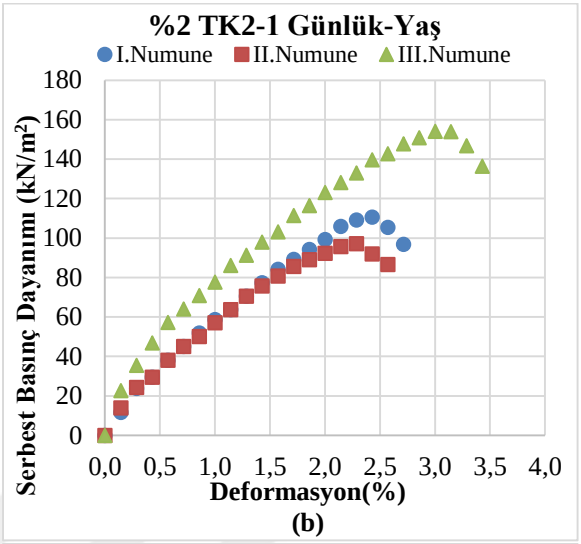


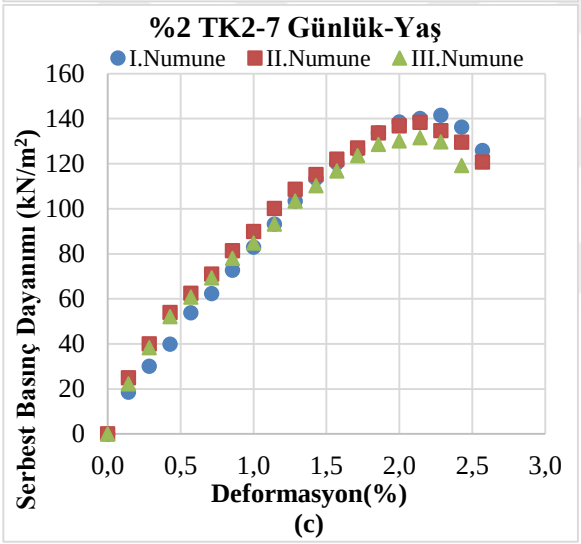


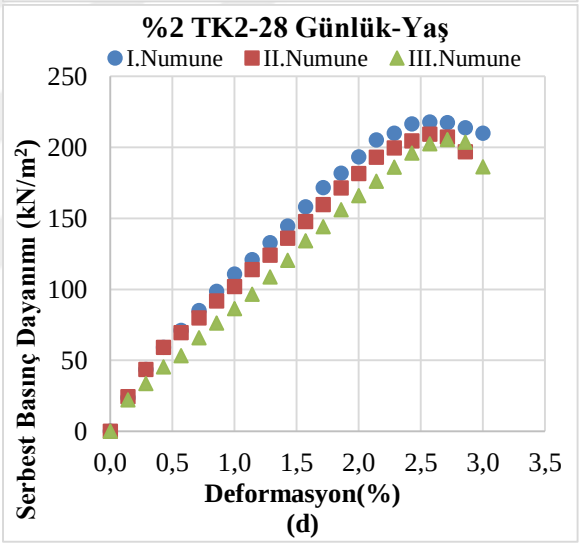


EK 4.4. TK2 katkılı yaş serbest basınç dayanımı deney sonuçları



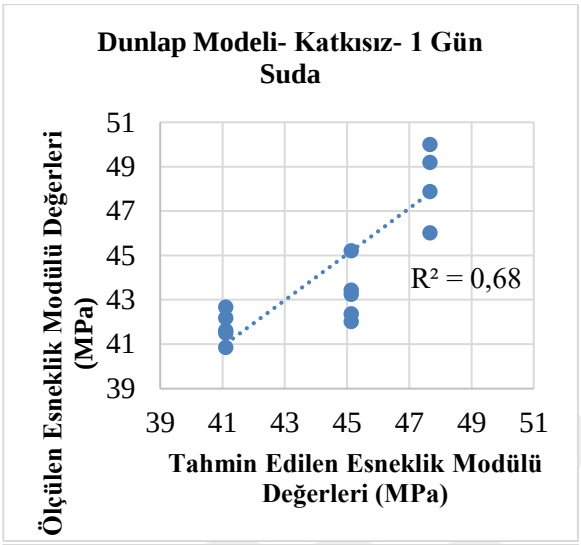


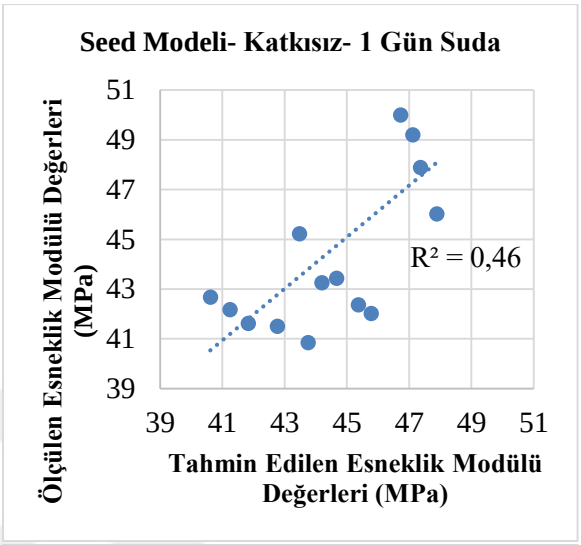


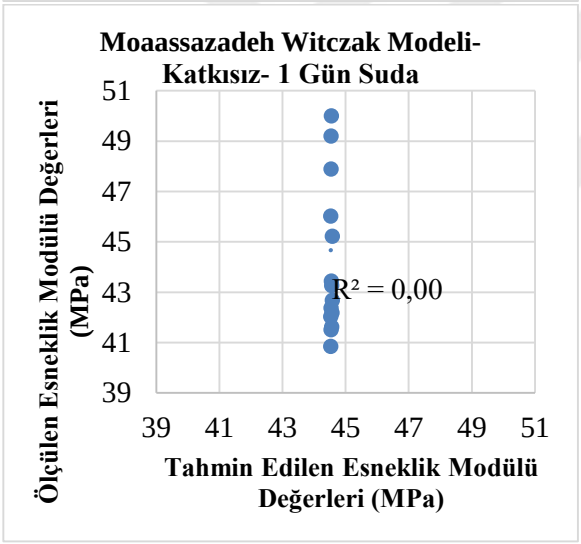


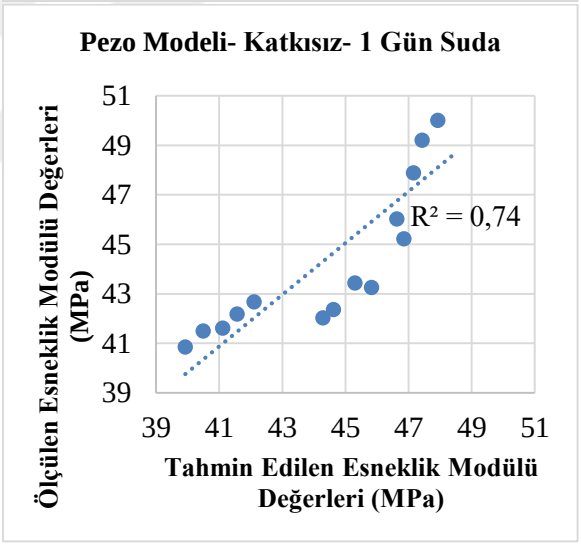
EK 5. Esneklik modülü deney ve model sonuçlarının karşılaştırmaları

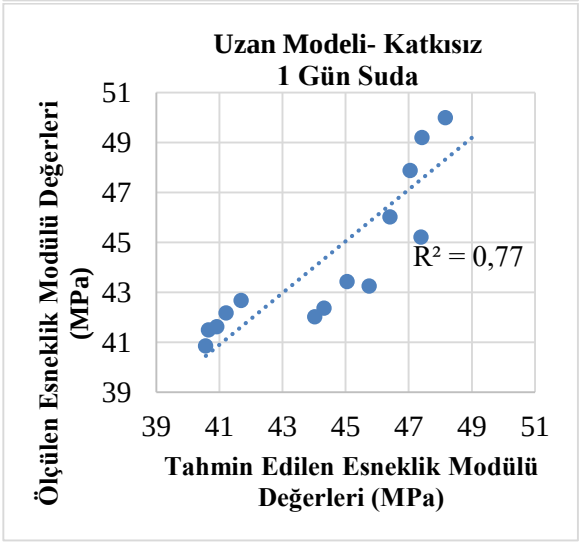
EK 5.1. Katkısız zeminin-1 gün suda deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

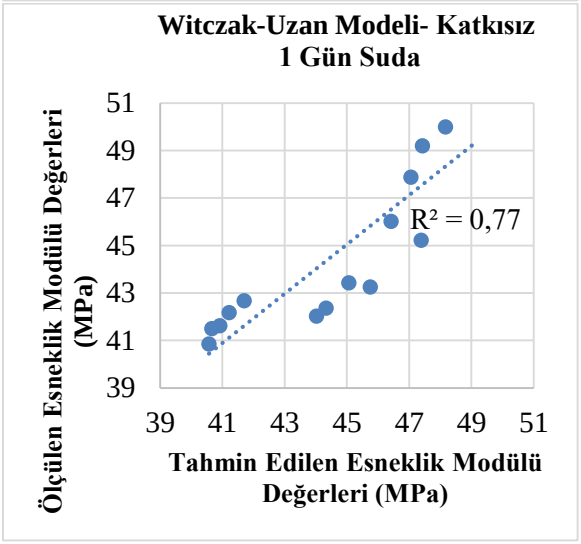




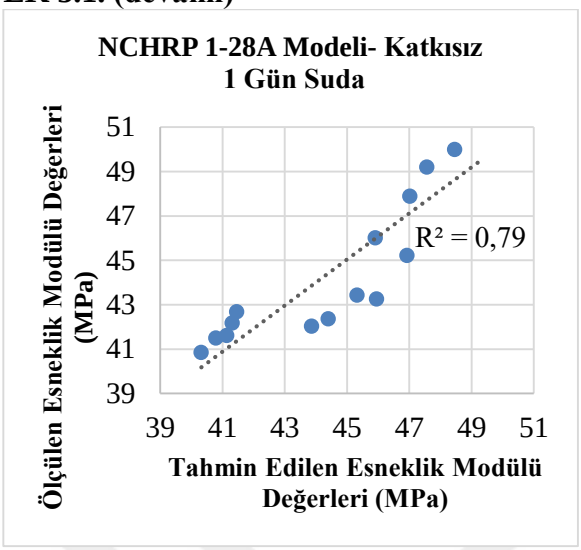


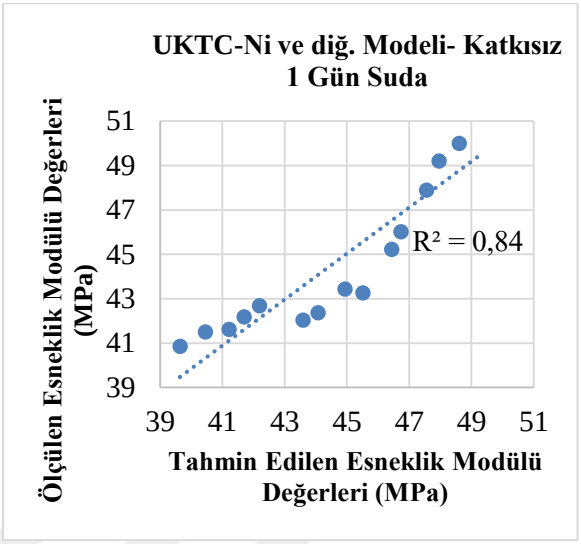




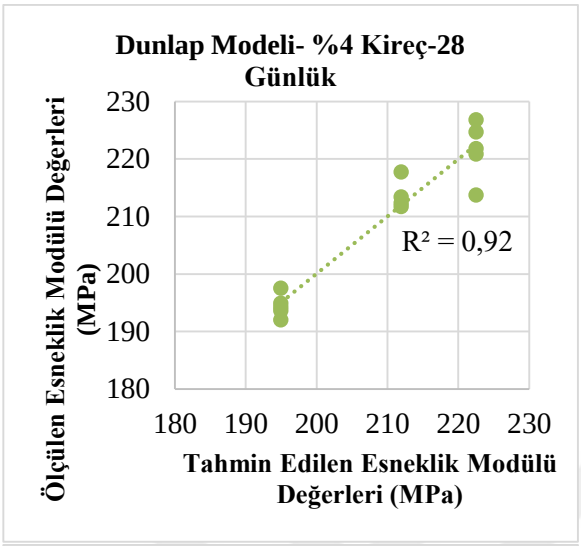


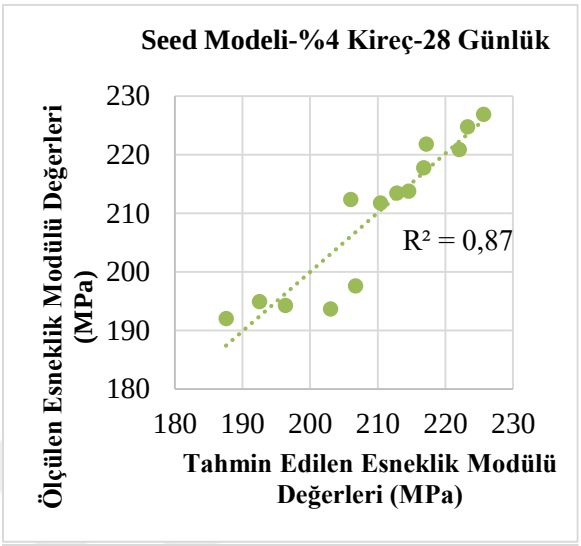
EK 5.1. (devamı)

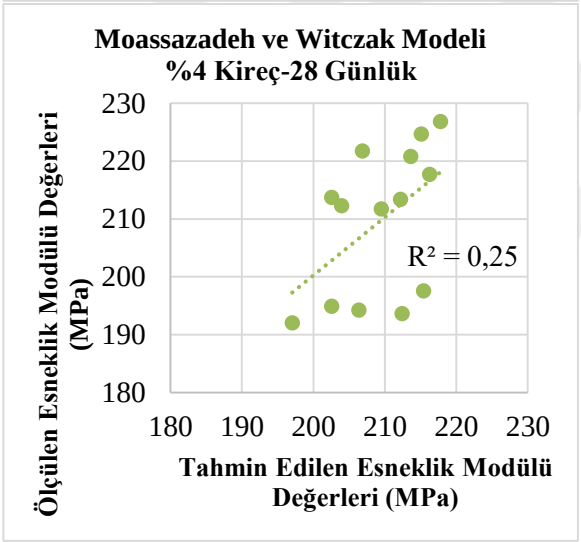

NCHRP 1-28A Modeli- Katkısız
1 Gün Suda
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
R² = 0,79
51
49
47
45
43
41
39
39 41 43 45 47 49 51

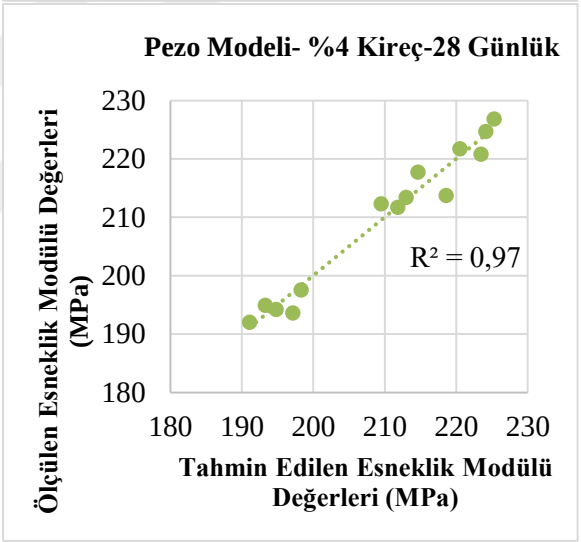

UKTC-Ni ve diğ. Modeli- Katkısız
1 Gün Suda
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
R² = 0,84
51
49
47
45
43
41
39
39 41 43 45 47 49 51

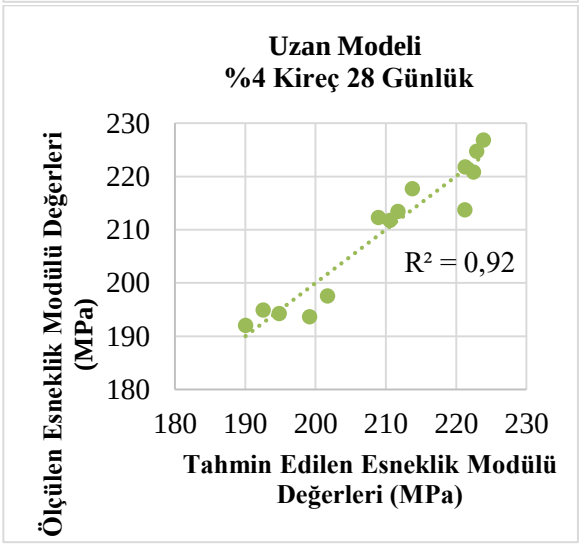
EK 5.2. Kireç katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

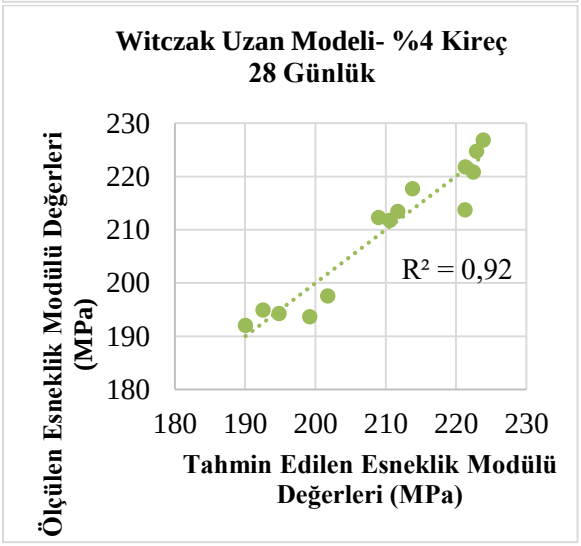




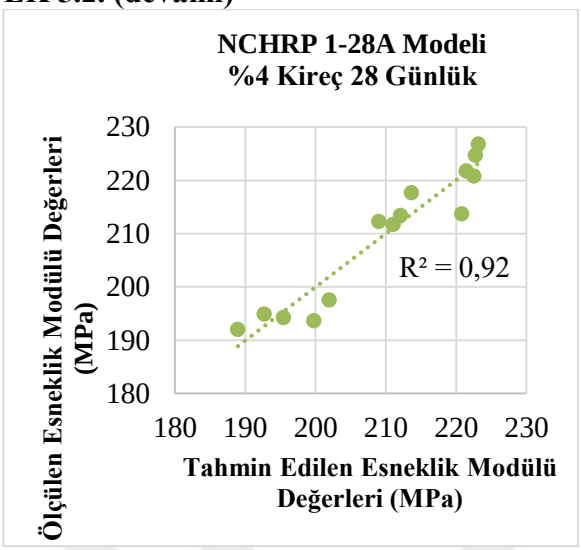


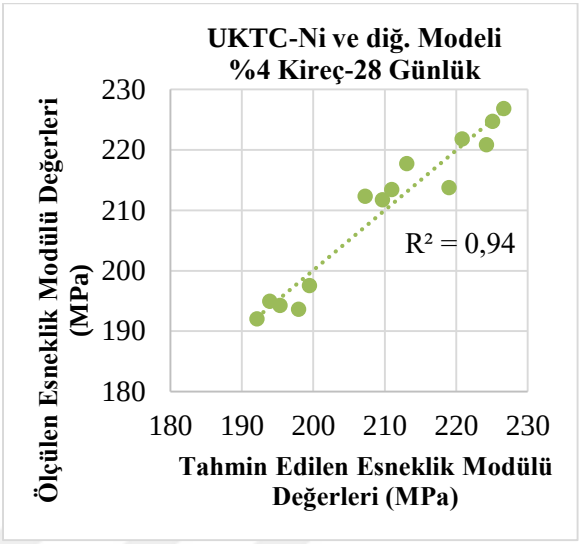




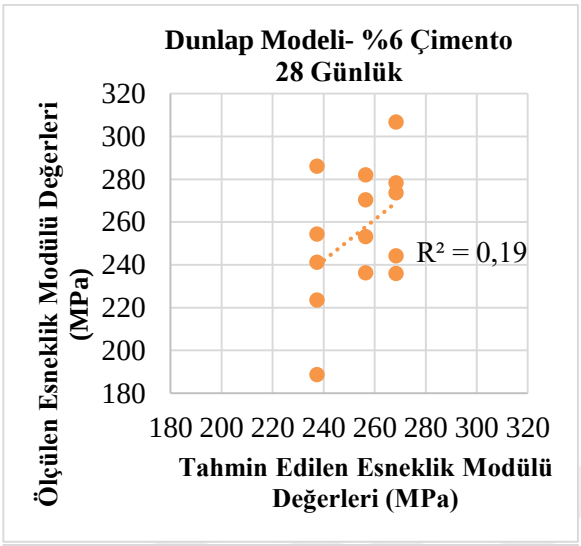


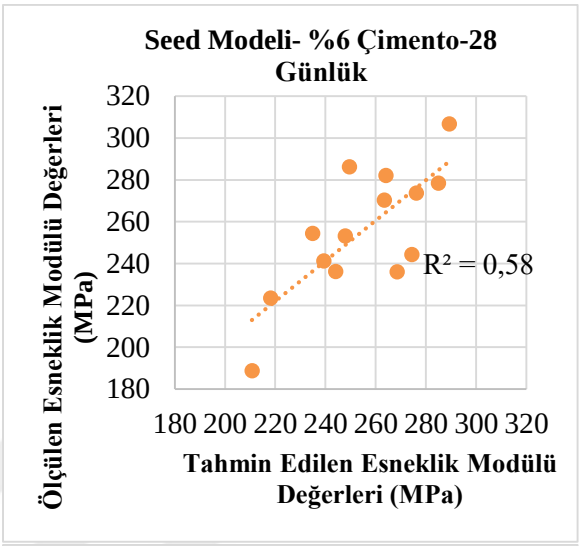
EK 5.2. (devamı)

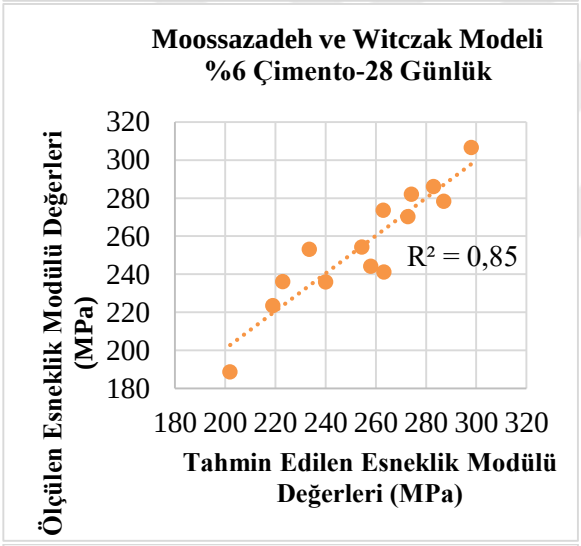

NCHRP 1-28A Modeli
%4 Kireç 28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
230
220
210
200
190
180
R² = 0,92
180 190 200 210 220 230
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)

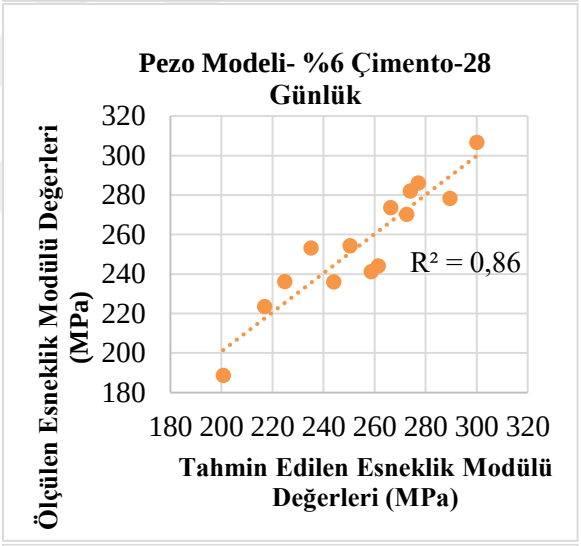

UKTC-Ni ve diğ. Modeli
%4 Kireç-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
230
220
210
200
190
180
R² = 0,94
180 190 200 210 220 230
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)

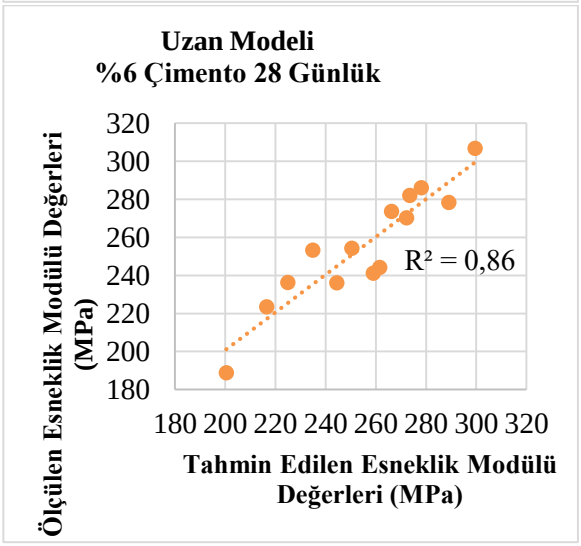
EK 5.3. Çimento katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

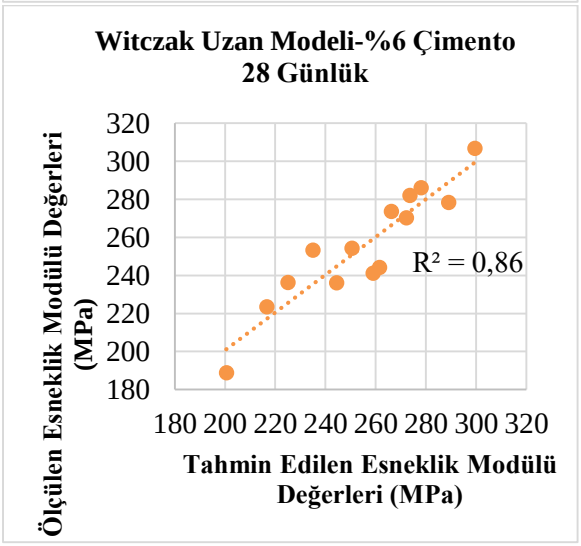




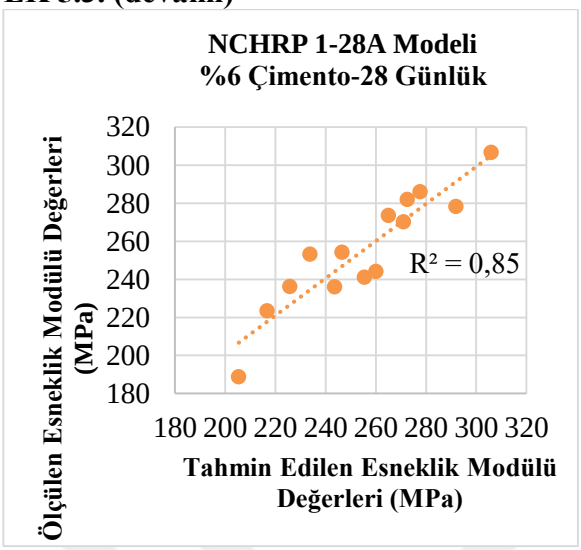


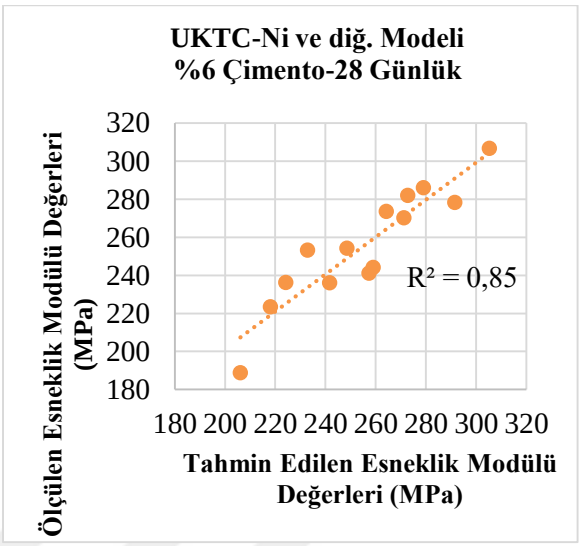




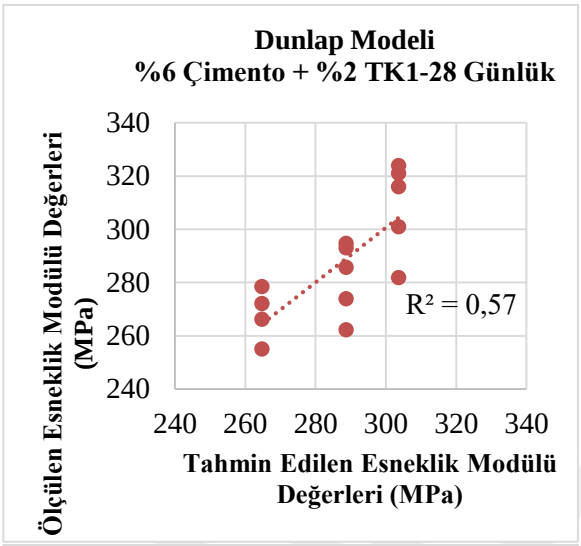


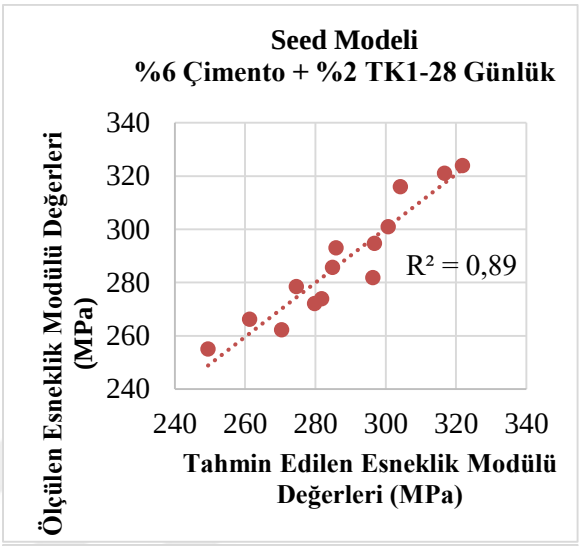
EK 5.3. (devamı)

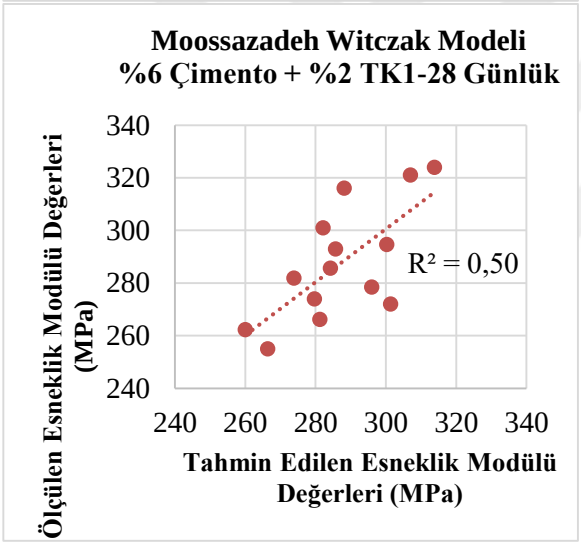

NCHRP 1-28A Modeli
%6 Çimento-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
320
300
280
260
240
220
200
180
R² = 0,85
180 200 220 240 260 280 300 320
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)

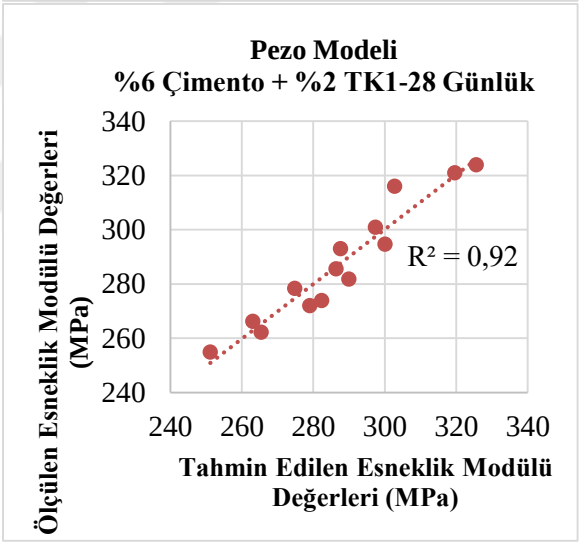

UKTC-Ni ve diğ. Modeli
%6 Çimento-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
320
300
280
260
240
220
200
180
R² = 0,85
180 200 220 240 260 280 300 320
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)

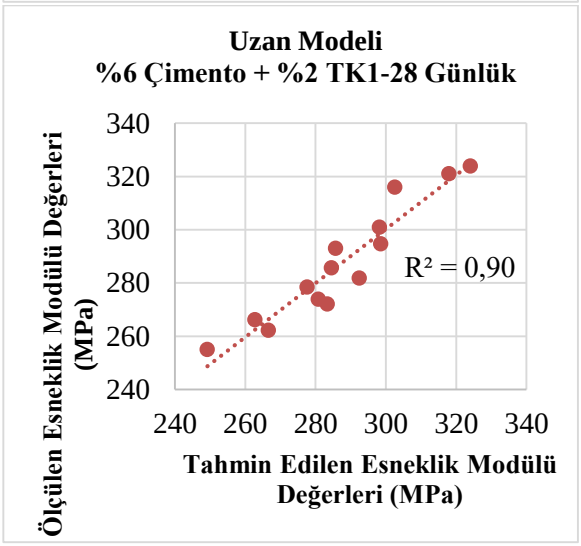
EK 5.4. Çimento+TK1 katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

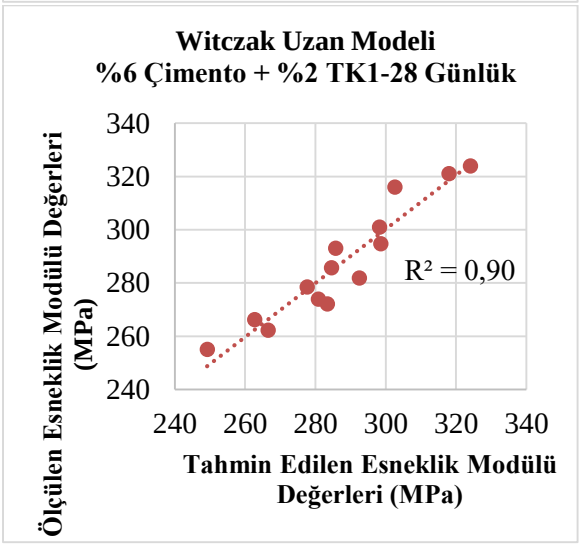




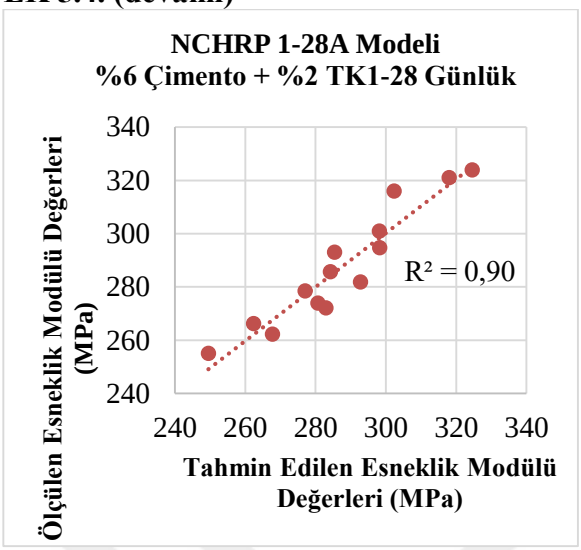


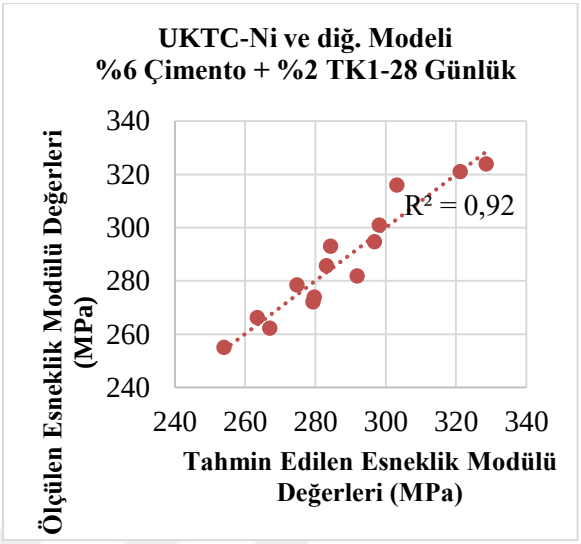




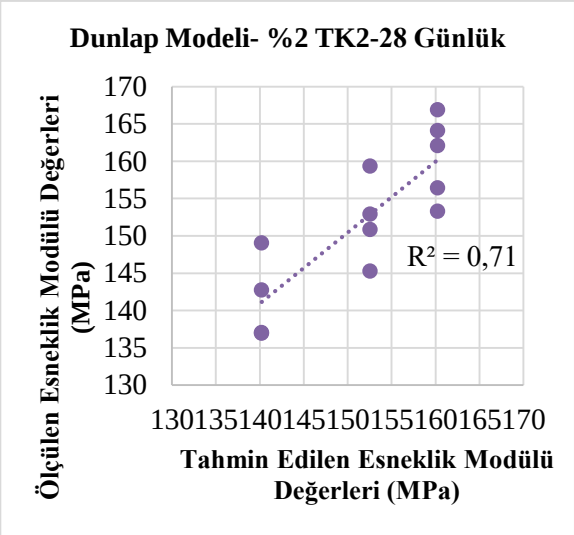


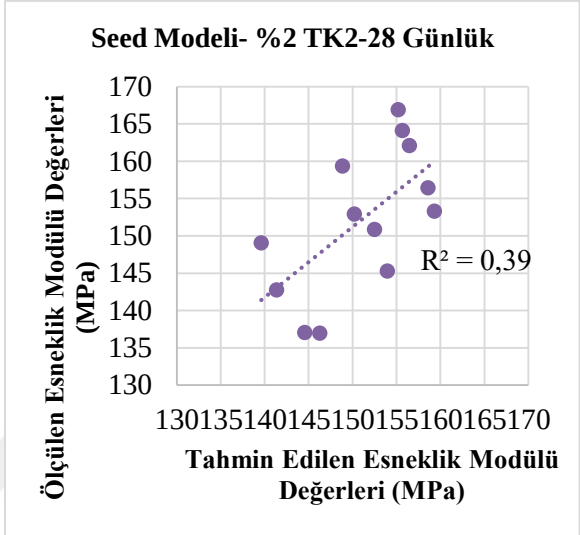
EK 5.4. (devamı)

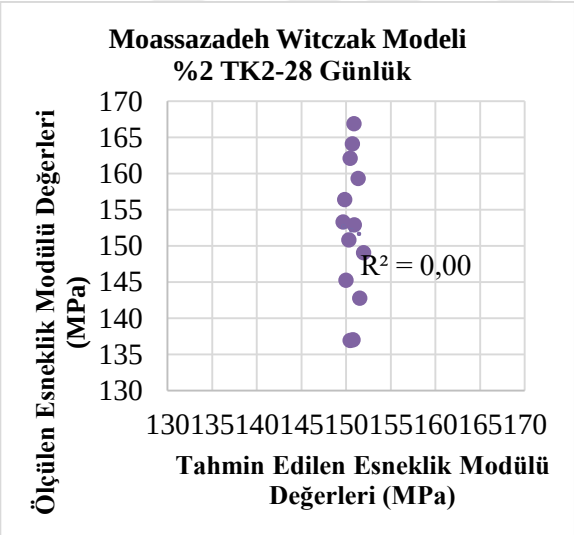

NCHRP 1-28A Modeli
%6 Çimento + %2 TK1-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
R² = 0,90
340
320
300
280
260
240
240 260 280 300 320 340

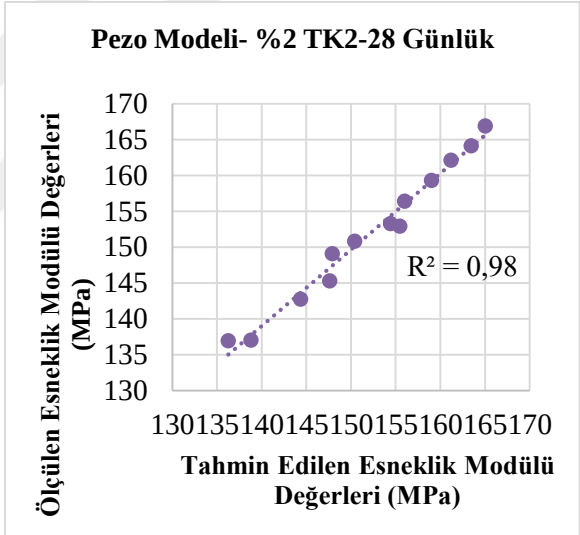

UKTC-Ni ve diğ. Modeli
%6 Çimento + %2 TK1-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
R² = 0,92
340
320
300
280
260
240
240 260 280 300 320 340

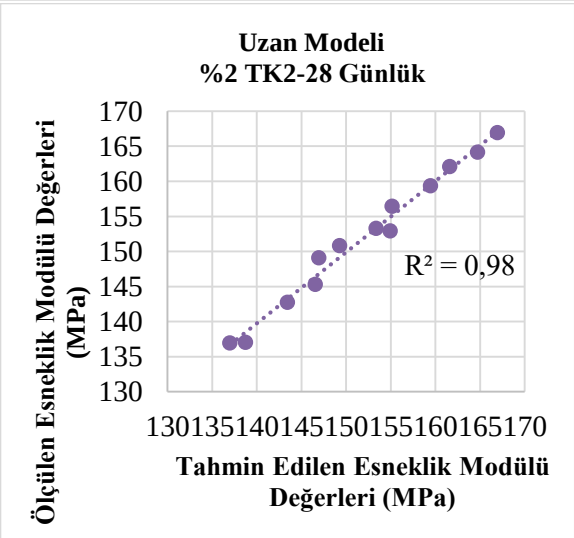
EK 5.5. TK2 katkılı zeminin 28 günlük deney ve model sonuçlarının karşılaştırılması

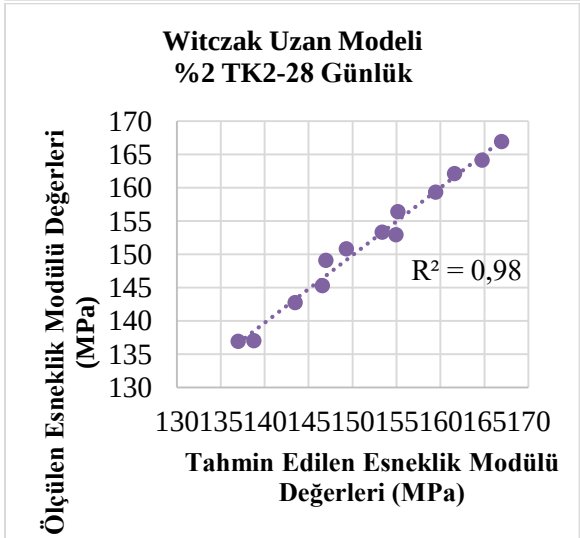




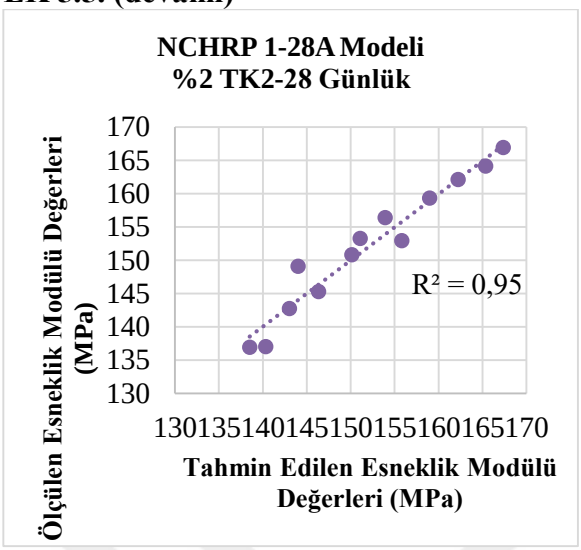


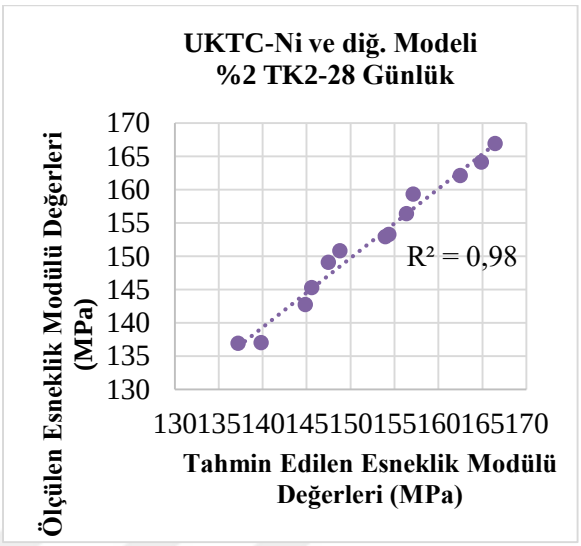






EK 5.5. (devamı)


NCHRP 1-28A Modeli
%2 TK2-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
170
165
160
155
150
145
140
135
130
R² = 0,95
130135140145150155160165170
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)


UKTC-Ni ve diğ. Modeli
%2 TK2-28 Günlük
Ölçülen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)
170
165
160
155
150
145
140
135
130
R² = 0,98
130135140145150155160165170
Tahmin Edilen Esneklik Modülü Değerleri (MPa)

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler	
Adı Soyadı	İlker ŞAHİNOĞLU
Doğum Yeri	----------
Doğum Tarihi	----------
Uyruğu	❒ T.C. ❒ Diğer:
Telefon	----------
E-Posta Adresi	----------
Web Adresi	----------

Eğitim Bilgileri	
Lisans	
Üniversite	Dumlupınar Üniversitesi
Fakülte	Mühendislik Fakültesi
Bölümü	İnşaat Mühendisliği Bölümü
Mezuniyet Yılı	31.08.2007

Yüksek Lisans	
Üniversite	Dumlupınar Üniversitesi
Enstitü Adı	Fen Bilimleri Enstitüsü
Anabilim Dalı	İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Programı	İnşaat Mühendisliği Tezli Yüksek Lisans Programı
Mezuniyet Yılı	17.07.2009

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

Makale ve Bildiriler

Bağırgan N. ve Şahinoğlu İ., 2011, Kent Karayollarında Kapasitenin Bulanık Mantık ile Modellenmesi, *Dumlupınar Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi*, Nisan 2011, Sayı 24, 43-58.

Karaşahin, M., Keskin, E. and Şahinoğlu, İ., 2019, Effect of Lime on Unconfined Compressive Strength of a Low Plasticity Clayey Soil, *4th Eurasian Conference on Civil and Environmental Engineering (IV. ECOCEE)*, 17-19 June 2019, Istanbul, TURKEY, pp 429-439.

Karaşahin, M., Keskin, E. and Şahinoğlu, İ., 2019, Effect of Lime on Unconfined Compressive Strength of a Low Plasticity Clayey Soil, *Eurasian Journal of Civil Engineering and Architecture*,e-ISSN 2602-3865, Vol. 3 (2), 32-40.

Keskin, E., Yavan, O. and Şahinoğlu, İ., 2018, Use of Rice Husk Ash in Civil Engineering, *International Congress on Engineering and Life Science (ICELIS2018)*, 27 April 2018, Kastamonu, TURKEY, pp 728.

Keskin, E., Şahinoğlu, İ. and Yavan, O., 2018, Stabilization of Clayey Soils with Lime and Its Effects on Highway Pavement, *International Congress on Engineering and Life Science (ICELIS2018)*, 27 April 2018, Kastamonu, TURKEY, pp 140.

Keskin, E., Şahinoğlu, İ. ve Yavan, O., 2018, *Pirinç Kabuğu Külü ile İyileştirilen Killi Zeminlerin Serbest Şişme Değerlerinin İncelenmesi*, 3. Uluslararası Mühendislik Mimarlık ve Tasarım Kongresi, 04 Mayıs 2018, Kocaeli, TÜRKİYE, 350-351.

Şahinoğlu Tüter, K. ve Şahinoğlu, İ., 2018, Demiryolu Yatırımlarının Ekonomik Büyümeye Etkileri, *II. Uluslararası Ekonomi, Finans ve Ekonometri Öğrenci Sempozyumu (EFEOS)*, 3-4 Mayıs 2018, İstanbul, TÜRKİYE, 66-67.

Şahinoğlu, İ., Karaşahin, M. ve Keskin E., 2018, Kimyasal Zemin İyileştirme Teknikleri Kullanılarak Demiryolu Taban Zeminlerinin Yerinde İyileştirilmesi, *Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı-ZMGM17*, 26-28 Eylül 2018, İstanbul, TÜRKİYE.