

**T.C.  
SÜLEYMAN DEMİREL ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**TEMEL PROJELENDİRİLMESİNDE LABORATUVAR  
DENEYLERİNİN ÖNEMİ VE KLASİK ÇÖZÜM SONUÇLARIYLA  
SONLU ELEMANLAR ÇÖZÜMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI**

**Akten CENGİZHAN**

**Danışman  
Prof. Dr. S. Nilay KESKİN**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
ISPARTA - 2018**



© 2018 [Akten CENGİZHAN]

## TEZ ONAYI

Akten CENGİZHAN tarafından hazırlanan "Temel Projelendirilmesinde Laboratuvar Deneylerinin Önemi ve Klasik Çözüm Sonuçlarıyla Sonlu Elemanlar Çözümlerinin Karşılaştırılması" adlı tez çalışması aşağıdaki jüri üyeleri önünde Süleyman Demirel Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda YÜKSEK LİSANS TEZİ olarak başarı ile savunulmuştur.

Danışman Prof. Dr. S. Nilay KESKİN  
Süleyman Demirel Üniversitesi



Jüri Üyesi Prof. Dr. M. Hilmi ACAR  
Akdeniz Üniversitesi



Jüri Üyesi Dr. Öğr. Üyesi. Soner UZUNDURUKAN  
Süleyman Demirel Üniversitesi



Enstitü Müdürü Prof. Dr. Yasin TUNCER

## **TAAHHÜTNAME**

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

**Akten CENGİZHAN**



## İÇİNDEKİLER

	Sayfa
İÇİNDEKİLER.....	i
ÖZET.....	iii
ABSTRACT.....	iv
TEŞEKKÜR.....	v
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	vi
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	ix
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	x
1. GİRİŞ.....	1
2. KAYNAK ÖZETLERİ.....	6
2.1. Kil Zeminler ve Mineral Yapıları.....	6
2.1.1. Killerin aktivitesi ve şişme potansiyeli.....	8
2.1.2. Killi zeminlerin geçirimsizliği.....	13
2.2. Zeminlerin Taşıma Gücü İle İlgili Yapılan Çalışmalar.....	14
2.3. Oturma Hesaplamaları İle İlgili Yapılan Çalışmalar.....	24
2.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi İle İlgili Yapılan Çalışmalar.....	25
3. METARYAL.....	33
4. METOD.....	37
4.1. Standart Proktor Deneyi (Kompaksiyon Deneyi).....	37
4.2. Konsolidasyon(Ödometre) Deneyi.....	38
4.3. Serbest Basınç Deneyi.....	39
4.4. Üç Eksenli Basınç Deneyi.....	41
4.5. Kesme Kutusu Deneyi.....	43
4.6. Zeminlerin Taşıma Gücü Hesabı.....	45
4.7. Radye Temellerin Oturma Hesabı.....	46
4.8. Konsolidasyonlu Oturma Hesabı.....	49
4.9. Sonlu Elemanlar Yöntemi.....	50
4.10. PLAXIS Programı.....	54
4.10.1. Geometrik modelin oluşturulması.....	54
4.10.2. Zemin elemanları.....	55
4.10.3. Kiriş elemanlar.....	56
4.10.4. Ara yüzey elemanı.....	57
4.10.5. Zemin modelleri.....	57
5. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA.....	59
5.1. Kompaksiyon Deneyi Sonuçları.....	59
5.2. Konsolidasyon Deneyi Sonuçları.....	61
5.3. Serbest Basınç Deneyi Sonuçları.....	63
5.4. Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları.....	67
5.5. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları.....	72
5.6. Zeminlerin Taşıma Gücü Hesabı.....	73
5.7. Radye Temelde Oturma Değerleri.....	74
5.7.1. Zemin Profilleri.....	75
5.8. Konsolidasyonlu Oturma Hesabı Sonuçları.....	77
5.9. PLAXIS 3D Foundation Sonuçları.....	78
5.10. Temel Projelendirilmesinde Klasik Çözüm Yoluyla Sonlu Elemanlar Yönteminin Oturma Miktarının Karşılaştırılması.....	103

6. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	105
KAYNAKLAR.....	107
ÖZGEÇMİŞ.....	114



## ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

### TEMEL PROJELENDİRİLMESİNDE LABORATUVAR DENEYLERİNİN ÖNEMİ VE KLASİK ÇÖZÜM SONUÇLARIYLA SONLU ELEMANLAR ÇÖZÜMLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

Akten CENGİZHAN

Süleyman Demirel Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. S. Nilay KESKİN

Bu çalışmada, farklı zemin profilleri ele alınarak bu zemin profillerinde yer alan ince ve iri daneli zeminlerin bir temel projelendirilmesi için gerekli tüm laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Bu analizler sonucunda zemin profillerinin oluşmasından sonra temelde klasik çözüm yollarıyla taşıma gücü hesabı ve oturma hesabı yapılmıştır. Aynı veriler PLAXIS 3D üç boyutlu analiz amaçlı bir sonlu eleman paket programı kullanılarak sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizlerde kullanılan modelin doğruluğu daha önce çalışılmış deneysel modellemelerde tespit edilmiştir. Çalışmada temel türü, zemin türü ve yükleme koşulları gibi parametrelerin oturma miktarına ve taşıma gücüne etkileri görülmüştür.

Laboratuvar deneylerinden ve sonlu elemanlar analizlerinden elde edilen sonuçlar grafiklerle sunulmuş ve birbirleriyle karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırmanın sonucunda temellerin oturma miktarını hesaplanmasında klasik çözüm yollarıyla sonlu elemanlar paket programının analizlerinin gerçekliği ortaya çıkmıştır. Ayrıca killerin oturma hesabı klasik çözüm yollarıyla daha uzun sürdüğünden PLAXIS 3D paket programıyla daha kısa sürede sonuca ulaşılmıştır. Temel projelendirilmesinde bu çalışmada kullanılan sonlu elemanlar paket programı klasik çözüm yollarıyla karşılaştırıldığında %1 'den daha az hata oranıyla hesaplandığı belirlenmiştir.

**Anahtar Kelimeler:** kil, oturma hesabı, PLAXIS 3D, sonlu elemanlar yöntemi, temel

2018, 114 sayfa

## **ABSTRACT**

**M.Sc. Thesis**

### **COMPARISON OF SOLUTIONS OF FINAL ELEMENTS BY THE RESULTS OF THE IMPORTANT AND CLASSICAL SOLUTION OF THE LABORATORY EXPERIMENTS IN THE BASIC PROJECT**

**Akten CENGİZHAN**

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

**Supervisor: Prof. Dr. S. Nilay KESKİN**

In this study, all the laboratory experiments were carried out for a foundation design of the thin and coarse grounds in the ground profile by considering different ground profil. As a result of these analyzes, after the creation of the soil profiles, basically the settlement accounts were made with the classical solution ways. The same data were analyzed numerically using a finite element packet program PLAXIS 3D three-dimensional analysis. The accuracy of the model used in the analyzes was determined in the previously studied experimental models. In the study, parameters such as foundation type, soiltype and loading conditions have effects on the settlement amount and bearing capacity.

The results obtained from laboratory experiments and end-member analyzes are presented graphically and compared with each other. As a result of this comparison, the reality of the analysis of the finite element package program with the classical solution methods has emerged in calculating the settlement of the bases. In addition, because the killer residence account lasts longer with classical solutions, it has been achieved in a shorter time with PLAXIS 3D package program. It has been determined that the finite element used for our design in the basic project is calculated with less than 1% error rate when compared to the classical solution of the package program.

**Keywords:** clay, settlement calculation, PLAXIS 3D, finite element method, basic

**2018, 114 pages**

## TEŞEKKÜR

Bu araştırma için beni yönlendiren, karşılaştığım zorlukları bilgi ve tecrübesi ile aşmamda yardımcı olan değerli Danışman Hocam Prof. Dr. S. Nilay KESKİN'e teőekkürlerimi sunarım.

4556-YL1-16 numaralı Bilimsel Araştırma Projesi kapsamında hazırlanan bu tez çalışması için verdikleri maddi destek nedeniyle Süleyman Demirel Üniversitesi Bilimsel Araştırma Projeleri Yönetim Birimine teşekkür ederim.

Tezimin numunelerini elde etmemde katkıları bulunan İTÜ Ord. Prof. Dr. Hamdi Peynircioğlu Zemin Mekaniği Laboratuvarı görevlileri Arş. Gör. Dr. Mustafa HATİPOğLU ve Teknisyen İsmail CANTEKİN'e teşekkür ederim.

Laboratuvar çalışmalarında yardımlarını benden esirgemeyen Teknisyen Erol YILMAZ' a teşekkür ederim. Veri analizleri konusunda yardım ve emeklerinden dolayı Arş. Gör. Mehmet Fatih YAZICI'ya teşekkür ederim.

Tezimin her aşamasında beni destekleyen ve hiçbir zaman yalnız bırakmayan çok değerli ailem annem Çiğdem CENGİZHAN'a babam Burhan CENGİZHAN'a kardeşim Ahmet Kaan CENGİZHAN'a, meslektaşım Onur SARIOğLU'na ve tüm hocalarıma sonsuz sevgi ve saygılarımı sunarım.

Akten CENGİZHAN  
ISPARTA, 2018

## ŞEKİLLER DİZİNİ

Sayfa

Şekil 2.1. Kil zemin mikro yapısının şematik gösterimi; (1) Kümeleşmiş kil yapısı içindeki boşluklar, (2) Kümeleşmiş partiküller arası boşluklar, (3) Kümeleşmiş yapılar arasındaki büyük boşluklar.....	6
Şekil 2.2. Şişme potansiyeline göre sınıflandırma .....	10
Şekil 2.3. Şişme potansiyeli tahmini .....	13
Şekil 2.4. Terzaghi tarafından kabul edilen zemin kırılma yüzeyleri.....	16
Şekil 2.5. Temel boyutunun taşıma kapasitesi faktörü üzerindeki etkisi.....	16
Şekil 3.1. Numune A'nın granülometre eğrisi.....	33
Şekil 3.2. Numune B'nin granülometre eğrisi.....	34
Şekil 3.3. Numune C'nin granülometre eğrisi .....	34
Şekil 3.4. Numune A, B ve C'nin kıvam limit deneyi.....	35
Şekil 4.1. Üç eksenli basınç deney aleti .....	42
Şekil 4.2. Toplam ve efektif gerilmelere göre kayma gerilmesi.....	42
Şekil 4.3. Kesme kutusu deneyinde c ve $\phi$ 'nin belirlenmesi .....	43
Şekil 4.4. Kesme kutusu deneyindeki gerilmeler .....	44
Şekil 4.5. Kesme kutusu deneyinin yapılışı.....	44
Şekil 4.6. Rijit metotta yükleme durumuna göre temel basınç dağılımları.....	47
Şekil 4.7. Rijit metot kullanılarak temel basınç dağılımı için geliştirilen formüller ile eksantrisite hesabı.....	48
Şekil 4.8. x ve y eksenine göre eksantrisite bulunması.....	49
Şekil 4.9. Sürekli bir sistemin sonlu elemanlara ayrılması.....	51
Şekil 4.10. Tipik iki boyutlu sonlu elemanlar.....	52
Şekil 4.11. (a) Düzlem şekil değiştirme, (b) eksenel simetrik problem .....	55
Şekil 4.12. Zemin elemanlarındaki düğüm ve gerilme noktalarının pozisyonu ..	56
Şekil 4.13. Kiriş elemanları.....	56
Şekil 4.14. Ara yüzey elemanlarının zemin elemanlarına bağlanması.....	57
Şekil 5.1. Numune A'nın kompaksiyon eğrisi .....	59
Şekil 5.2. Numune B'nin kompaksiyon eğrisi .....	60
Şekil 5.3. Numune C'nin kompaksiyon eğrisi.....	60
Şekil 5.4. Numune A'nın konsolidasyon eğrisi .....	61
Şekil 5.5. Numune B'nin konsolidasyon eğrisi .....	62
Şekil 5.6. Numune C'nin konsolidasyon eğrisi.....	62
Şekil 5.7. Numune A'nın 1nci serbest basınç deneyi.....	63
Şekil 5.8. Numune A'nın 2nci serbest basınç deneyi.....	64
Şekil 5.9. Numune B'nin 1nci serbest basınç deneyi.....	64
Şekil 5.10. Numune B'nin 2nci serbest basınç deneyi .....	65
Şekil 5.11. Numune C'nin 1nci serbest basınç deneyi.....	65
Şekil 5.12. Numune C'nin 2nci serbest basınç deneyi.....	66
Şekil 5.13. Numune A'nın 1 ve 2 kg/cm <sup>2</sup> yüklemeli üç eksenli basınç deneyi.....	68
Şekil 5.14. Numune B'nin 1 ve 2 kg/cm <sup>2</sup> yüklemeli üç eksenli basınç deneyi.....	68
Şekil 5.15. Numune C'nin 1 ve 2 kg/cm <sup>2</sup> yüklemeli üç eksenli basınç deneyi.....	68
Şekil 5.16. Numune A'nın konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi.	69
Şekil 5.17. Numune B'nin konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi.	70
Şekil 5.18. Numune C'nin konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi .	71
Şekil 5.19. Numune A'nın kesme kutusu deneyi sonuçları.....	72
Şekil 5.20. Numune B'nin kesme kutusu deneyi sonuçları.....	72
Şekil 5.21. Numune C'nin kesme kutusu deneyi sonuçları .....	73

Şekil.5.22. Temel hesabında kullanılacak kolon aplikasyonu.....	75
Şekil 5.23. Numune A'nın oluşturulan zemin profili .....	76
Şekil 5.24. Numune C'nin oluşturulan zemin profilleri.....	76
Şekil 5.25. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının üç boyutlu gösterimi.....	80
Şekil 5.26. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi.....	80
Şekil 5.27. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi.....	81
Şekil 5.28. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi.....	81
Şekil 5.29. Numune A'nın oturma hesabının üç boyutlu gösterimi .....	82
Şekil 5.30. Numune A'nın oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi .....	82
Şekil 5.31. Numune A'nın oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi .....	83
Şekil 5.32. Numune A'nın oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi.....	83
Şekil 5.33. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların üç boyutlu görünümü .....	84
Şekil 5.34. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 0.0 m kotundaki görünümü .....	84
Şekil 5.35. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 2.5 m kotundaki görünümü .....	85
Şekil 5.36. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 10.0 m kotundaki görünümü.....	85
Şekil 5.37. Numune A'nın oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planı .....	86
Şekil 5.38. Numune A'nın oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planının alttan görünüşü.....	86
Şekil 5.39. Numune A'nın oturma hesabının 2.5 m deformasyon planı.....	87
Şekil 5.40. Numune A'nın oturma hesabının 2.5 m kotundaki deformasyon planının alttan görünüşü.....	87
Şekil 5.41. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının üç boyutlu gösterimi.....	88
Şekil 5.42. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının 0.0 m kotundaki gösterimi.....	88
Şekil 5.43. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının 2.5 m kotundaki gösterimi.....	89
Şekil 5.44. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının 10.0 m kotundaki gösterimi.....	89
Şekil 5.45. Numune A'nın oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 0.0 m kotundaki gösterimi.....	90
Şekil 5.46. Numune A'nın oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 2.5 m kotundaki gösterimi.....	90
Şekil 5.47. Numune A'nın deformasyon – zaman grafiği .....	91
Şekil 5.48. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının üç boyutlu gösterimi.....	92
Şekil 5.49. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi.....	92
Şekil 5.50. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi.....	93

Şekil 5.51. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi.....	93
Şekil 5.52. Numune C'nin oturma hesabının üç boyutlu gösterimi .....	94
Şekil 5.53. Numune C'nin oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi.....	94
Şekil 5.54. Numune C'nin oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi.....	95
Şekil 5.55. Numune C'nin oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi .....	95
Şekil 5.56. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların üç boyutlu görünümü .....	96
Şekil 5.57. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 0.0 m kotundaki görünümü .....	96
Şekil 5.58. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 2.5 m kotundaki görünümü .....	97
Şekil 5.59. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 10.0 m kotundaki görünümü.....	97
Şekil 5.60. Numune C'nin oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planı.....	98
Şekil 5.61. Numune C'nin oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planının alttan görünüşü.....	98
Şekil 5.62. Numune C'nin oturma hesabının 2.5 m deformasyon planı.....	99
Şekil 5.63. Numune C'nin oturma hesabının 2.5 m deformasyon planının alttan görünüşü.....	99
Şekil 5.64. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının üç boyutlu gösterimi.....	100
Şekil 5.65. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının 0.0 m kotundaki gösterimi.....	100
Şekil 5.66. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının 2.5 m kotundaki gösterimi.....	101
Şekil 5.67. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının 10.0 m kotundaki gösterimi.....	101
Şekil 5.68. Numune C'nin oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 0.0 m kotundaki gösterimi.....	102
Şekil 5.69. Numune C'nin oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 2.5 m kotundaki gösterimi.....	102
Şekil 5.70. Numune C'nin deformasyon - zaman grafiği .....	103
Şekil 5.71. Numunelerin klasik hesapla yöntemiyle sonlu elemanlar yönteminin oturma miktarlarının karşılaştırılması .....	104

## ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 2.1. Kil minerallerinin karşılaştırmalı özellikleri .....	7
Çizelge 2.2. Kil minerallerinin aktivite değerleri.....	9
Çizelge 2.3. Killerin aktivitesine göre sınıflandırma .....	9
Çizelge 2.4. Zeminin fiziksel özellikleri ve SPT verilerine dayalı şişen zemin sınıflandırılması .....	12
Çizelge 2.5. Yüksek plastisiteli killer için zemin indis özelliklerine bağlı muhtemel hacim değişikliği ilişkisi .....	12
Çizelge 2.6. Plastisite indisine dayalı şişen zemin sınıflaması .....	12
Çizelge 3.1. Elek analizi ve hidrometre analizine göre numunelerin granülometre eğrisi değerleri .....	35
Çizelge 4.1. Terzaghi şekil katsayıları.....	46
Çizelge 4.2. Terzaghi taşıma gücü katsayıları.....	46
Çizelge 5.1. Numunelerin kompaksiyon değerleri.....	61
Çizelge 5.2. Numunelerin başlangıçtaki boşluk oranı değerleri.....	62
Çizelge 5.3. Numunelerin serbest basınç deneyi sonuçları.....	66
Çizelge 5.4. Konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi (CU) .....	67
Çizelge 5.5. Numunelerin kesme kutusu deneyi sonuçlarından çıkan $c$ , $\phi$ , $\sigma$ , $\tau$ değerleri.....	73
Çizelge 5.6. Numune A ve C'nin taşıma gücü hesabı .....	74
Çizelge 5.7. Radye temelin özellikleri .....	74
Çizelge 5.8. Radye temeğe etki eden kolon yükleri .....	75
Çizelge 5.9. Numunelerin konsolidasyon sonrası oturma hesaplamalarında kullanılan değerler.....	77
Çizelge 5.10. Numune A ve C'nin dikdörtgen şekilli radye temelin uygulayacağı kolon momentlerinin ve eksantiristenin bulunması.....	77
Çizelge 5.11. Numune A ve C'nin konsolidasyonlu oturma sonuçları .....	77
Çizelge 5.12. Kullanılan numunelerin PLAXIS 3D parametreleri.....	79
Çizelge 5.13. Kullanılan malzemelerin PLAXIS 3D parametreleri.....	79

## SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

A	Aktivite değeri
A <sub>f</sub>	Kırılma anında numunenin yatay kesit alanı (düşey gerilmenin etkidiği alan)
A <sub>i</sub>	Kesme kuvvetinin uygulandığı anda, numunenin bu kuvveti karşıladığı yatay enkesit alanı
ASTM	American society for testing and materials
B	Kesme hücresinin genişliği
B	Temel genişliği (Mm)
C	(0.4–1.2) arasında bir katsayı
C	Kil yüzdesi
c	Temel altındaki zeminin kohezyonu
CBR	Kaliforniya taşıma oranı
C <sub>c</sub>	Sıkışma indisi
CD	Konsolidasyonlu drenajlı üç eksenli basınç deneyi
CH	Yüksek plastisiteli kil zemin
CL	Düşük plastisiteli kil zemin
CU	Konsolidasyonlu drenajsız üç eksenli basınç deneyi
C <sub>u</sub>	Üniformluk katsayısı
D <sub>10</sub>	Efektif tane çapı (mm)
D <sub>f</sub>	Temel derinliği
e <sub>0</sub>	Deney başındaki numunenin boşluk oranı
E <sub>γ</sub>	Yük eksantrisitesi,
e <sub>n</sub>	Deney sonundaki numunenin boşluk oranı
γ <sub>kmaks</sub>	Maksimum kuru birim hacim ağırlığı
γ <sub>s</sub>	Dane birim hacim ağırlığı
γ <sub>w</sub>	Suyun birim hacim ağırlığı
H <sub>0</sub>	Numunenin başlangıç yüksekliği
H <sub>1</sub>	Şişme sonrasındaki numune yüksekliği
I <sub>γ</sub>	Yük eğimi
I <sub>γ</sub>	Eğim düzeltme faktörü
k	Permeabilite katsayısı
K <sub>0</sub>	Toprak basıncı katsayısı
L	Kesme hücresinin boyu
N	Temel altındaki zemin dane sayısı
N <sub>c</sub>	Taşıma kapasitesi faktörü
N <sub>i</sub>	Zemin numunesi üzerine etkiyen kuvvet
N <sub>q</sub>	Taşıma kapasitesi faktörü
N <sub>y</sub>	Taşıma kapasitesi faktörü
N <sub>γ</sub>	Taşıma Kapasitesi Faktörü
N <sub>γ</sub> *	Değiştirilmiş taşıma kapasitesi faktörü
P <sub>f</sub>	Kırılma anında numuneye etkiyen kuvvet
PI	Plastisite indisi
qu	Nihai taşıma kapasitesi
q <sub>u</sub>	Zeminin serbest basınç mukavemeti (normal gerilme)
R <sub>γ</sub>	Boyut
S	Şişme potansiyeli
S <sub>γ</sub>	Şekli için düzeltme faktörleri

T	Numunenin maruz kaldığı kesme kuvveti
UU	Konsolidasyonsuz drenajsız üç eksenli basınç deneyi
$\gamma$	Zeminin birim hacim ağırlığı
$\Delta$	Ortalama dane boyutu
$\sigma_1$	Düşey basınç
$\sigma_3$	Hücre basıncı
$\sigma_{\text{deviatör}}$	Deviatör basıncı
$\tau$	Numunenin kayma gerilmesi
$\Phi$	İçsel sürtünme açısı
$\omega_N$	Deney sonundaki numunenin su muhtevası
$\omega_{\text{opt}}$	Optimum su muhtevası
$\epsilon$	Eksenel şekil değiştirme
$\Delta L$	Yatay yerdeğiştirme



## 1. GİRİŞ

Mühendislik bakış açısıyla, zeminler, homojen ve izotrop olmayan ayrıca özellikleri çevre koşullarına, jeolojik tarihçesine ve zamana bağlı olarak büyük değişiklikler gösteren inşaat malzemeleridir. Bu açıdan zeminlerin mühendislik davranışlarını tanımlayan genel analitik modellerin ve sabit malzeme katsayılarının belirlenmesi mümkün olmamaktadır. Zemin özelliklerinin her proje sahası için deneysel olarak belirlenmesi ve bu yapılırken de arazide geçerli olacak koşulların dikkatle göz önüne alınması gerekmektedir. Dolayısıyla deneysel yöntemler zemin mekaniğinin ayrılmaz ve vazgeçilmez bir parçasını oluşturmaktadır. Deneysel olarak belirlenen birçok zemin özelliği ise, ancak belirli koşullarda geçerliliğini korumaktadır. Kullanılan deneysel yöntemlerin ve zemin davranışını etkileyen faktörlerin iyi anlaşılması, elde edilen sonuçların birçok durumda yanıltıcı olabilmesine yol açabilmektedir(Kumbasar ve Kip, 1984).

Zeminlerin çok karmaşık bir malzeme olmaları nedeni ile, zemin mekaniği ve temel inşaatı problemlerinde temel kavramların iyi anlaşılması ve mühendislik tecrübesi çok özel bir öneme sahiptir. Birçok inşaat malzemesi için, tasarım ve uygulama problemlerinin çözümünde genel olarak malzeme davranışının tam olarak kavranması gerekmeden belirli katsayıların kullanılması yeterli olmaktadır. Fakat zemin ile ilgili problemlerde kullanılacak malzeme özelliklerinin hangi koşullarda belirlendiği ve geçerliliğini koruduğunu anlamadan ve bu konuda yeterli tecrübe birikimine sahip olmadan güvenli ve ekonomik mühendislik çözümleri elde etmek mümkün olmamaktadır. Durumun böyle olması zemin mekaniği ve temel mühendisliğinin yani geoteknik biliminin önemini daha da artırmaktadır(Kumbasar ve Kip, 1984).

Geoteknik Mühendisi; bu karmaşık malzemenin davranışını çözümleyerek; Liman yapıları, Toprak Barajlar, Yamaç Dayanımı Problemleri, Dayanma Yapıları, Derin ve Yüzeysel Temeller, Yer altı yapıları gibi İnşaat Mühendisliğinin doğuşundan beri var olan sorunları en ekonomik ve en güvenli şekilde çözmek zorundadır.

İnşaat için seçilen sahada zemin tabakalaşmasının ve bu tabakaların mühendislik özelliklerinin belirlenmesi ve bu verilere dayalı olarak güvenli ve ekonomik bir temel sisteminin seçilmesidir. Zemin incelemesi amacına uygun olarak üst yapı ve temel sistemine yönelik gerekli tasarım parametrelerini de içermelidir.

Yapıların kendi ağırlıklarından ve hareketli yüklerden kaynaklanan yüklerin tabii zemin veya kaya tabakalarına aktarılmasını sağlayan sistemlere genel olarak temel adı verilmektedir.

Tüm mühendislik yapıları temelleri vasıtasıyla zemine yük iletirler. Ancak zeminin yeterli mukavemete sahip olması durumunda iletilen bu yükleri emniyetle taşıyabilmesi söz konusudur. Ayrıca iletilen bu yükler altında zeminde meydana gelebilecek oturmaların da müsaade edilebilir sınırlar içerisinde kalması gerekir. İşte bu koşulların değerlendirilebilmesi için her yapı temelinin oturacağı zemin için ayrı, yeterli ve doğru zemin etütlerinin, laboratuvar deneylerinin yapılması ve elde edilen sonuçların üst yapı bilgisine sahip olan yetkin bir inşaat mühendisi yani bir geoteknik mühendisi tarafından değerlendirilmesi son derece önemlidir. Ayrıca yapı-zemin etkileşiminden kaynaklanabilecek sorunları belirlemek ve yine bu sorunların çözüm yollarını ortaya koymak geoteknik mühendisinin yetki ve sorumluluğundadır.

Geoteknik mühendisi; Zemin, kaya ve yeraltı suyu ile ilgilenen ve bunlarla mühendislik projelerini ilişkilendiren, projelerin tasarım, yapım ve işletilmesi süreçlerinde bu parametrelerin yapıya etkilerini inceleyen inşaat mühendisidir (Coduto, 1998).

Bir geoteknik mühendisinin geoteknik tasarımları doğru olarak yapabilmesi için mekanik, statik, mukavemet ve hidrolik bilim dallarının temel ilkelerini iyi derecede bilmesi ve bu bilim dallarıyla ilgili kavramları zemin mekaniği ve temel mühendisliğine uygulayabilme yeteneğine sahip olması ön koşuldur.

Geoteknik mühendisliğinin çalışma alanlarının başlıcaları ise;

- Yapıların tasarımında, temel zemininin güvenle taşıyabileceği yükü (basıncı) (zemin emin taşıma gücünü / zemin emniyet gerilmesini) belirlemek,
- Yapı temellerinin uygulanan yükler altında zamana bağlı olarak yapabilecekleri oturmaları belirlemek ve müsaade edilen sınırlara göre tahkiklerini yapmak,
- Taşıma gücü ve oturma koşullarına göre en uygun temel tipini belirlemek ve boyutlandırmak,
- Dayanma yapılarının tasarımında, zemin ve sürşarj yükleri nedeniyle dayanma yapılarına etki eden yanal toprak basınçlarını / itkilerini hesaplamak ve dayanma yapılarını projelendirmek,
- Toprak barajların tasarımında, toprak barajların inşasında kullanılabilir uygun zemin türlerini belirleyerek, dolgunun uygun şekilde teşkil edilmesini sağlamak, barajların içinden sızabilecek su miktarını tespit edip, bu sızan sudan doğabilecek sorunların ve gerekli zmleri sunmak,
- Toprak barajların boyutlarını ve şev açılarını belirlemek,
- Su yapılarının tahkiklerinde, su yapılarının (beton baraj, su alma yapısı vb.) altına su sızması durumunda sızan su miktarını, yapı altındaki su basınçlarını ve dağılımlarını belirleyerek, yol açabileceği sorunları tespit edip, zm nerileri sunmak,
- Su içinde (deniz, nehir vb) ve kıyılarında yapılacak köprü ayaklarının temel tasarımını yapmak ve uygulama çalışmalarını yürütmek,
- Doğal ve yapay şevlerin stabilite hesaplarında, mevcut şevlerin güvenliğini belirlenmek ve güvenli şev açısını tespit etmek,
- Yol, havaalanı vb. yapılarda, temel tabakalarında kullanılacak olan zemin sınıfının belirlenmek, sıkıştırma çalışmalarını yürütmek, sıkıştırmayı kontrol etmek ve temeli projelendirmek (Uzuner, 2005).
- Tnel gzerghlerinin planlamak ve uygun delme yöntemleri belirlemek,

- Geoteknik deprem mühendisliği çalışmaları, deprem yükleri gibi dinamik yükler altındaki temel zemininin göçmeye karşı tasarımı yapmak,
- Derin kazıları planlamak ve uygulamak,
- Zemin iyileştirmelerinde, uygun iyileştirme yöntemlerini belirlemek ve planlamak,
- Çevre ile ilgili uygulamalarda, çeşitli atıkların bertaraf edilmesi, depo alanlarının belirlenmesi, sızdırmazlık çalışmaları ve örtü tabakalarının planlanması vb. aşamalardaki geoteknik uygulamaları yürütmektir. Bu husus sağlıklı bir kentleşmenin sağlanabilmesi için toprak ve su kirliliğinin önüne geçilmesi ve sürdürülebilir çevre açısından son derece önemlidir.

Uzuner (1998), zemin tabakalarının kendi ağırlıkları ve uygulanan dış yükler, zemin içinde gerilmeler oluştuğunu belirtmiştir. Oluşan gerilmelerin dağılımının bilinmesi, birçok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça önemli olduğunu ifade etmiştir. Bu gerilmelerin gerçek dağılımının saptanabilmesi için uygulanan yükün şiddetinin, yükün uygulandığı alanın boyutlarının ve zemin özelliklerinin bilinmesi gerektiğini belirtmiştir.

Bu çalışmada, farklı zemin profilleri ele alınarak bu zemin profillerinde yer alan ince ve iri daneli zeminlerin bir temel projelendirilmesi için gerekli tüm laboratuvar deneyleri yapılması amaçlanmıştır. Bu analizler sonucunda zemin profillerinin oluşmasından sonra temelde oturma hesabı yapılacaktır. Aynı veriler PLAXIS 3D üç boyutlu analiz amaçlı bir sonlu eleman paket programı ile yapılarak sonuçlar tezin amacına uygun olarak karşılaştırılacaktır. Yapı-zemin etkileşiminin önemi ortaya konulması amaçlanmıştır.

Çalışmanın giriş bölümünden sonraki ikinci bölümünde, zemin ve temeller hakkında bilgiler verilmiştir. Üçüncü bölümde yapılan laboratuvar deneyleri, verilmiştir. Dördüncü bölümde kullanılan yöntemler hakkında bilgiler sunulmuştur. Beşinci bölümde araştırma bulguları verilmiş olup temel projelendirilmesi yapılmış zemin profillerinin PLAXIS 3D programıyla elde

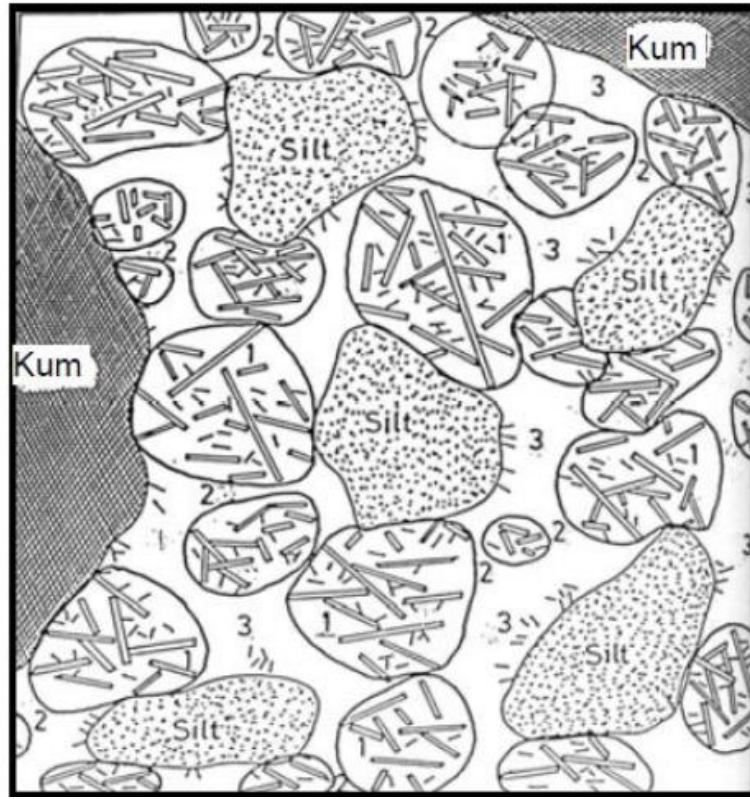
ettiğimiz sonuçlarla laboratuvar çalışmalarının sonuçları karşılaştırılıp değerlendirilmiştir.



## 2. KAYNAK ÖZETLERİ

### 2.1. Kil Zeminler ve Mineral Yapıları

Genel olarak zemin sınıflama sistemlerinde kil taneleri, 2 mikron (0.002 mm) veya daha küçük tane çapına sahip hidratlı alüminyum veya magnezyum silikatlardan oluşan ikincil minerallerdir. Partiküller veya kolloidal boyutta taneler olarak bulunurlar.



Şekil 2.1. Kil zemin mikro yapısının şematik gösterimi; (1) Kümeleşmiş kil yapısı içindeki boşluklar, (2) Kümeleşmiş partiküller arası boşluklar, (3) Kümeleşmiş yapılar arasındaki büyük boşluklar (Mitchell, 1993).

Kil mineralleri yapısal oluşum açısından değerlendirildiğinde, her grup benzer mühendislik özelliği gösterdiğinden dolayı yapısal gruplamalar daha uyumlu olmaktadır. Mühendislik amaçlı sınıflamalarda, kil mineralleri genellikle üç grup içinde değerlendirilir. Bunlar kaolinit grubu, mika grubu, smektit grubudur. Bunların özellikleri Çizelge 2.1’de verilmiştir.

Çizelge 2.1. Kil minerallerinin karşılaştırmalı özellikleri (Mitchell, 1993).

Özellik	Montmorillonit	İllit	Kaolinit
Tane Boyutu( $\mu\text{m}$ )	0.01-1.0	0.02-2.0	0.5-5.0
Tane şekli	Eş boyutlu yaprak	pul	6 köşeli pul
Dış Yüzey Alanı( $\text{m}^2/\text{g}$ )	70-120	70-100	10-30
İç Yüzey Alanı( $\text{m}^2/\text{g}$ )	550-650	-	-
Plastisite	Yüksek	Orta	Düşük
Likit Limit	110-710	60-120	29-7
Plastisite İndisi	51-100	34-60	26-38
Kohezyon	Yüksek	Orta	Düşük
Şişme Kapasitesi	Yüksek	Orta	Düşük
Elektrik Yükü	0.5-0.9	1.0-1.5	0
KDK(Meq/100g)	80-150	10-40	3-15
Özgül Gravite	2.35-2.7	2.6-3.0	2.6-2.8
Tabakalar Arası Mesafe(mm)	1.0-2.0	1.0	0.7
Tabakalar Arası Bağ	Van Der Waal's Bağları(Zayıf Çekim Kuvveti)	Potasyum İyonları	Hidrojen
Net Negatif Yük( $\text{cmol}_c/\text{Kg}$ )	80-120	15-40	2-5

*Kaolit grubu*; genellikle genleşmez. Kaolit, Dikit ve Nakit, Hallosit, Düzensiz kaolinitler, Serpantinler alt grunbunda bulunur. Kaolinit orta derece bir plastisiteye sahiptir ve diğer kil minerallerinden daha büyük içsel sürtünmeye sahiptir. Bu gruptaki minerallerin özgül ağırlıkları  $2.6-2.68 \text{ gr/cm}^3$  ve özgül yüzeyleri  $10 \text{ m}^2/\text{gr}$ . civarındadır. Magmatik kayalarda bulunan feldispatların ayrışması sonucunda meydana gelirler. Tabakalar arasındaki bağ kuvvetleri güçlüdür. Tabakalar arasına su iyonları giremez. Bu nedenle kaolinitler su ile karıştırıldıklarında stabilitelerini kaybetmezler. Seramik sanayiinde kullanılmasının sebebi de budur. Beyaz renkli olması gerektiği halde bazen yabancı maddelerle boyanabilir. Plastik özellik gösterirler. Asitlerde erimezler, optik ve X ışınları ile ayırılabilirler. Kaolinit önemli bir endüstriyel hammaddedir. Tuğla, boru, çanak, çömlek yapımında, seramik sanayiinde, kağıt, kauçuk sanayiinde kullanılırlar.

*Mika grubu*; Mikalar, Pyrofilit ve talk, Hallosit, İllit, Politip muskovit, Glokonit ve glokoniler ve vermikülit tipi killeri içerir, fakat genleşmeleri önemli problemlere neden olmaz.

*Smektit grubu*; montmorillonitleri kapsar. Yüksek şişme potansiyeline sahiptir. En problemlili kil mineral tipidir.

*Karışık Tabakalı Killer*; İllit-Montmorillonit (İ-M), Montmorillonit-Vermikülit (M-V), İllit-Vermikülit (İ-V), Montmorillonit-Klorit (M-K), İllit-Klorit (İ-K, Vermikülit-Klorit (V-k)), şeklindedir.

### **2.1.1. Killerin aktivitesi ve şişme potansiyeli**

Skempton (1953) yaptığı çalışmaların neticesinde plastisite indisinin kil yüzdesine bağlı olduğunu ve belirli kil mineralleri için “Plastisite İndisi/Kil Yüzdesi” oranının sabit olduğunu göstermiştir (Bardet, 1997).

Ayrıca, zeminlerin plastisite indisi/kil yüzdesi oranı arttıkça hacim değiştirme potansiyellerinin de artacağı tespit edilmiş ve bu orana “aktivite” adı verilmiştir. (Head, 1992).

Mineral yapısı aynı olan killerin aktivite değerleri de genellikle sabit olmakta veya çok küçük bir aralıkta değişmektedir. Örneğin kaolinit ve illit gibi kil minerallerinin aktiviteleri nispeten küçük olmasına rağmen montmorillonit tipi minerallerin, özellikle sodyum-montmorillonitin aktivitesi oldukça yüksek çıkmaktadır (Çizelge 2.2) Bu mineral tipine sahip killerin likit limit değerleri arasında da oldukça büyük farklar bulunmaktadır. Örneğin; kaolinit tipi mineralin likit limiti 40 – 60 arasında, illitin 80 – 120 arasında iken montmorillonitin 700'e kadar çıkabilmektedir (Head, 1992).

Çizelge 2.2. Kil minerallerinin aktivite değerleri (Skempton, 1953; Mitchell 1993; Barde, 1992).

<b>Kil minerali</b>	<b>Aktivite değeri</b>
Na-montmorillonit	4-7
Ca-montmorillonit	1.5
İllit	0.5-1.3
Kaolin	0.3-0.5
Haloisit(susuz)	0.5
Haloisit(sulu)	0.1
Mika	0.2
Kalsit	0.2
Kuvars	0.0

Montmorillonitin aktivitesinin ve likit limitinin yüksek olmasının nedeni, bu mineralin tabakaları arasındaki bağı zayıf olması ve büyük miktarlardaki suyu tabakalar arasına infiltre edebilmesidir (Budhu, 2000).

Bu durum Montmorillonit tipi mineralin bünyesine su aldığı büyük miktarlarda şişebileceğinin bir göstergesidir. Buradan hareketle Aktivitesi yüksek olan zeminlerin şişme potansiyelinin de yüksek olacağı sonucu çıkmaktadır (Bowles, 1992).

Ayrıca killi zeminler aktivitelerine göre dört sınıfa ayrılmışlardır. Bu sınıflandırma aşağıdaki Çizelge 2.3'te gösterilmiştir (Budhu, 2000).

Çizelge 2.3. Killerin aktivitesine göre sınıflandırma

<b>Tanımlama</b>	<b>Aktivite değeri</b>
Aktif olmayan killer	<0.75
Normal killer	0.75-1.25
Aktif killer	1.25-2.0
Yüksek aktiviteli killer (örneğin bentonit)	>2.0 (6 ya da daha büyük)

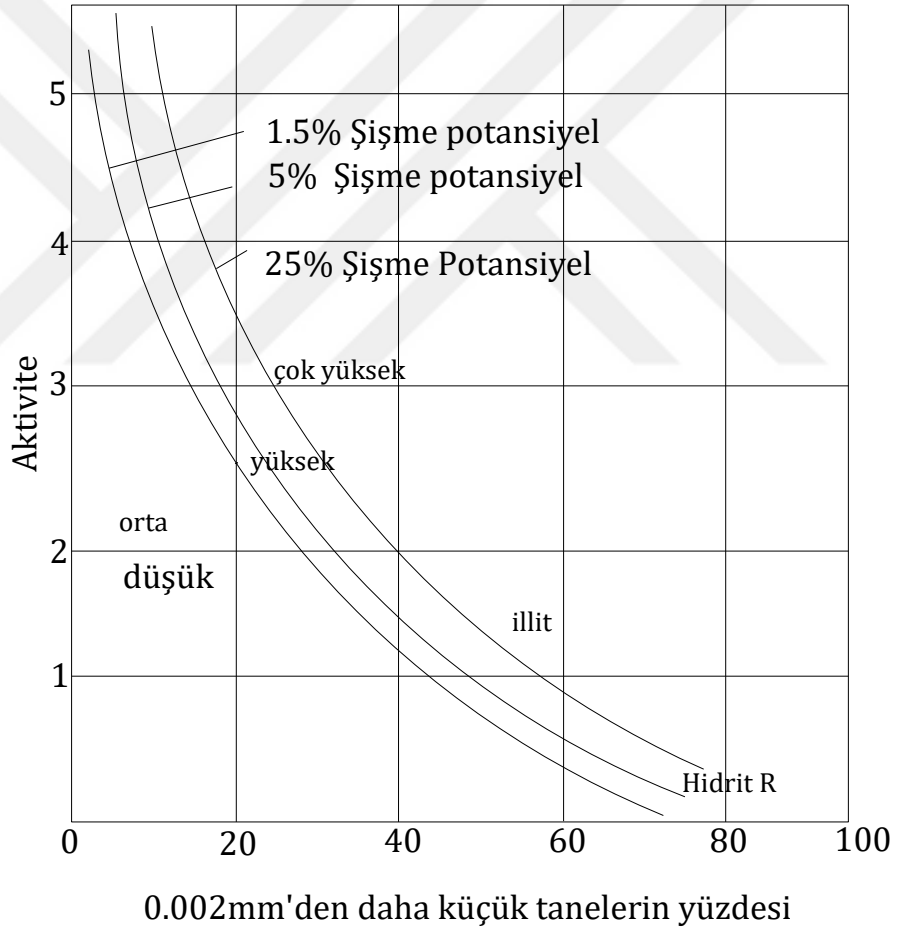
Bu çalışmaların yanı sıra Seed, Woodward ve Lundgren (1962) tarafından killi zeminlerin aktivitesi ve şişme potansiyeli arasında ampirik bir bağıntı olduğu ifade edilmiştir (Şekercioğlu, 1998).

Bu bağıntı;

$$S = 3.6 \times 10^{-5} \times A^{2.44} \times C^{3.44} \quad (2.1)$$

Burada; S: Şişme potansiyeli, A: Aktivite değeri, C: Kil yüzdesi (<0.002 mm) olarak ifade edilmiştir.

Seed vd (1962) tarafından, verilen şişme potansiyeline göre zeminlerin sınıflandırılması Şekil 2.2'de görülmektedir.



Şekil 2.2. Şişme potansiyeline göre sınıflandırma (Seed vd., 1962)

Şişme özelliği olan, kısmen doymuş zeminler, su ile karşılaştıklarında, hacim değiştirirler ve şişmelerine engel olduğu takdirde ise basınç uygularlar. Bu

basınç 'şişme basıncı' olarak adlandırılır. Şişen zeminlerin bu özelliklerini ölçmek amacıyla, uygulanan deneysel yöntemler; 'şişme potansiyeli' olarak adlandırılan 'şişme yüzdesi' ya da 'şişme basıncını', suya doymun hale gelinceye kadar ölçmeye dayanırlar. Şişme yüzdesi laboratuvarlarda belli şartlarda sıkıştırılmış veya tabii (örselenmemiş) bir zemin numunesinin belirli yük altında, sıfır yanal deformasyon durumunda suya doymun hale gelinceye kadar göstermiş olduğu düşey şişme miktarının, numunenin ilk yüksekliğinin yüzdesi olarak ifadesidir. Bu değer, sıfır yanal deformasyon şartlarında aynı zeminde hacimsel artış yüzdesidir.

$$s = \frac{H_1 - H_0}{H_0} \times 100 \quad (2.2)$$

Burada; S: Şişme potansiyeli, H<sub>0</sub>: Numunenin başlangıç yüksekliği, H<sub>1</sub>: Şişme sonrasındaki numune yüksekliğini ifade etmektedir.

Şişme özelliği olan zeminlerin şişme karakteristiklerini ölçmek amacıyla, çok sayıda deney ve değerlendirme yöntemi bulunmasına karşın, bunlardan hiçbiri uluslararası hatta geniş kullanım alanına sahip değildir. Bu yöntemler temelde iki grupta toplanabilirler. Bunlardan ilki 'niteliksel' yöntemler olup; atterberg limitleri, kolloid içeriği, birim hacim ağırlıkları v.s. gibi yaygın zemin parametreleri ile korelasyonlara gidilerek zeminin şişme potansiyelini 'düşük', 'orta', 'yüksek', 'çok yüksek' gibi ifadelerle ve ampirik yöntemle değerlendirmeye dayanmaktadırlar. İkinci grup ise 'niceliksel' yöntemleri içermektedir. Bu yöntemde ise, ödometre kullanılarak zeminin tek eksenli şişme değerleri elde edilir. Farklı araştırmacılarca yapılan nitel yöntemlere dayanan şişme potansiyeli değerlendirmeleri Çizelge 2.4, 2.5 ve 2.6 da verilmiştir.

Çizelge 2.4. Zeminin fiziksel özellikleri ve SPT verilerine dayalı şişen zemin sınıflandırılması (Chen, 1988)

Laboratuvar Analizi Verileri			Muhtemel Şişme (toplam hacim değişikliğinin yüzdesi), %	Şişme Derecesi
200 no'lu elekten geçen (%)	Likit limit (%)	N-darbe direnci		
>95	>60	>30	>10	Çok yüksek
60-65	40-60	20-30	3-10	Yüksek
30-60	30-40	10-20	1-5	Orta
<30	<30	<10	<1	Düşük

Çizelge 2.5. Yüksek plastisiteli killer için zemin indis özelliklerine bağlı muhtemel hacim değişikliği ilişkisi (Holtz ve Gibbs, 1956).

İndis deney sonuçları			Muhtemel Şişme (toplam hacim değişikliğinin yüzdesi), %	Şişme Derecesi
Kolloidal yüzde (<0.001 mm)	Plastisite indisi	Rötre limiti		
>28	>35	<11	>30	Çok yüksek
20-31	25-41	7-12	20-30	Yüksek
13-23	15-28	10-16	10-20	Orta
<15	<18	>15	<10	Düşük

Çizelge 2.6. Plastisite indisine dayalı şişen zemin sınıflaması (Chen, 1988)

Şişme potansiyeli	Plastisite indisi
Düşük	0-15
Orta	10-35
Yüksek	20-55
Çok yüksek	≥ 35

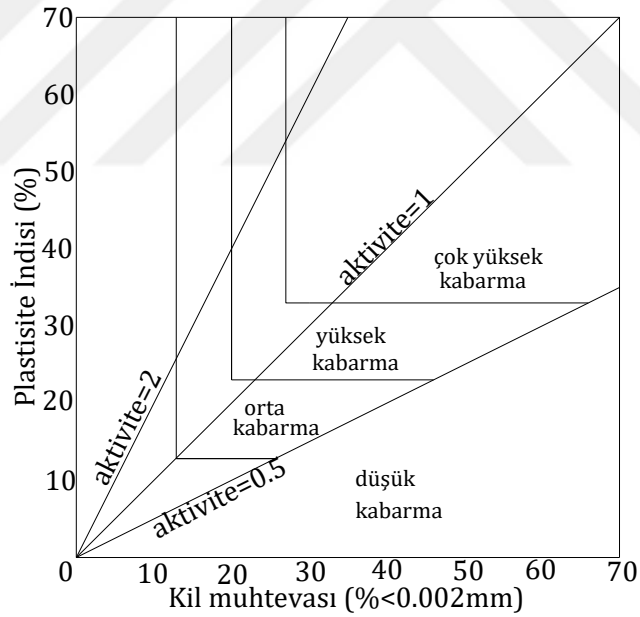
Zemin aktivitesi genellikle, değişen nem koşulları altında zeminin su alma ve verme kabiliyeti için kullanılan bir terimdir. Kıvam limitleri, metilen mavisi absorpsiyonu ve katyon değiştirme kapasitesi gibi zeminin fiziksel özelliklerinden belirlenebilmektedir.  $A < 0.75$  ise aktif olmayan,  $0.75 < A < 1.25$  ise normal,  $A < 1.25$  ise aktif. (Skempton, 1953).

$$A = \frac{PI}{C} \quad (2.3)$$

Burada; A: Aktivite, PI: Plastisite İndisi, C: Kil Yüzdesini ifade etmektedir. Aktiviteye bağlı şişme potansiyeli Şekil 2.3'te görülmektedir.

### 2.1.2. Killi zeminlerin geçirimliliği

Zeminlerin suyu geçirimliliği, öncelikle tane boyutuna ve şekline bağlı olmakla birlikte, boşlukların şekline ve yerleşme niteliğine, boşluk oranına, doygunluk derecesine ve sıklığına bağlıdır. Çeşitli araştırmacılar tarafından zeminlerin geçirimliliği(permeabilitesi) ile, bazı fiziksel karakteristikleri arasında korelasyonlar kurularak ampirik formüller ortaya konulmuştur. Bunlardan, Hazen (1892) tarafından özellikle kumlu zeminlerin su geçirimliliğini hesaplamak için efektif çap ( $D_{10}$ ) ile su geçirgenlik (permeabilite) katsayısı arasında kurulan ilişkidir (Bardet, 1997).



Şekil 2.3. Şişme potansiyeli tahmini (Van Der Merve, 1964).

Dane çapı bu ilişki,  $D_{10}$ ; 0.1 – 3.0 mm arasında olan temiz üniform kumlar için aşağıdaki gibi verilmiştir (Bowles, 1992).

$$k = CD_{10}^2 \quad (2.4)$$

Burada;  $k$ : permeabilite katsayısı (cm/s),  $D_{10}$ : Efektif dane çapı (mm),  $C$ : (0.4–1.2) arasında bir katsayıyı ifade etmektedir.

## **2.2.Zeminlerin Taşıma Gücü İle İlgili Yapılan Çalışmalar**

Zeminle üst yapı arasındaki bağlantıyı sağlayan tarayıcı eleman temel adıyla tanımlanır. Bir yapı taşıyıcı sistemi en genel halde üst yapı, temel ve zemin bileşiminden oluşur. Temel, yapı yüklerini ve yükün dağılımını altta bu yükü taşıyacak zeminin taşıyabileceği şekle dönüştürerek aktaran bir sistemdir. Bu niteliği ile de hem yapıdan hem de zeminden etkilenir. Buna göre, temel tasarımı bir yapı-zemin etkileşimi problemi (Birand, 2006).

Temeller iki ana gruba ayrılırlar:

- ✓ Yüzeysel temeller
- ✓ Derin temeller

Yüzeysel temeller yapısal yükleri yüzeye yakın zeminlere ileten temellerdir. Bunlar, tekil temelleri ve radye temelleri kapsarlar. Bir tekil temel, uygulanan yapısal yükleri bir kolon veya taşıyıcı duvar altında yeteri kadar geniş bir zemin alanı üzerine yaymak üzere yapılan genişletmedir. Her kolon ve her taşıyıcı duvarın tipik olarak kendi tekil temeli bulunmaktadır (Celep ve Kumbasar, 2005).

Tekil temeller her şeyden önce düşük maliyetleri ve kolay imalatları nedeni ile kullanılan en yaygın temel tipleridir. Genellikle orta ve iyi derecedeki zemin koşullarında küçük ve orta boyuttaki yapı yükleri altında kullanılırlar (Celep ve Kumbasar, 2005; Deprem yönetmeliği, 2007).

Yüzeysel temeller, uygulanan yapısal yükleri yüzeye yakın zemin tabakalarına iletirler ve bu esnada zeminde hem basınç hem de kayma gerilmeleri oluştururlar. Bu gerilmelerin büyüklükleri çoğunlukla temel taban basıncına ve temelin büyüklüğüne bağlıdır. Taban basıncının yeteri kadar büyük veya

temelin yeteri kadar küçük olması durumunda, kayma gerilmeleri zeminin kayma dayanımını aşabilir. Bu da taşıma gücü yenilmesi ile sonuçlanır (Coduto, 2001).

Zeminlerin taşıma gücünü hesaplamada kullanılan çeşitli sınır denge yöntemleri mevcuttur. Ancak, yaygın kabul görenlerden biri, Terzaghi tarafından önerilendir (Terzaghi, 1943).

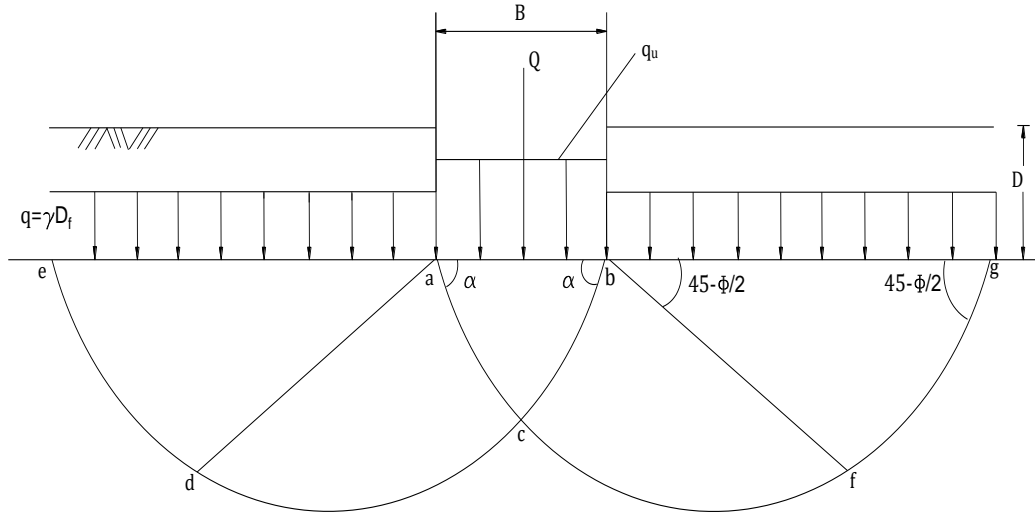
Terzaghi teorisi L/B oranı çok büyük olan şerit temeller için geliştirilmiştir. Terzaghi, üniform yüklü şerit temel için geliştirdiği taşıma gücü teorisinde, göçme anında temel zemininde oluşan kırılma yüzeylerini Şekil 2.4'de görüldüğü gibi kabul etmiştir. Sonraki çalışmalarda, model deneylerden elde edilen deneysel katsayılar ilave edilerek teori, kare ve dairesel temellere genişletilmiştir. Temel zemini; homojen, izotrop ve yarı sonsuz kabul edilerek şerit temelin nihai taşıma kapasitesi için aşağıdaki bağıntı çıkarılmıştır:

$$q_u = c * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} * \gamma * B * N_\gamma \quad (2.5)$$

Burada;  $q_u$ : nihai taşıma kapasitesi,  $c$ : temel altındaki zeminin kohezyonu,  $q$ :  $\gamma D_f$  ( $D_f$ : temel derinliği),  $\gamma$ : zeminin birim hacim ağırlığı,  $B$ : temel genişliği,  $N_c$ ,  $N_q$ ,  $N_\gamma$ : Zeminin içsel sürtünme açısı,  $\phi$  değerlerine bağlı olarak elde edilen Terzaghi'nin taşıma gücü faktörü değerlerini göstermektedir. Temelin zemin yüzeyine oturması ( $D_f, 0$ ) ve kohezyonun sıfır olması durumunda ( $c=0$ ).

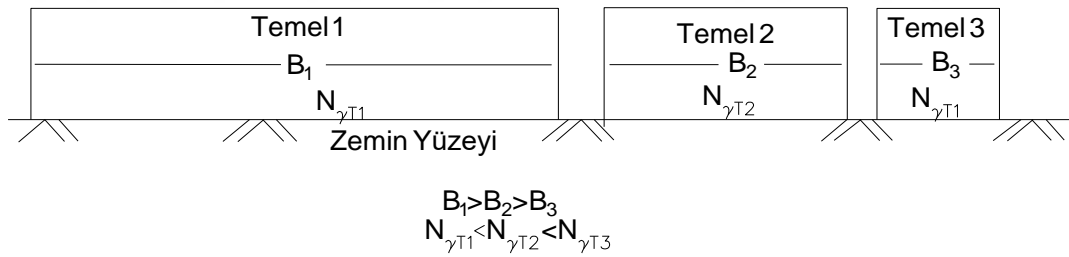
$$q_u = \frac{1}{2} \gamma * B * N_\gamma \quad (2.6)$$

$$N_\gamma = \frac{q_u}{\gamma * \frac{B}{2}} \quad (2.7)$$



Şekil 2.4. Terzaghi tarafından kabul edilen zemin kırılma yüzeyleri

De Beer (1963), ilk çalışmasında temel boyutunun, B taşıma kapasitesi faktörü,  $N_\gamma$  üzerindeki etkisi ile ilgili olduğunu belirtmiştir. Temel genişliğinin artmasıyla,  $N_\gamma$  değerinin azalmasını ölçek etkisi olarak adlandırılmıştır. Temel genişliği ile  $N_\gamma$  arasındaki ilişki Şekil 2.5.'de görülmektedir.



Şekil 2.5. Temel boyutunun taşıma kapasitesi faktörü üzerindeki etkisi (Michalowski, 1997).

Tatsouka vd. (1991), çalışmalarında taşıma kapasitesi faktörü,  $N_\gamma$  ile temel boyutu arasındaki ilişkide iki faktörün etkili olduğunu belirtmişlerdir. Bunlardan ilki Golder (1941), tarafından tanımlanan kumun mekanik özelliklerinin gerilme seviyesine bağlılığı, ikincisi ise, dane boyutu etkisini araştırmışlardır.

Habib (1973), temel genişliği etkisinin hesaplara katılması amacıyla değiştirilmiş taşıma kapasitesi faktörü,  $N\gamma^*$  terimini önermiştir.

$$N\gamma^* = N\gamma + \frac{400}{N} \quad (2.8)$$

Burada;  $N\gamma^*$ , Değiştirilmiş Taşıma Kapasitesi Faktörü,  $N\gamma$ , Taşıma Kapasitesi Faktörü, N, Temel Altındaki Zemin Dane Sayısı ( $B/\Delta$ ), B, Temel Genişliği (Mm),  $\Delta$ , Ortalama Dane Boyutu, değerlerini göstermektedir.

Konu ile ilgili gerçekleştirilen çalışmalar sonucunda birçok farklı  $N\gamma$  ifadesi önermişlerdir (Cerato ve Lutenege, 2003).

Zeminlerin taşıma güçlerinin belirlenebilmesi için kullanılan en yaygın yöntemlerden biri, laboratuvardan elde edilen zemin mukavemet parametrelerinin kullanıldığı klasik yöntemler olduğunu belirtmiştir. Birçok araştırmacı tarafından geliştirilen taşıma gücü hesaplama yöntemleri, Prandtl (1920) tarafından yapılan ağırlıksız bir metalin yapışma ve iç sürtünme özelliklerini inceleyen araştırmasına dayandığını gözlemlemiştir (McCarthy, 2007).

Ancak, her durumda laboratuvarda mukavemet çalışmalarının uygulanabileceği örselenmemiş numune temini mümkün olmamaktadır. Bu nedenle, zemin mukavemet parametrelerinin yerinde tespitini mümkün hale getiren arazi deneyleri geliştirilmiştir. Bu yöntemlerde temel prensip, zemin içinde çakılarak ya da itilerek ilerletilen sondalara, zeminin gösterdiği direncin belirlenmesidir (Uzuner, 2000). Elde edilen bu direnç değerleri kullanılarak zeminlerin taşıma gücünü belirlemede çeşitli korelasyonlar geliştirilmiştir. Yukarıda bahsedildiği üzere, son zamanlarda taşıma gücü tayinine yönelik jeofizik çalışmalar da yapılmaktadır. Özellikle, sismik deneyler uygulanarak elde edilen kayma ve basınç dalgası hızları yardımıyla taşıma gücü analizleri gerçekleştirilmektedir.

Kum temelinde yüzey temelleri için taşıma kapasitesi tahminlerini Terzaghi'nin bindirme metodundaki değişiklikler kısmen teorik olduğunu belirtmişlerdir. Kum üzerindeki yüzey tabanları için hali hazırda mevcut olan verilere dayanarak, bunları istatistiksel analizlerle karşılaştırmışlardır. Kohezyonsuz zeminler için taşıma kapasitesinin değişkenlik katsayıları, özellikleri %20 ila %30 arasında değiştiğini gözlemlemişlerdir. Toprak özelliklerinde belirsizlik olduğu gibi taşıyıcı kapasite belirsizliği hızla yükseldiğini belirtmişlerdir. Taşıyıcı kapasite için Terzaghi bindirme yönteminin kum üzerinde yüzey temellerinin hesaba katılması düşünmüşlerdir. Belirsizlik üzerine sonuçlar çıkarmak için istatistiksel yöntemlerle taşıma kapasitesi faktörleri  $N_y$  ve boyut,  $R_y$ , şekli için düzeltme faktörleri,  $S_y$ , yük eksantrisitesi,  $E_y$  ve yük eğimi,  $I_y$ . Bu araştırmadan şu sonuçlar çıkarmışlardır; nihai taşıma kapasitesinin teorik olarak dikkate alınması kohezyonsuz toprakta çözeltiler arasında büyük farklılıklara neden olduğunu belirlemişlerdir. Taşıma kapasitesi faktörleri  $N_y$  ve eğim düzeltme faktörü  $I_y$ , en büyük farklılıkları gösterdiğini görmüşlerdir (Ingra ve Baecher, 1983).

Betonarme malzeme üzerine sığ temel taşıma kapasitesinin ölçek etkileri incelendiğinde, diğer araştırmacılar tarafından gözlemlenen taban genişliği artan B, taşıma kapasitesi faktörü  $N_c$ 'nin azaltılması incelemişlerdir. Model ölçekli kare ve dairesel üç sıklık yoğunluğunda iki sıkıştırılmış kum üzerinde 0.025-0.914 m arasında değişen taban çizgisi testleri gerçekleştirmişlerdir. Sonuçlar model ölçekli taban çizgileri testleri, taşıma kapasitesi faktörünün,  $N_c$ 'nin, hem kare hem de kare için ayak tabanının mutlak genişliğine bağlı olduğunu göstermişlerdir. Bu çalışmanın test sonuçlarında görülen ölçek efektini yeterince hesaba katmamışlardır. Ayrıca, çoğu model ölçeğinin davranışının taban testleri tam ölçekli testlerin davranışıyla doğrudan bağlantılı olamayacağını, çünkü altında yaşanan ortalama gerilmelerdeki farklılıklar gösterebildiğini belirtmişlerdir (Cerato ve Lutenege, 2007).

Clark (1998) ve Zhu vd. (1998), çalışmalarında santrifüj deneyleri, temel boyutunun artmasına bağlı olarak temelin taşıma kapasitesinin arttığını,  $N_y$  değerinin ise, azaldığını belirtmişlerdir.

Yüzeysel temellerin taşıma gücünün belirlenmesine yönelik birçok yöntem bulunmaktadır. Laboratuvar deneyleri yardımıyla zemin cinsine göre kesme kutusu, üç eksenli basınç, serbest basınç, Kaliforniya taşıma oranı (CBR) ve konsolidasyon deneyleri ile zemin parametreleri elde edilerek analizler yapılmaktadır. Taşıma gücü değerlerinin belirlenebildiği arazi deneyleri arasında koni penetrasyon, standart penetrasyon, presiyometre ve plaka yükleme deneyleri yer almaktadır. Başarılı örselenmemiş örnek alınmasının veya penetrasyonun çok zor olduğu iri taneli zeminler, zayıf veya ayrışmış kayalar ve yapay dolgularda plaka yükleme deneyi tüm diğer deneylere göre avantajlı duruma geçmektedir. Taşıma gücü ve oturmanın yerinde doğrudan ölçülebildiği plaka yükleme deney düzeneği, zeminin üzerine oturan rijit bir plakadan, üstte yükün uygulandığı bir ölü yükten ve bu yükü alt plakaya aktaran bir kriko ile oturma (veya çökme) miktarını ölçen komparatörlerden oluşmaktadır. Deney sırasında plakaya uygulanan yük ile plakanın yapacağı oturma komparatörler ile belirlenir. Elde edilen veriler ile yük-oturma ilişkisinden zeminin güvenle taşıyabileceği yük bulunur. Plaka yükleme deneyi, doğal zeminlerin taşıma gücünün belirlenmesinin yanı sıra günümüzde daha çok karayolu ve havaalanlarında dolgu sıkıştırma kontrolü amacıyla kullanıldığını belirtmişlerdir (Coates vd., 1966; Gökay, 1988; Hobbs, 1975).

Yapım teknikleri ve yapım teknolojisindeki gelişmeler ile kentlerde yapılaşma hızla gelişmiş ve buna bağlı olarak yapıların inşa edilmesi için uygun arazilerin bulunmasında sıkıntılar doğmuştur. Kent merkezlerinde yer alan, ancak taşıma gücü ve oturma açısından, problemlili olan arazilerin, yapılaşmaya uygun hale gelmesi için bu alanlarda çok katlı ve özellikli yapıların temel sistemi derin temele dönüştürülmekte ya da zeminlerinin iyileştirilmesi yoluna başvurulmaktadır. Zeminlerin iyileştirilmesi için, granüler stabilize dolgu yöntemi uygulamada kullanılan alternatif iyileştirme yöntemlerinden biridir. Granüler dolgu ile iyileştirme yönteminde zemin, özellikleri ve davranışı önceden yapılan laboratuvar deneyleri ile belirlenmiş olduğundan, bir bakıma iyileştirme yapılan, sorunlu bölge kontrol altına alınmış olmaktadır. Yumuşak kil zeminlerde dolgu tabakası yerleşimi ile şerit temelin taşıma kapasitesinde meydana gelen iyileştirmeler konusunda tabaklı zemin davranışını inceleyen

çeşitli teorik yaklaşımlar bulmuşlardır. Çalışmalarının sonucunda; zeminin iç sürtünme açısının farklılıklar gösterebileceğini ve bir granüler dolguda zayıf kil çökmelerinin önemli ölçüde güçlendirildiğini ifade etmişlerdir (Hamed vd., 1986; Madhav ve Vitkar, 1978).

Nawghare vd. (2010), çalışmalarında eksantrik olarak yüklenen tabanın taşıma kapasitesini araştırmışlardır. Farklı boyut ve şekillerin basamakları test için kullanmışlardır. Merkezi olarak yüklenen tabanın taşıma kapasitesi ve ardından farklı eksantrik yüklü taban için test yapmışlardır. Her temel taşıma kapasitesi ve yerleşimi için merkezi ve eksantrik yükleme değeri bulmuşlardır. Taşıma gücü ve bunlara karşılık gelen oturma değerlerini bulmuşlardır. Deney sonuçları, dikdörtgen kesitli temelerde hem merkezi, hem de eksantrik yükleme durumlarında temel boyutu arttıkça taşıma kapasitesinin arttığını göstermiştir. Öte yandan, kare kesitli temelerde taşıma kapasitesinin yükleme türünden etkilenmediği, fakat temel oturmalarının değiştiğini belirtmişlerdir.

Sadoglu vd. (2009), çalışmalarında donatı ile güçlendirilen sıkı kum zemine oturan eksantrik yüklü model şerit temel kullanılarak model deneyler yapmışlardır. Deney sonuçlarında, eksantrisite arttıkça nihai taşıma kapasitesinin azaldığını gözlemlemişlerdir.

Saran vd. (2007), çalışmalarında donatılı zemine oturan ve eksantrik eğik yüklü kare ve dikdörtgen temelerde belli oturmaya karşılık gelen taşıma gücü değerlerini hesaplayan bir analiz yöntemi sunmuşlardır. Analizler doğrultusunda uygulamaya yönelik çeşitli boyutsuz abaklar önerilmiş, sonuçlar model deneyler yapılarak doğrulamışlardır.

Birand (2001), çalışmasında kazıkların temel elemanı olarak görev yaptıklarında üst yapı yüklerini zemine aktardığını belirtmiştir. Bunun dışında, yan yana yapılmış sıralı kazıklar, gerektiğinde ankraj elemanları ile güçlendirilerek dayanım yapısı olarak projelendirilebileceğini ifade etmiştir.

Coduto (2005), çalışmasında kazıkların; yükleri iletme şekillerine göre sürtünme ve uç kazığı; imal edildikleri malzemeye göre ahşap, betonarme, çelik; imalat şekline göre; çakma kazıklar, yerinde dökülen kazıklar olarak sınıflandırıldığını belirtmiştir. Kazık temellerin, bir deprem sırasında temel hareketlerini azaltmanın en etkin yöntemlerinden biri olduğunu belirtmiştir. Kazık temellerin deprem koşullarında en yaygın kullanılan iki çeşidi, fore kazık ve bağlantı kiriş sistemi ve ön gerilmeli kazık temeller olduğunu belirtmiştir.

Bea (1992), çalışmasında fırtına dalgalarından gelen döngüsel yüklerin, kohezyonlu topraklarda ve açık deniz platformlarında desteklenen kazıkların aksenal kapasitesine etkilerini anlatmıştır. Yoğun tekrarlı yüklere maruz kaldığında kazık penetrasyonlarını tahmin etmek ve kazık performansını değerlendirmek için gelişmiş analitik prosedür geliştirmiştir. Prosedür, Meksika Körfezin'de 1.000 ft (305 m) su derinliğinde bulunan bir platforma uygulamıştır. Yükleme oranları, sabit yüklerin döngüsel yük genliklerine oranı, yükleme sıralarının dizilişi ve sayıları ve göreceli kazık-zemin katkıları kazık performansını belirleyen önemli parametreler olduğunu belirtmiştir. Örnek lokasyon toprakları ve yığınları için yoğun tasarım fırtınası yüklemelerinin sınırlı sayıda olması, kazık uzunluğunun üstte üçte ikisinde belirgin bir mukavemet bozulması ile sonuçlandığını gözlemlemiştir. Kazıkların en alttaki üçte biri, tasarım fırtınasınınkini aşan yükleme yükleri için güvenlik sınırı sağladığını belirtmiştir.

Kazıkların bulunduğu zeminin yüksek plastisiteli kil olması durumunda aynı yük kademesinde oturma miktarlarının düşük plastisiteli orta sert kil olması durumundan daha fazla olacağını göstermişlerdir (Bartolomei ve Omel'chak, 2003).

Alsaleh ve Shahrour (2008), çalışmalarında zemin kazık yapı ilişkisini incelemişlerdir. Mohr-Coulomb ilişkisini kullanarak yaptıkları modellemede üst yapı, zemin ve kazık üç boyutlu kiriş eleman olarak modellenmiştir. Analizlerde ilk olarak harmonik yükleme, daha sonra gerçek deprem yükleri kullanarak, zemin ve kazığın doğrusal olmayan davranışını incelemişlerdir. Zamana bağlı

olarak yer değiştirme değerlerini, kazıklardaki en elverişsiz durumdaki eksenel kuvvet ve burulma momenti değerlerini, elastik ve elasto plastik durumlar için elde etmişlerdir. Bu çalışmanın sonucunda; zeminin plastikliğinin, üst yapıya enerji geçişini azalttığı ve atalet kuvvetlerindeki artışın önemli olduğunu göstermişlerdir.

Alver ve zden (2015), çalışmalarında kazık sayısının ve kazık uzunluğunun bir kazıklı radyenin oturma davranışı üzerine etkileri araştırmışlardır. Optimum çözümün kazıkların sayısının arttırılması yerine kazık uzunluğunun arttırılmasıyla elde edilebileceği göstermişlerdir. Basitleştirilmiş Randolph Yöntemi ve Sonlu Elemanlar Yöntemi oturma hesabı için kullanılmışlar ve bu iki yöntemin analiz sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Kazık-zemin-kazık etkileşimi Randolph yöntemi ile hesaplamışlardır. Ayrıca Caputo ve Viggiani yaklaşımı ile doğrusal olmayan davranış hesabını katmışlardır. Belirli bir kazık sayısından sonra, kazıklı radye temel oturmasının, kazıklar arasındaki etkileşim sebebiyle, kazık sayısından bağımsız olduğu gösterilmiştir. Optimum tasarım oturmanın daha fazla azalmadığı kazık sayısı olarak vermişlerdir.

Bir kazık grubunun tasarımı başlıca üç aşamadan oluştuğunu bunların; Limit durum analizi, deformasyon analizi ve yapısal analiz olduğunu ifade etmiştir (Fellenius, 1976).

Kazık gruplarının tasarımındaki esas amaç oturmaları sınırlandırmak olduğunu ifade etmiştir (Randolph, 2003).

De Sanctis vd. (2002), çalışmalarında etkileşim faktörü başlıca kazık uzunluğuna ve iki kazık arasındaki mesafeye bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Kazık sayısı arttıka, bir kazık üzerine gelen yük azaldığı için oturmaların azalması beklenir. Fakat kazıkların oturmayı azaltıcı etkisi belirli bir noktadan sonra ortadan kalkmaktadır. Kazık sayısı artsa da, oturmalar belirgin bir azalma göstermeyebilir. Bu davranışın ana sebebi kazıklar arasındaki etkileşimden kaynaklandığını ifade etmişlerdir.

Radye temelin, kazıklı radye temelin taşıma kapasitesine olan katkısının hesaba katılmasıyla kazık sayısı önemli oranda azalmaktadır. Ancak, azalan kazık sayısı oturmaların artmasına sebep olabilir. Bir kazığın üzerine gelen yükün artması, özellikle doğrusal olmayan davranışın temel davranışında hakim olmasına sebep olmaktadır. Doğrusal olmayan davranışın kazıklı radyelerdeki kullanımını için birçok yöntem önerilmiştir. Bu çalışmada, oturma hesaplarında doğrusal olmayan davranış, Caputo ve Viggiani yöntemi kullanılarak hesaba katılmışlardır (Caputo ve Viggiani, 1984; Poulos, 2010).

Kazıklı radyelerin optimum tasarımı, oturmaların istenilen sınırlarda tutularak maksimum ekonominin sağlanmasını gerektirmektedir. Maksimum ekonomi ise, sabit bir çap için kazık uzunluğu ile kazık sayısının çarpımının minimum tutulması ile sağlanabilir. Bu çalışmalarında, optimum tasarım iki aşamalı analiz yapılarak ele almışlardır. Birinci aşamada sabit bir kazık uzunluğu için kazık sayısının etkisini incelemişlerdir. Birinci aşamanın amacı, kazık sayısını minimum tutarak ekonominin sağlanmasıdır. İkinci aşamada ise, birinci aşamadan bulunan kazık miktarını sabit tutarak, kazık uzunluğunun etkisini incelemişlerdir. İkinci aşamada kazık uzunluğu ve kazık sayısı değiştirilerek (toplam miktarı sabit tutarak), temel davranışının iyileştirilmesini amaçlamışlardır (De Sanctis vd., 2002).

Kazıklı radye temel sisteminin uygulanabilmesi bakımından, sert killerin ve/veya sıkı kumların yüzeye yakın olduğu zemin profilleri en uygun koşullardır. Bu sebeple, yumuşak killerin ve/veya gevşek kumların bulunduğu profiller de zemin iyileştirme yapılması zorunlu olmaktadır. İkinci aşama kazık özelliklerinin ve yerleşiminin belirlenmesinden ibarettir. Bu iki aşamada basit el hesapları ve yaklaşık yöntemler kullanılabilir. Ancak son aşama olan üçüncü aşamada, bilgisayar programları kullanılmalıdır. Bu aşamada kazık sayısı ve yerleşimi kesin olarak sonuçlandırılarak temel sisteminin yapısal tasarımı yapılmaktadır (Poulos, 2001).

Son yıllarda yüksek yapılara artan talep, kazıklı temel uygulamasını zorunlu kılmıştır. Kazıkları radye temele bağlamak ise yaygın bir uygulamadır. Radye

temelin kazık grubuna bağlanmasıyla üstyapı yükü, kazık grubu ve radye temel arasında paylaşılır. Kazıklı temellerin konvansiyonel tasarımında üstyapıdan gelen yükün tamamının kazık grubu tarafından taşındığı kabul edilirdi. Kazıklı radye yaklaşımında ise, radyenin yükün bir kısmını karşıladığı kabul edilmektedir. Yük paylaşımı kabulü kazıklı radye kavramının temel özelliğidir ve kazık grubu ile radyenin rijitlikleri ayrı ayrı kullanılarak hesaplanabilir (Clancy ve Randolph, 1993).

### **2.3. Oturma Hesaplamaları İle İlgili Yapılan Çalışmalar**

Bağrıaçık ve Laman (2010), çalışmalarında kumlu zeminler üzerine oturan farklı geometrilerdeki yüzeysel temellerden dolayı zemin içinde oluşan ilave düşey gerilme davranışları laboratuvar model deneyleri yapılarak araştırmışlardır. Bu amaçla zemin içerisinde belirlenen derinlikteki yatay düzlemler boyunca 3 farklı geometrideki yüzeysel temellerden dolayı meydana gelen ilave düşey gerilme değerleri ölçülerek şekil etkisini incelemişlerdir. Deneylerde gerilme değerlerini ölçmek için basınç transducerleri kullanmışlardır. Sonuç olarak; farklı geometrilerdeki temellerde şekil etkisinin önemli mertebelerde olduğunu gözlemlemişlerdir.

Demiröz ve Tan (2008) çalışmalarında, geogrid donatılı kum üzerine oturan model sürekli temellerde oturmayı etkileyen tasarım faktörleri deneysel olarak araştırmışlardır. Deneyler, Taguchi yöntemine göre 5 parametrelili (temel genişliği, temel derinliği, donatı uzunluğu, donatılar arası uzaklık ve donatı sayısı) 4 seviyeli standart  $L_{16}$  ortogonal dizin tablosu seçerek yapmışlardır. S/N ve varyans analizleri yapılarak oturmayı etkileyen faktörlerin etki dereceleri ve güvenilirlikleri belirlenmiştir. Çalışma sonucunda; sınır taşıma gücüne ulaşıldığı andaki oturma miktarı üzerinde en etkili parametrenin % 52 oranla temel genişliği, ikinci derecede etkili parametrenin ise % 30 oranla temel derinliği olduğu belirlemişlerdir. Temel genişliği ve temel derinliği arttıkça, oturmanın arttığı gözlemlemişlerdir.

Yapılan bir dizi laboratuvar çalışması ile donatılı zeminler için üniform yüklü bir şerit temelin bölgesel göçmesi analiz edilerek göçmenin donatı kopması ile başladığını ve donatı miktarı arttırıldıkça göçmenin (oturmanın) hızlı bir şekilde oluşabileceğini savunmuşlardır (Schlosser ve Long, 1974).

Arazi yükleme deneyleri ile kil donatılı zeminler üzerindeki sürekli temellerin oturma davranışını incelemişlerdir. Deneylerde arazide yerinden kazılan kil zemin tekrar sıkıştırılarak donatılı zemin oluşturulmuş ve dört yıl süreyle belirli yük kademelerinde 33, 66, 100 kPa yük uygulamışlardır. Donatı olarak galvanizli çelik çubukların birbirine kaynak edilmesiyle grid levhalar, oluşturularak (BxL=0.75mx15m) boyutlarında dört adet şerit temel üzerinde deneyler yapmışlardır. Donatılı kilin herhangi bir düşey gerilme seviyesinde ikincil konsolidasyonu donatısız kil zemine göre daha küçük olduğu belirtmişlerdir (Dawson ve Lee, 1988).

Çalışmalarında geogrid donatılı kil zemin üzerine oturan kare temellerin taşıma kapasitesi ve oturma kriterini araştırmışlardır. Kil zemin içerisine yatay olarak yerleştirilen çift yönlü geogrid donatı tabakaları ile model temelin taşıma kapasitesinin arttığı ve oturmaların azaldığını gözlemlemişlerdir (Mandal ve Sah, 1992).

#### **2.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi ile İlgili Yapılan Çalışmalar**

Sonlu elemanlar yöntemi; farklı mühendislik problemlerini çözmek için kullanılan bir yöntemdir. Problemin genel bir denkleminin yazımı ve denklemin çözümü yerine önce ortam sonlu elemanlara ayrılır ve her eleman için problemin bütünü göz önüne alınarak denklemler çıkartılır. Mevcut sınır şartları dikkate alınarak elemanlar birleştirilir ve ortamın tamamı için matris şeklinde denklemler elde edilir. Elde edilen denklem takımları çözülerek bilinmeyenler hesaplanır. Bu yöntemde, sürekli ortam önce sonlu sayıda elemanlara bölünür. Bu elemanlar birbirine düğüm noktaları olarak adlandırılan sonlu sayıda noktalarla bağlıdır (Bathe, 1967; Cook vd., 1989).

Sayısal analizler, karmaşık mühendislik problemlerinin çözümünde kullanılan etkin matematiksel yöntemlerdir. Bu yöntemle zeminlerin malzeme davranışı iyi bir şekilde modellenenmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir ortamın sonlu eleman olarak adlandırılan çeşitli geometrik alt bölgelere ayrılarak mühendislik problemlerinin çözülebildiği matematiksel yöntemlerden biridir. Bu yöntem, inşaat mühendisliğinin çoğu uygulamalarında hem araştırma amaçlı, hem de problemlerin tasarımında yaygın olarak kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi, son yıllarda geoteknik mühendisliğinde sıklıkla kullanılmaktadır. Bu yöntemle zeminlerin malzeme davranışı iyi bir şekilde modellenenmektedir (Laman ve Yıldız, 2007).

Kazık gruplarının ve kazıklı grupların yerleşimine büyük önem verilmesine rağmen bağımlı davranışa çok az dikkat edildiğini belirtmişlerdir. Bu makalelerinde, yığılmış radyelerin konsolidasyon oranını tahmin etmek ve diferansiyel sapmaların ve bunlarla ilgili momentleri hesaplamak için (sonsuz elementlerden faydalanarak) üç boyutlu bir sonlu elemanlar analizi gerçekleştirmişlerdir. Kazıklar ve radyenin birlikte çalışması, taşıma kapasitesini arttırmakta, oturmayı azaltmakta ve kazıklar radyenin farklı oturmasını azaltmakta olduğunu belirtmişlerdir. Bu sebeplerden dolayı kazıklı radye temeller tercih sebebi olmuştur (Small ve Liu, 2008).

Kazıklı radye temel, artan sayıdaki yüksek binaların temeli için uygulanan üç öge kazık, radye ve topraktan oluşan bir geoteknik bileşik yapıdır. Bu çalışmalarında, 259 farklı kat kazıklı konfigürasyon üç boyutlu elastoplastik sonlu elemanlar analizi ile analiz etmişlerdir. Çalışmalarında, kazık sayısı, kazık uzunluğu ve salınım zemini rijitlik oranı ile radye üzerindeki yük dağılımı farklılık gösterdiğini belirtmişlerdir. Bu çalışmalarında, düzgün olmayan dikey yüklemeye tabi tutulmuş kazıklı radyeler için optimize edilmiş bir tasarım stratejileri sunmuşlardır. Optimize edilmiş tasarımının, alt katman koşullarına, yük konfigürasyonuna ve yük seviyesine açıkça bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Bu nedenle, çalışmalarında sunulan sonuçların pratiğe dökülmesi olası tüm durumlarına genelleştirilmesi uygulanabilir olmadığını gözlemlemişlerdir. Bununla birlikte, parametrik çalışmanın temel sonuçları şu şekilde

özetlemişlerdir: Genellikle, aynı toplam kazık uzunluğu için daha küçük yığınlar, daha yüksek kazık sayısı ile değil, daha uzun kazıklarla elde edilebileceğini belirtmişlerdir. Bu araştırma çalışması kazıklı bir radyenin genel sertliği artan diferansiyel yerleşim yerleri, ortalama yerleşimlere göre daha hassas olduğunu belirtmişlerdir. Eğilme momentlerinin hesabı, doğrusal olmayan radye zemin etkileşimlerinin dikkate alınmasına bakılmaksızın çok duyarlı olduğunu belirtmişlerdir (Reul ve Randolph, 2003).

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin tabakalarında bulunan kazığın, yatay yükler etkisi altında davranışlarını LUSAS sonlu elemanlar programını kullanarak incelemişlerdir. Çalışmalarında, kazık başı seviyesinde zemin değiştirilerek, tabii zemin yerine sıkı ve orta sıkı kum tabakası yerleştirme durumlarının kazık-zemin davranışına etkisini araştırmışlardır. Analizler sonucunda kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde kazık başı seviyesinde kum dolgu tabakası durumunda, kazık deplasmanlarında önemli ölçüde azalma olduğunu görmüşlerdir (Özkan ve Özen, 2004).

Hjiaj vd. (2004), çalışmalarında kohezyonlu zemine oturan merkezi-eğik yüklü şerit temellerin taşıma gücünün bulunması amacıyla sayısal olarak limit analizi yapmışlardır. Sonlu elemanlar yöntemi ve lineer olmayan programlama ile alt ve üst sınır değerleri tayin etmişlerdir. Sayısal analizlerden elde edilen nihai taşıma gücü değerleri, literatürde mevcut Meyerhof, Hansen ve Vesic tarafından önerilen bağıntılarla karşılaştırılmıştır. Karşılaştırma sonuçları, eğik yükleme durumunda Meyerhof ve Vesic bağıntıları ile bulunan değerlerin sayısal değerlerden daha uzak olduğunu göstermişlerdir. Çalışmalarında Meyerhof bağıntısında yük eğiklik faktörlerinin net olarak tanımlanmadığı ve Vesic bağıntısının da zemin ağırlığını ihmal ettiğini belirtmişlerdir.

Kathigyan vd. (2006), çalışmalarında kazıklı temeller hem dikey hem de yatay yüklere maruz kaldıklarını ve mevcut tasarım uygulamaları, bu iki yük etkisinin birbirinden bağımsız olduğunu ve dolayısıyla kazık tasarımının düşey ve yatay yükler için ayrı ayrı yapıldığını varsaymışlardır. Alt seviyeli reaksiyon yöntemlerine dayanan kazıkların analizinde kullanılan geleneksel yöntemler de

dikey ve yanal yükler arasındaki etkileşimi göstermişlerdir. Kumlu topraklara yerleştirilen kazıkların yanal tepkisine dikey yüklerin etkisi 3 boyutlu sonlu elemanlar analizleri ile açıklamışlardır. Bu çalışmalarında, tekli kazıkların yanal yükler ve kombine düşey ve yanal yükler altında analizini incelemişlerdir. Ayrıca, toprağın kesilme mukavemeti (iç sürtünme açısı ve dilatasyon açısı), kazık baş sabitliği ve kazık keskinlik ( $L / B$ ) oranını incelemişlerdir.

Toprak ile temas halindeki kazık başlıklar ile homojen olmayan bir toprağa gömülü düşey yüklü yığın gruplarının davranışını incelemek için sayısal bir analiz yöntemi sunmuşlardır. Zemin profilleri, Young'ın modülünün derinlikle doğrusal olarak arttığı topraklardan oluşur. Parametrik çözümler, toprağın Young modülünün grupların davranışına dağılımının etkisini göstermek istemişlerdir. Kildeki arazi deneylerinin incelemelerinde, yerdeki toprak homojenliğinin dikkate alınmasının yere temas eden kapaklarla kazık grupların davranışını daha iyi modellediğini göstermişlerdir. Homojen olmayan zemin profillerinde, her bir kazıktaki yük taşıma yüzdeleri artmasına rağmen, kazık başlığının yük taşımasında önemli azalma olduğunu belirtmişlerdir (Cow ve Teh, 1992).

Basu vd. (2008), dikdörtgen kesitli kazıkların farklı tabakalı zeminlerdeki durumunu araştırmışlardır. Zemin kazık sisteminde elde edilen yer değiştirme değerlerini elde etmişlerdir. Zemini elastik olarak kabul etmişlerdir. Çalışmalarının sonucunda ABAQUS ile gerçekleştirilen üç boyutlu (3B) sonlu elemanlar analizi (FEA) ile karşılaştırdığımız iki örnek problem ortaya çıkmıştır. Toprak alanının (yığma ekseninden) genişliği kazık genişliğinden en az 15 kat daha fazla olması gerektiğini ve kazık tabanının altındaki zemin alanının dikey boyutu en azından kazık uzunluğu olarak olması gerektiğini savunmuşlardır.

Laman vd. (1999), çalışmalarında gevşek ve yoğun kohezyonsuz topraktaki kısa kazıklı temellerinin moment taşıma kapasitesini araştırmışlardır. Doğrusal olmayan üç boyutlu sonlu elemanlar analizlerinin sonuçları, 1 metre çapındaki iskeletlerinin davranışını modelleyen santrifüj testlerinden elde edilen verilerle

karşılaştırmışlardır. Sayısal tahminlerin, toprak basıncının katsayısı  $K_0$  değerine karşı çok hassas olduğu göstermişlerdir.

Eksantrik-eğik yükleme koşulları için uygun, eğim verilerek üretilen temel türü önerilmiştir. Bu amaçla laboratuvar deneyleri yapılmış, sonuçlar da sonlu elemanlar metoduna dayanan ANSYS yazılımı ile doğrulanmaya çalışılmıştır. Deney ve analiz sonuçları, eğimli olarak üretilen temellerde, eksantrik-eğik yüklemekten kaynaklanan yatay deplasmanların büyük oranda azaldığını göstermişlerdir (Joshi ve Mahiyar, 2009).

Loukidis vd. (2008), çalışmalarında üniform bir zemine oturan eksantrik-eğik yüklü rijit şerit temelde göçme yükü sonlu elemanlar yaklaşımı ile belirlemişlerdir. Analizlerde temeller zemin yüzeyinde kabul edilmiş ve sürşarj yükü etkisi ortadan kaldırılmıştır. Temel zemini elastik-tam plastik kabul edilmiş ve Mohr Coulomb göçme kriterine göre çözümler yapılmıştır. Azaltılmış genişlik, yük eğim derecesi ve boyutsuzlaştırılmış düşey yük-yatay yük-moment kırılma zarflarının ilişkilendirildiği birleşik ve birleşik olmayan akma kurallarına göre yapılan analizlerde, birbirlerine yakın sonuçlar elde edilmiştir. Sonuçlar, yük eğim faktörünün zemin içsel sürtünme açısına bağlı olarak değiştiğini fakat zemin içsel sürtünme açısının azaltılmış genişliği etkilemediğini ifade etmişlerdir.

Zhang (2009), çalışmasında kohezyonsuz topraktaki yanal olarak yüklenmiş katı yığınların doğrusal olmayan analizi için bir yöntem geliştirilmiştir. Yöntem, nihai toprak direncinin ve yatay alt katman reaksiyonunun modülünün derinlikle lineer olarak arttığını varsaymaktadır. Kuvvet ve moment dengesini göz önüne alarak, sistem denklemleri, yanal bir eksantrik yük altında katı bir kazık için türetilir. Daha sonra, havanın tepkisini elde etmek için sistem denklemlerini çözmek için üç ana basamak içeren bir tekrarlama şeması önerilir. Analizde gerekli olan nihai toprak direncini ve yatay alt-kat reaksiyonunun modülünü belirlemek için, mevcut yöntemlerin gözden geçirilmesi ve değerlendirilmesi ile ilgili ifadeler seçilir. Zemin yüzeyinde kazık deplasmanı ile yatay alt-kat reaksiyon modülünün bozunması da düşünülebilir.

Geliştirilen yöntem, sonuçlarını santrifüj testleri ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizi ile karşılaştırarak doğrulanmıştır. Geliştirilen yöntemin laboratuvar modeli ve alan testi kazıklarına uygulanması da tahminler ile deney sonuçları arasında iyi bir uyum gösterdiğini belirtmiştir.

Sonlu elemanlar yönteminde elemanlar geometrisine göre, (üçgen, paralel kenar, dörtgen), düğüm sayısına göre, düğüm sayısındaki bilinmeyenlere göre ve sürekli ortam probleminin özelliklerine göre (plak, levha, kabuk problemleri) sınıflandırıldığını belirtmişlerdir. Ayrıca eleman temel matrislerin elde edilmesine göre de elemanları matematik modelleme açısından sınıflandırmak mümkün olduğunu ifade etmişlerdir (Cook vd., 1989; Zienkiewicz ve Taylor, 1988).

Bathe (1967), çalışmasında yapının davranış sisteminin serbestlik dereceleri bilinmeyenler olarak kabul edildikten sonra bir denklemler silsilesi ile ifade edilmesi mümkün olduğunu belirtmiştir. Modeldeki doğruluk ve kesinlik, alınan elemanların davranışlarının kabulüne ve ağdaki eleman sayısına bağlı olduğunu ifade etmiştir. Genel olarak, eleman sayısı arttıkça bilinmeyenlerin sayısında da bir artış olur ve neticede sonuçların doğruluk ve kesinliği de artacağını belirtmiştir.

Sert vd. (2010), çalışmalarında zemin mekaniği ve kaya mekaniği problemlerinin sonlu elemanlar yöntemi ile analizi için geliştirilmiş bir yazılım olan ve son yıllarda ülkemizde de sıklıkla kullanılan PLAXIS 2D yazılımının "Hassaslık Analizi ve Parametre Değişimi" seçeneği kullanmışlardır. Uygulama, üstte 5 m kil ve altında 15 m kumdan oluşan 20 m kalınlığındaki bir zemin kesitinde oturan bir sürekli temelin oturma davranışını ele almaktadır. Kil için elastisite modülü, kohezyon, kayma direnci açısı ve ara yüzey katsayısının, kum için elastisite modülü ve kayma direnci açısının etkisi incelenmiş ve tüm sonuçlar değerlendirildiğinde; modeldeki koşullara göre kilde kohezyon değerinin ve kumda kayma direnci açısının elastisite modüllerine göre sonuçlara daha fazla etki ettiği sonucuna ulaşmışlardır.

Dikey yük ve momente maruz kalan şerit ve dairesel temeller sonlu elemanlar analizlerinden ve etkili genişlik metoduna dayanan basit alt sınır çözümlerinden elde etmişlerdir. Birleştirilmiş düşey yük ve momente maruz kalan taşıma kapasitesi problemi için üst sınır çözümünün türetilmesi karmaşık bulmuşlardır. Ancak, bu çalışmalarının sonucunda elde edilen başarısızlık karşılaştırılması, temellerin analizinde yaygın olarak kullanılan etkin genişlik yönteminin eksantrik yüklemeye maruz bırakıldığında, bu problemler için çökme yüklerine iyi yaklaşımlar sağladığını gözlemlemişlerdir (Taiebat ve Carter, 2002).

Taiebat ve Carter (2002), çalışmalarında düşey yük ve momente maruz kalan şerit ve dairesel temellerin kırılma zarfları, sonlu elemanlar analizi ve azaltılmış genişlik esasına göre tanımlanan alt sınır yöntemi çözümleriyle belirlemişlerdir. Elde edilen sonuçlar, eksantrik yüklü temellerin analizinde sıklıkla kullanılan azaltılmış genişlik yönteminin göçme yükünü daha iyi tanımladığını göstermişlerdir.

Brinkgreve vd. (2004), çalışmalarında sonlu elemanlar yöntemine dayanan iki boyutlu PLAXIS 2D (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis) bilgisayar yazılımını kullanmışlardır. Programda, farklı tür zeminlere oturan temellerin deformasyon analizleri yapılabilmekte ve herhangi bir zemin probleminin gerilme-deformasyon ilişkileri tanımlanabilmektedir. Aynı zamanda programda zemin parametreleri, inşaat aşamaları, yükleme ve sınır koşulları girilerek problemin ayrıntılı ve hassas bir şekilde modellenmesi sağlanmaktadır. Kil ve kum zemin davranışının modellenmesi için Mohr Coulomb Modeli kullanmışlardır.

Yetimoğlu (1994), geogrid-donatılı kum zemin üzerine oturan temellerin, laboratuvarında bir dizi model deneylerle ve sonlu elemanlar analizi yaparak taşıma kapasitesini ve oturma analizini araştırmıştır. Yapılan deneysel çalışmalar sonucunda, donatılı ve donatısız kum zemin üzerine oturan temellerin göçme anındaki oturma değerlerinin birbirinden farklı olmadığını belirtmiştir.

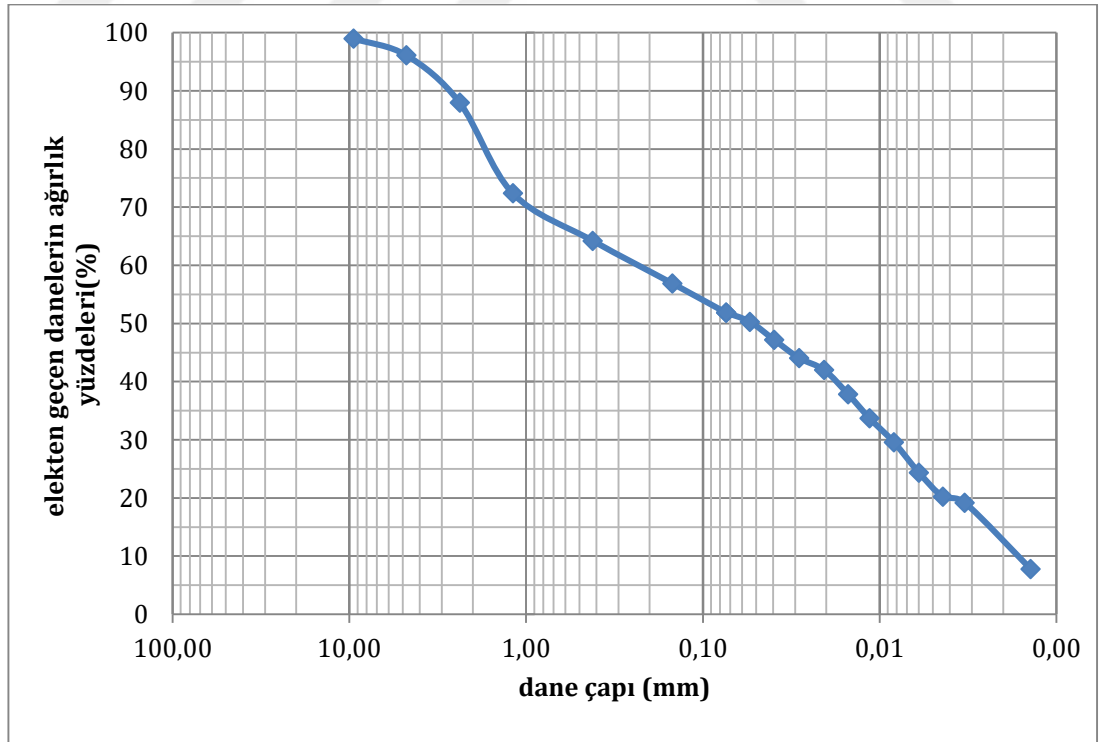
Çalışmalarında, suya doymun sıkı kum zeminlere oturan ve merkezi/eksantrik yüke maruz model şerit temelın davranışı incelemişlerdir. Bunun için model deneyler ve analizler yapmışlardır. Deneyler, suya doymun koşulların ve hidrolik eğimin dikkate alındığı, her birinde beş farklı eksantrisitenin bulunduğı, üç farklı seride çalışmışlardır. Merkezi ve eksantrik yükleme durumlarında farklı göçme mekanizmaları gözlemlemişlerdir. Geri hesaplama yöntemi ile kayma gerilmesi parametreleri elde etmişlerdir. Analizlerde birleşik-birleşik olmayan akma kuralı kullanılarak karşılaştırmalar yapılmış, teorik olarak göçme mekanizmaları ve kayma yüzeyleri ele alınarak deney sonuçlarını bulmuşlardır (Musso ve Ferlisi, 2009).



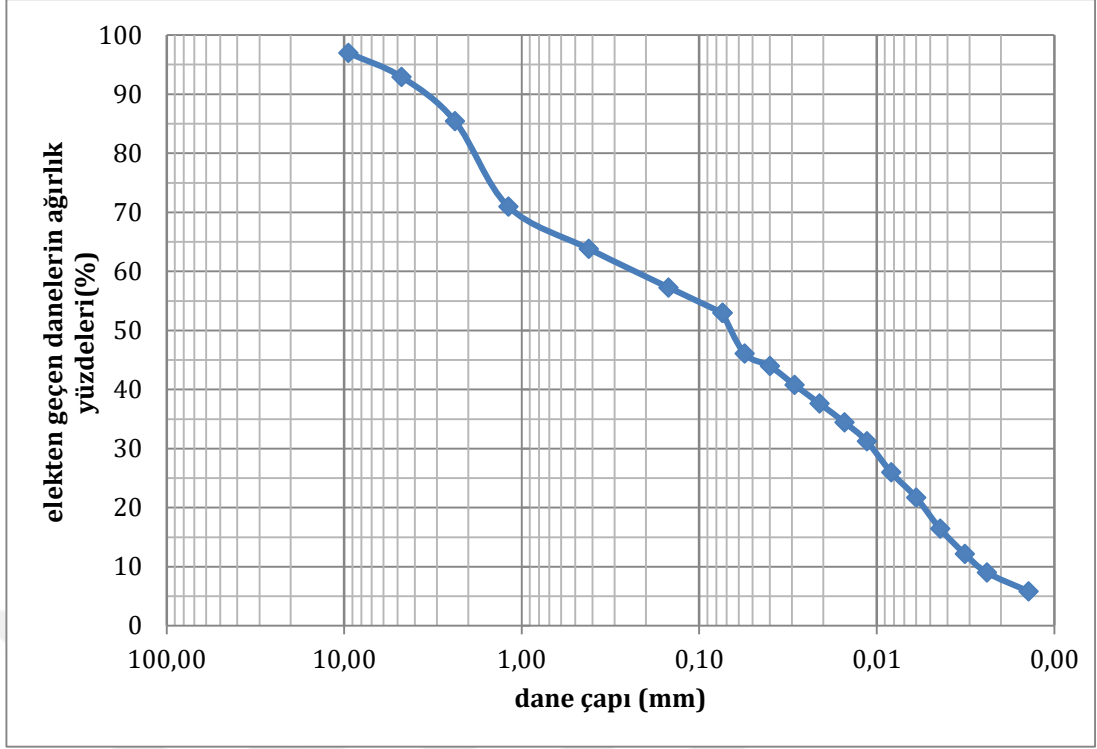
### 3. METARYAL

Killer magmatik, metamorfik ve bazı sedimanter kayaçların çeşitli yollarla ayrışmasından ve ayrışma ürünlerinin; doğal kuvvetlerin, rüzgârın, yüzey sularının etkisiyle yakın ve uzak mesafelerle taşınmasından, kara veya su ortamında çökmesinden ve depolanmasından meydana gelen bir malzemedir (Mitchell, 1993).

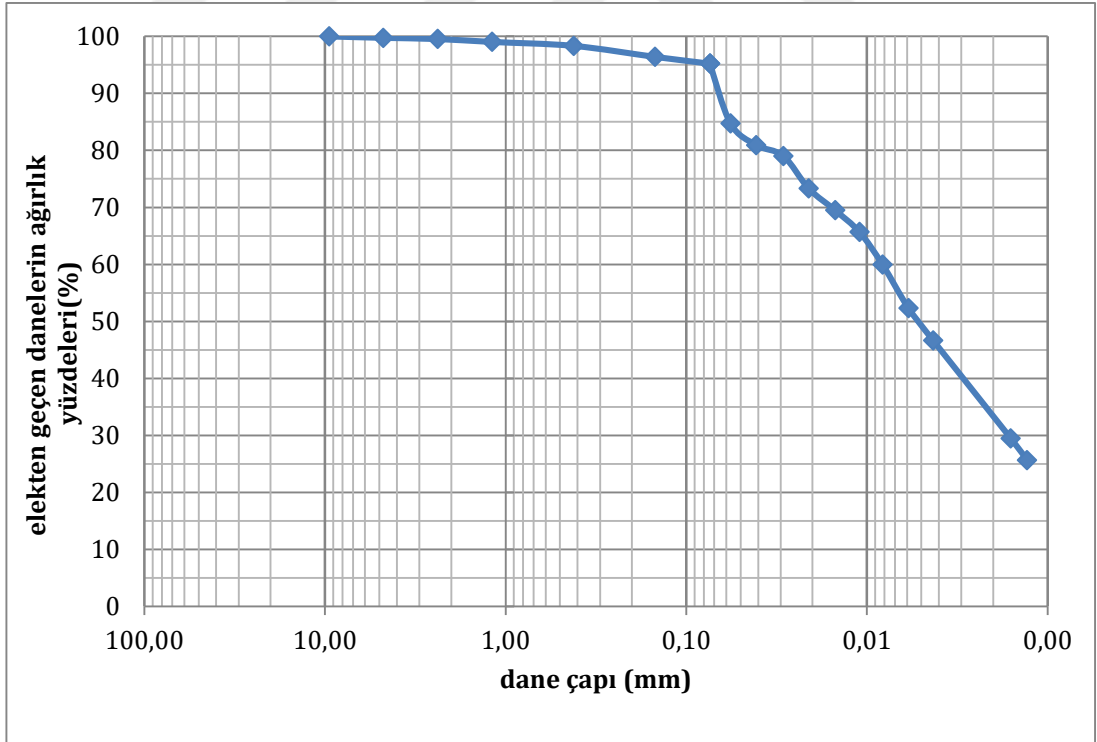
Bu tez çalışmasında Isparta ilimizin bazı ilçelerinden getirilen 3 farklı zemin numuneleri üzerinde çalışılmıştır. Bunlar; Şarkikaraağaç (Numune A), Yeşil kil (Numune B) ve Uluborlu (Numune C) olarak adlandırılan zemin numuneleridir. Araziden alınan numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Süleyman Demirel Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında zeminlerin endeks özelliklerini belirlemek için elek analizi, hidrometre analizi, atterberg limitleri (kıvam limitleri), piknometre analizi yapılmış granülometri eğrileri Şekil 3.1, 3.2 ve 3.3'te verilmiştir.



Şekil 3.1. Numune A'nın granülometre eğrisi



Şekil 3.2. Numune B'nin granülometre eğrisi



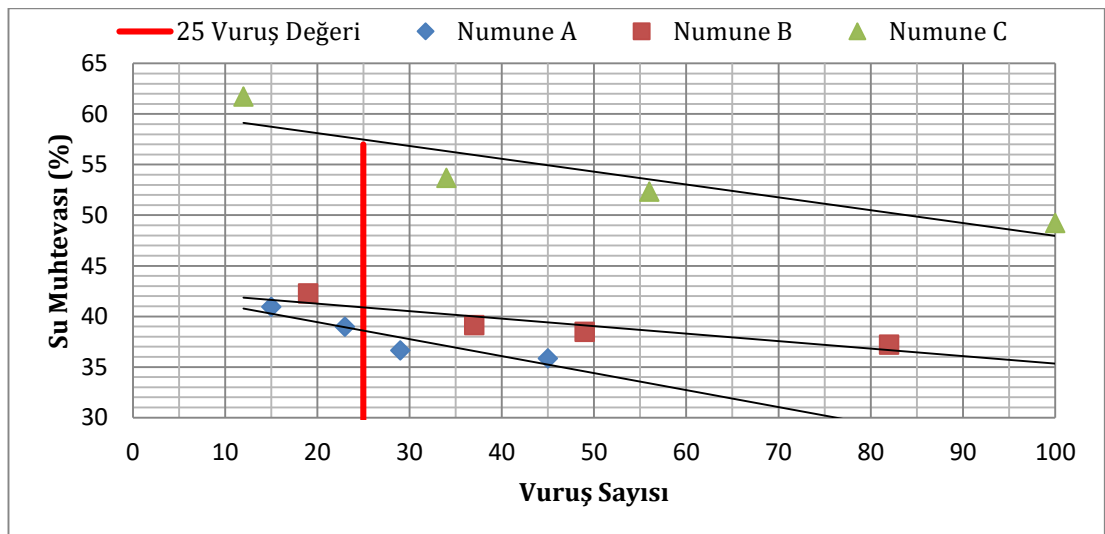
Şekil 3.3. Numune C'nin granülometre eğrisi

İncelenen numuneler üzerinde daha sonra kıvam limitleri piknometre deneyleri yapılmıştır. Tüm bu deneylerden elde edilen indeks özellikleri ve bazı mühendislik parametreleri Çizelge 3.1’de verilmiştir.

Çizelge 3.1. Elek analizi ve hidrometre analizine göre numunelerin granülometre eğrisi değerleri

Özellikler	Numune		
	A	B	C
Çakıl (%)	1,01	3	0
Kum (%)	44,26	39,94	3,12
Silt (%)	42,5	42,38	48,56
Kil (%)	12,23	14,68	48,32
D <sub>60</sub> (mm)	0,2	0,23	0,0085
D <sub>30</sub> (mm)	0,0112	0,0114	0,0013
D <sub>10</sub> (mm)	0,002	0,003	0,0004
C <sub>u</sub>	100	76,67	21,25
C <sub>c</sub>	0,3136	0,188	0,4971
PL (%)	18	18	16
LL (%)	39	40	56
RL (%)	14	12,65	11,60
IP (%)	21	22	40
γ <sub>s</sub> (gr/cm <sup>3</sup> )	2,84	2,75	2,7

Çizelge 3.1’de gösterilen C<sub>u</sub>, üniformluk katsayısı, C<sub>c</sub>, derecelenme katsayısı, PL, plastik limit, LL, likit limit, RL, rötre limiti, IP, plastisite indisi, γ<sub>s</sub>, dane birim hacim ağırlığını ifade etmektedir.



Şekil 3.4. Numune A, B ve C'nin kıvam limit deneyi

Temin edilen zemin numunelerin zemin endeks özellikleri belirlenmiştir. Plastisite kartına göre zemin numunelerinin sınıflandırılması yapılmıştır. Şekil 3.4'te TS 1500 ve TS 1900 zemin standartlarına göre A ve B numunesinin düşük plastisiteli killi(**CL**) zemin numunesi olduğuna, C numunesinin yüksek plastisiteli killi(**CH**) zemin numunesi olduğu tespit edilmiştir. Bu verilere göre zemin deneylerimize bu sonuçlara dayanarak devam edilmiştir.



## 4. METOD

Bu tez çalışmasında Isparta ilimizin bazı ilçelerinden getirilen 3 farklı zemin numuneleri üzerinde çalışılmıştır. 3.bölümde zemin sınıflandırılması belirlenen numunelerimizin bu bölümde tezimizin amacına uygun olarak yapılacak deneylere yer verilmiştir. Süleyman Demirel Üniversitesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında standart proktor deneyi, oturma değerlerinin belirlenmesi için ödometre deneyi, kayma direnci için tek eksenli basınç deneyi (serbest basınç deneyi) ve kesme kutusu deneyi, İstanbul Teknik Üniversitesi Zemin Mekaniği laboratuvarında yapılan üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Oturma hesabı yapılabilmesi için gerekli olan parametreler bu bölümde verilmiştir. Seçilen zemin profilleri üzerinde yapılacak olan bina yükü göz önüne alınarak temel tipi radye temel seçilmiştir. Hem klasik yöntemle hem de sonlu elemanlar yöntemiyle (PLAXIS 3D Foundation) temel hesapları yapılmıştır.

### 4.1. Standart Proktor Deneyi (Kompaksiyon Deneyi)

Standart proctor deneyi belirli bir metodla sıkıştırılmış zeminin maksimum kuru birim hacim ağırlığına ( $\gamma_{kmaks}$ ) karşılık gelen optimum su muhtevası ( $\omega_{opt}$ ) bulunur. Numunelerinin kompaksiyon özelliklerini belirlemek için TS 1900 standartlarındaki kompaksiyon deneyi referans alınarak yapılmıştır.

Hacmi önceden belirlenmiş bir proktor kabı içerisinde üç eşit boyuttaki tabaka halinde serilip 3 seferde sıkıştırılır. Bu amaçla deney tokmağı 30 cm' den düşen 2.5 kg ağırlığındaki bir tokmakla 25 kez vuruş yapılır. Sıkışan numunenin ağırlığı belirlenir ve kabın hacmi ile birim hacim ağırlığı bulunur. Numunenin altından ve üstünden örnekler alınarak su muhtevası belirlenir. Bu işlem her seferinde su miktarı artırılarak birim hacim ağırlığının düşmeye başladıktan (en az 2 sefer) sonra sonlandırılır. Elde edilen değerler ile kuru birim hacim ağırlık değerleri hesaplanır ve karşılık gelen su muhtevaları ile  $\gamma_k$  ve  $\omega$  grafiği çizilir. Daha sonrasında maksimum kuru birim hacim ağırlık-optimum su muhtevası arasındaki ilişki bir grafikte belirlenir.

## 4.2. Konsolidasyon (Ödometre) Deneyi

Bu deneyi yapma amacımız yük ile zemindeki deformasyon arasındaki ilişkiyi ortaya koymak, zeminin dış yükler altında maruz kalacağı hacimsel sıkışmayı elde etmektir.

Numunenin üzerine 0.25 kg/cm<sup>2</sup> gerilme gelecek şekilde, ilk yükleme ağırlığı yükleme birimine yerleştirilir. Sırası ile 15 sn., 30sn., 1 dk., 2dk., ve 4dk., okumaları belirlenir 8 dk., 15dk., 30dk., 1sa., 2sa., 4sa., 8sa., 24sa., okumaları alınır. 24 saat okuması alındıktan sonra numunenin üzerine 0.50kg/cm<sup>2</sup> gerilme gelecek şekilde yükleme artırılır ve bir önceki yükleme kademesindeki işlemler tekrarlanarak, deformasyon okumaları alınır. Bu şekilde numune üzerindeki basınç artırılarak; sırası ile numune üzerine 1 , 2 , 4 ve 8 kg/cm<sup>2</sup> gerilme gelecek şekilde, her yükleme kademesinde 24 saat beklenerek, önceki işlemler tekrarlanır. Son yükleme kademesinde 24 saat sonunda meydana gelen deformasyon okuması alınarak, boşaltma işlemine geçilir. Boşaltma işlemi de, aynı yük kademelerinde okumalar alınarak yapılır. Deney sonunda numunenin su muhtevasını belirlemek için numune tartılarak ağırlığı alınır ve 24 saat süre ile 105°C sıcaklıktaki etüvde kurumaya bırakılır.

Kil zemin tabakasının üzerine gelecek yükler sonucunda ortaya çıkacak konsolidasyon oturmalarının hesaplanabilmesi için aşağıdaki formül kullanılacaktır:

$$\Delta H = H_0 \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{P_1 + \Delta P}{P_1} \quad (4.1)$$

Burada;  $\Delta H$ , Deney sonunda numunen yaptığı düşey deplasman,  $H_0$ , Deneyde kullanılan numunenin boyu,  $C_c$ , Sıkışma indisi,  $e_0$ , başlangıçtaki boşluk oranı,  $P_1$ , Efektif gerilme,  $\Delta P$ , Efektif gerilme değişimini ifade etmektedir.

Deney sonunda numune suya doymun olacaktır. Buradan yola çıkarak, aşağıdaki eşitlik yazılarak deney sonunda numunenin boşluk oranı bulunabilir:

$$e_n \times \gamma_w = \omega_N \times \gamma_s \quad (4.2)$$

Burada;  $\gamma_w$ : Suyun birim hacim ağırlığı,  $\gamma_s$ : Kil zemin dane birim hacim ağırlığı,  $\omega_N$ : Deney sonundaki numunenin su muhtevası,  $e_n$ : Deney sonundaki numunenin boşluk oranını ifade etmektedir.

Deney süresince ödometre halkası ile yanal deformasyon engellendiğinden numunede meydana gelen oturma ile numunenin boşluk oranı arasında aşağıdaki gibi bir ilişki söz konusudur:

$$M_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (4.3)$$

Burada;  $M_v$ , Hacimsel sıkışma katsayısını ifade etmektedir.

### 4.3. Serbest Basınç Deneyi

Serbest basınç mukavemeti, yanal bir gerilme uygulanmadan ( $\sigma_3=0$ ) sadece düşey ekseninde, yapılan yükleme altındaki zemin numunesinin, gerilme - şekil değiştirme ilişkisi belirlenerek bulunur. Kırılmanın gerçekleştiği andaki gerilme değeri, zeminin serbest basınç mukavemetini verir. Buna göre, bir zeminin serbest basınç mukavemeti aşağıdaki gibi bulunur:

$$q_u = \frac{P_f}{A_f} \quad (4.4)$$

Burada,  $q_u$ , Zeminin serbest basınç mukavemetini (kPa),  $P_f$ , Kırılma anında numuneye etkiyen kuvveti ve  $A_f$ , Kırılma anında numunenin yatay kesit alanı (düşey gerilmenin etkidiği alan) göstermektedir.

Deneyde kullanılacak örselenmemiş numune TS 1900 standartı referans alınarak yapılmıştır. Çapı=38 mm yüksekliği=76mm olacak şekilde istenen boyutlara göre hazırlanır. Numuneye uygulanan yükleme hızı= 0,5mm/min'dir.

Boyutları bilinen numunenin ağırlığı tartılarak deney başındaki doğal birim hacim ağırlığı belirlenir. Hazırlanan numune, serbest basınç deney aletinde yükleme plakaları arasına yerleştirilir. Deney sırasında yük ve düşey deplasman okumalarının alınacağı kuvvet halkası ve deformasyon saatleri ayarlanır. Deney füyüne, her düşey deplasmana karşılık gelen yük, kuvvet halkasından okunarak kaydedilir. Bu işlem zemin numunesi kırılıncaya kadar devam edilir. Zemin numunesi kırılana kadar kuvvet halkasındaki okumaların değerleri artacaktır. Zemin numunesinin kırıldığı andan sonra numune artık daha fazla yük taşımayacağından, kuvvet halkasındaki okumaların değerleri ilk önce sabit kalacak ve daha sonra düşmeye başlayacaktır. Zemin numunesi kırıldıktan sonra numune tartılarak, su muhtevasını belirlemek için 105°C'deki etüvde 24 saat boyunca kurumaya bırakılır. Kuvvet halkasından alınan düşey yük okumaları ring faktörü ile çarpılarak zemin numunesi üzerine etkiyen kuvvet bulunur. Deney boyunca numune üzerine etkiyen yükteki artış sonucunda, numunenin yüzey alanı değişmektedir.

Numunedeki birim boy kısalması:

$$\phi = \frac{\Delta H}{H_0} \times 100 \quad (4.5)$$

Buna karşılık olan ortalama kesit alanı ise;

$$\Delta = \frac{A_0}{\{1 - (\phi/100)\}} \times 100 \quad (4.6)$$

Formülleriyle hesaplanır. Burada;  $\phi$ , Yüzde olarak birim boy kısalması,  $\Delta H$ , Numunede ölçülen boy kısalması,  $H_0$ , Numunenin ilk boyu (mm),  $A_0$ , Numunenin deney başındaki kesit alanını (cm<sup>2</sup>) ifade etmektedir.

Numunenin serbest basınç dayanımı ise;

$$q_u = \frac{P_{max}}{A} \quad (4.7)$$

Biçiminde ifade edilir.  $P_{max}$  (kgf/cm<sup>2</sup>-kPa) kırılma ya da yenilmeyi sağlayan yüküdür.

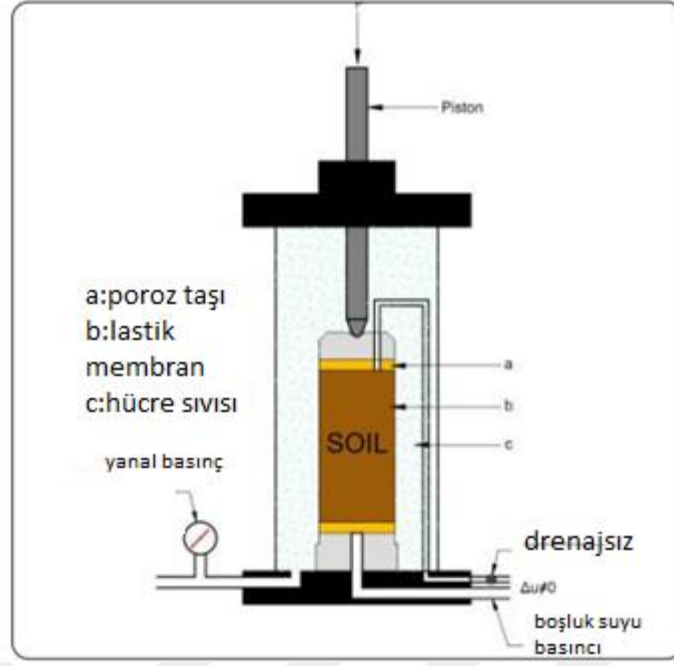
#### 4.4. Üç Eksenli Basınç Deneyi

Kil zemin numunesinin kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek için yapılan diğer bir deneyde Üç Eksenli Basınç Deneyi'dir. Üç eksenli basınç deneyi, zeminlerin kayma mukavemetini belirlemede en fazla kullanılan deneydir. Bu deneyle, tüm zemin tiplerinin kayma mukavemeti belirlenebilir. Üç eksenli basınç deneyi, bütün drenaj ve konsolidasyon şartlarında uygulanabilmektedir (UU, CU veya CD).

Üç eksenli basınç deneyinde, zemin numunesi hem düşey basınç ( $\sigma_1$ ), hem de yanal basınç (hücre basıncı,  $\sigma_3$ ) altında kesilir. Bu gerilme koşulları altında, değişik hücre basıncı değerleri ile yapılan en az iki deney sonucunda zeminin kohezyon ( $c$ ) ve içsel sürtme açısı ( $\phi$ ) parametreleri bulunur. Uygulamada genellikle üç deney yapılarak, her deneyde zeminin kırılma anındaki  $\sigma_1$  ve  $\sigma_3$  gerilme değerleri belirlenir. Daha sonra bu  $\sigma_1$  ve  $\sigma_3$  gerilme değerleri kullanılarak zemine ait Mohr dairesi çizilir. Bu Mohr dairelerinin ortak teğetleri, zeminin Coulomb kırılma zarfını verir. Coulomb kırılma zarfının denkleminde, zeminin  $c$  ve  $\phi$  değerleri elde edilir.

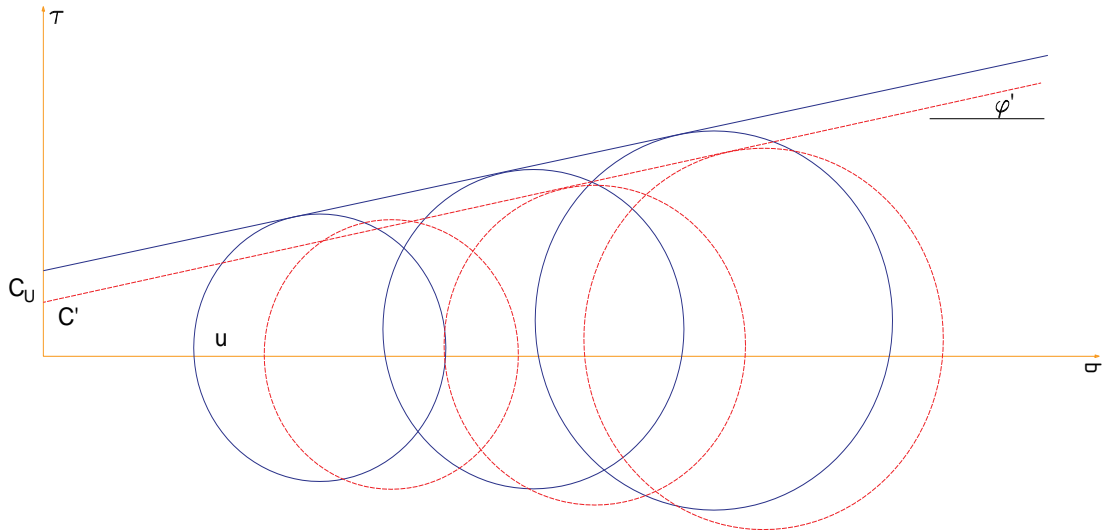
Üç eksenli basınç deneyinde kullanılan deney aleti, serbest basınç deneyinde kullanılan deney aletinin daha gelişmiş halidir. Üç eksenli basınç deneyinde, serbest basınç deneyinde kullanılan birimlere ek olarak numuneye yanal (çevre) basıncının uygulandığı bir hücre ve bu hücreye su giriş çıkışını sağlayan bağlantı boruları mevcuttur.

Farklı konsolidasyon basınçlarında denenen üç eşdeğer numunenin yenilme noktalarına efektif stres Mohr daireleri çizilir ve bu dairelere teğet geçen doğrunun açısından ve eksen kesişme noktasından, efektif dayanım parametreleri kohezyon kesme noktası ( $c$ ) ve kesme direnci açısı ( $\phi$ ) belirlenir.



Şekil 4.1. Üç eksenli basınç deney aleti

Tez çalışmamızda konsolidasyonlu-drenajsız (CU) üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır. Birinci aşamada hidrostatik hücre basıncı altında zemin suyunun dışarı çıkmasına (numunenin konsolide olmasına) izin verdikten sonra, ikinci aşamada drenajsız durumda eksenel yükleme yapılan deneylerdir. Deney sonuçları toplam ve efektif gerilmelere göre Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Toplam ve efektif gerilmelere göre kayma gerilmesi

Normal konsolide kilerde  $c' \approx 0$ , Efektif gerilme türünden;

$$\tau_f = \sigma' \tan \phi' \quad (4.8)$$

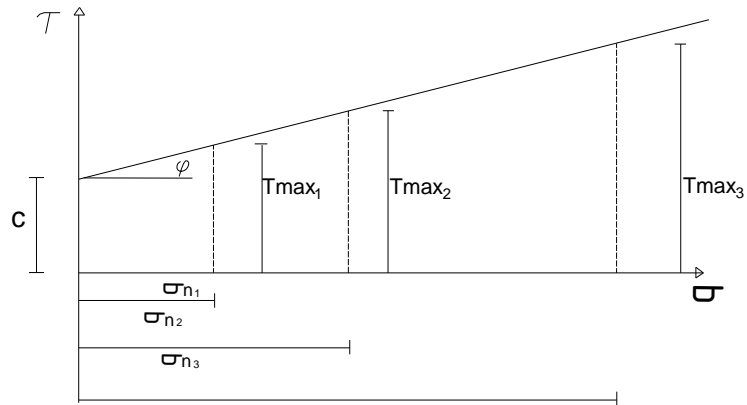
Aşırı konsolide killerde,  $c' \neq 0$ , Efektif gerilme türünden;

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (4.9)$$

şeklinde hesaplanır. Tez çalışmamızda İstanbul Teknik Üniversitesi'nin zemin mekaniği laboratuvarında üç eksenli basınç deneyleri ve sonrasındaki hesaplamalar sonucunda, 3 farklı zemin tabakasının kayma mukavemeti parametreleri araştırma bulgularında verilmiştir.

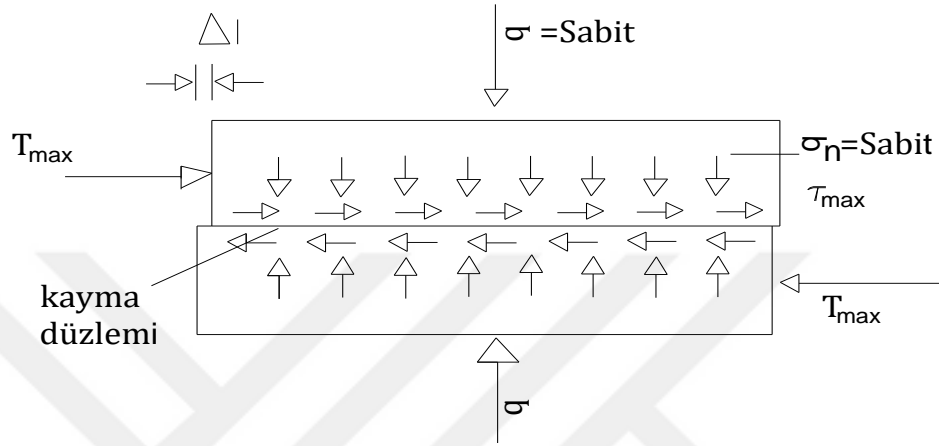
#### 4.5. Kesme Kutusu Deneyi

Laboratuvar deney yöntemleri içerisinde en eski ve en çok kullanılan yöntemlerden biri doğrudan kesme deneyidir. Dikdörtgen kesitli ve iki parçadan oluşan rijit bir kutu içerisine yerleştirilen zemin numunesi sabit düşey yük altında konsolide edilir. Kutunun üst parçası sabit dururken alt bölümü yatay bir düzlem üzerinde sabit bir hızla hareket ederek numuneyi ortasından geçen düzlem boyunca kesilmeye maruz bırakır. Bu işlem, değişik düşey yükler için tekrarlanarak zeminin göçme zarfı elde edilir. Kesme kutusu deneyinde numunenin kesme hızı zeminin arazideki drenaj şartlarına göre seçilir (Ürkmez, 2009).



Şekil 4.3. Kesme kutusu deneyinde  $c$  ve  $\phi$  'nin belirlenmesi (Uzuner, 2007).

Zeminlerde kayma gerilmesi ile kayma deformasyonu arasındaki ilişkiyi tanımlayan göçme durumu tanımlanabilir. Genellikle %15 - %20 birim deformasyona karşılık gelen gerilme değeridir. Ancak, kayma gerilmesi belirtilen bu deformasyondan önce bir pik değere ulaşıyor ise o zaman buradaki kayma gerilmesi değerinde zeminin yenildiği ya da göçtüğü kabul edilebilmektedir (Ürkmez, 2009).

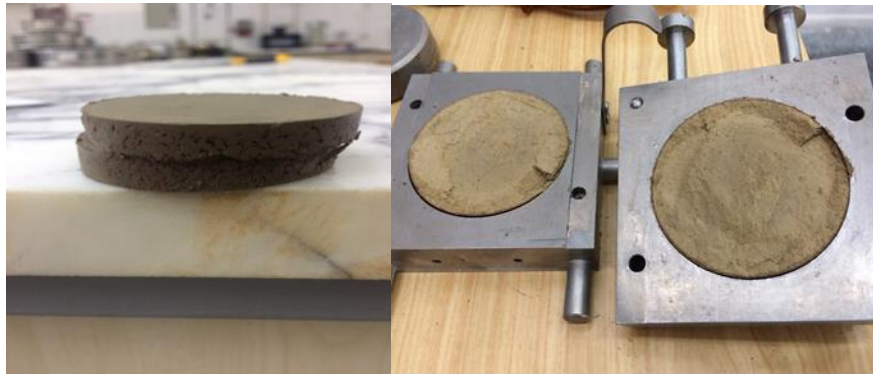


Şekil 4.4. Kesme kutusu deneyindeki gerilmeler (Uzuner, 2007).

Kesme kutusu deneyinde, göçme anında ki normal gerilmeleri ( $\sigma_n$ ) ve kesme gerilmeleri ( $\tau_n$ ) aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır;

$$\sigma_n = \frac{N}{A} \quad (4.10)$$

$$\tau_n = \frac{T_{max}}{A} \quad (4.11)$$



Şekil 4.5. Kesme kutusu deneyinin yapılışı

#### 4.6. Zeminlerin Taşıma Gücü Hesabı

Terzaghi, Prandtl'in yaptığı çalışmayı genişleterek günümüzde en çok kullanılan taşıma gücü teorisini oluşturmuştur. Teorisinde, Prandtl'in daha önceden ortaya çıkardığı temel altında ve yanlarında oluşan kayma yüzeylerini kabul etmiş, fakat bu kabullere ek olarak aşağıda sunulan değişiklikleri yapmıştır (Cernica, 1995).

Terzaghi'nin taşıma gücü hesaplamalarında kullandığı model gösterilmiştir.

- 1) Gömme derinliği temel genişliğinden büyük değildir.
- 2) 1 No' lu kamanın yatayla yaptığı açı  $45+\phi/2$  yerine  $\phi$  olarak kabul edilmiştir.
- 3) Temel tabanı sürtünmelidir (pürüzlü taban).
- 4)  $D_f$  temel derinliği boyunca zeminin kayma direnci ihmal edilir.
- 5) Temel tabanı üzerindeki zeminin ağırlığı göz önüne alınır (sürsaj).

Yukarıda sıralanmış kabulleri kullanarak, limit denge durumuna göre Terzaghi tarafından sınır taşıma gücü Denklem 4.12' deki formülle hesaplanır. Bu eşitlikten de anlaşılacağı gibi bir temelin taşıma gücü: temelin boyutuna, temel zemininin birim hacim ağırlığına ve kayma mukavemeti parametrelerine bağlıdır.

$$q_u = K_1 * c * N_c + q * N_q + K_2 * \gamma * B * N_\gamma \quad (4.12)$$

Burada;  $c$  : Kohezyon, kPa,  $\phi$  : Kayma mukavemeti açısı,  $q$  : Temel tabanı üzerinde zemin ağırlığında ötürü oluşan sürsaj yükü, kPa,  $\gamma$  : Temel tabanı altındaki zeminin birim hacim ağırlığı, kN/m<sup>3</sup>,  $B$  : Temel genişliği, m  $K_1$  ve  $K_2$  :

Temel tabanı şekline göre katsayılar,  $N_c$ ,  $N_y$ ,  $N_q$  : Temel tabanı altındaki zeminin kayma mukavemeti açısına bağlı taşıma gücü katsayıları ifade etmektedir.

Çizelge 4.1 Terzaghi (1943) şekil katsayıları

Temel Tabanı Şekli	Şerit $L = \infty$	Dikdörtgen $B < L$	Kare $B = L$	Daire $B = L = D$
$K_1$	1	$1 + 0,2(B/L)$	1,2	1,2
$K_2$	0,5	$0,5 - 0,1(B/L)$	0,4	0,3

Çizelge 4.2. Terzaghi(1943) taşıma gücü katsayıları

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5
10	9,6	2,7	1,2
15	12,9	4,4	2,5
20	17,7	7,4	5
25	25,1	12,7	9,7
30	37,2	22,5	19,7
35	57,8	41,4	42,4
40	95,7	51,3	100
45	192	174	298

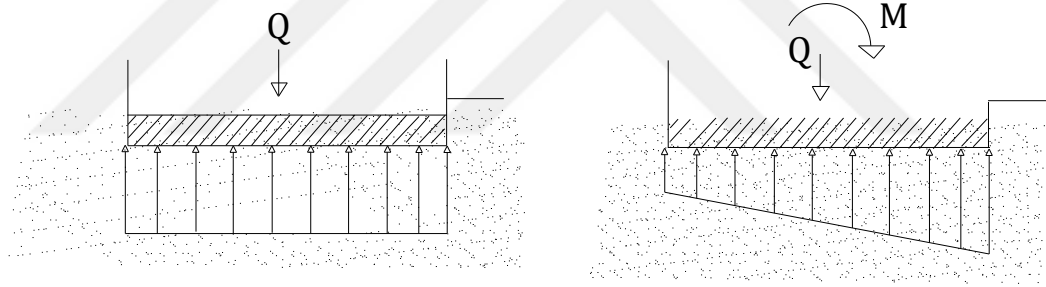
#### 4.7. Radye Temellerin Oturma Hesabı

Radye temeller yüksek üst yapı yükleri ve yetersiz zemin özellikleri durumlarının yanı sıra farklı oturmaların önüne geçilmesi amacıyla da imal edilmektedirler. Gerek değişken zemin özellikleri gereksede üst yapı yüklerinin düzensiz dağıldığı durumlarda radye temeller yüksek eğilme rijitliği ve daha geniş bir alana yayılması nedeniyle farklı oturma potansiyelini azaltıcı rol üstlenirler. Geleneksel metot olarak adlandırılan Rijit metotlar ve Esnek metot olarak bilinen Rijit olmayan metotlar, radye temel tasarımında izlenen yöntemlerdir. Rijit metotlar daha basit çözüm adımlarını içermesi nedeniyle el ile yapılan hesaplamalarda sıkça kullanılırken, rijit olmayan metotlar ise çok daha hassas sonuçlar vermesine karşın komplike yapısı ile paket programların

altyapılarında tercih edilmektedirler. İki metotta ana yaklaşım farkı temel basınç dağılımlarından daha kolay anlaşılmalıdır.

Rijit metotlar; radye temelin temel altı zemininden göreceli olarak rijit olduğu kabulüne dayanmaktadır. Tekil temellerin analizlerinde de kullanılan rijit metotlar idealize edilmiş fakat hassaslık içermeyen temel basınç dağılımlarını vermektedir. Teorik olarak; radye temelde olası deformasyonların temel gerilme dağılımını etkilemediği kabulü ile temel gerilmesinin büyüklüğü ve dağılımı yalnızca yüklerden ve radye temelin ağırlığından etkilenmektedir.

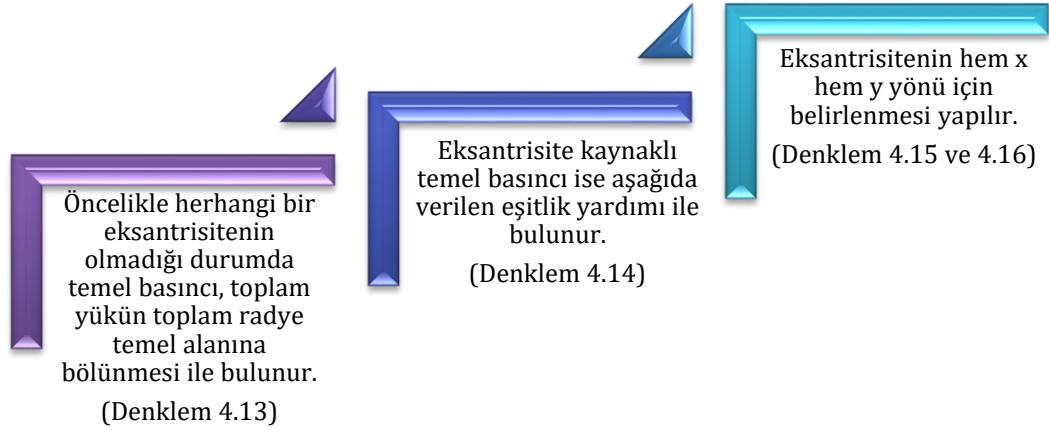
Şekil 4.6'da görülebileceği gibi; eksantrik yükleme olmadığı durumda uniform temel basınç dağılımı meydana gelirken, moment etkisi altında doğrusal basınç dağılımı göstermektedir (Coduto, 1999; Das, 1990).



Şekil 4.6. Rijit metotta yükleme durumuna göre temel basınç dağılımları

Radye temel altında basitleştirilmiş basınç dağılımları ile deformasyon, farklı oturma hesapları, kesme ve moment kuvvetleri kolayca hesaplanabilmektedir. Düzgün ve doğrusal olarak kabul edilen temel basınç dağılımı gerçekte zemin tiplerine bağlı olarak değişmektedir dolayısıyla hesaplamalar hassaslıktan uzaktır. Buna rağmen, idealize edilen basınç dağılımı ve geliştirilen formüller yardımı ile küçük ölçekli projelerin tasarımında sıkça kullanılmaktadır (Gupta, 1997).

Rijit metot kullanılarak temel basınç dağılımı için geliştirilen formüller ile eksantrisite hesabı şu şekildedir (Bowles, 1997; Das,1984).



Şekil 4.7. Rijit metot kullanılarak temel basınç dağılımı için geliştirilen formüller ile eksantrisite hesabı

$$q = \frac{\Sigma Q}{A} \quad (4.13)$$

$$q = \frac{\Sigma Q}{A} \pm \frac{M_{y,x}}{I_x} \pm \frac{M_{x,y}}{I_y} \quad (4.14)$$

$$x' = \frac{\sum_{n=1}^{x=1} Q_n \cdot x'_n}{\Sigma Q} \quad (4.15)$$

$$y' = \frac{\sum_{n=1}^{y=1} Q_n \cdot y'_n}{\Sigma Q} \quad (4.16)$$

Burada;  $I_x$  x eksenine göre atalet momenti,  $I_y$  y eksenine göre atalet momenti,  $M_x$  x eksenine göre kolon yüklerinin oluşturduğu moment,  $M_y$  y eksenine göre kolon yüklerinin oluşturduğu moment değerleridir.

Eşitlikte;  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  Kolon yüklerini,  $x'_1, x'_2, \dots$  referans noktasına göre uzaklık değerleridir.



Şekil 4.8.x ve y eksenine göre eksantrisite bulunması

$$e_x = x' - \frac{B}{2} \quad (4.17)$$

$$y' = \frac{\sum_{n=1}^{y=1} Q_n \cdot y'_n}{\sum Q} \quad (4.18)$$

$$e_x = y' - \frac{L}{2} \quad (4.19)$$

Eşitlikte;  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  Kolon yüklerini,  $y'_1, y'_2$ , referans noktasına göre uzaklık değerleridir.

#### 4.8. Konsolidasyonlu Oturma Hesabı

Konsolidasyon oturması âni oturmayı izleyen aşamada, yüklemekten hemen sonra önce taneler arasındaki boşluklardaki havanın sıkışması ve bundan sonra da suyun basıncının zamanla sönümlenmesi ile oluşan oturmadır (Genç, 2008).

Bu çalışmada konsolidasyon oturmasının tayini için aşağıdaki eşitlik kullanılmıştır:

$$S_c = m_v \cdot H \cdot \Delta\sigma' \quad (4.20)$$

Eşitlikte;  $S_c$  tabakanın mutlak oturma miktarı,  $\Delta\sigma'$  yüklemekten dolayı tabaka ortasında meydana gelen etkin gerilme artışı,  $m_v$  hacimsel sıkışabilirlik katsayısı (konsolidasyon deneyi ile belirlenir),  $H$  kil tabakasının kalınlığıdır.

$$m_v = \frac{1}{1+e_0} \left( \frac{e_0 - e_1}{\sigma_1 - \sigma_0} \right) \quad (4.21)$$

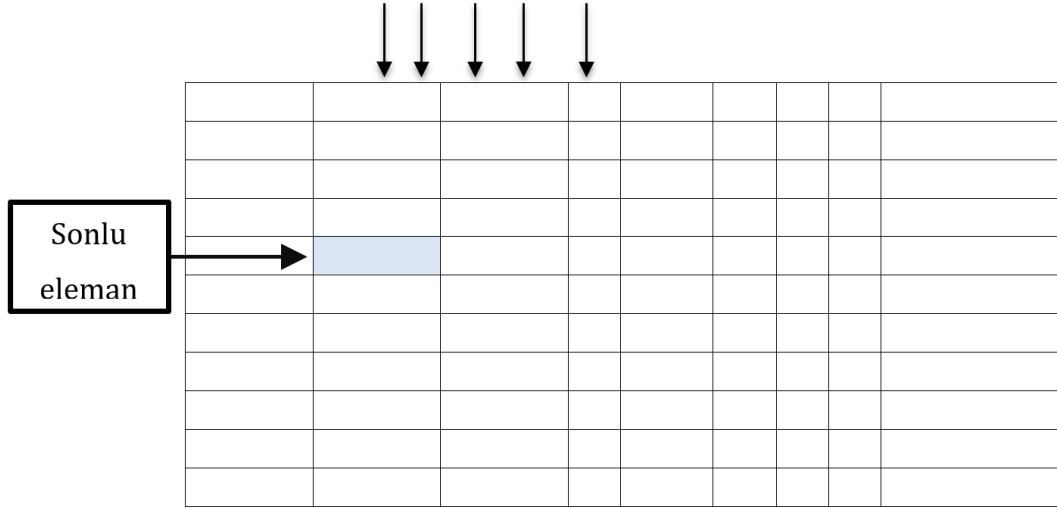
Burada;  $m_v$  hacimsel sıkışabilirlik katsayısı,  $e_0$  başlangıçtaki boşluk oranı,  $e_1$  deney sonu boşluk oranı,  $\sigma_1$  deney sonundaki basınç,  $\sigma_0$  başlangıçtaki basıncı ifade etmektedir.

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p} \quad (4.22)$$

Burada;  $a_v$  sıkışma sayısı,  $\Delta e$  kademedeki boşluk oranı değişimi,  $\Delta p$  kademedeki basınç değişimini ifade etmektedir.

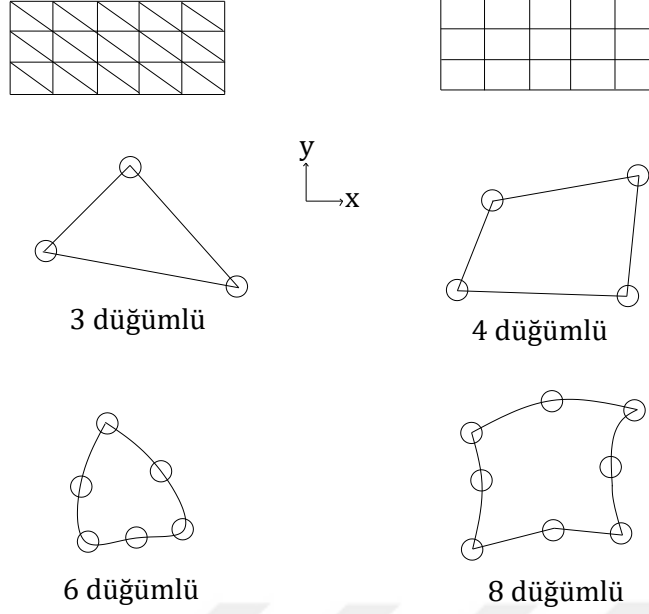
#### **4.9. Sonlu Elemanlar Yöntemi**

Sonlu elemanlar yöntemi, Zeinkiewicz (1977) tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemi olarak tarif edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile sürekli bir sistemi matematiksel olarak modellemek mümkün olmaktadır. Yöntemde, sürekli bir sistem, kendi içinde sonlu sayıda bileşen veya elemanlardan ve bu elemanları birleştiren düğüm noktalarından oluşan ayrık bir sistem olarak modellenmektedir (Şekil 4.9). Yani, sistem sonlu elemanlara bölünerek, denklemler bir eleman için yazılmakta ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenmektedir (Keskin, 2009).



Şekil 4.9. Sürekli bir sistemin sonlu elemanlara ayrılması(PLAXIS manual, 2002)

Sonlu elemanlar yönteminde, ilk adımda, çözüm bölgesi, eleman adı verilen alt bölgelere ayrıklaştırılmakta ve bu elemanlarla oluşturulan eşdeğer sonlu elemanlar ağına dönüştürülmektedir. Elemanlar, belirlenen esas bilinmeyene göre bir, iki veya üç boyutlu seçilebilmektedir. Eleman tipi seçilirken, gerekli serbestlik derecesi dikkate alınmakta ve eğri yüzeyler için eğrisel elemanlar seçilmektedir. İki boyutlu problemlerde, sonlu elemanlar genellikle üçgen veya dörtgen şeklindedir (Şekil 4.10). Bu elemanlar “node” adı verilen düğüm noktaları yardımıyla ilişkilendirilmektedir. Düz yüzeyli elemanlar için düğüm noktaları genellikle eleman köşelerine yerleştirilmektedir. Eğrisel yüzeylere sahip elemanlar için ise, her yüzeyin orta noktalarına da düğümler eklenmektedir (Keskin, 2009).



Şekil 4.10. Tipik iki boyutlu sonlu elamanlar

Ağ modelindeki her eleman kendisine komşu olan diğer elemanlara gerçekte sonsuz sayıda nokta ile bağlı olmasına rağmen sonlu elemanlar yönteminde sadece düğüm noktaları vasıtasıyla bağlanmaktadır. Böylece, deplasmanların uygunluğu sadece bu noktalarda sağlanmaktadır. Dolayısıyla, özellikle büyük karmaşık sistemlerde, daha doğru sonuçlar elde etmek için çok fazla sayıda eleman kullanmak gerekeceğinden, işlem hacminin büyümesi ve çözüm süresinin artması dezavantaj olarak görünse de bu olumsuzluk bilgisayar yardımıyla aşılmaktadır.

Bir sonraki adımda, bilinmeyenlerin ortamda dağılımını veren bir şekil fonksiyonu seçilmektedir. Eleman düğüm noktaları, eleman bölgesinde bilinmeyen büyüklüğün (deplasman vb) dağılım şeklini tanımlamak üzere matematiksel bir fonksiyon yazmak için imkan sağlamaktadır. Geoteknik mühendisliğinde problemlerin çoğu, deplasman yöntemiyle formüle edilmektedir.

Şekil fonksiyonu belirlenirken, polinomlar veya seriler kullanılmaktadır:

$$\{\delta\} = [N] \{d\}_e \quad (4.23)$$

Burada;  $\{\delta\}$ , elemanın herhangi bir noktasındaki deplasman bileşenlerini,  $[N]$ , şekil fonksiyonunu,  $\{d\}_e$  ise, elemanın düğüm noktasındaki deplasmanlarını göstermektedir.

Elemandaki şekil değiştirmeler, düğüm noktası deplasmanları cinsinden,

$$\{\varepsilon\} = [B]\{d\}_e \quad (4.24)$$

Şeklin de yazılmaktadır. Burada;  $[B]$ , eleman şekil değiştirme matrisidir. Gerilmeler ise, elastisite matrisi  $[D]$  kullanılıp, şekil değiştirmelerle ilişkilendirilerek,

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4.25)$$

Şeklin de yazılabilir. Sonraki adımda uygun bir varyasyonel prensip (enerjinin minimum olması prensibi vb.) kullanılarak her bir düğüm noktasındaki değerler için bir denklem takımı elde edilir:

$$\{f\} = [k] \{d\}_e \quad (4.26)$$

Denklemdede;  $\{f\}$ : eleman yük vektörü,  $[k]$ : eleman rijitlik matrisidir. Her sonlu eleman için ayrı ayrı bulunan (4.26) denklemleri uygun şekilde birleştirilerek bütün sisteme ait cebrik denklemler takımı elde edilir.

$$\{F\} = [K]\{d\} \quad (4.27)$$

Burada;  $\{F\}$ : sistem yük vektörü,  $[K]$ : sistem rijitlik matrisi,  $\{d\}$ : sistem deplasman vektörü değerlerini göstermektedir.

Bu sisteme sınır koşulları uygun satır/sütun işlemleriyle dahil edilerek, indirgenmiş sistem elde edilir.

Sonlu elemanların elde hesaplanması çok vakit alacağından tez çalışması kapsamında *PLAXIS 3D Foundation Version 2.1.0.308* yazılımı kullanılmıştır. Yazılım ile ilgili detaylar sıradaki başlıkta verilmiştir.

#### **4.10. PLAXIS Programı**

PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), değişik geoteknik problemleri için, sonlu elemanlar yöntemiyle, deformasyon ve stabilite analizleri gerçekleştirebilen bir bilgisayar programıdır. İlk olarak 1987 yılında Hollanda Delft Teknik Üniversitesi tarafından yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemi ile kolay bir şekilde analiz edilebilmesi için tasarlanmıştır. Sonraki yıllarda ise, geoteknik mühendisliğinin diğer uygulama alanlarını da kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Program, geoteknik mühendisliği projelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan, zemin-yapı etkileşimi, gerilme – şekil değiştirme, konsolidasyon, taşıma gücü, akım ağı, zemin dinamiği konularında ve malzeme farklılığı olan durumlarda kullanılabilen ve pratikte uygulanabilir sonuçlar verdiğini belirtmiştir (Keskin, 2009).

PLAXIS, çok yönlü ve karmaşık bir yapı arz eden geoteknik uygulamaların analizi için önemli özelliklerle donatılmıştır. Aşağıda bu özelliklerin kısa bir özeti verilmiştir.

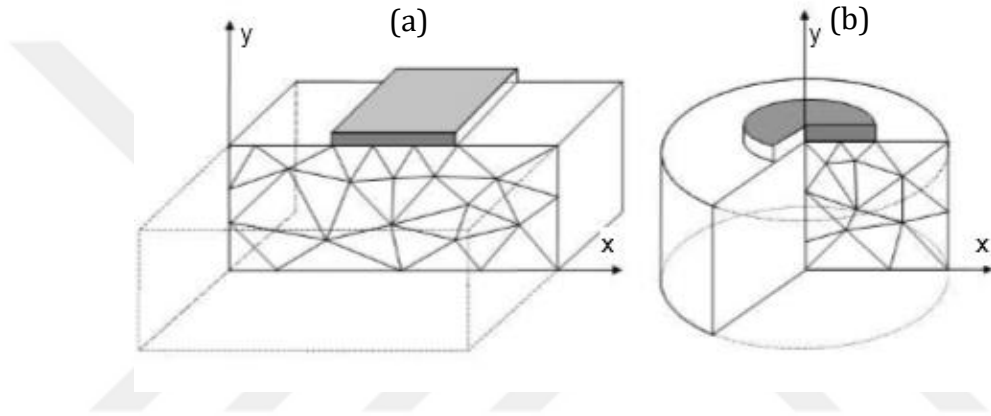
##### **4.10.1. Geometrik modelin oluşturulması**

Programda; zemin tabakaları, yapılar, kazı safhaları, yükler ve sınır şartlarının girişi için özel bir grafik ortamı (CAD) kullanılmaktadır. Böylece program bünyesinde geometrik model, gerçek konumuna uygun olarak doğru ve detaylı bir şekilde oluşturulabilmektedir. Programda, problem tipine göre düzlem şekil değiştirme veya eksenel simetrik geometri koşulları kullanılmaktadır.

Düzlem şekil değiştirme durumu, cismin bir doğrultudaki boyutunun (z eksenini), bu boyuta dik diğer iki doğrultudaki boyutundan çok büyük olması durumunda

kullanılabilmektedir. Düzlem şekil değiştirme durumunun uygulanabilmesi için, z doğrultusunda sadece düzgün yayılı yükler etki etmeli ve hacimsel kuvvetler z doğrultusundan bağımsız olmalıdır (Şekil 4.11a).

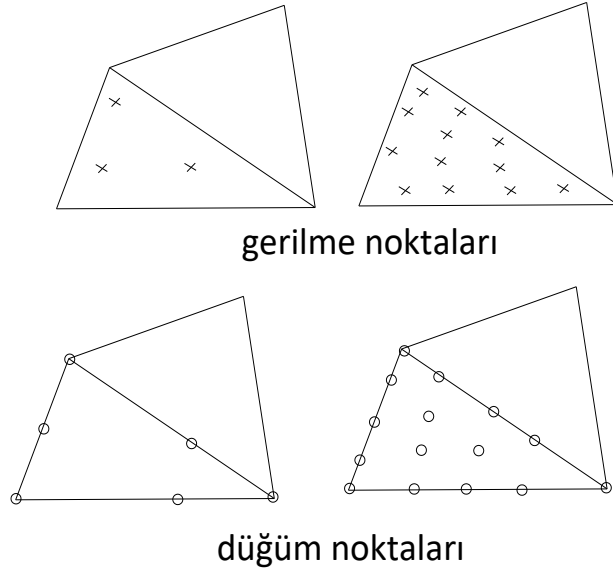
Problemin z eksenini etrafında çepçevre simetrik olması durumunda, deformasyonlar ve gerilmeler dönme açısından bağımsız olmakta, bu nedenle problem Şekil 4.11b'de görülen alan üzerinde 2 boyutlu problem olarak ele alınabilmektedir.



Şekil 4.11. (a) Düzlem şekil değiştirme, (b) aksenal simetrik problem (PLAXIS Manual, 2002).

#### 4.10.2. Zemin elemanları

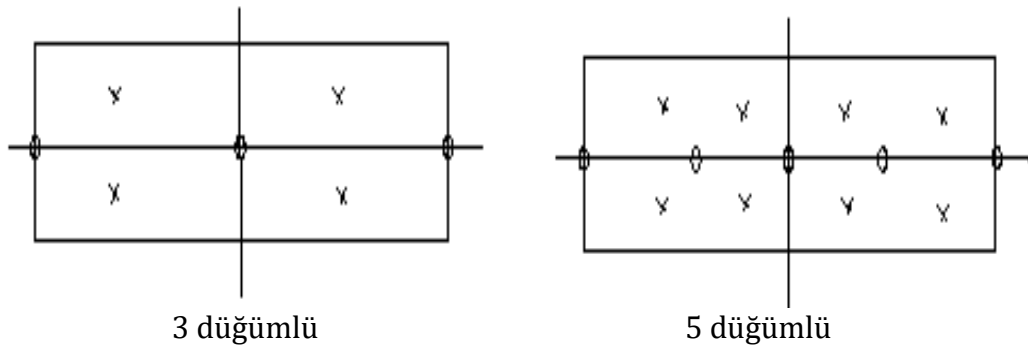
Sonlu elemanlar açının oluşturulması sırasında, zemin ortam iki boyutlu üçgen elemanlara ayrılır. Programda, 6 ve 15 düğüm noktalı iki farklı üçgen eleman bulunmaktadır (Şekil 4.12) Aynı sonlu elemanlar ağında, 15 düğüm noktalı elemanlar, 6-düğüm noktalı elemanlara göre daha hassas çözüm yapabilmektedirler. Sonlu elemanlar analizinde, deplasmanlar düğüm noktalarında, gerilmeler ise düğümler yerine her bir Gauss-noktasında (veya gerilme noktasında) hesaplanmaktadır (Keskin, 2009).



Şekil 4.12. Zemin elemanlarındaki düğüm ve gerilme noktalarının pozisyonu

#### 4.10.3. Kiriş elemanlar

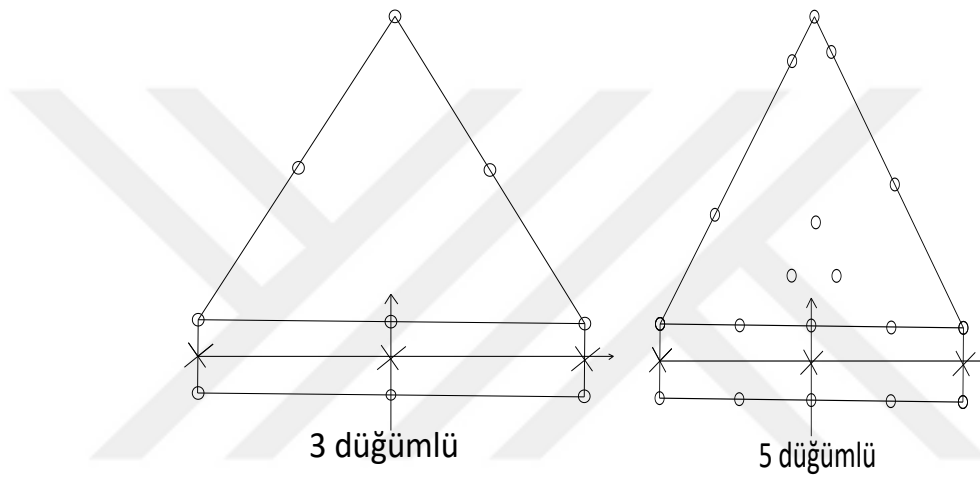
Programda; duvar, plak ve temel gibi yapı elemanları 3 ve 5 düğüm noktasına sahip iki farklı kiriş eleman kullanılarak tanımlanır (Şekil 4.13). Analizlerde eğer 6 düğümlü zemin elemanı kullanılıyorsa, 3 düğümlü kiriş eleman, 15 düğümlü zemin elemanı kullanılıyorsa, 5 düğümlü kiriş eleman kullanılmaktadır. Kiriş elemanı, Mindlin kiriş teorisine dayanılarak geliştirilmiştir. Bu teoriye göre, kiriş eleman eğilmeye ve kaymaya maruz kalmaktadır. Ayrıca aksenal bir kuvvet uygulandığında eleman boyu değişmektedir. Kiriş elemanı önceden tanımlanan eğilme momenti veya maksimum aksenal kuvvete ulaştığında plastik hale gelmektedir. Kiriş elemanların malzeme özelliği olarak programa eğilme rijitliği (EI) ve aksenal rijitlik (EA) değerleri girilmektedir (Keskin, 2009).



Şekil 4.13. Kiriş elemanları

#### 4.10.4. Ara yüzey elemanı

Yapı ile zemin veya donatı ile zemin arasındaki etkileşimi modellemek için ara yüzey elemanlar kullanılır. Ara yüzey elemanlarının, zemin elemanlarına nasıl bağlandığı Şekil 4.14'te görülmektedir. Ara yüzey elemanları, 6 düğüm noktalı zemin elemanları kullanıldığı durumda 3 düğümlü, 15 düğüm noktalı zemin elemanları kullanıldığı durumda ise, 5 düğümlü olarak tanımlanır (Keskin, 2009).



Şekil 4.14. Ara yüzey elemanlarının zemin elemanlarına bağlanması

Yapı ile zemin veya donatı ile zemin arasındaki etkileşim, ara yüzey elemanı için uygun bir mukavemet azaltma faktörü ( $R_{inter}$ ) seçilerek modellenmektedir. Bu faktör, ara yüzey mukavemeti (çeper sürtünmesi ve adhezyon) ve zemin mukavemeti (sürtünme açısı ve kohezyon) ile ilişkilidir.

#### 4.10.5. Zemin modelleri

PLAXIS'de zemin ve diğer ortamların (kaya vb) davranışını modellemek için 6 farklı model kullanılmaktadır. Bunlar; zemin davranışının Hooke yasasına uyduğunu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğunu kabul eden, lineer elastik model-LE (*i*), zemin davranışını elasto plastik olarak kabul eden mohr-colomb modeli-MC (*ii*), Plastik kaymanın sadece sınırlı sayıda kayma doğrultularında meydana gelen anizotropik elasto-plastik model olduğunu

kabul eden birleşmiş kaya modeli-JR (iii), zemin mekaniğinde normal konsolide killeri, killi siltler ve turba zeminler yumuşak zemin olarak kabul eden yumuşak zemin modeli-SS (iv) , konsolide killeri, killi siltler ve turba gibi yumuşak zeminlerin zamana bağlı davranışını kabul eden yumuşak zemin kayma modeli-SSC (v) farklı tiplerdeki yumuşak ve sert zeminlerin davranışını modellemekte kullanılan ve Mohr Coulomb modeline göre çok daha gelişmiş bir zemin modeli olan sertleşmiş zemin modeli-HS (vi) olarak sıralanabilir.



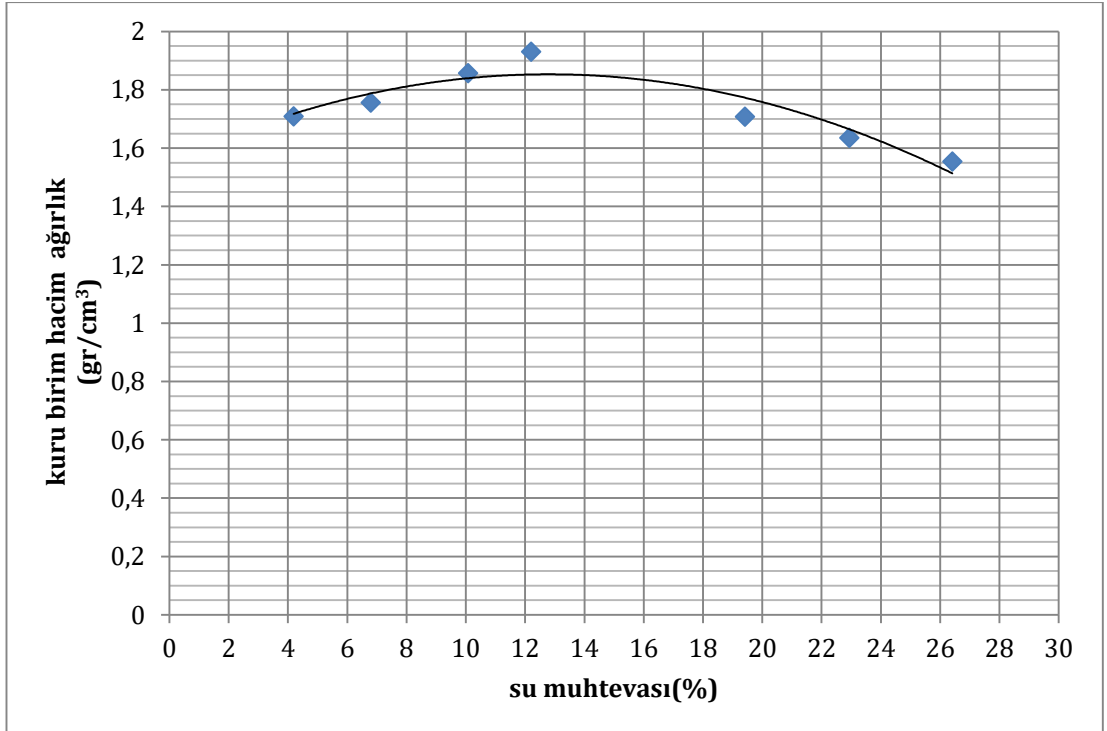
## 5. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

Materyal metod kısmında anlatılan deneyler yapıldıktan sonra elde edilen sonuçlar ve grafikler bu bölümde gösterilmiştir.

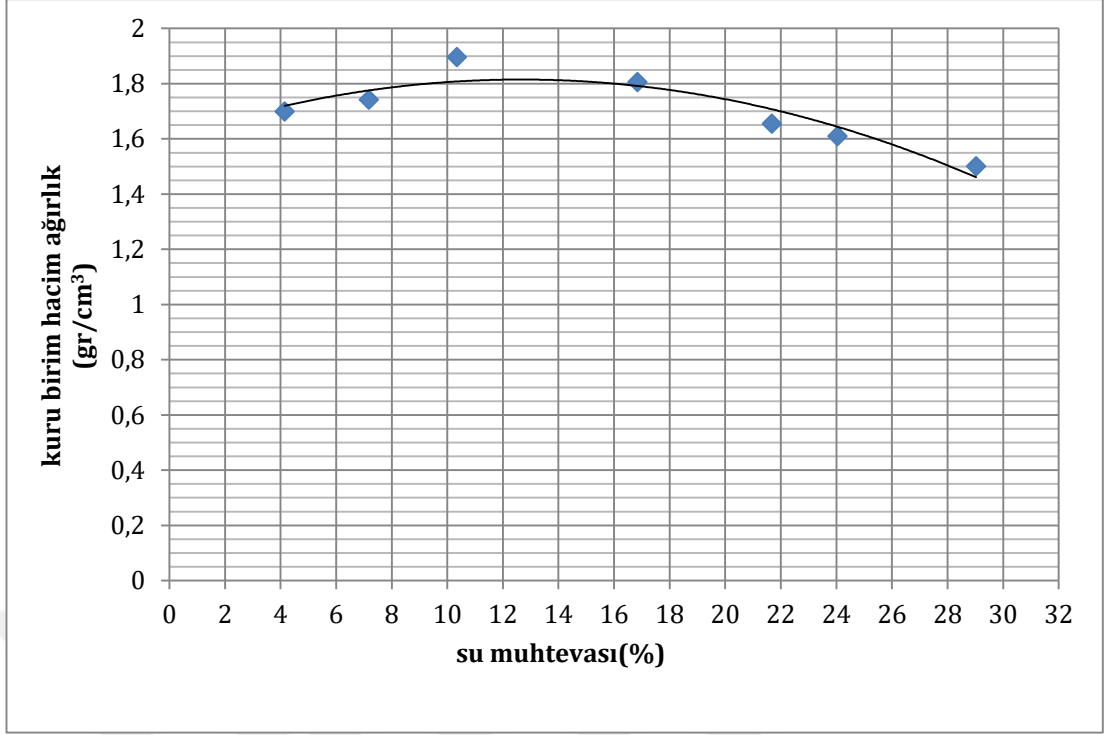
Çalıştığımız üç numune üzerine yapılan zeminlerin kompaksiyon (standart proktor deneyi) deneyleri, konsolidasyon (ödometre deneyi) deneyleri, serbest basınç deneyleri, üç eksenli basınç deneyleri, kesme kutusu deney sonuçları ve sonlu elemanlar yöntemi (PLAXIS 3D) analizleri bu bölümde verilmiştir. Tezin amacına uygun olan, klasik çözüm yollarıyla yapılan oturma hesabıyla sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilen oturma hesaplarının karşılaştırılması bu bölümde değerlendirilmiştir.

### 5.1. Kompaksiyon Deneyi Sonuçları

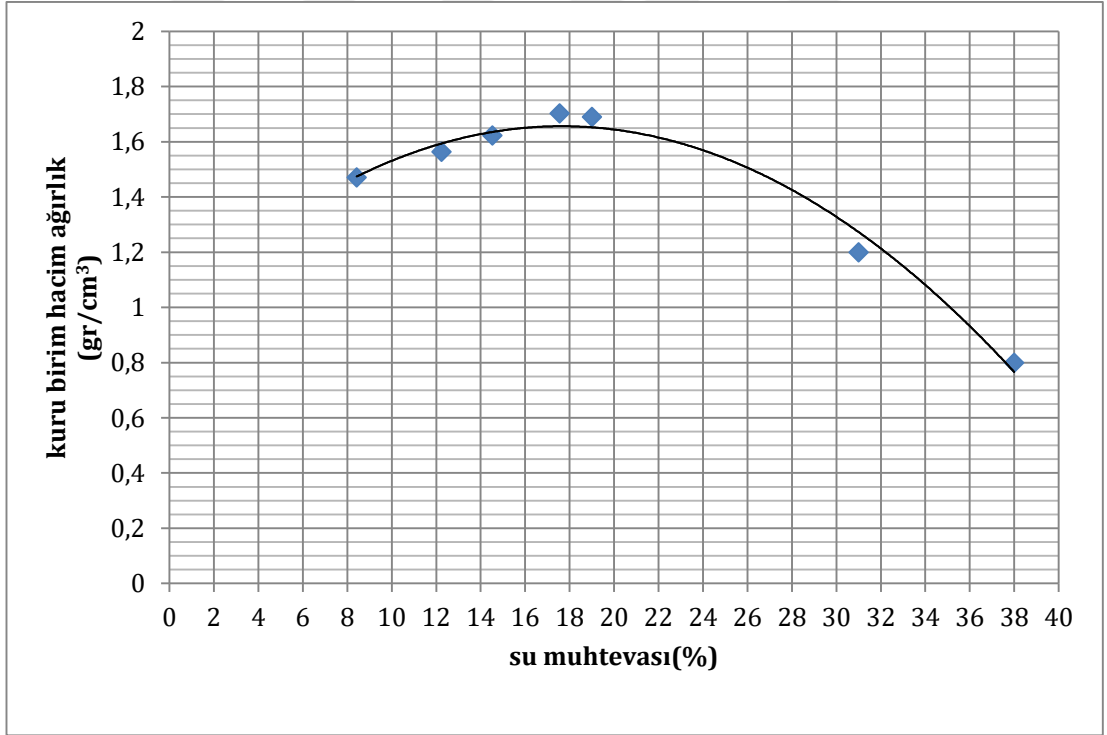
Aşağıda verilen Çizelge 5.1, Şekil 5.1, 5.2, ve 5.3'de çalıştığımız numunelerin kompaksiyon değerleri verilmiş olup sonuçlar değerlendirilmiştir.



Şekil 5.1. Numune A'nın kompaksiyon eğrisi



Şekil 5.2. Numune B'nin kompaksiyon eğrisi



Şekil 5.3. Numune C'nin kompaksiyon eğrisi

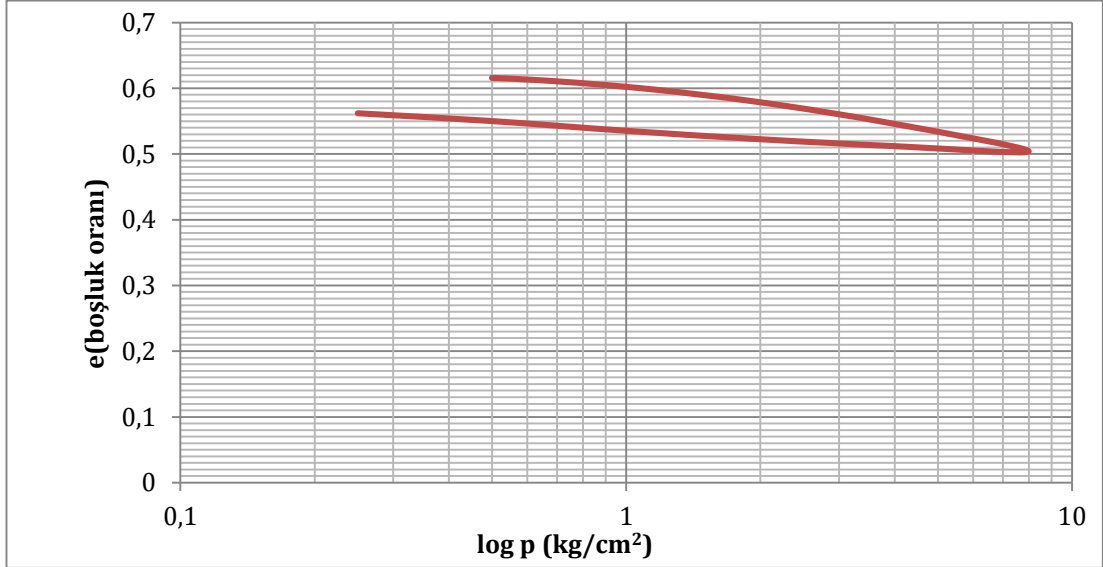
Çizelge 5.1. Numunelerin kompaksiyon değerleri

Numune	$\omega_{opt}$ (%)	$\gamma_{kmax}$ (gr/cm <sup>3</sup> )
A	%12	1,93
B	%10,35	1,89
C	%17,55	1,70

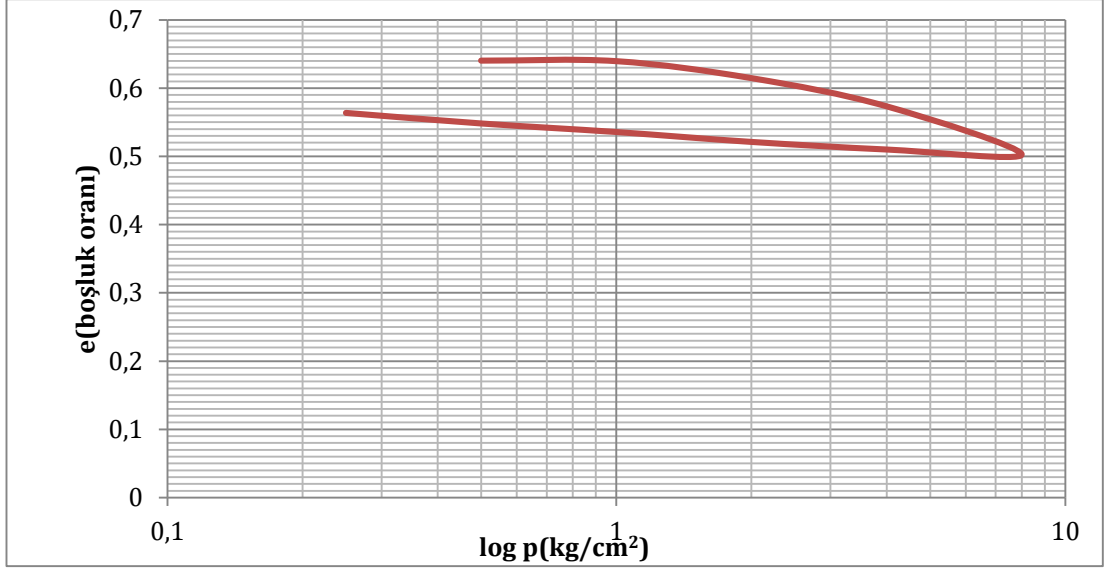
Düşük plastisiteli kil numuneleri olan A ve B numunesinin optimum su muhtevasının yüksek plastisiteli kil numunesi olan C numunesine göre daha az su muhtevasına sahip olduğunu görüyoruz. Bunun aksine maksimum kuru birim hacim ağırlığın yüksek plastisiteli C numunesinde düşük plastisiteli A ve B numunesine göre daha az olduğunu görüyoruz. Bu sonuçlara göre su muhtevası arttıkça kuru birim hacim ağırlığın azaldığını ifade edebiliriz.

## 5.2. Konsolidasyon Deneyi Sonuçları

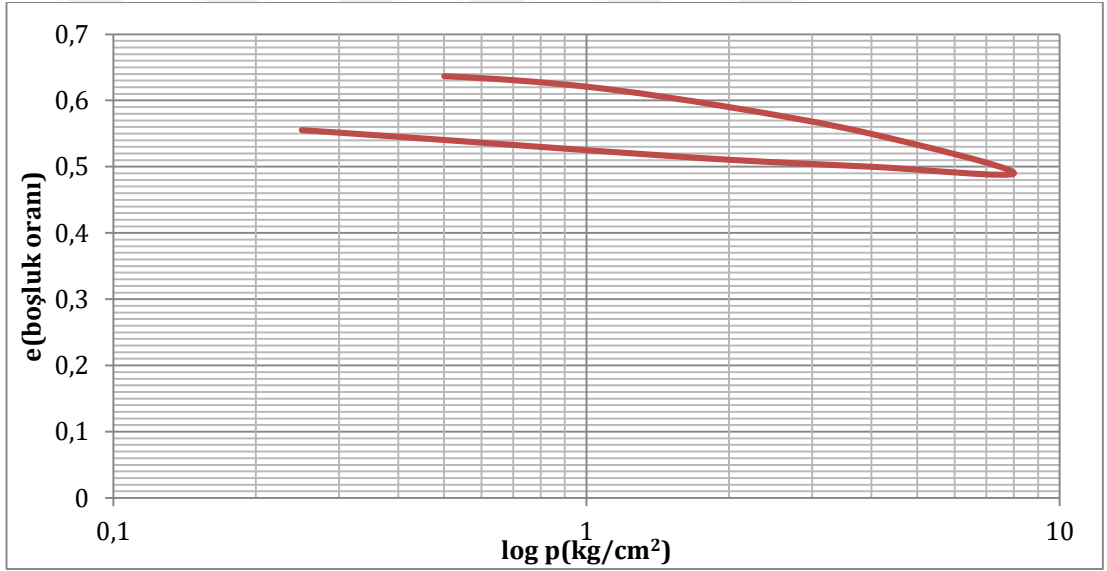
Aşağıda verilen Çizelge 5.2, Şekil 5.4, 5.5, ve 5.6'da çalıştığımız numunelerin konsolidasyon değerleri verilmiş olup sonuçlar değerlendirilmiştir.



Şekil 5.4. Numune A'nın konsolidasyon eğrisi



Şekil 5.5. Numune B'nin konsolidasyon eğrisi



Şekil 5.6. Numune C'nin konsolidasyon eğrisi

Çizelge 5.2. Numunelerin başlangıçtaki boşluk oranı değerleri

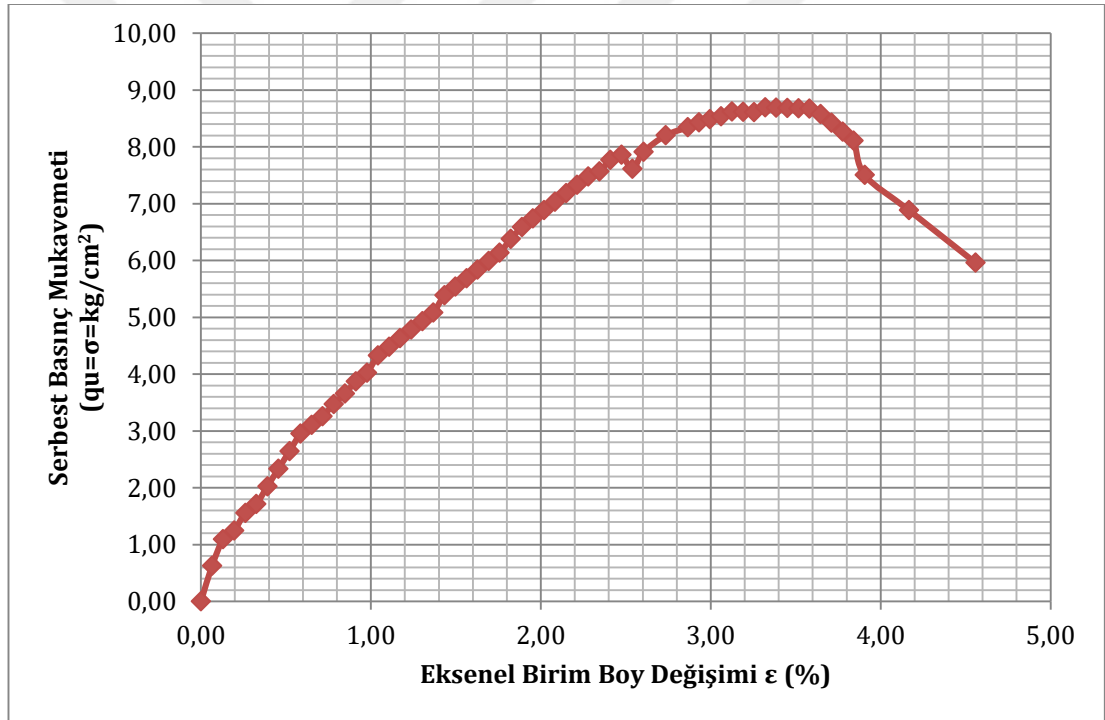
Numune	$e_0$ (başlangıçtaki boşluk oranı)	$e_n$ (deney sonundaki boşluk oranı)
A	0,623	0,562
B	0,641	0,563
C	0,64	0,555

Yukarıda Şekil 5.4, 5.5 ve 5.6'da görüldüğü gibi 0,25-0,50-1,0-2,0-4,0-8,0 basınç kademelerinde yükleme arttıkça başlangıçtaki boşluk oranı azalmaktadır.

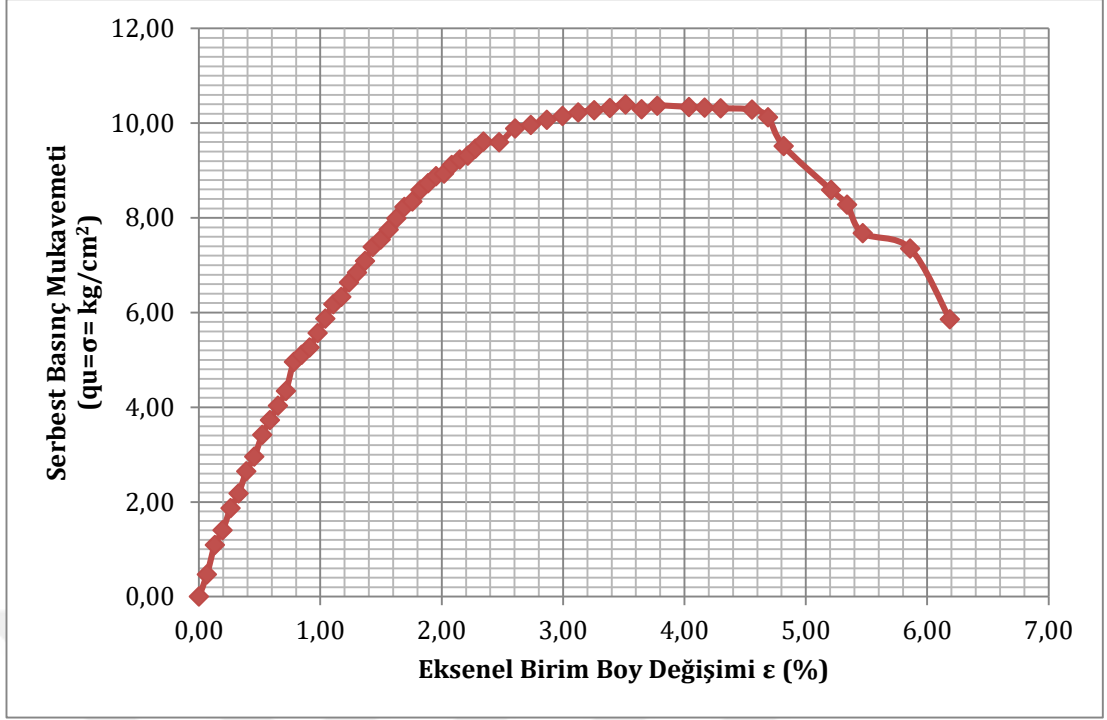
Numuneler basınç kademelerine göre boşaltma evresine geçtikleri andan itibaren boşluk oranı artmaktadır. Numune A, B ve C'de ki boşluk oranı değişimi sırasıyla %6,1, %7,8, %8,5 olmuştur. Yüksek plastisiteli kil numunesi olan C numunesinde en fazla boşluk oranı değişimi gözlemlenirken, düşük plastisiteli kil numunesi olan A numunesinde en az boşluk oranı değişimi gözlenmiştir.

### 5.3. Serbest Basınç Deneyi Sonuçları

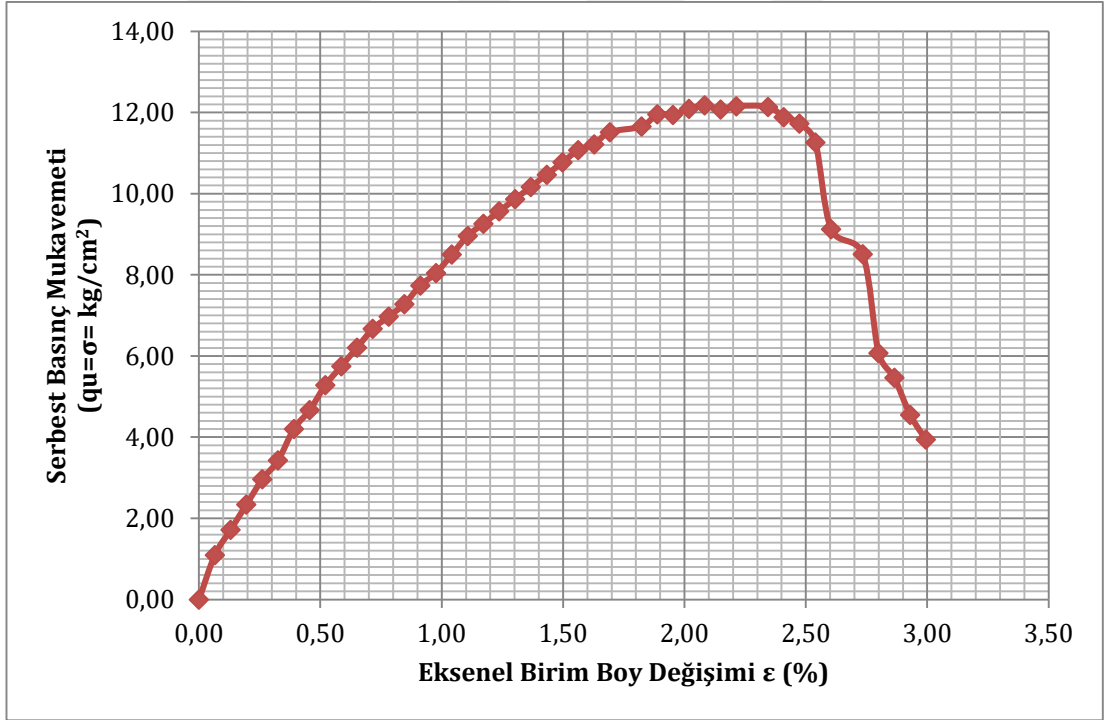
Aşağıda verilen Çizelge 5.3, Şekil 5.7, 5.8, 5.9 5.10, 5.11, ve 5.12'de çalıştığımız numunelerin serbest basınç değerleri verilmiş olup sonuçlar değerlendirilmiştir.



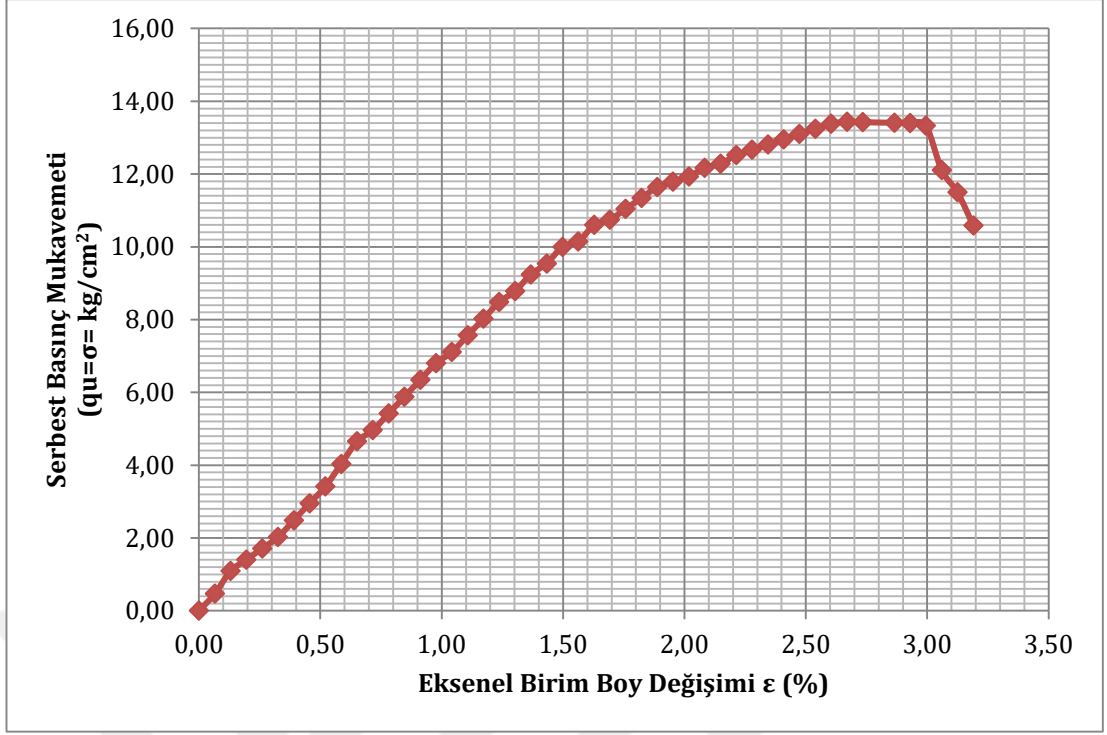
Şekil 5.7. Numune A'nın 1nci serbest basınç deneyi



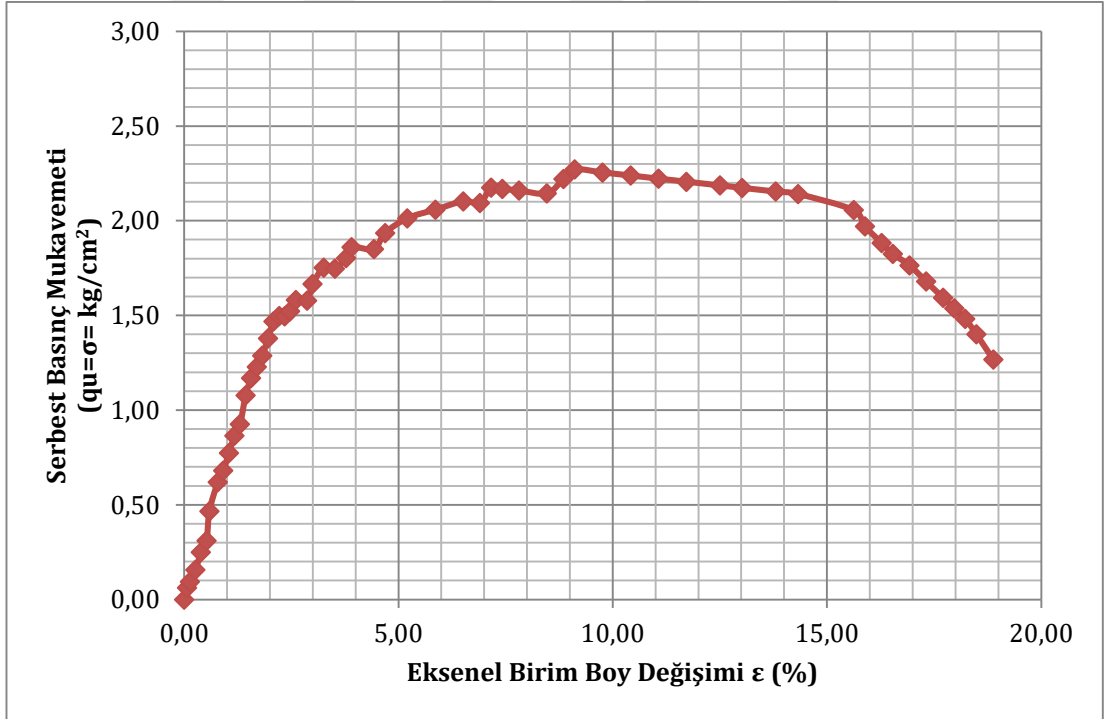
Şekil 5.8. Numune A'nın 2nci serbest basınç deneyi



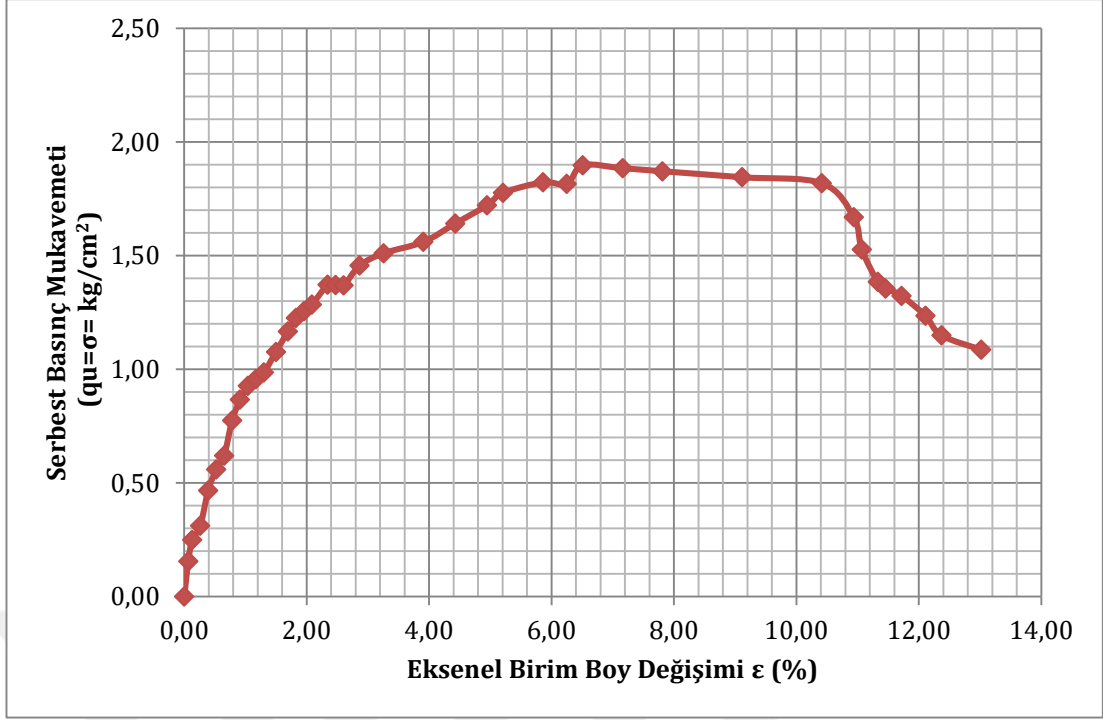
Şekil 5.9. Numune B'nin 1nci serbest basınç deneyi



Şekil 5.10. Numune B'nin 2nci serbest basınç deneyi



Şekil 5.11. Numune C'nin 1nci serbest basınç deneyi



Şekil 5.12. Numune C'nin 2nci serbest basınç deneyi

Çizelge 5.3. Numunelerin serbest basınç deneyi sonuçları

Numune	Serbest basınç sonuçları $q_u=q(\text{kg/cm}^2)$	$c(\text{kg/cm}^2)$ $(\frac{q_u}{2})$	$\gamma_{kmax}$ ( $\text{gr/cm}^3$ )	$\omega_{opt}$ (%)
A(1.numune)	8,7	4,34	1,93	12
A(2.numune)	10,4	5,2	1,93	12
B(1.numune)	12,17	6,085	1,89	10,35
B(2.numune)	13,44	6,72	1,89	10,35
C(1.numune)	2,27	1,135	1,70	18
C(2.numune)	1,89	0,945	1,70	18

Yukarıda çalıştığımız numunelerin Çizelge 5.3'te serbest basınç deney sonuçları verilmiştir. Bu numunelerin serbest basınç deneyleri iki kere tekrarlanmıştır. Yüksek plastisiteli kil numunesi olanın (Numune C) serbest basıncı düşük plastisiteli kil numunelerine (Numune A ve B) göre daha düşük çıkmıştır. Su muhtevası yüksek olan Numune C'nin serbest basıncı daha düşük olduğu sonucuna ulaşılabilir. Düşük plastisiteli kil Numunesi olan numune B'nin en yüksek serbest basınç mukavemetini verdiğini söyleyebiliriz. Kohezyon katsayısı(c) en fazla olan Numune B numunesi olurken, en az olan C numunesidir. Numunelerin serbest basınçlarına göre kıvamlarına bakılacak olursa düşük plastisiteli olan zemin numuneleri (A ve B) çok sert kıvamda olup,

yüksek plastisiteli zemin numunesi olan (C) yumuşak-orta sert olarak sınıflandırılabilir.

#### 5.4. Üç Eksenli Basınç Deneyi Sonuçları

Aşağıda verilen Çizelge 5.4, Şekil 5.13, 5.14, 5.15, 5.16, 5.17, ve 5.18'de çalıştığımız numunelerin Konsolidasyonlu-Drenajsız(CU) deney sonuçları verilmiş olup sonuçlar değerlendirilmiştir.

Çizelge 5.4. Konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi (CU)

Numune	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	Toplam Gerilmelere Göre		Etkif Gerilmelere Göre	
		c (kPa)	$\phi$ (°)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
A	21.8	72	27	53	27
B	19.8	94	18	74	20
C	20.2	85	9	50	18

$\gamma_n$  : Tabii Birim Hacim Ağırlık      c: Kohezyon       $\phi$  : Kayma Direnci Açısı

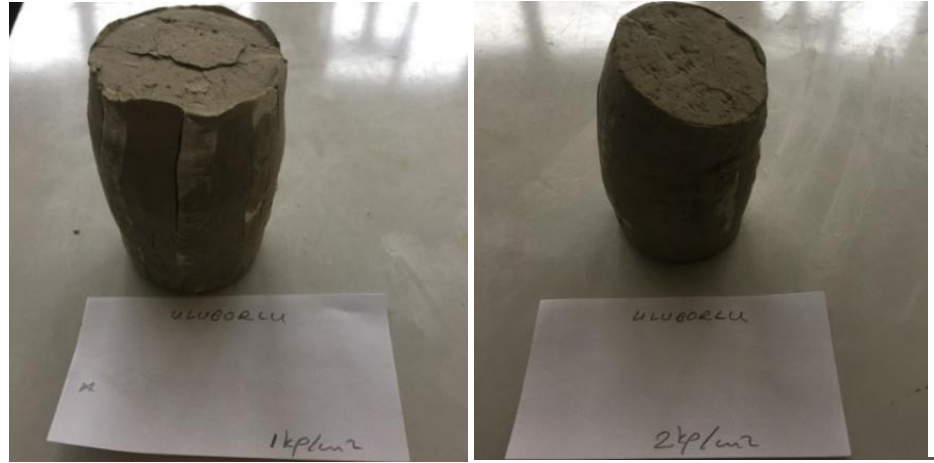
Yukarıda verilen Çizelge 5.4'te numunelerin toplam gerilmelerine ve efektif gerilmelerine göre kohezyon ve kayma direnci açısı verilmiştir. Toplam gerilmelerine göre baktığımızda kohezyonu en fazla olan numune düşük plastisiteli olan B numunesidir. En düşük kohezyona sahip numune ise düşük plastisiteli olan A numunesidir. Kayma direnci açısına göre değerlendirsek eğer en düşük açuya sahip olan yüksek plastisiteli olan C numunesidir. En yüksek açuya sahip olan numune ise düşük plastisiteli olan A numunesidir. Etkif gerilmelere göre değerlendirdiğimizde kohezyonu en fazla olan gene B numunesidir. En düşük kohezyona sahip olan numune C numunesidir. Kayma direnci açısına göre değerlendirsek en fazla açuya sahip olan numune A numunesidir. En düşük açuya sahip olan numune ise C numunesidir. Bu durumda toplam gerilmelere göre  $\gamma_n$ 'i düşük olanın kohezyonu fazla iken,  $\gamma_n$ 'i yüksek olanın kohezyonu düşüktür.



Şekil 5.13. Numune A'nın 1 ve 2 kg/cm<sup>2</sup> yüklemeli üç eksenli basınç deneyi



Şekil 5.14. Numune B'nin 1 ve 2 kg/cm<sup>2</sup> yüklemeli üç eksenli basınç deneyi



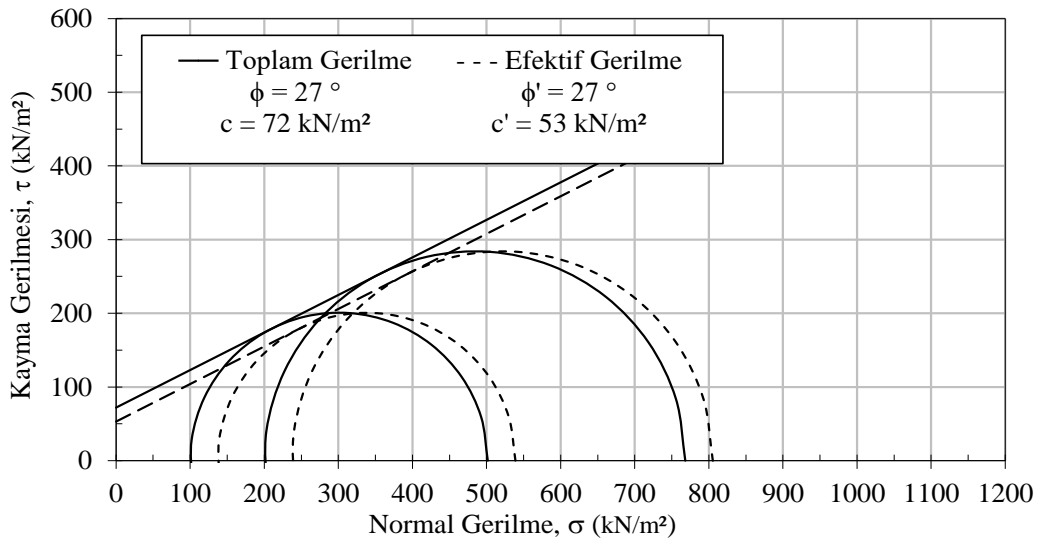
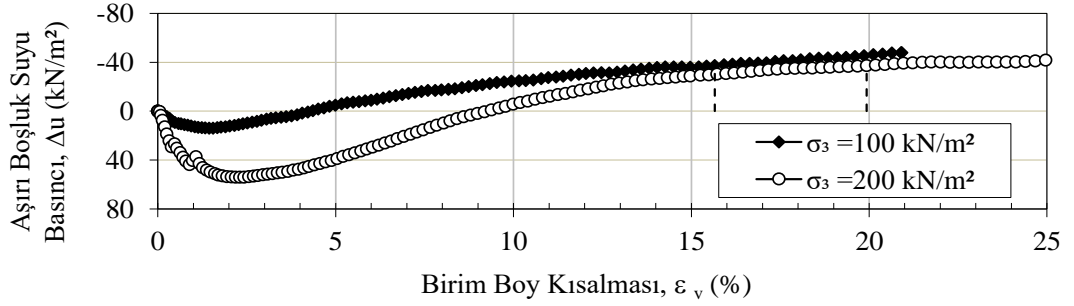
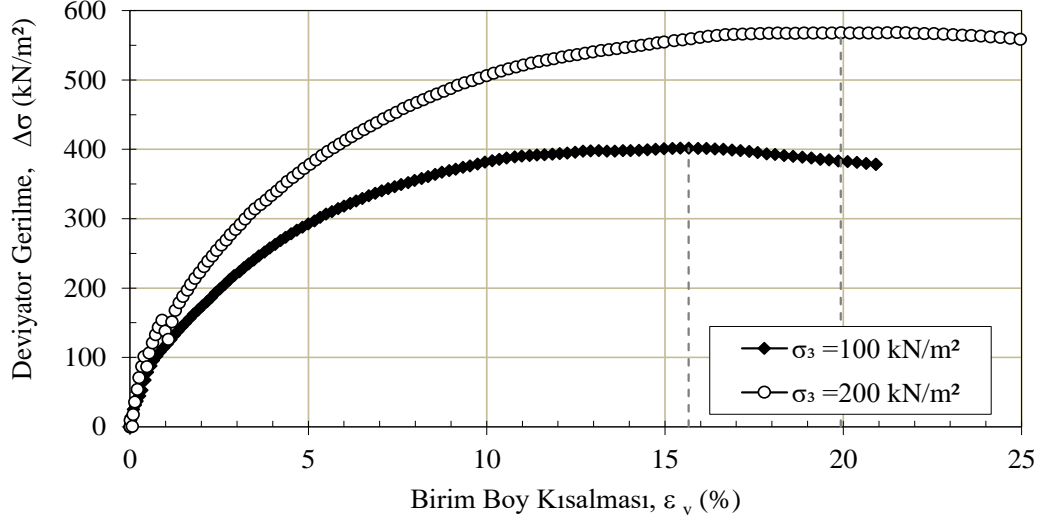
Şekil 5.15. Numune C'nin 1 ve 2 kg/cm<sup>2</sup> yüklemeli üç eksenli basınç deneyi

## KONSOLIDASYONLU-DRENAJSIZ (CU) ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

Gönderen :  
Proje Adı :

Numune No : Şarkikaraağaç

Düşey Gerilme :  $\sigma_v = 100 \text{ kN/m}^2$   $\sigma_v = 200 \text{ kN/m}^2$   
Deney Başı :  $\gamma_o = 21.7 \text{ kN/m}^3$   $\gamma_o = 21.8 \text{ kN/m}^3$   $w_o = \%12$   
Deney Sonu :  $w = \%13$   $w = \%12$



Şekil 5.16. Numune A'nın konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi

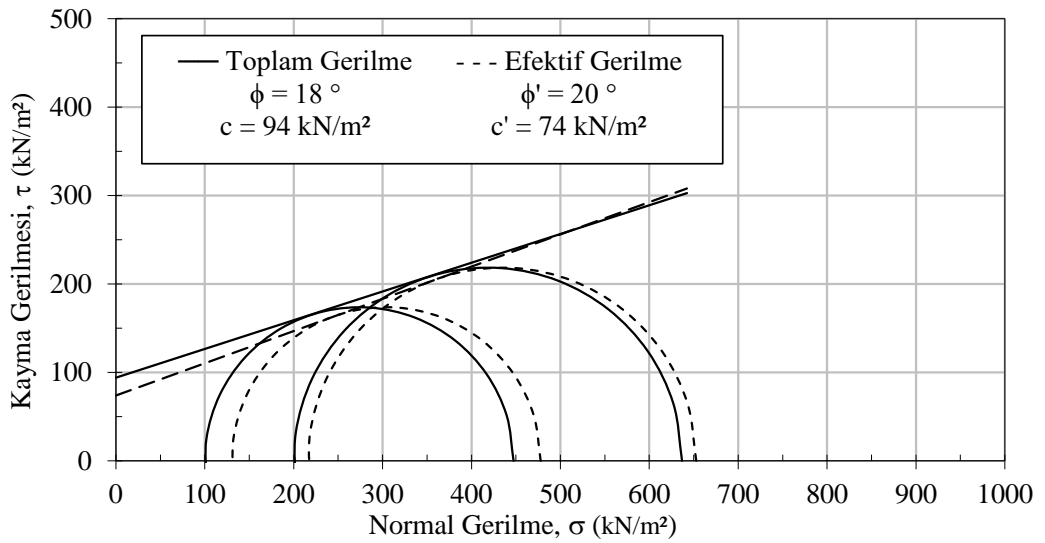
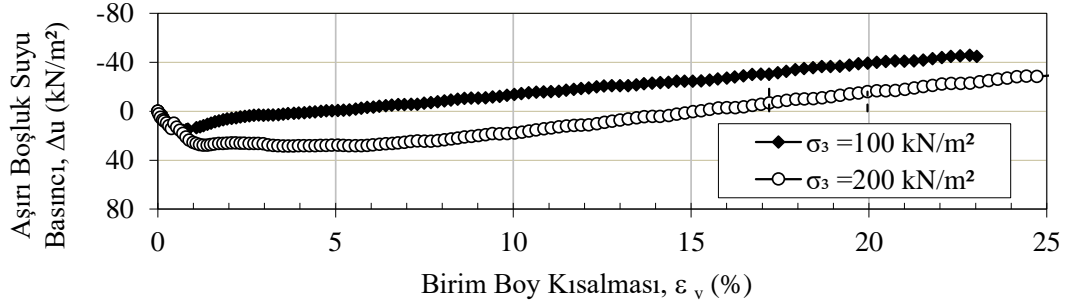
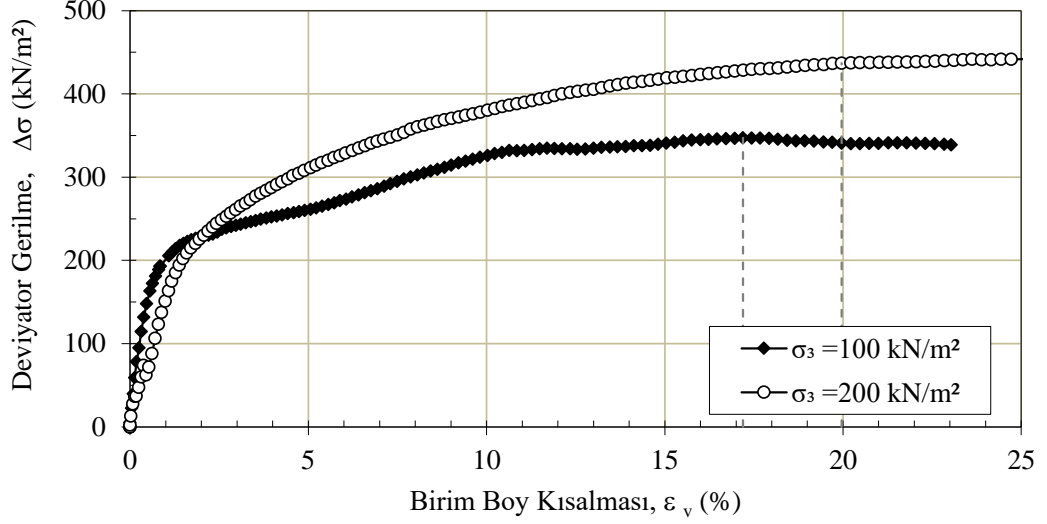
## KONSOLIDASYONLU-DRENAJSIZ (CU) ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

Gönderen :  
Proje Adı :

Numune No : Yeşil Kil

Düşey Gerilme :	$\sigma_v = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_v = 200 \text{ kN/m}^2$
Deney Başı :	$\gamma_o = 19.7 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_o = 19.9 \text{ kN/m}^3$
Deney Sonu :	$w = \%14$	$w = \%12$

$w_o = \%10$



Şekil 5.17. Numune B'nin konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi

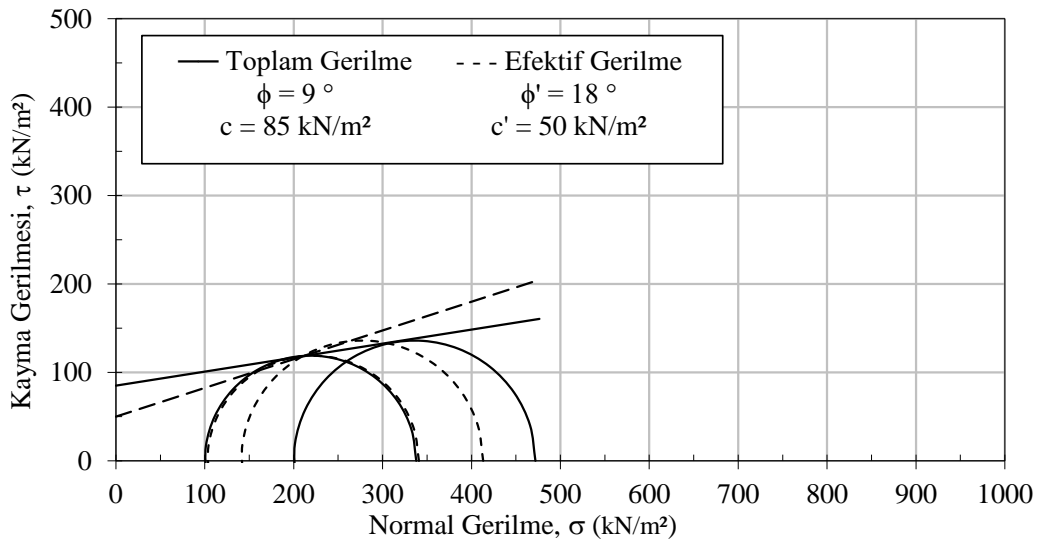
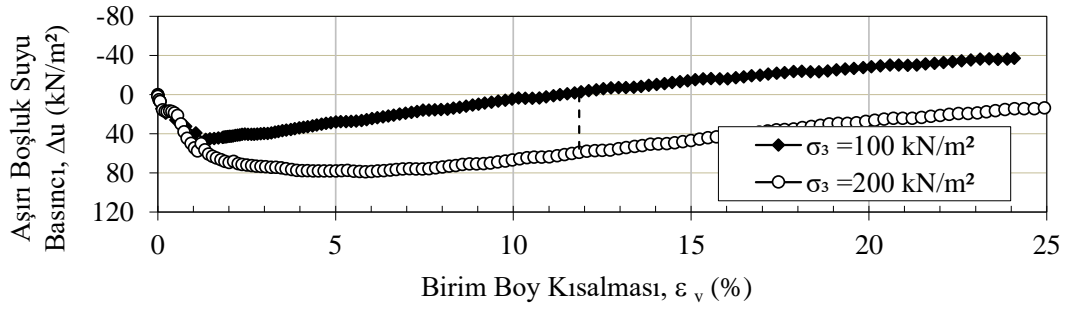
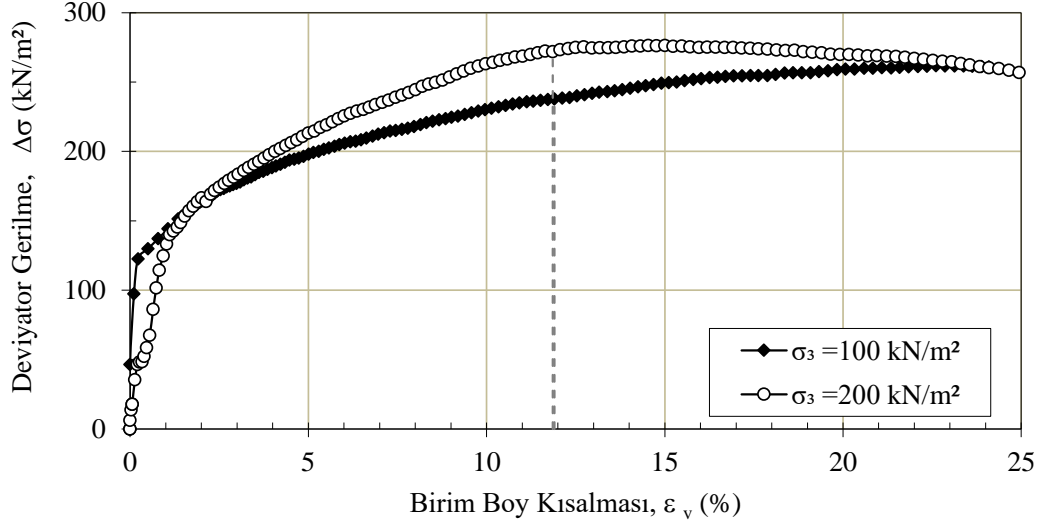
## KONSOLIDASYONLU-DRENAJSIZ (CU) ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ

Gönderen :  
Proje Adı :

Sondaj No : Uluborlu

Düşey Gerilme :	$\sigma_v = 100 \text{ kN/m}^2$	$\sigma_v = 200 \text{ kN/m}^2$
Deney Başı :	$\gamma_o = 20.3 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_o = 20.2 \text{ kN/m}^3$
Deney Sonu :	$w = \%13$	$w = \%12$

$w_o = \%18$

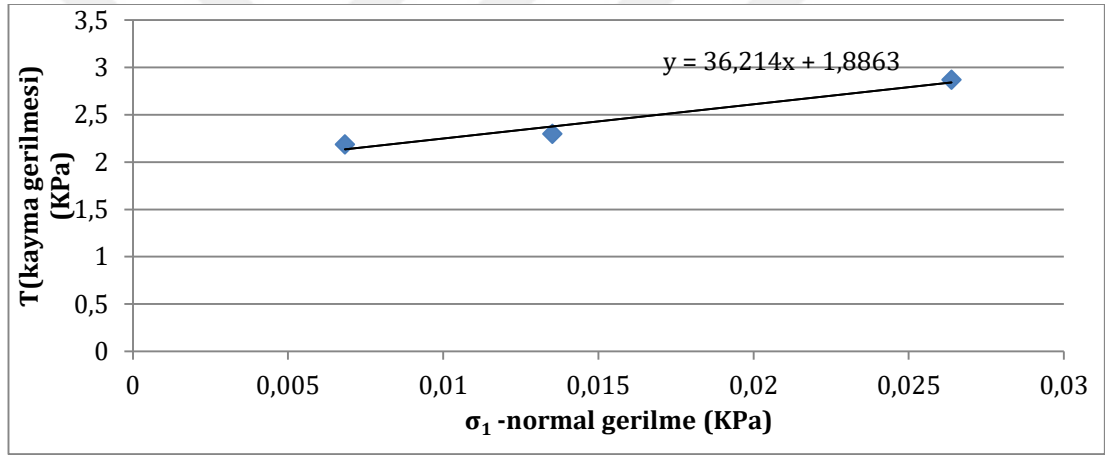


Şekil 5.18. Numune C'nin konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi

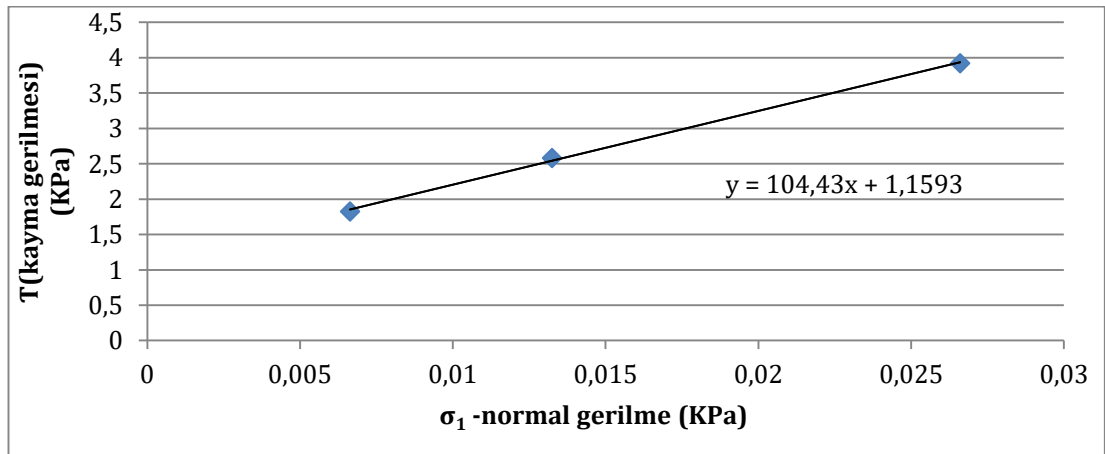
Yukarıdaki Şekil 5.16, 5.17 ve 5.18'de verilen numunelerin konsolidasyonlu-drenajsız grafiklerine göre elastisite modülü en fazla olan düşük plastisiteli kil olan A numunesidir. En az elastisite modülü ise, yüksek plastisiteli kil olan C numunesidir. Deviyatör gerilme maksimum 600 kN/m<sup>2</sup> olduğu an A numunesidir. Deviyatör gerilmenin minimum olduğu 300 kN/m<sup>2</sup> olduğu an C numunesidir.

### 5.5. Kesme Kutusu Deneyi Sonuçları

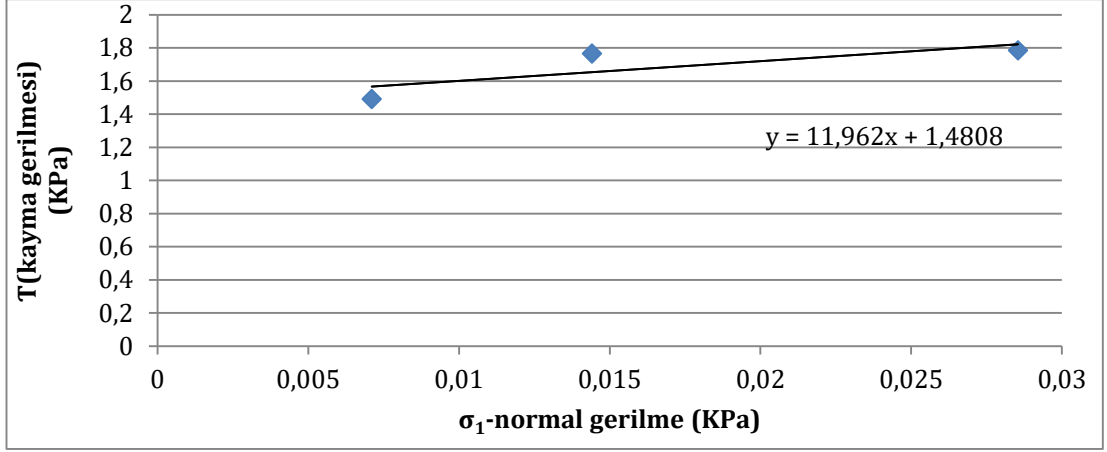
Aşağıda verilen Çizelge 5.5, Şekil 5.19, 5.20, ve 5.21'de çalıştığımız numunelerin kesme kutusu deneyi sonuçları verilmiş olup sonuçlar değerlendirilmiştir.



Şekil 5.19. Numune A'nın kesme kutusu deneyi sonuçları



Şekil 5.20. Numune B'nin kesme kutusu deneyi sonuçları



Şekil 5.21. Numune C'nin kesme kutusu deneyi sonuçları

Çizelge 5.5. Numunelerin kesme kutusu deneyi sonuçlarından çıkan  $c$ ,  $\phi$ ,  $\sigma$ ,  $\tau$  değerleri

Numune	c (kohezyon katsayısı)	$\phi$ (°)	$\sigma$ (normal gerilme) (kPa)	$\tau$ (kayma gerilmesi) (kPa)
A	1,8863	88,42	0,02637	2,84
B	1,1593	89,45	0,02660	3,93
C	1,4808	85,22	0,02854	1,822

Yukarıda Çizelge 5.5'te çalıştığımız numunelerin kesme kutusu deneyi sonuçları verilmiştir. Burada, kohezyon katsayısıyla açının ters orantılı olduğunu görebiliyoruz. Yani açı arttıkça kohezyon katsayısı azalırken kayma gerilmesinin arttığını gözlemleyebiliriz. Bu değerlendirmelere göre kayma gerilmesi maksimum olan düşük plastisiteli olan B numunesidir. Kayma gerilmesi minimum olan yüksek plastisiteli olan C numunesi olduğunu ifade edebiliriz.

## 5.6. Zeminlerin Taşıma Gücü Hesabı

Aşağıda verilen Çizelge 5.6'da Numune A ve C 'nin dikdörtgen temel şekil katsayıları ve terzaghi taşıma gücü hesabına göre temelin taşıma gücü hesaplanmıştır.

Çizelge 5.6 Numune A ve C'nin taşıma gücü hesabı

Numune	A	C
$K_1$	1,077	1,077
$K_2$	0,462	0,462
$\phi$	27	18
c	53	50
$q'$	42,5	42,5
$\gamma_a$	10,852	9,83
B	8,5	8,5
$N_c$	29,24	15,12
$N_q$	15,9	6,04
$N_\gamma$	11,62	2,59
$q_d(kN/m^2)$	2840	1170,9

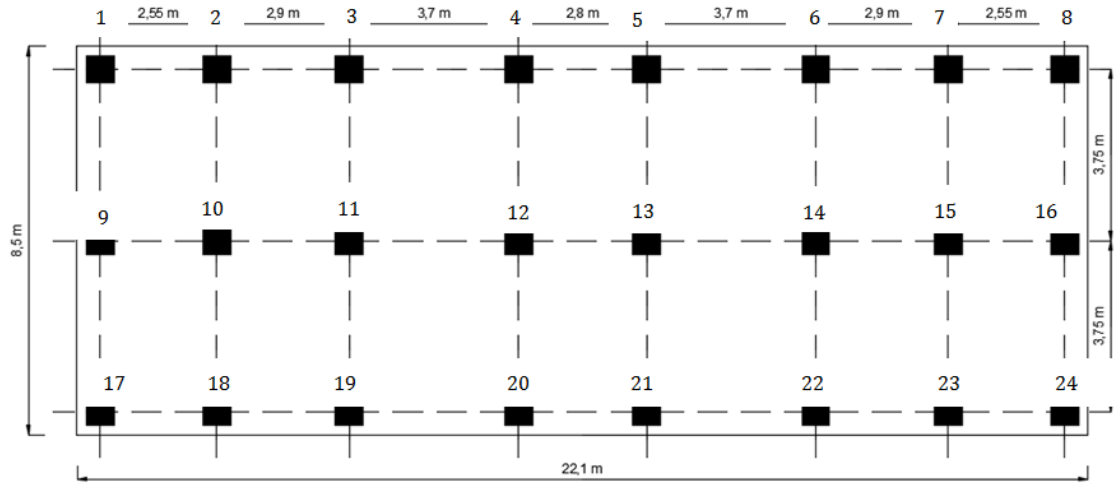
Burada  $K_1$  ve  $K_2$  temel şekil katsayılarını,  $\phi$ : kayma direnci açısını, c: kohezyon katsayısını  $q':\gamma \times D_f$ ,  $\gamma_a$ : YASS altındaki birim hacim ağırlığı B:temel genişliği,  $N_c$ ,  $N_q$  ve  $N_\gamma$  terzaghi taşıma gücü katsayılarını ifade etmektedir. Numune A'nın Numune C'ye göre daha fazla taşıma gücüne sahip olduğunu görebiliriz.

### 5.7. Radye Temelde Oturma Değerleri

Aşağıda verilen zemin profillerine göre temel tipi radye temel seçilmiştir. Bu zemin profillerine göre radye temelin oturma hesabı klasik yöntemlerle yapılmıştır. Hesaplarda Numune C ve Numune A dikkate alınmıştır. Bu iki numunenin klasik çözüm yollarıyla hesapları yapılmış olup PLAXIS 3D sonlu elemanlar programıyla sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Çizelge 5.7. Radye temelin özellikleri

B(m) -genişlik	22.1
L(m) -yükseklik	8.5
$D_f(cm)$ -temel kalınlığı	80
$\gamma_{beton}(kN/m^3)$	25
Kat sayısı	4



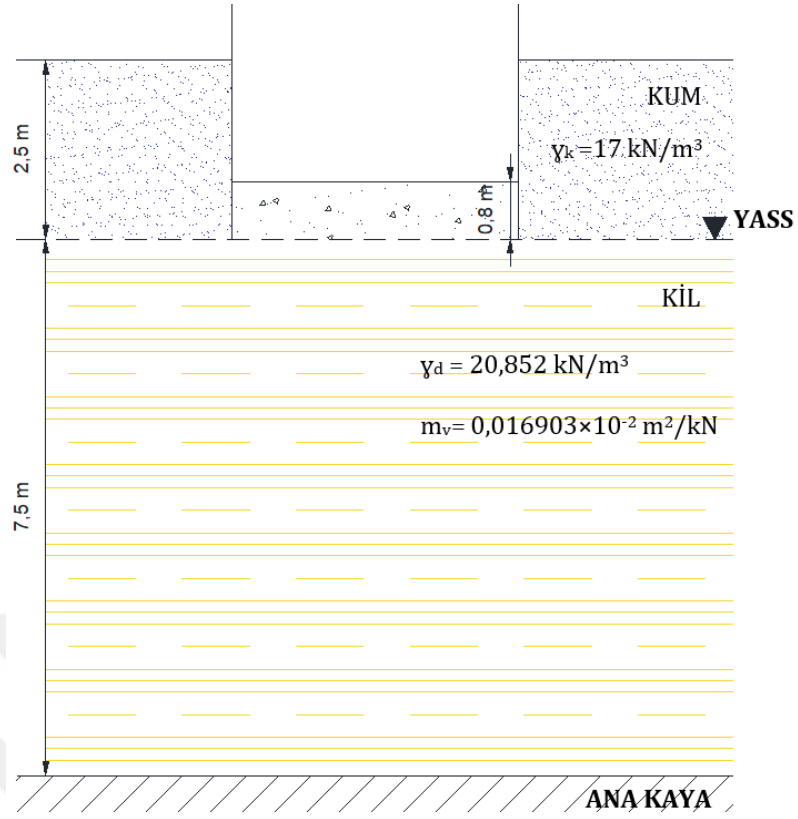
Şekil.5.22. Temel hesabında kullanılacak kolon aplikasyonu

Çizelge 5.8. Radye temele etki eden kolon yükleri

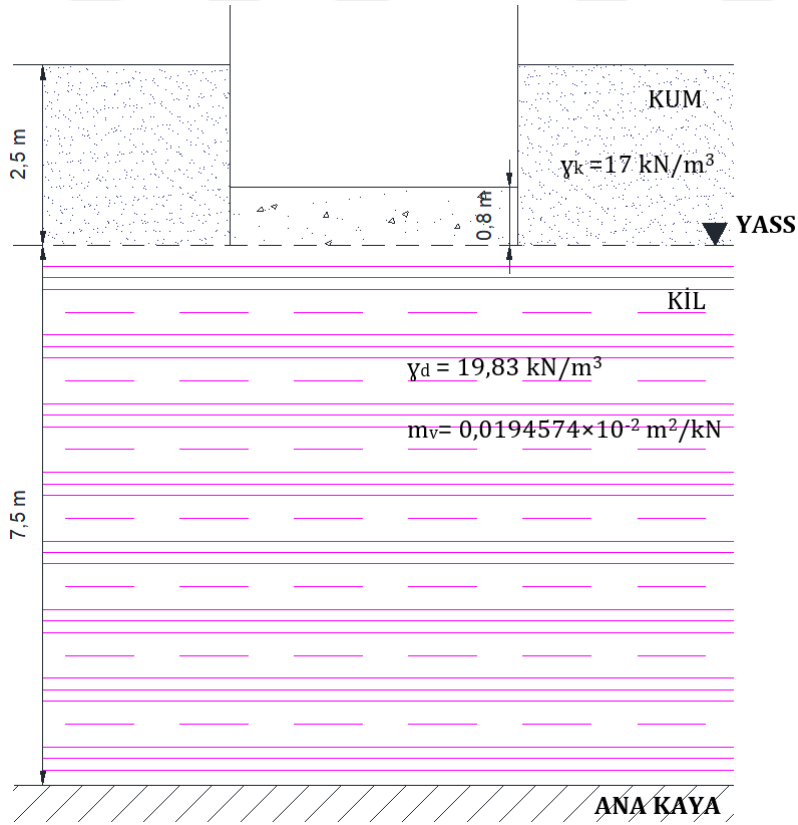
Kolon kodu	Yük (ton)	Kolon kodu	Yük (ton)	Kolon kodu	Yük (ton)	Kolon kodu	Yük (ton)
1	40,383	7	59,686	13	85,268	19	54,955
2	59,669	8	40,337	14	87,511	20	40,032
3	55,280	9	41,951	15	75,219	21	40,019
4	41,891	10	75,163	16	41,921	22	54,927
5	41,965	11	87,435	17	40,379	23	59,677
6	55,262	12	85,288	18	59,613	24	40,683

### 5.7.1. Zemin Profilleri

Aşağıda verilen Şekil 5.23 ve 5.24'te temel projelendirilmesi için seçilen zemin profilleri verilmiştir. Bu profillerde düşük plastisiteli kil numunesi (Numune A) ve yüksek plastisiteli kil numunesi (Numune C) kullanılmıştır. Numune A ve Numune C YASS(Yer Altı Su Seviyesi)'in altında olduğu için doygun birim hacim ağırlık kullanılmıştır. YASS'ın üstünde kum numunesi kullanılmıştır. Kumun kuru birim hacim ağırlığı hesaba katılmıştır. Kum numunesi YASS'ın 2.5 m üstünde seçilmiştir. Kil numuneleri ise YASS'ın 7.5 m altında seçilmiştir. Temel kalınlığı 0,8 m alınmıştır. Profilin son katmanında geçirimsiz sağlam zemin olan ana kaya seçilmiştir. Toplamda 10 m derinlik için konsolidasyonlu oturma hesapları yapılmıştır. Kil numunelerinin oturma hesaplarının kullanılması için hacimsel sıkışma katsayısına göre oturma hesapları yapılmıştır.



Şekil 5.23. Numune A'nın oluşturulan zemin profili



Şekil 5.24. Numune C'nin oluşturulan zemin profilleri

## 5.8. Konsolidasyonlu Oturma Hesabı Sonuçları

Aşağıda verilen Çizelge 5.9, 5.10, ve 5.11'de çalıştığımız numunelerin konsolidasyonlu oturma hesapları yapılmış olup sonuçlar değerlendirilmiştir.

Çizelge 5.9. Numunelerin konsolidasyon sonrası oturma hesaplamalarında kullanılan değerler

Numune	$\Delta p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$a_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)
A	0.5-1	0,027314716	0,01690299
B	0.5-1	0,00154432	0,000941528
C	0.5-1	0,03184863	0,019457393

Yukarıda verilen Çizelge 5.9'da konsolidasyon deneyi sonrası hacimsel sıkışma katsayısı( $m_v$ ) ve sıkışma sayısı( $a_v$ ) değerlendirilmiştir. Numunelerin 0.25-0.50-1.0-2.0-4.0-8.0 yüklemelerine karşılık oturma hesabında kullanılacak değerler 0.50-1.0 arasında çıkmıştır. Bu yüzden; hesaplarda kullanılacak  $m_v$  değerleri bu aralıktan alınmıştır. Yüksek plastisiteli kil numunesinin (Numune C)  $m_v$ - $a_v$  değerleri düşük plastisiteli kil numunelerinden (Numune A ve B) daha yüksek çıkmıştır. Düşük plastisiteli kil numunesi olan numune B en düşük  $m_v$ - $a_v$  değerlerine sahiptir.

Çizelge 5.10. Numune A ve C'nin dikdörtgen şekilli radye temel in uygulayacağı kolon momentlerinin ve eksantristenin bulunması

Numune	$\sigma_v$ (kN)	$w_t$ (kN)	$\sum M_1$ (kNm)	$\sum M_2$ (kNm)	$\sum N$ (kN)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)
A	83,195	3757	183629,695	65414,644	17402,14	0,002	0,009
C	79,363	3757	183629,695	65414,644	17402,14	0,002	0,009

Çizelge 5.11. Numune A ve C 'nin konsolidasyonlu oturma sonuçları

Numune	$\sigma_{max}$ (kPa)	$m$	$n$	$k$ ( $I\sigma$ )	$\Delta\sigma_v$ (kPa)	$m_v$ (cm <sup>2</sup> /kg)	H (cm)	$s_c$ (cm)
A	93,277	1,13	2,95	0,20985	10,656	0,01690299	750	1,35
C	93,277	1,13	2,95	0,20985	10,656	0,019457393	750	1,6

Yukarıda verilen Çizelge 5.10 ve 5.11'de numunelerin konsolidasyonlu oturma hesabı yapılmıştır. Numunelerin temel ağırlığı, x ve y yönündeki kolonların

momentleri, toplam düşey kuvvet, x ve y yönündeki eksantiriste, maksimum gerilme, kilin yüksekliği aynıdır. Bu numunelerin zemin profillerinde etki ettikleri gerilmeler, hacimsel sıkışma katsayıları( $m_v$ ) farklıdır. Oturma hesabına etki eden en önemli faktör hacimsel sıkışma katsayısıdır. Bu sebepten dolayı Numune A'nın oturma miktarı 1,35 cm iken, Numune C'nin oturma miktarı 1,6 cm'dir.

### **5.9. PLAXIS 3D Foundation Sonuçları**

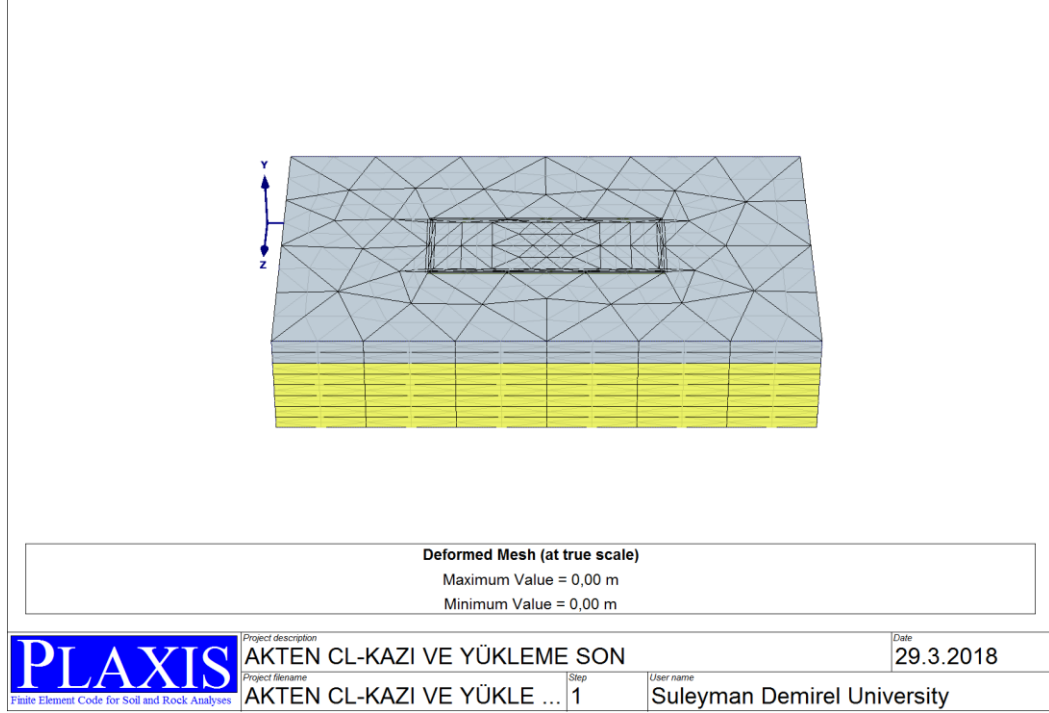
Aşağıda verilen Çizelge 5.12 ve 5.13'de çalıştığımız numunelerin (A ve C) sonlu elemanlar yöntemiyle (PLAXIS 3D foundation) kullandığımız değerler olup sonuçlar değerlendirilmiştir. Aşağıda verilen parametrelere göre Numune A ve C 'nin modelleme tipi olarak hardening-soil(sertleşmiş-zemin) modeli kullanılmıştır. Bu modelde konsolidasyonlu-drenajsız oturma hesabı yapılabilmektedir. Kum da kullanılan model parametresi mohr-coulomb modelidir. Bu modelde konsolidasyon hesabı katılmamıştır. Duvar ve döşemelerde linear elastic modelleme kullanılmış olup bu modelin verileri yazılımın bize verdiği kendi değerlerdir. Aşağıda verilen şekillerde kum gri renkte, düşük plastisiteli kil olan (Numune A) sarı renkte ve yüksek plastisiteli kil olan (Numune C) pembe renkte verilmiştir. Numunelerin maksimum oturmanın olduğu noktalar turuncu renkte verilirken minimum oturmanın olduğu noktalar mavi renkte verilmiştir. Oturma hesaplarının üç boyutlu, 0.0 m kotu, 2.5 m kotu ve 10.0 m kotundaki oturma miktarlarının sonuçları verilmiştir.

Çizelge 5.12. Kullanılan numunelerin PLAXIS 3D parametreleri

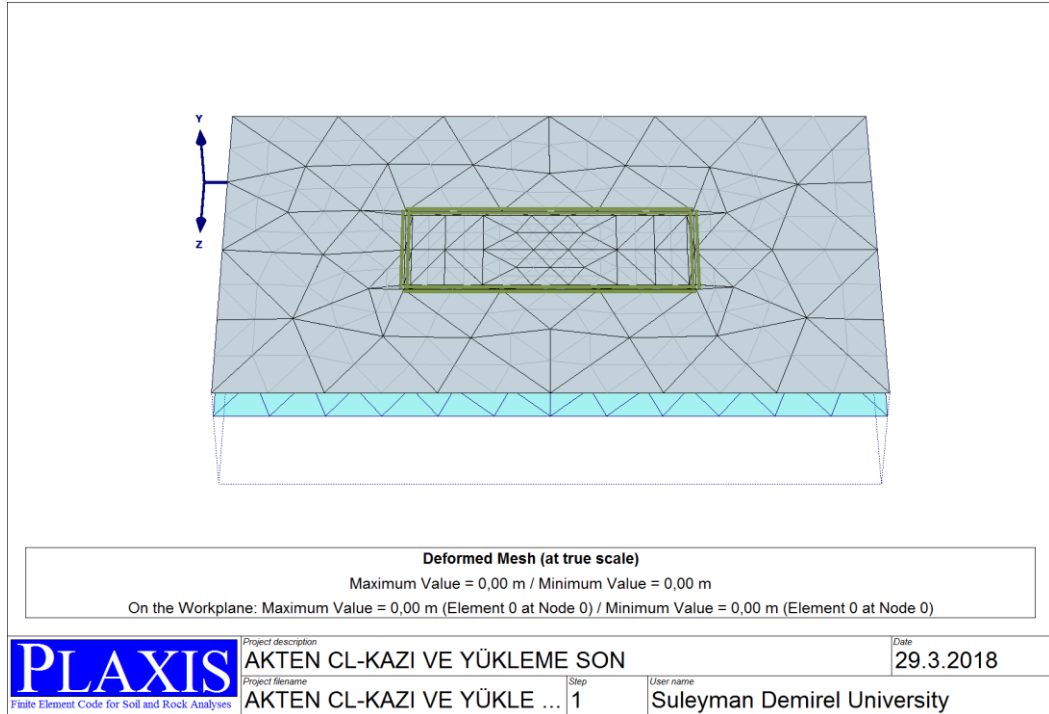
Numune	Numune(A) - CL	Kum	Numune(C) - CH
<b>Model</b>	HS	MC	HS
<b>Type</b>	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,4	17	15,619
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,852	20	19,83
$k_x$ (10 <sup>-3</sup> m/gün)	5,71	0	4,32
$k_y$ (10 <sup>-3</sup> m/gün)	5,71	0	4,32
$k_z$ (10 <sup>-3</sup> m/gün)	5,71	100	4,32
$E_{50}^{ref}$ (10 <sup>-3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	15	-	12,5
$E_{oed}^{ref}$ (10 <sup>-3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	15	-	12,5
$E_{ur}^{ref}$ (10 <sup>-3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	45	-	37,5
$E_{ref}$ (10 <sup>-3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	-	129	-
$c_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	53	1	50
$\phi$ (°)	27	34	18
$\Psi$ (°)	0.0	4	0.0
$V_{ur}$ (10 <sup>-3</sup> )	200	200	200
$p_{ref}$ (kN/m <sup>2</sup> )	100	-	100
<b>Power(m)</b>	1.0	-	1.0
$K_0^{nc}$ (10 <sup>-3</sup> )	546,010	-	527,893
$E_{incr}$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	0.0	-
$c_{incr}$ (kN/m <sup>3</sup> )	0.0	0.0	0.0
$\gamma_{ref}$ (m)	0.0	0	0.0
$R_f$ (10 <sup>-3</sup> )	900	-	900
<b>Tensile-strenght(kN/m<sup>2</sup>)</b>	0.0	0	0.0
$R_{inter}$	1.0	1.0	1.0
$\delta_{inter}$	0.0	-	0.0

Çizelge 5.13. Kullanılan malzemelerin PLAXIS 3D parametreleri

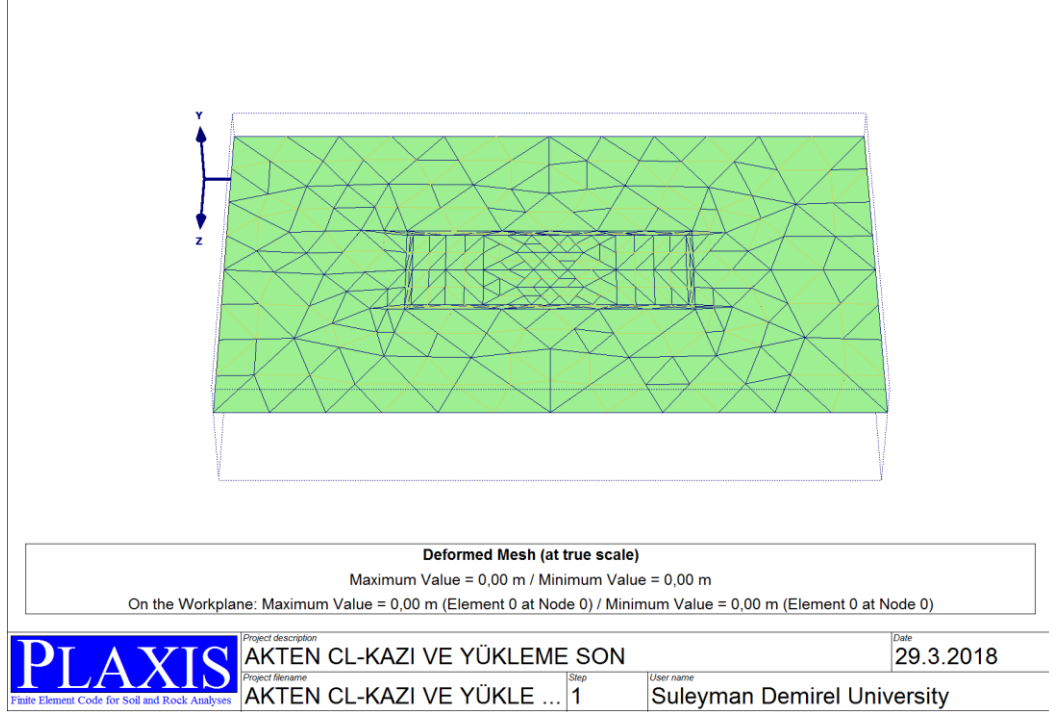
Malzeme	Duvar	Döşeme
<b>Model</b>	LE	LE
<b>d</b> (10 <sup>-3</sup> m)	250.0	800.0
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	24.0	24.0
$E_1$ (10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )	10.0	10.0
$E_2$ (10 <sup>6</sup> kN/m <sup>2</sup> )	10.0	10.0
$G_{12}$ (10 <sup>3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	4167.0	4167.0
$G_{13}$ (10 <sup>3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	4167.0	4167.0
$G_{23}$ (10 <sup>3</sup> kN/m <sup>2</sup> )	4167.0	4167.0
$V_{12}$ (10 <sup>-3</sup> )	200.0	200.0



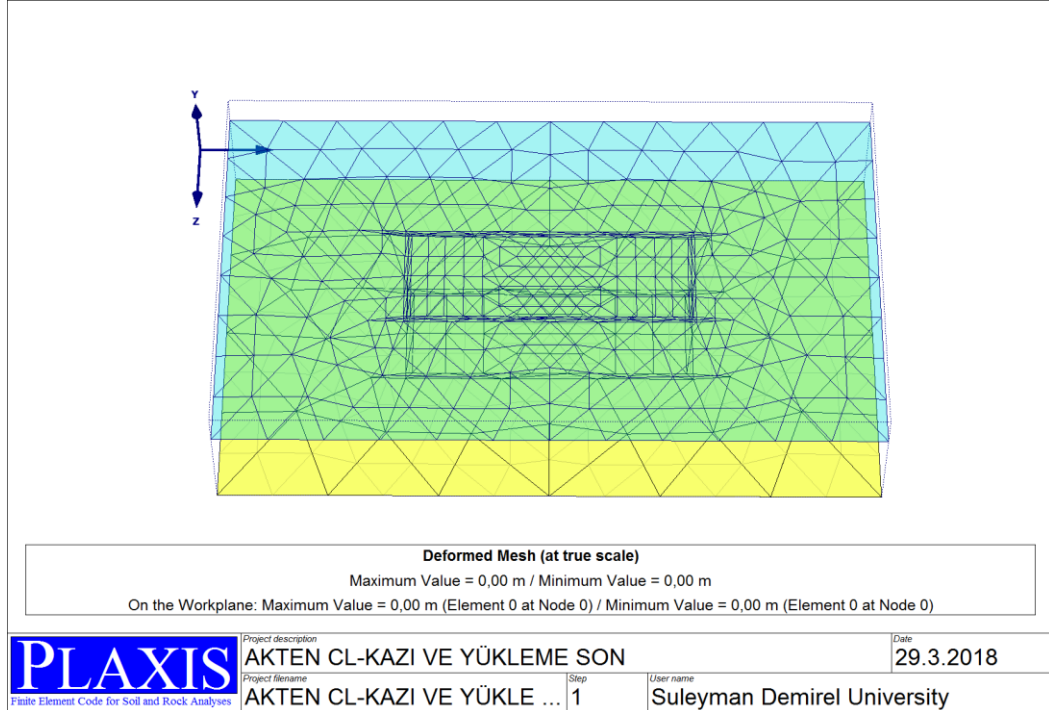
Şekil 5.25. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının üç boyutlu gösterimi



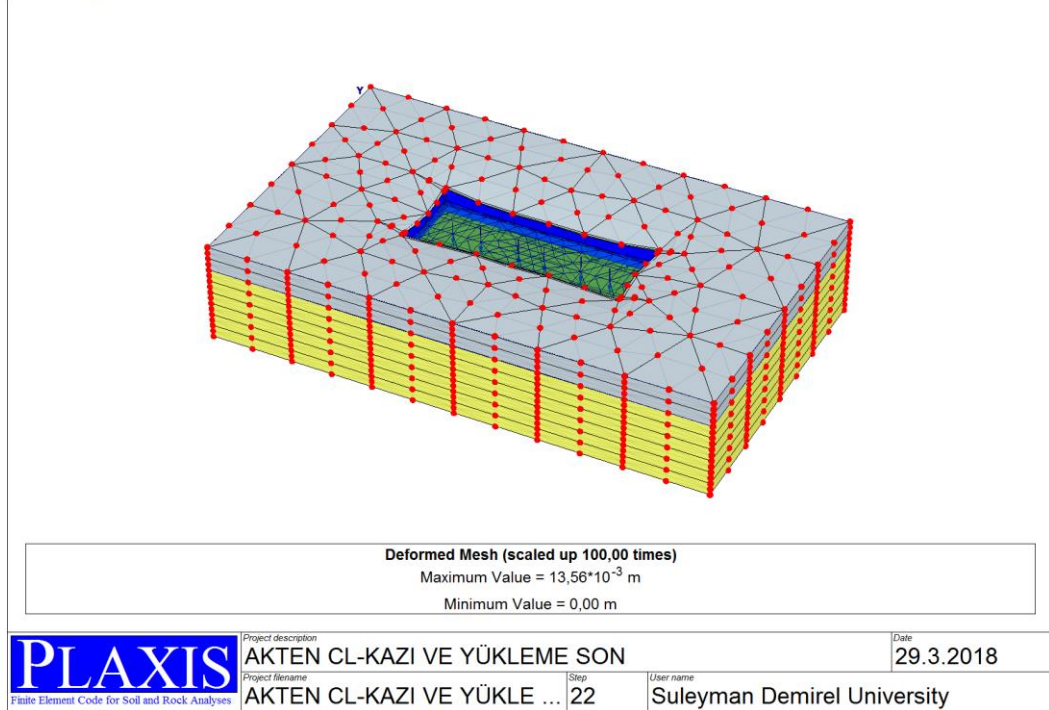
Şekil 5.26. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi



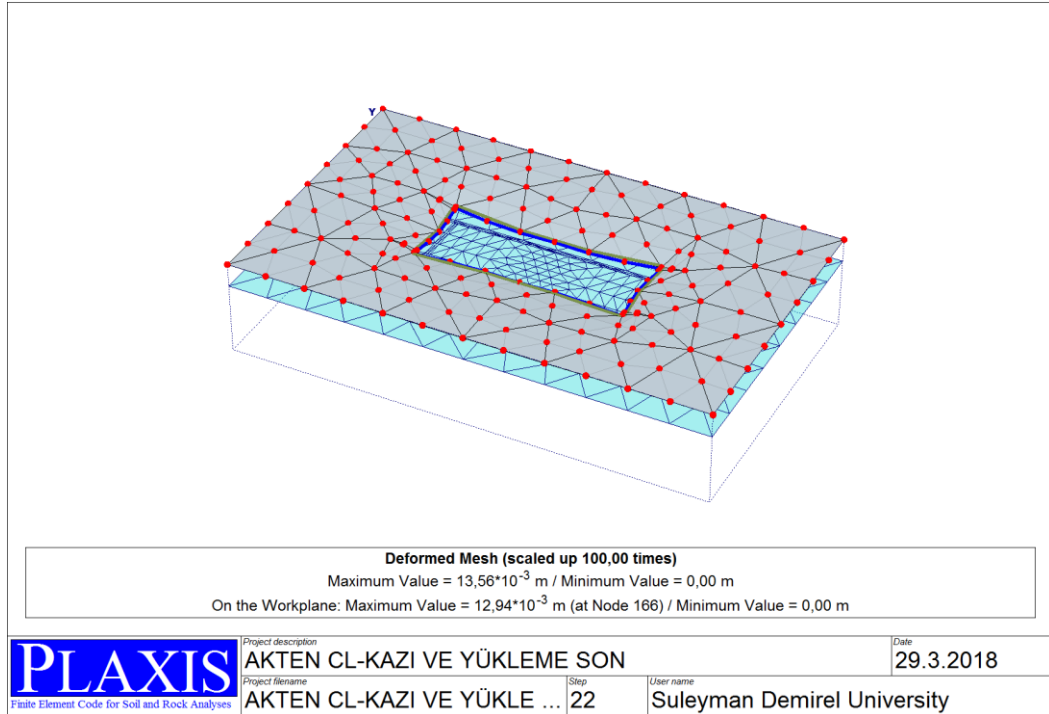
Şekil 5.27. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi



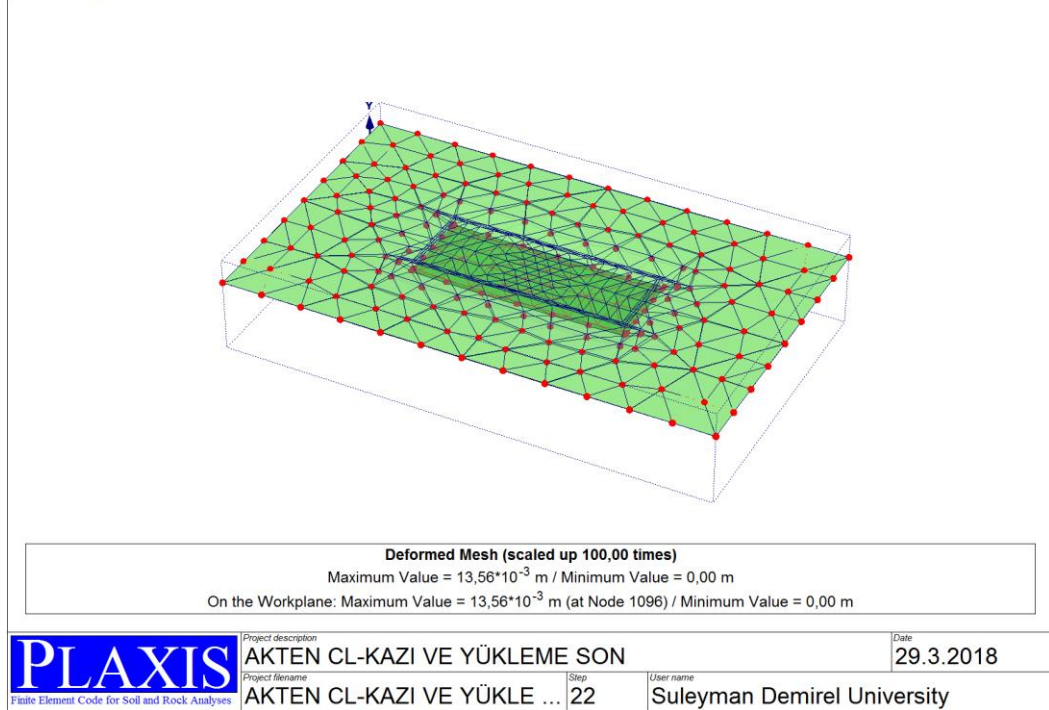
Şekil 5.28. Numune A'nın başlangıçtaki oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi



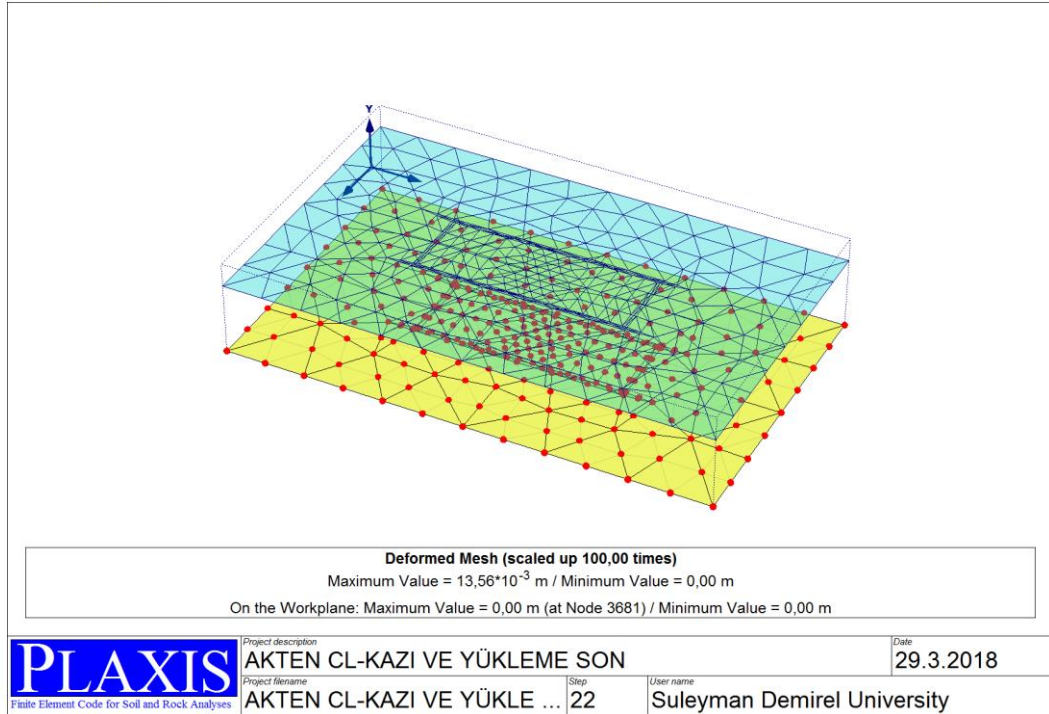
Şekil 5.29. Numune A'nın oturma hesabının üç boyutlu gösterimi



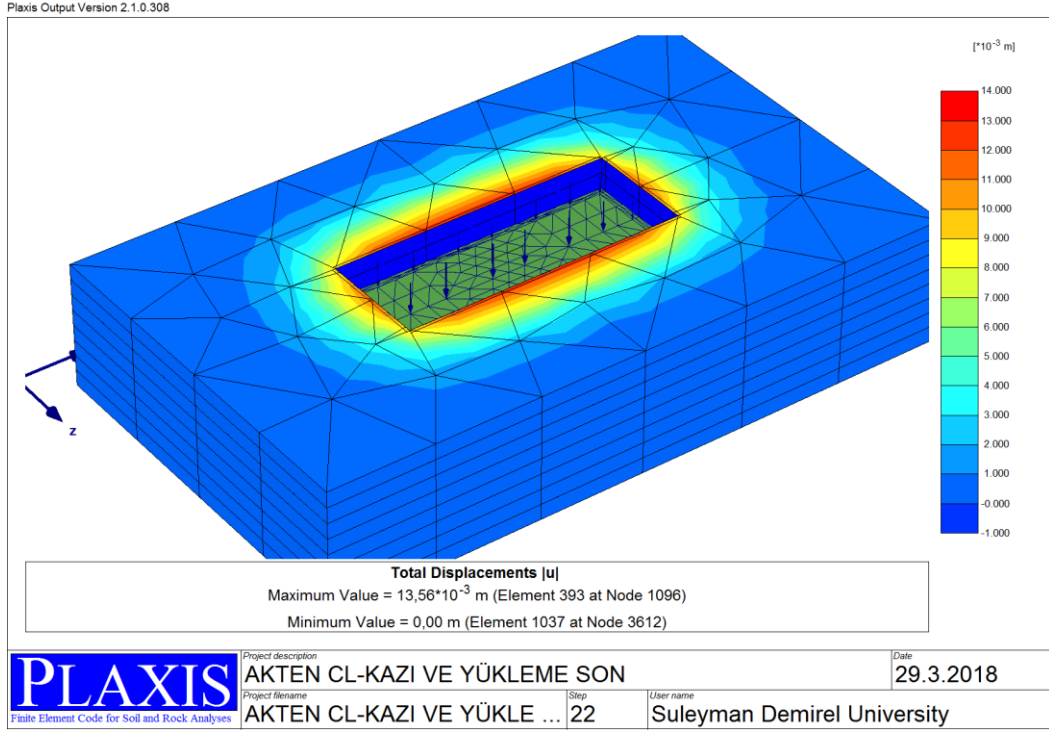
Şekil 5.30. Numune A'nın oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi



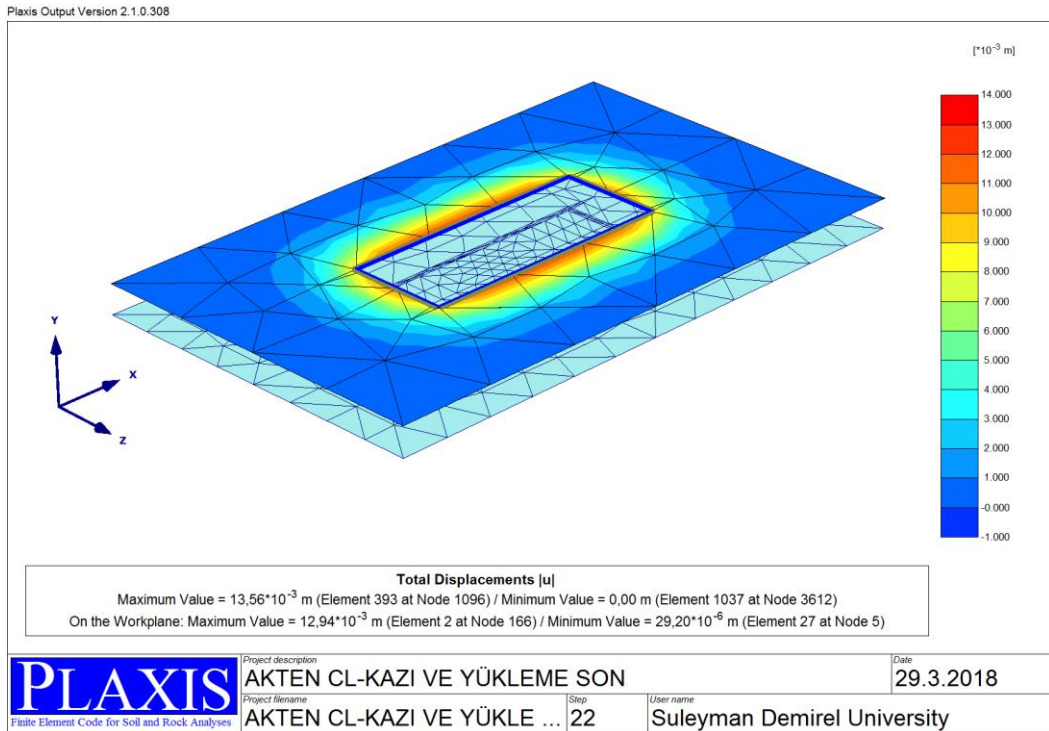
Şekil 5.31. Numune A'nın oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi



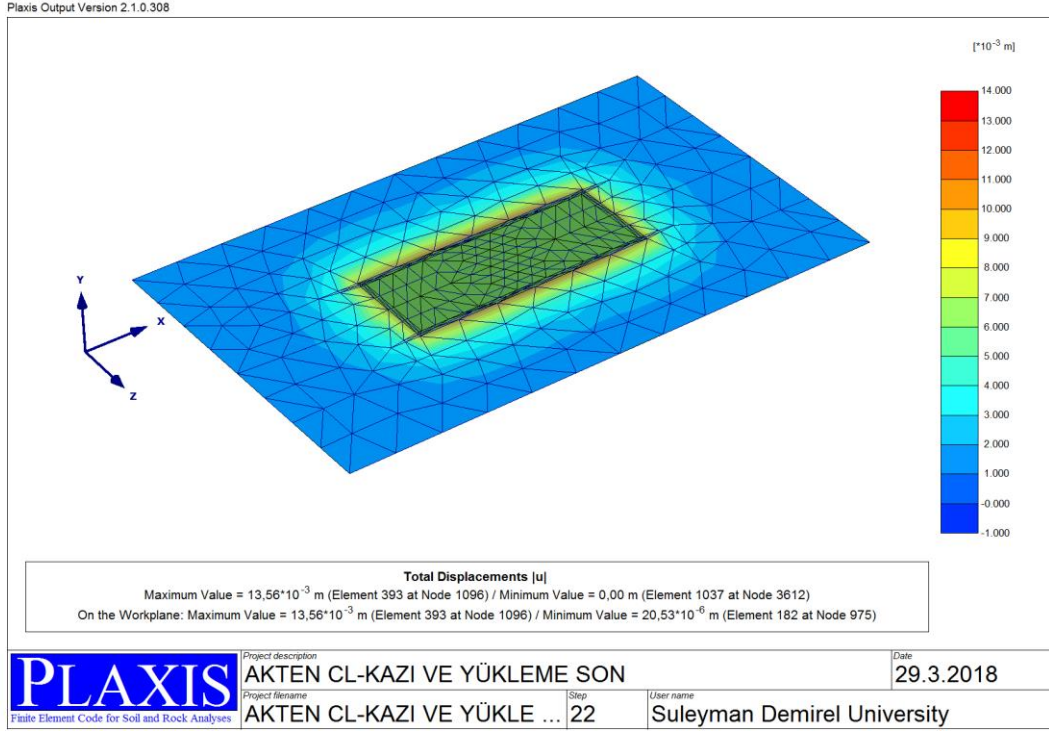
Şekil 5.32. Numune A'nın oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi



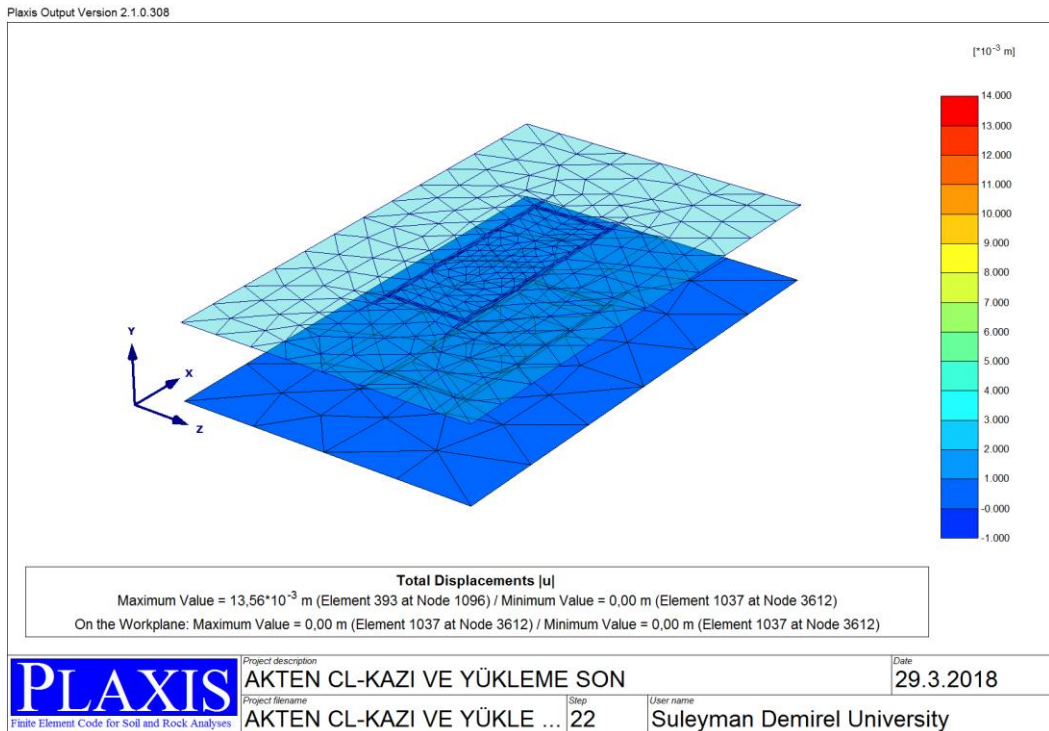
Şekil 5.33. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların üç boyutlu görünümü



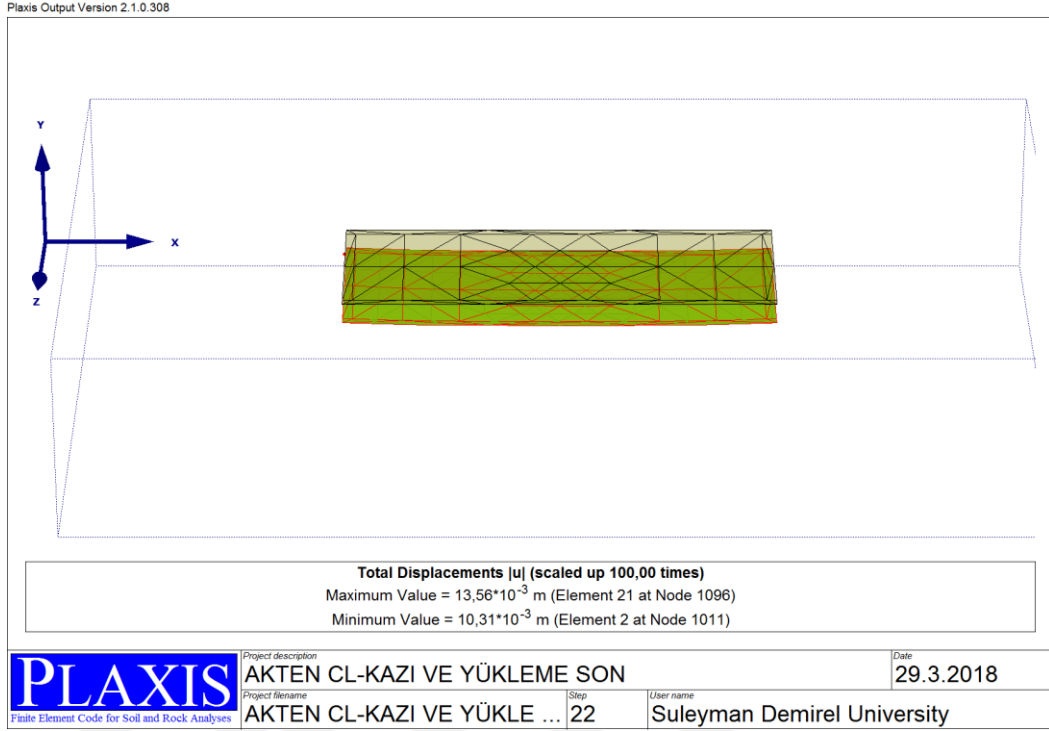
Şekil 5.34. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 0.0 m kotundaki görünümü



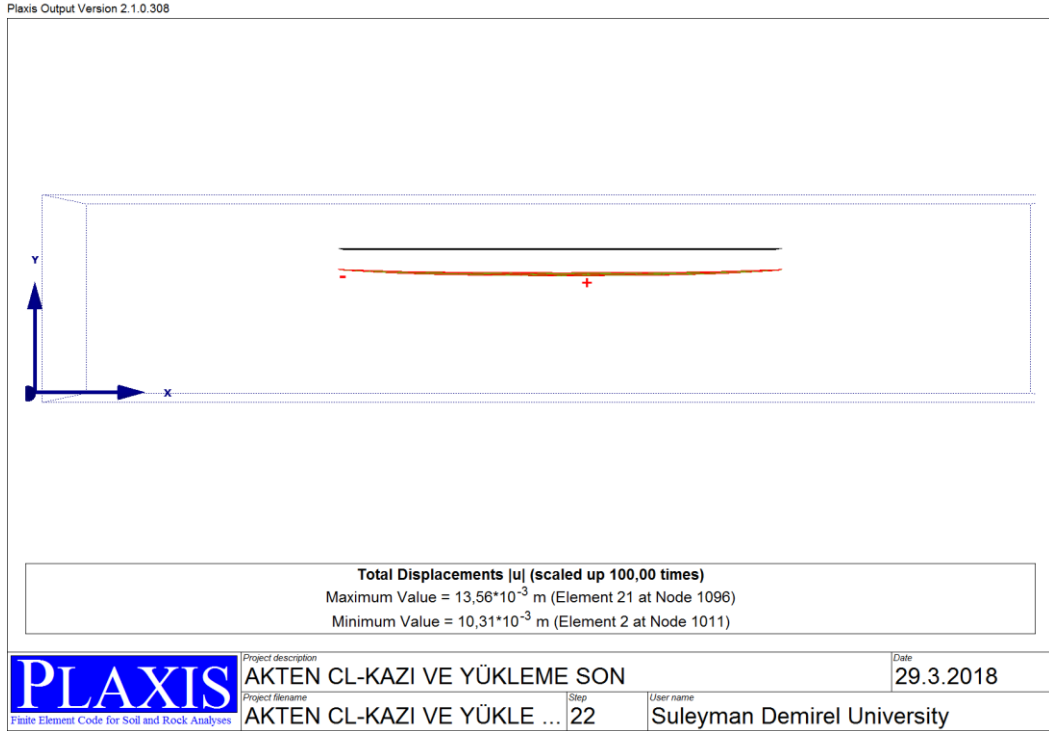
Şekil 5.35. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 2.5 m kotundaki görünümü



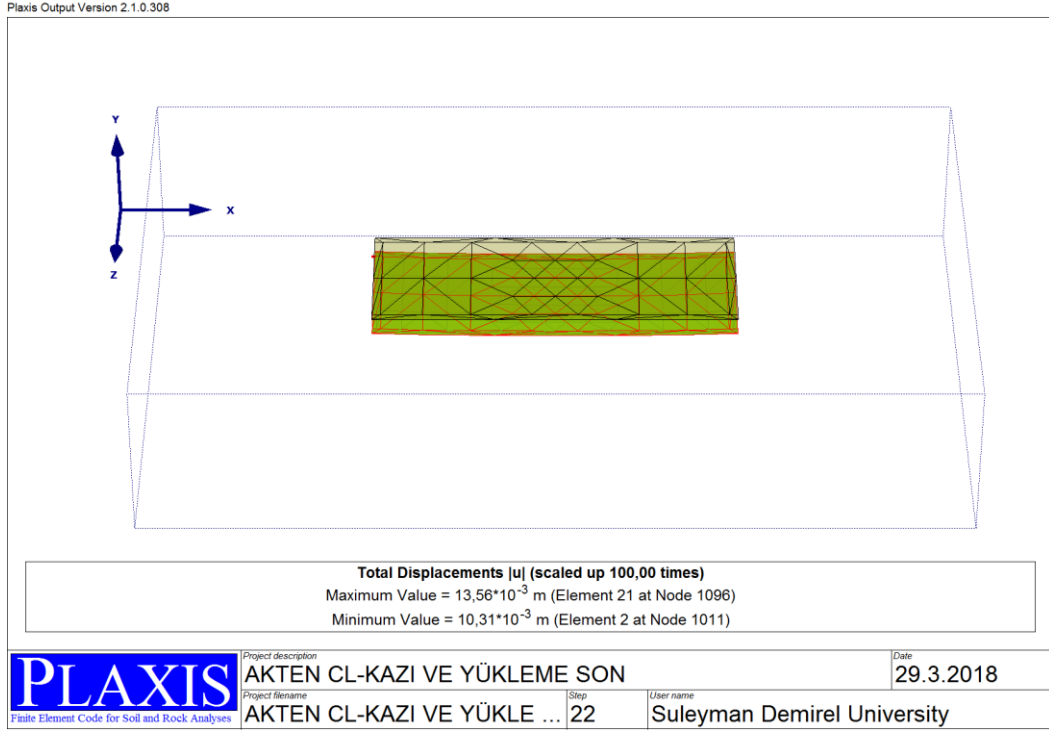
Şekil 5.36. Numune A'nın maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 10.0 m kotundaki görünümü



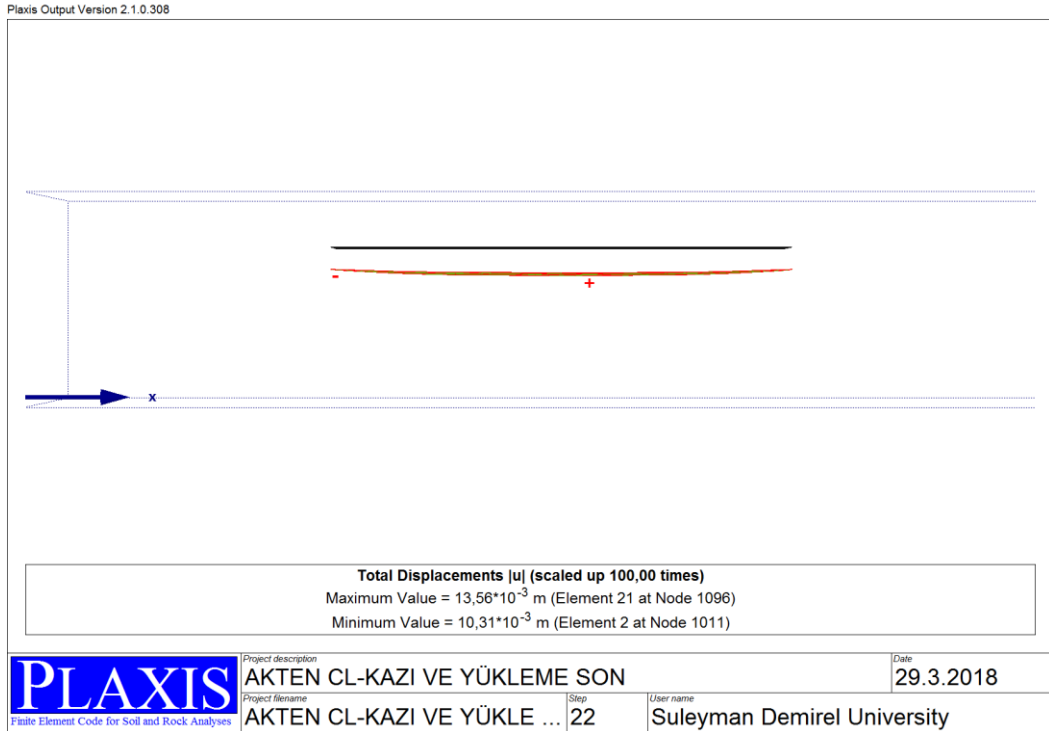
Şekil 5.37. Numune A'nın oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planı



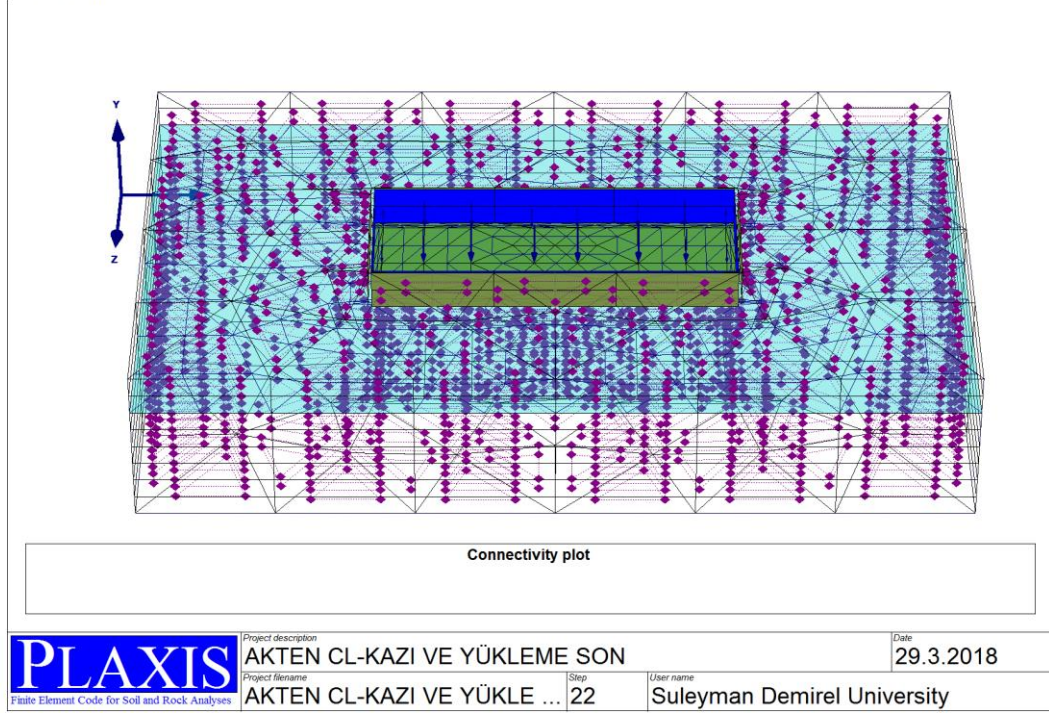
Şekil 5.38. Numune A'nın oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planının alttan görünüşü



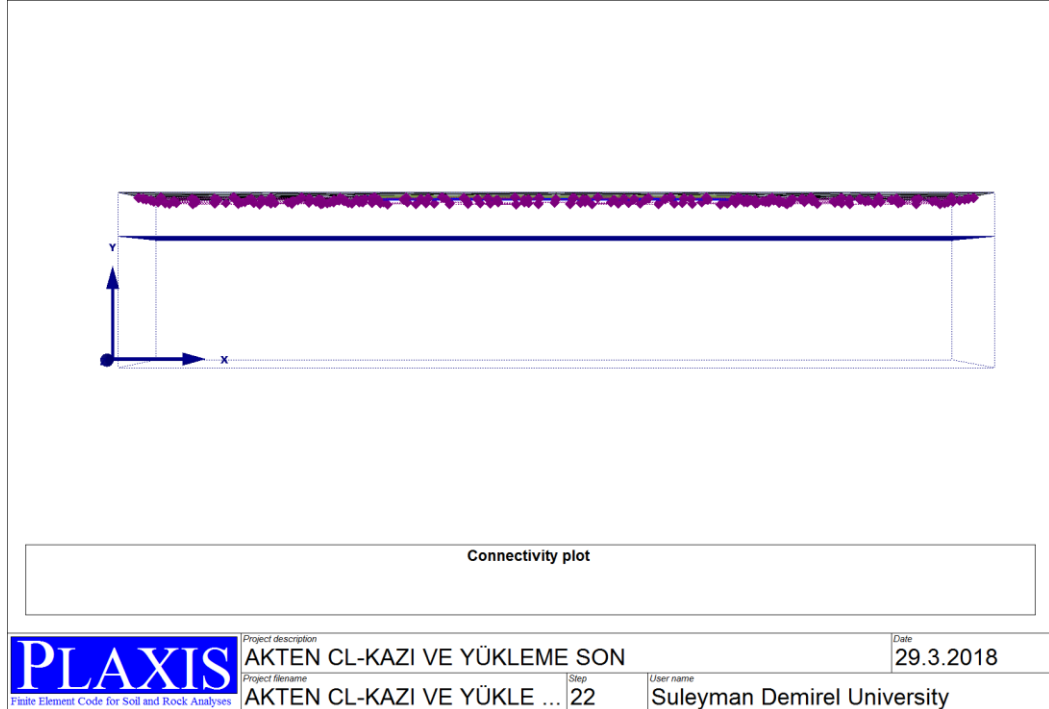
Şekil 5.39. Numune A'nın oturma hesabının 2.5 m deformasyon planı



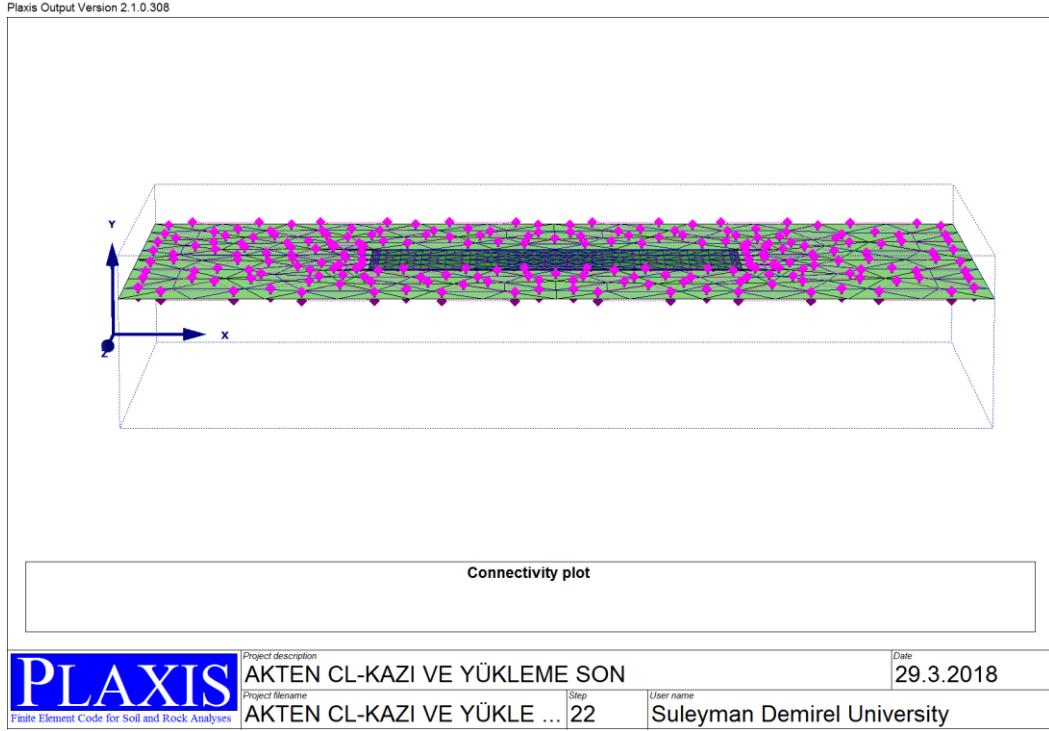
Şekil 5.40. Numune A'nın oturma hesabının 2.5 m kotundaki deformasyon planının alttan görünüşü



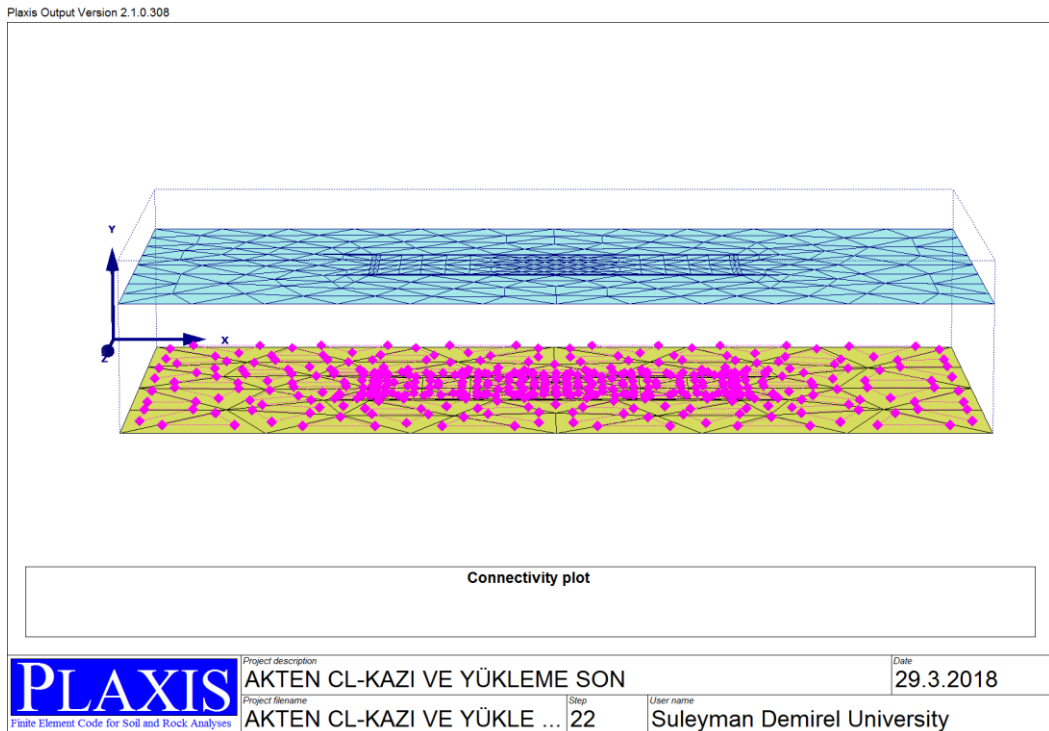
Şekil 5.41. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının üç boyutlu gösterimi



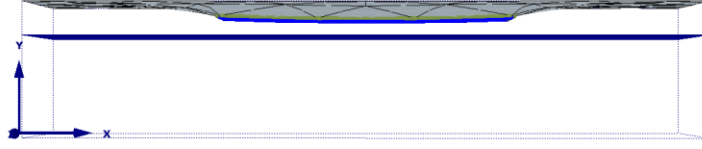
Şekil 5.42. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının 0.0 m kotundaki gösterimi



Şekil 5.43. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının 2.5 m kotundaki gösterimi



Şekil 5.44. Numune A'nın oturma hesabındaki gerilme noktalarının 10.0 m kotundaki gösterimi

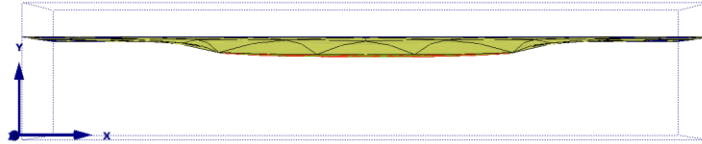


**Deformed Mesh (scaled up 100,00 times)**  
 Maximum Value =  $13,56 \cdot 10^{-3}$  m / Minimum Value = 0,00 m  
 On the Workplane: Maximum Value =  $12,94 \cdot 10^{-3}$  m (at Node 166) / Minimum Value = 0,00 m



Project description	AKTEN CL-KAZI VE YÜKLEME SON		Date	29.3.2018
Project filename	Step	User name		
AKTEN CL-KAZI VE YÜKLE ...	22	Suleyman Demirel University		

Şekil 5.45. Numune A'nın oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 0.0 m kotundaki gösterimi

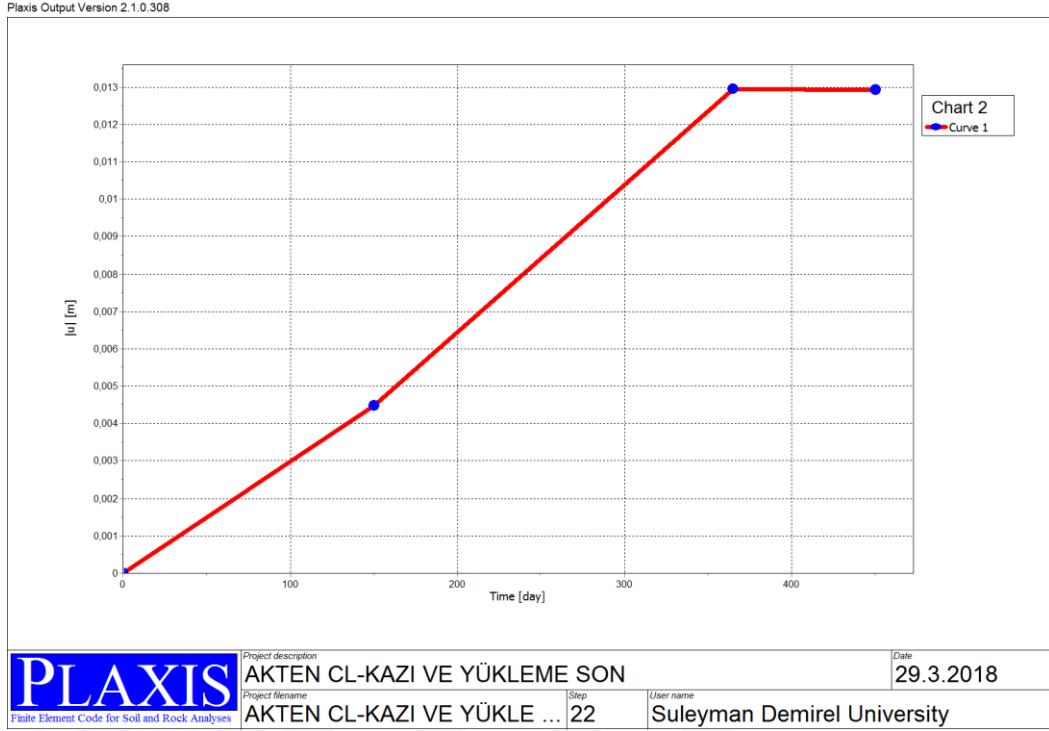


**Deformed Mesh (scaled up 100,00 times)**  
 Maximum Value =  $13,56 \cdot 10^{-3}$  m / Minimum Value = 0,00 m  
 On the Workplane: Maximum Value =  $13,56 \cdot 10^{-3}$  m (at Node 1096) / Minimum Value = 0,00 m



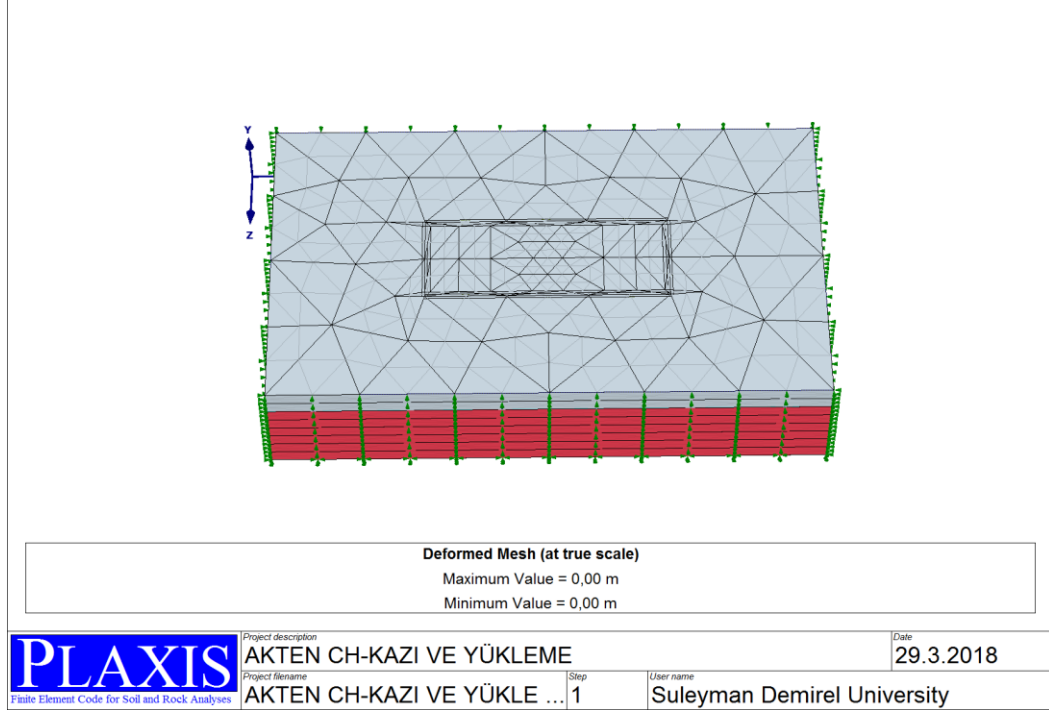
Project description	AKTEN CL-KAZI VE YÜKLEME SON		Date	29.3.2018
Project filename	Step	User name		
AKTEN CL-KAZI VE YÜKLE ...	22	Suleyman Demirel University		

Şekil 5.46. Numune A'nın oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 2.5 m kotundaki gösterimi

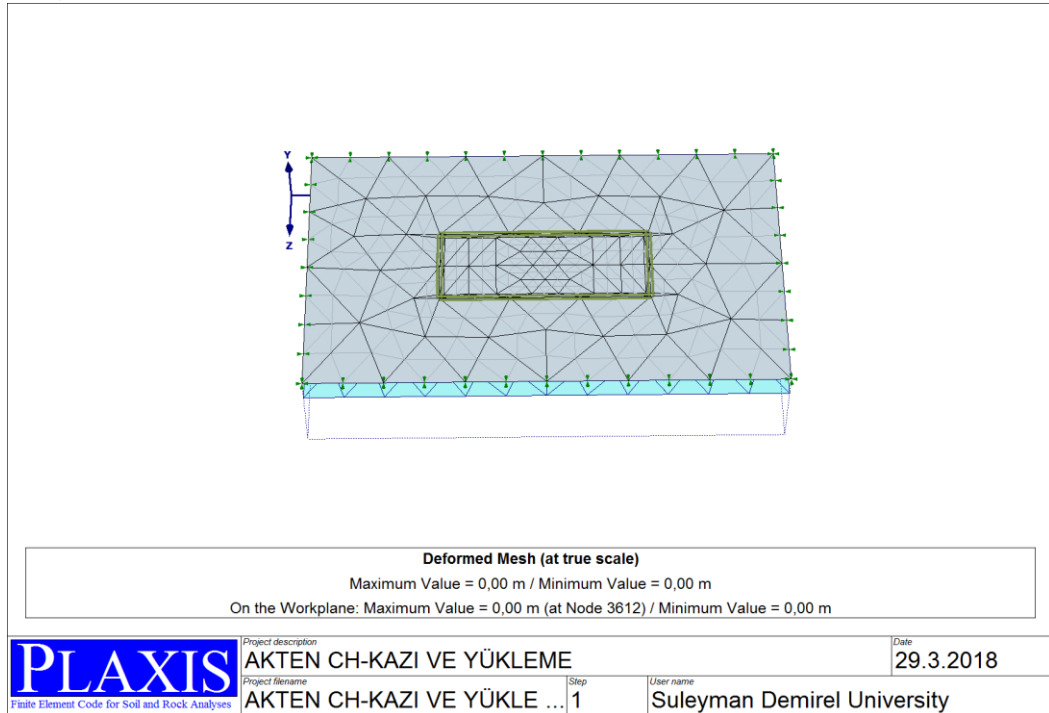


Şekil 5.47. Numune A'nın deformasyon – zaman grafiği

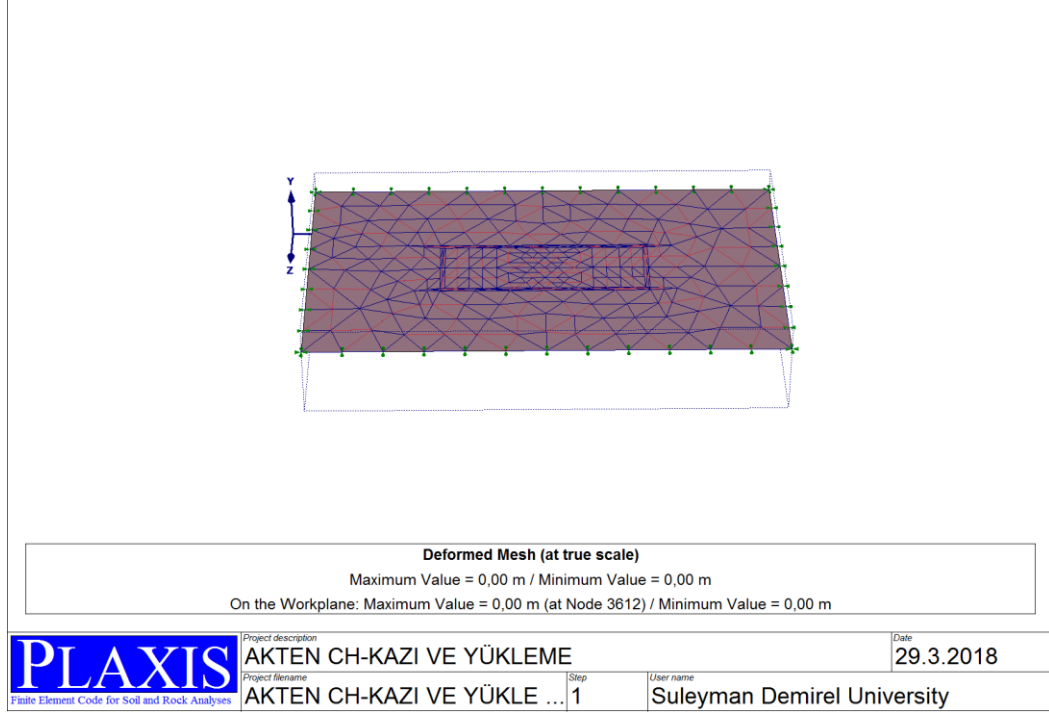
Yukarıdaki Şekil 5.47'de Numune A'nın deformasyon-zaman grafiği verilmiştir. Burada 365nci günde maksimum oturmanın olduğu 1,356 cm olduğu gözlemlenmiştir. 450 günlük bir oturma miktarı planı yapılmıştır ve 365nci günden sonra oturma miktarı sabit kalmıştır.



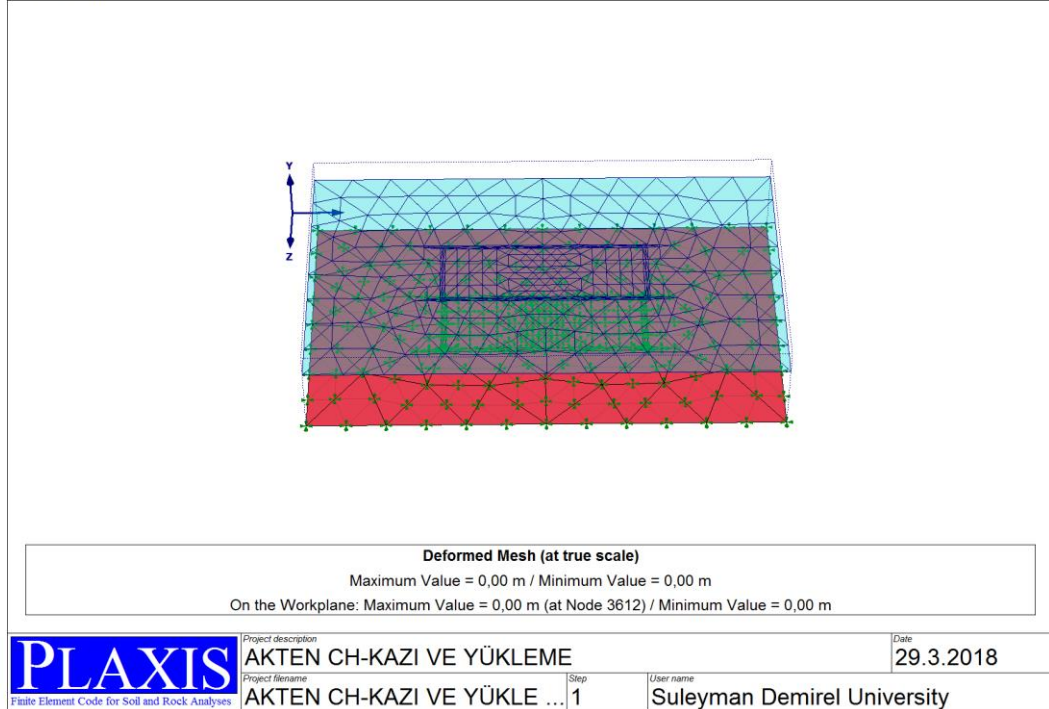
Şekil 5.48. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının üç boyutlu gösterimi



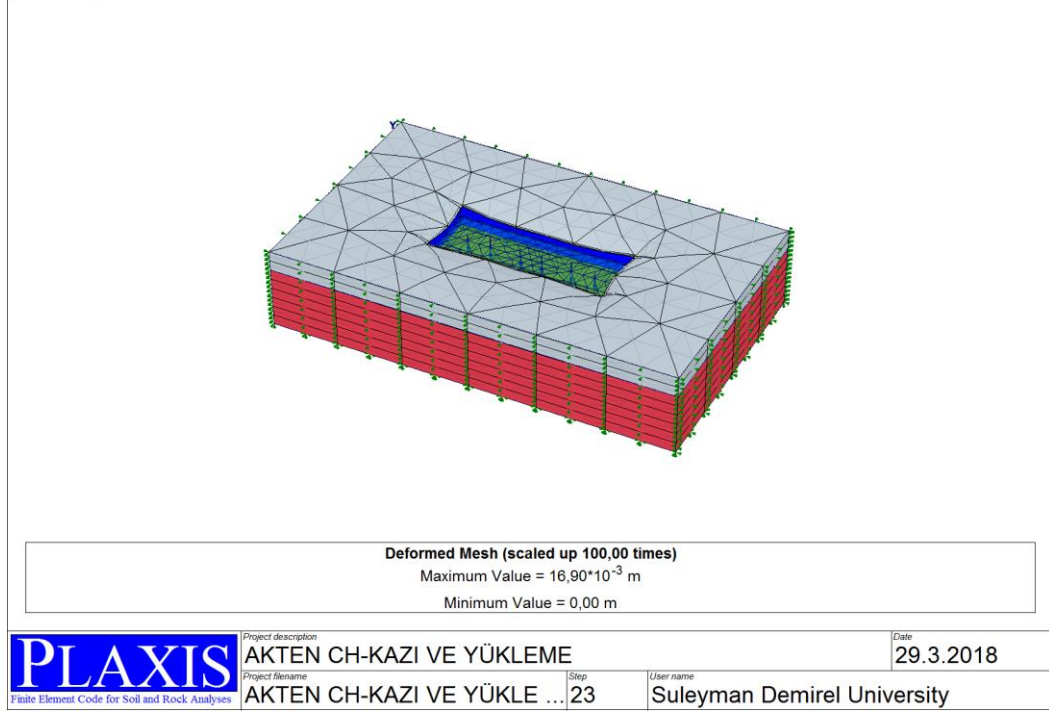
Şekil 5.49. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi



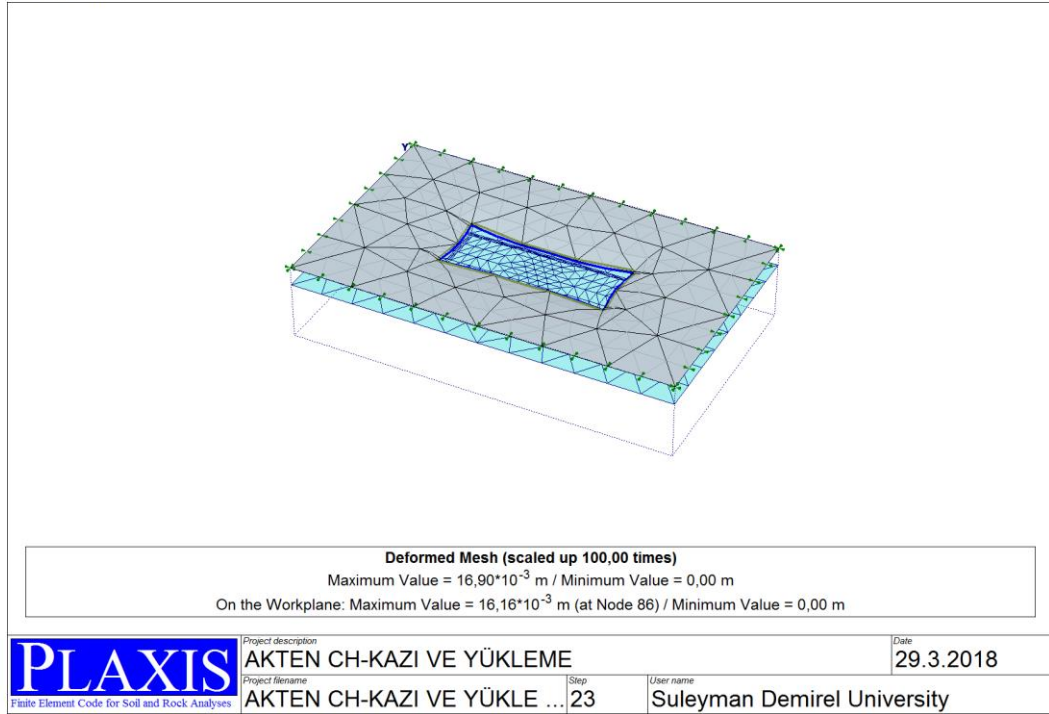
Şekil 5.50. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi



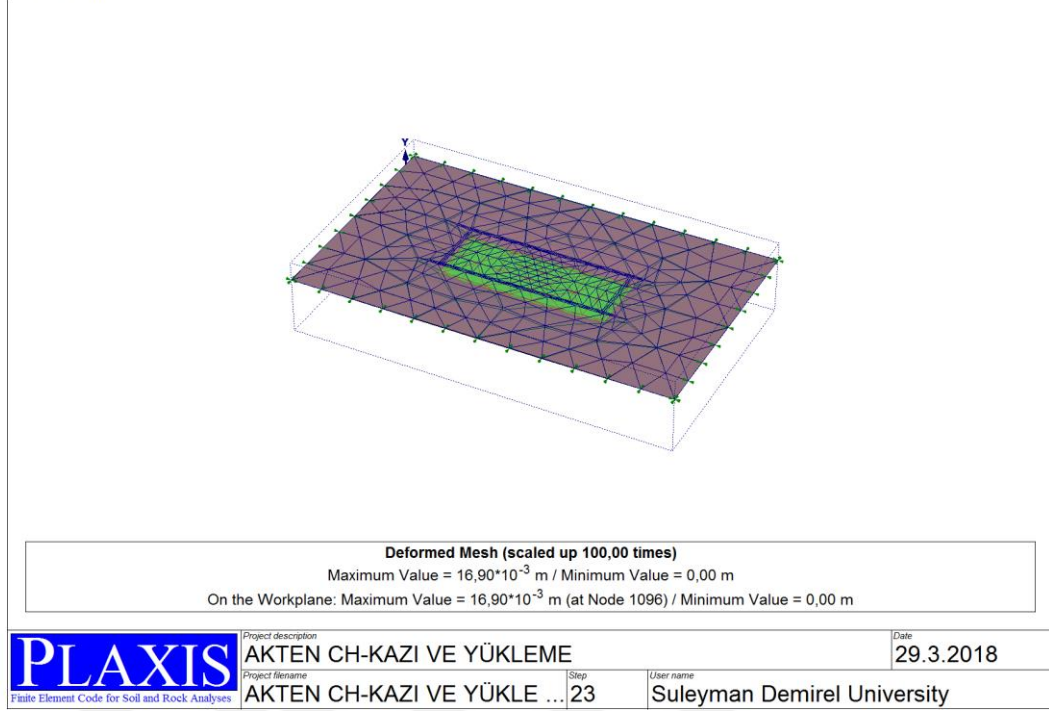
Şekil 5.51. Numune C'nin başlangıçtaki oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi



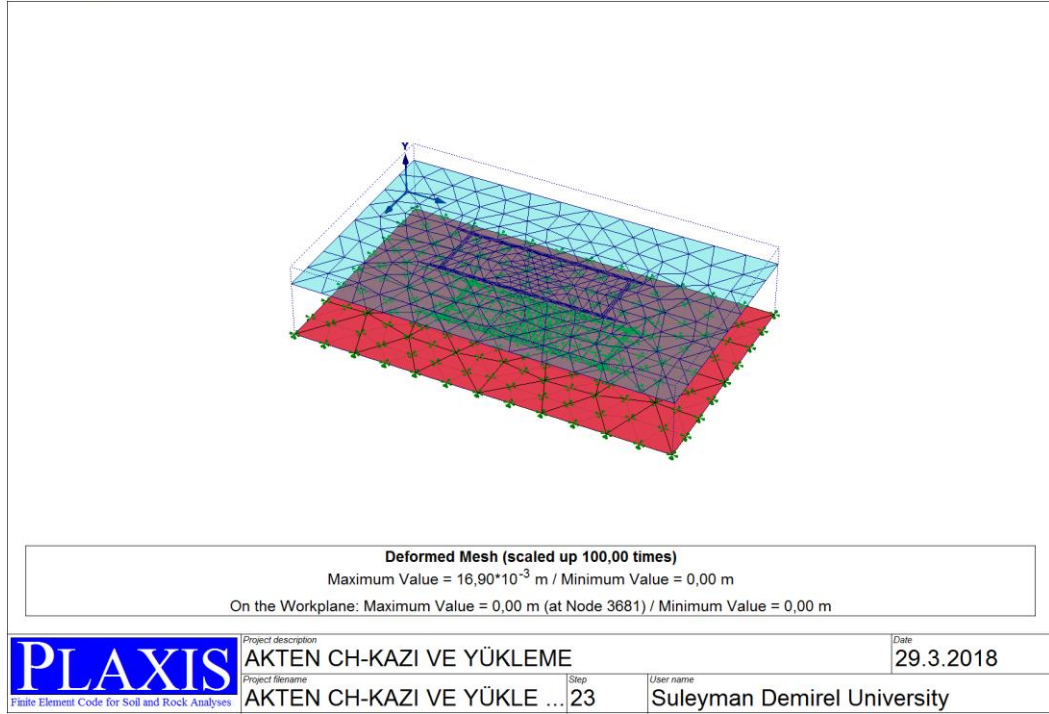
Şekil 5.52. Numune C'nin oturma hesabının üç boyutlu gösterimi



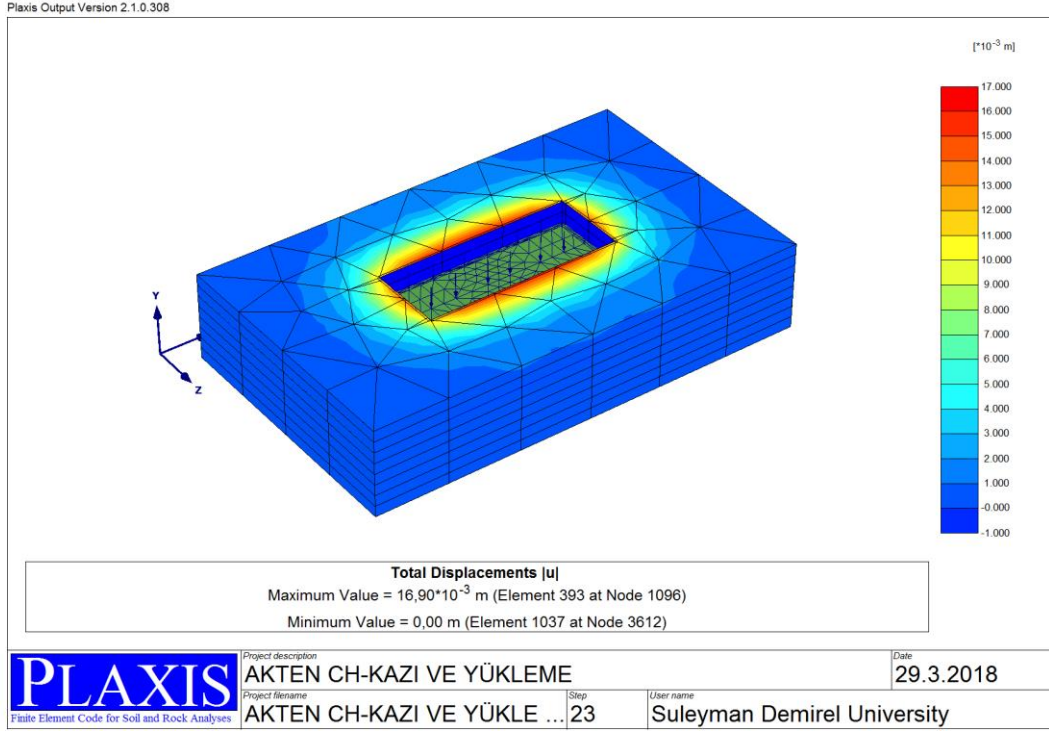
Şekil 5.53. Numune C'nin oturma hesabının 0.0 m kotundaki gösterimi



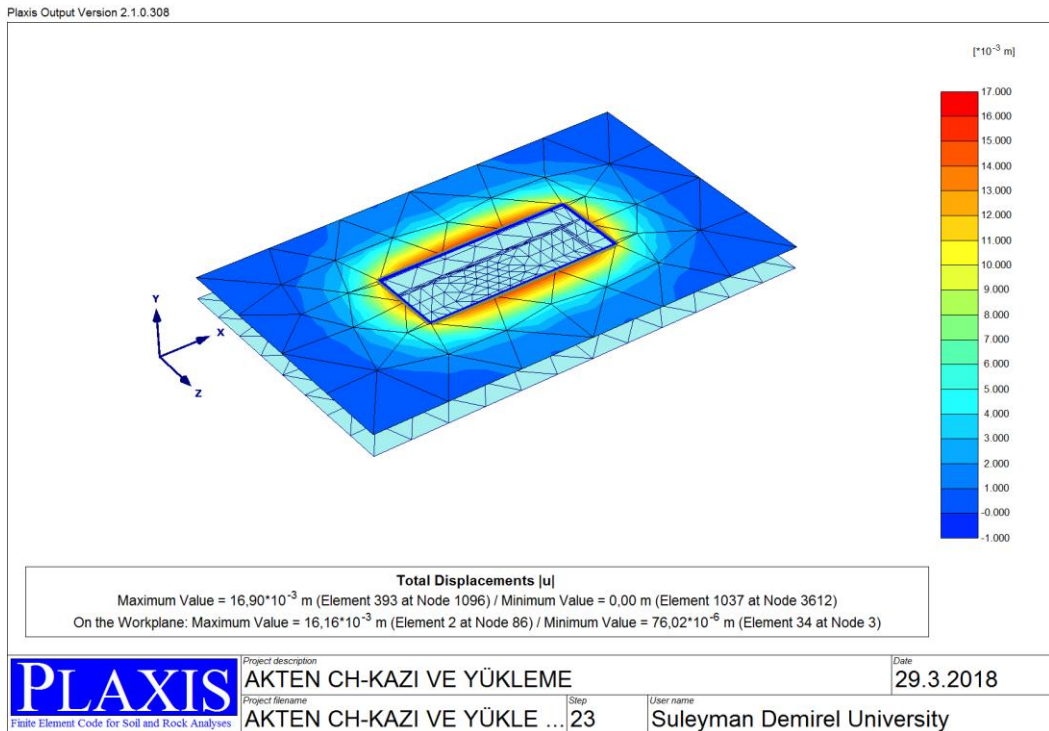
Şekil 5.54. Numune C'nin oturma hesabının 2.5 m kotundaki gösterimi



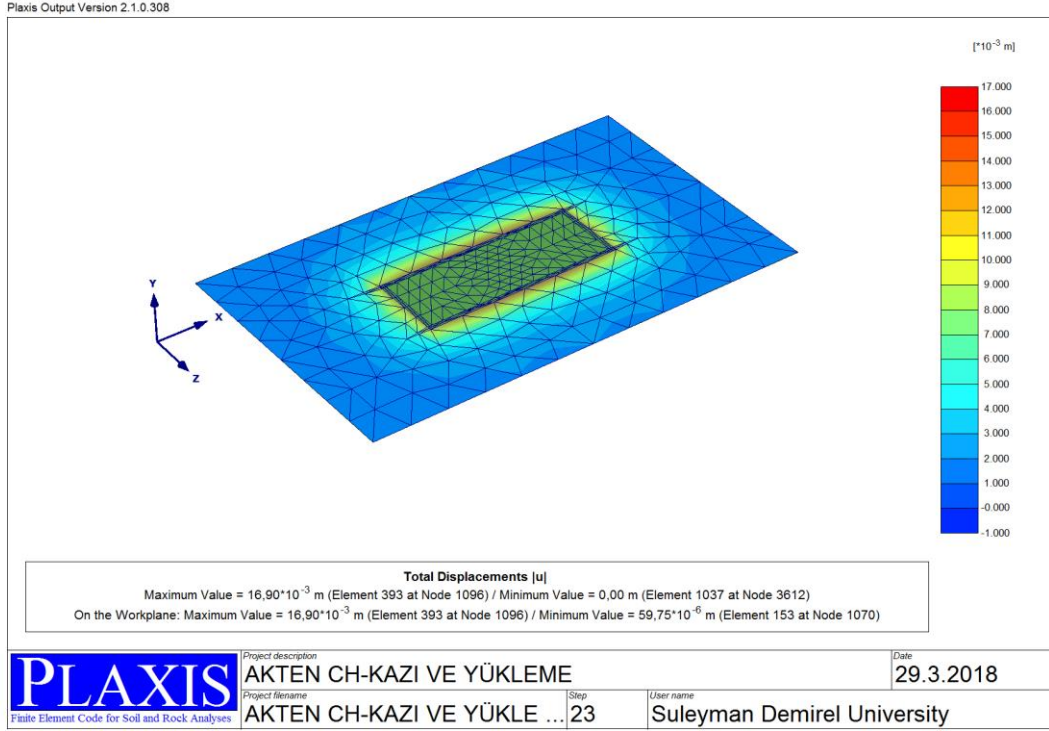
Şekil 5.55. Numune C'nin oturma hesabının 10.0 m kotundaki gösterimi



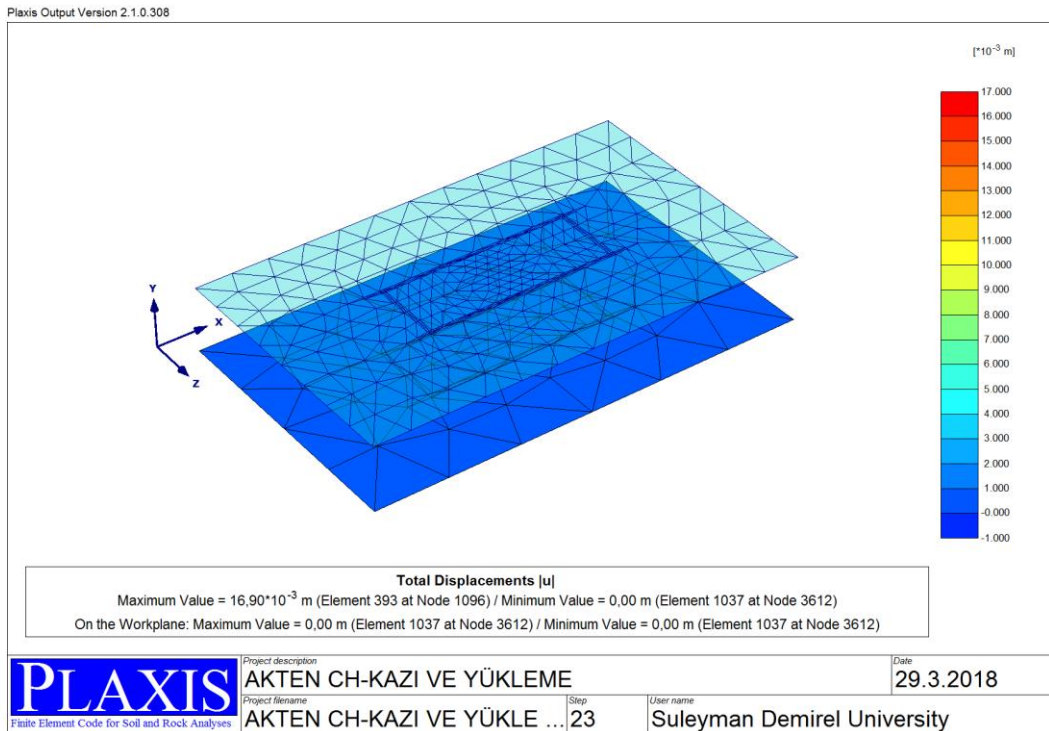
Şekil 5.56. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların üç boyutlu görünümü



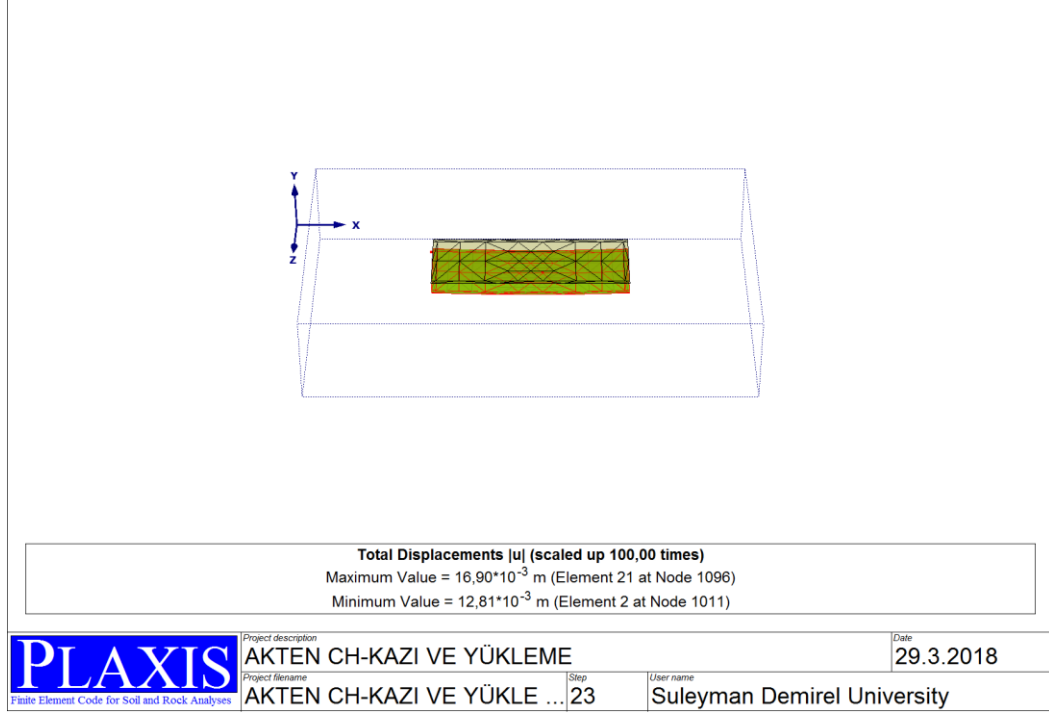
Şekil 5.57. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 0.0 m kotundaki görünümü



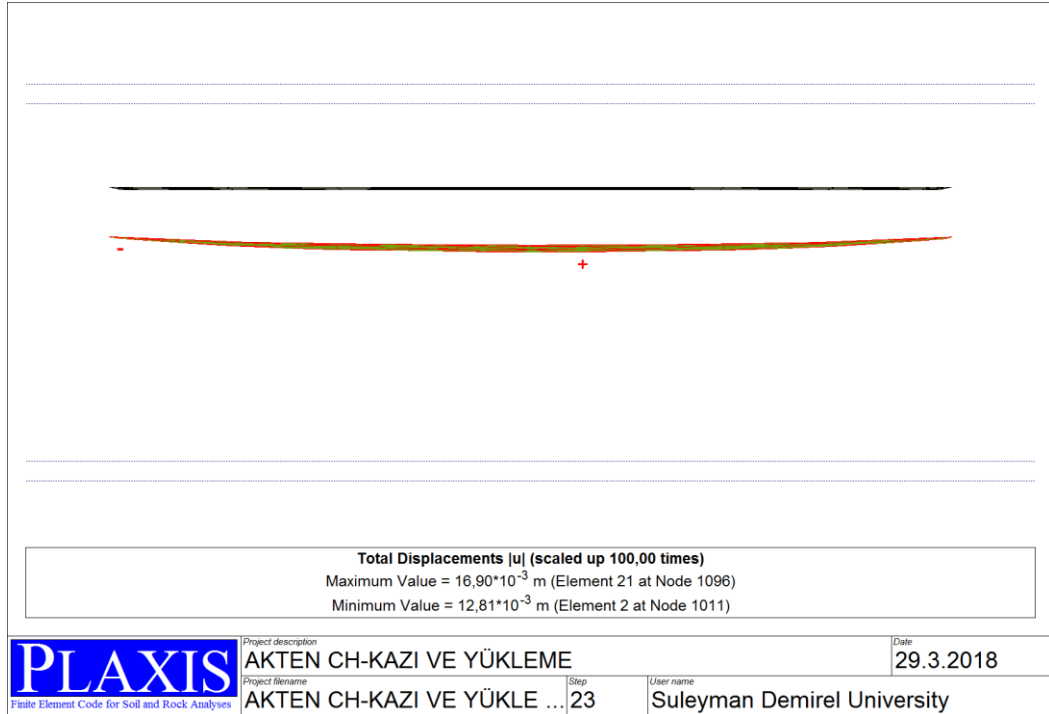
Şekil 5.58. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 2.5 m kotundaki görünümü



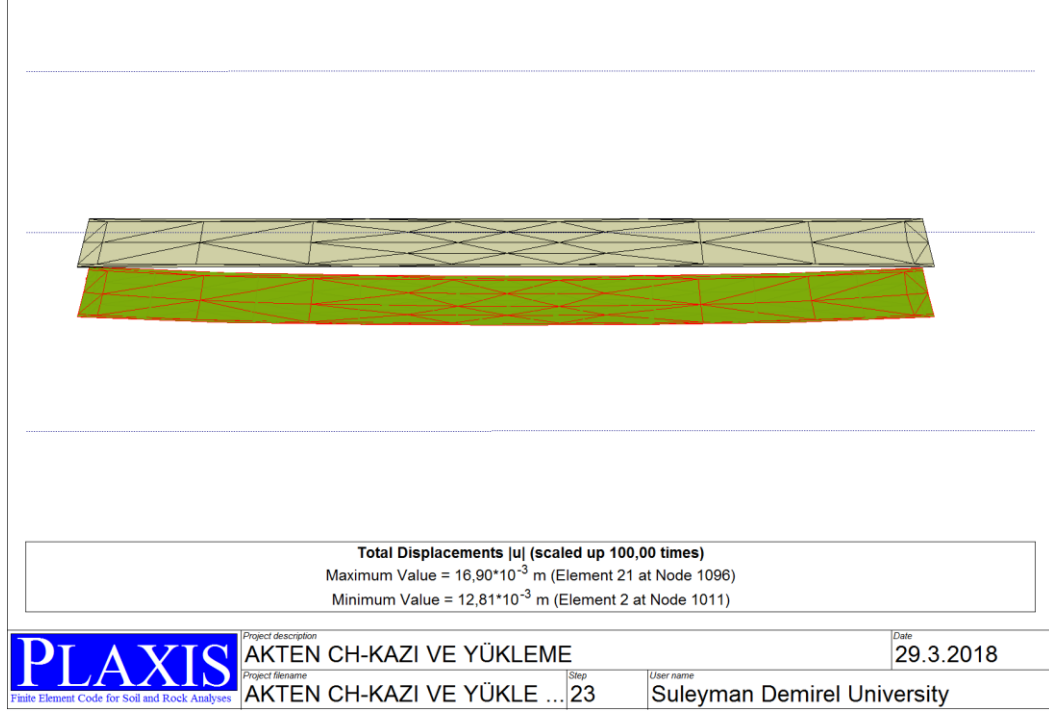
Şekil 5.59. Numune C'nin maksimum ve minimum oturmadaki olduğu noktaların 10.0 m kotundaki görünümü



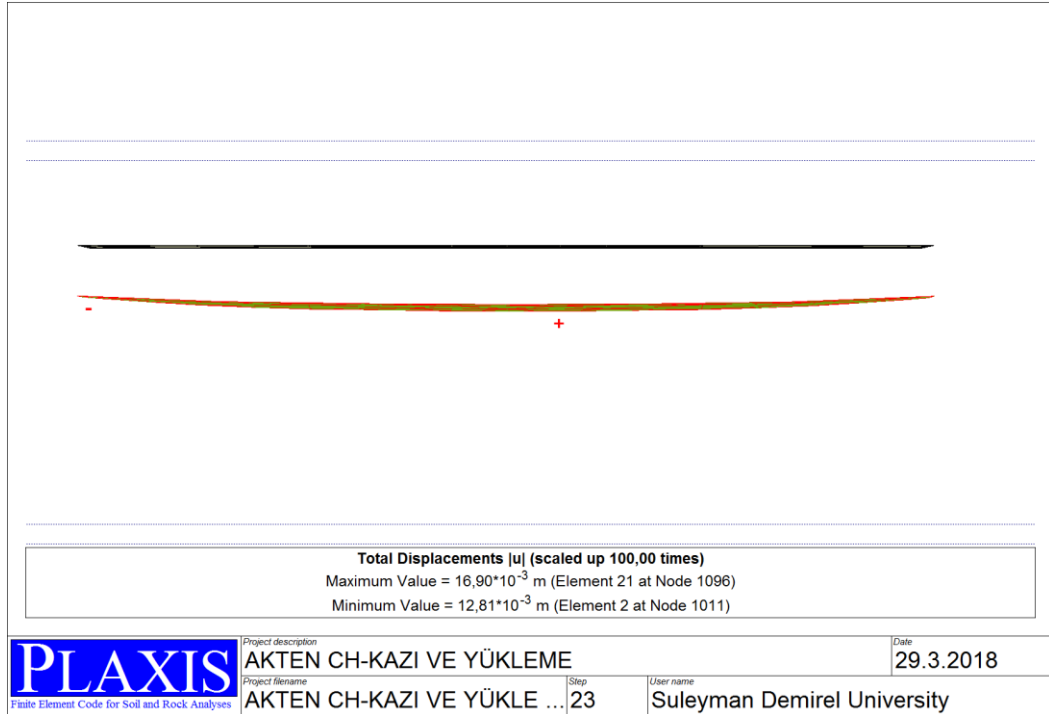
Şekil 5.60. Numune C'nin oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planı



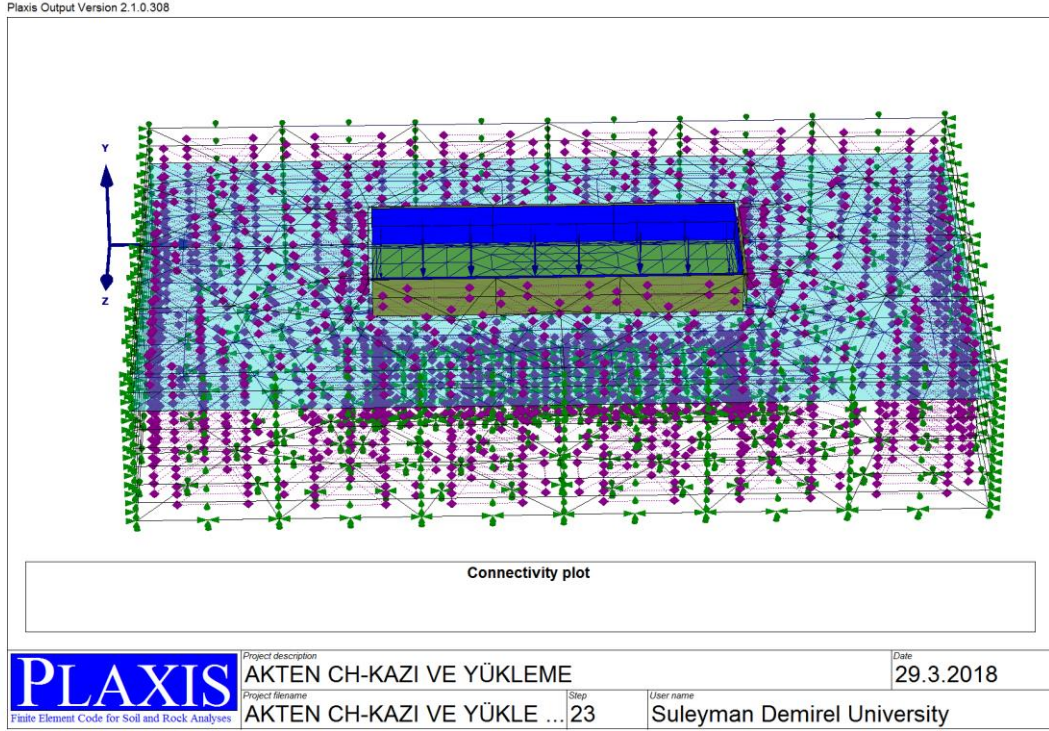
Şekil 5.61. Numune C'nin oturma hesabının üç boyutlu deformasyon planının alttan görünüşü



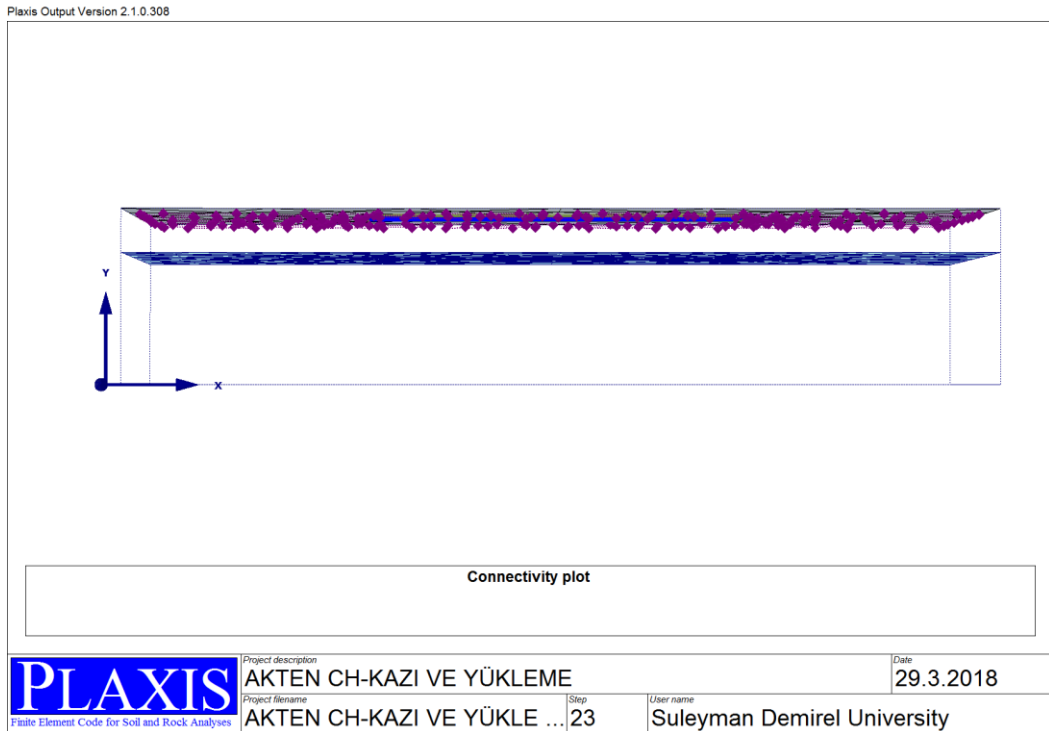
Şekil 5.62. Numune C'nin oturma hesabının 2.5 m deformasyon planı



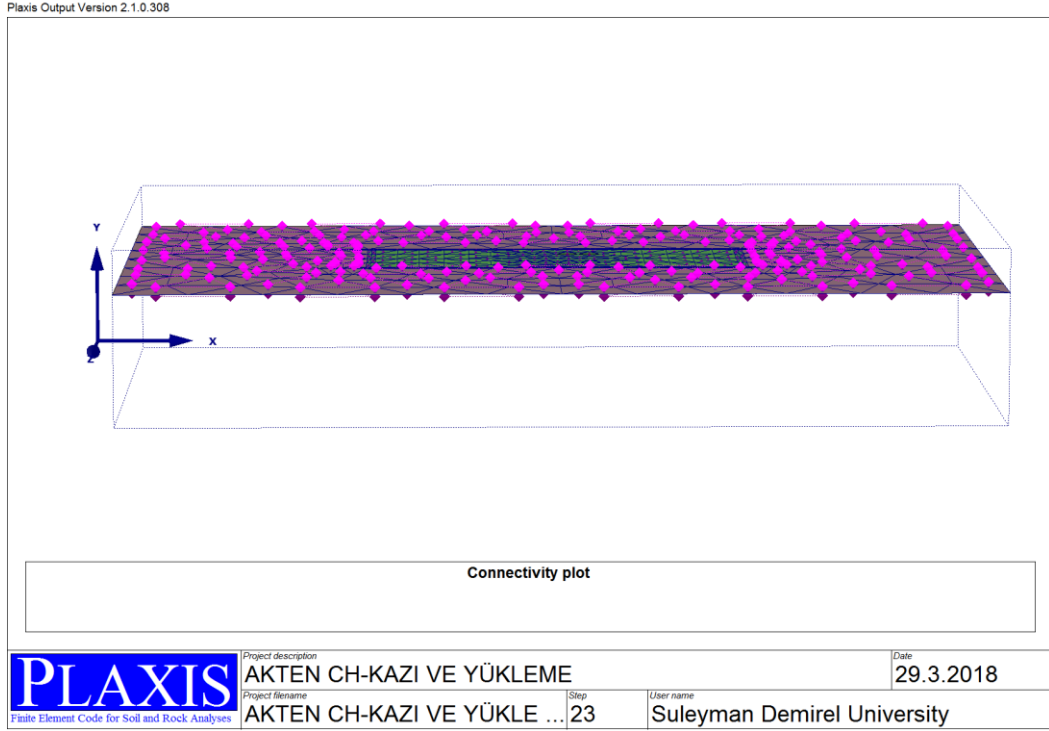
Şekil 5.63. Numune C'nin oturma hesabının 2.5 m deformasyon planının alttan görünüşü



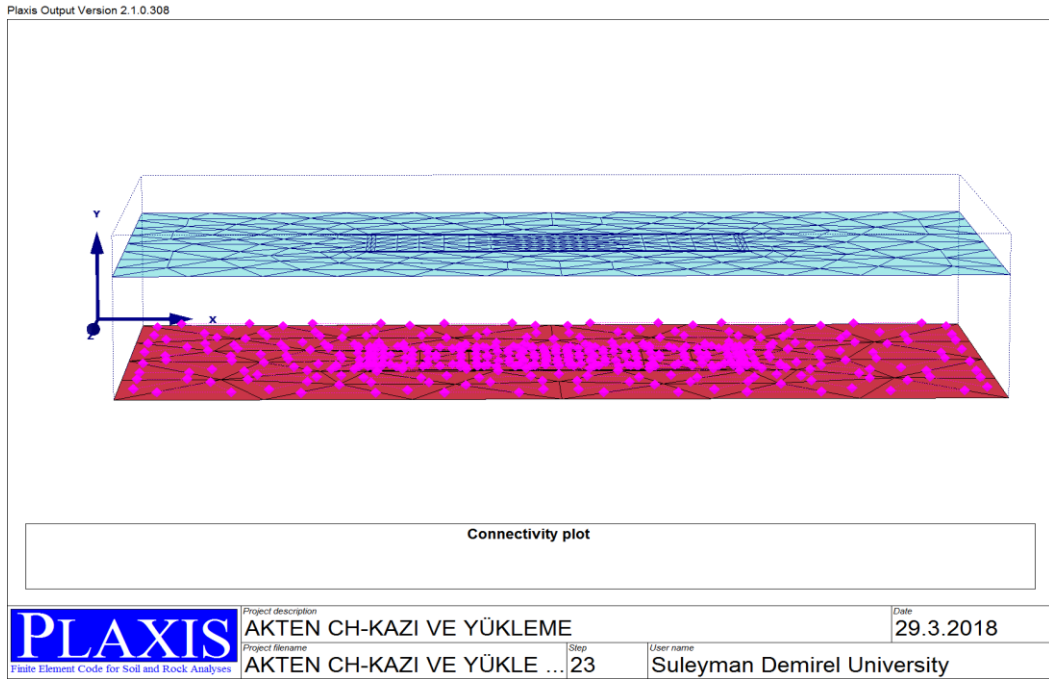
Şekil 5.64. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının üç boyutlu gösterimi



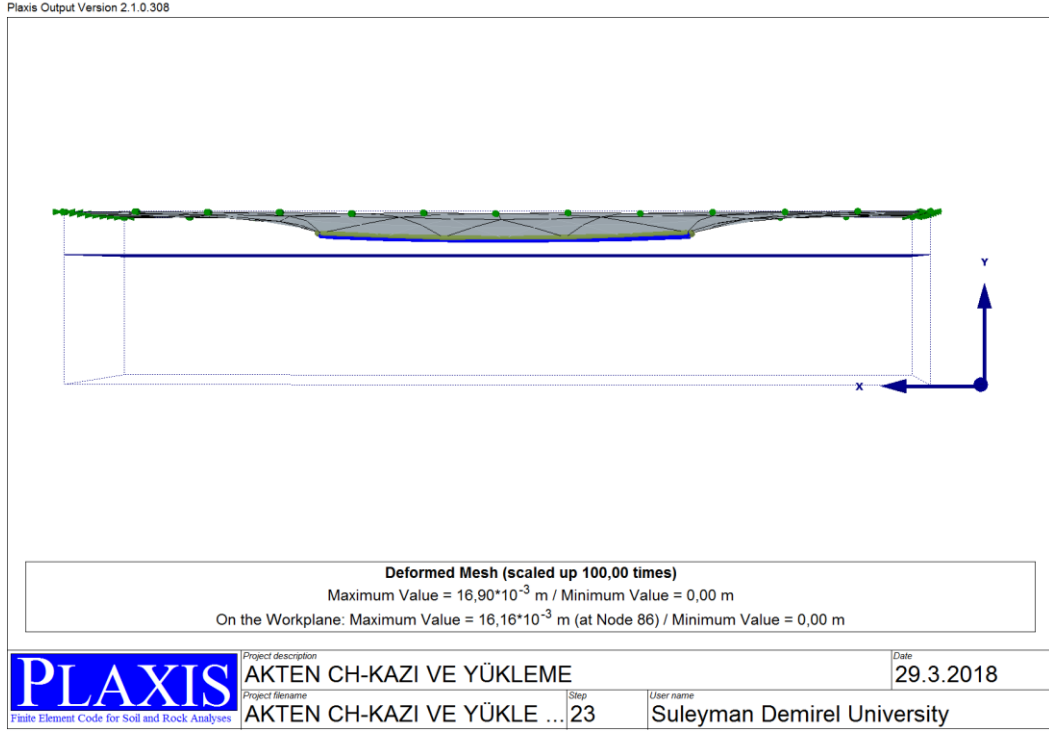
Şekil 5.65. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının 0.0 m kotundaki gösterimi



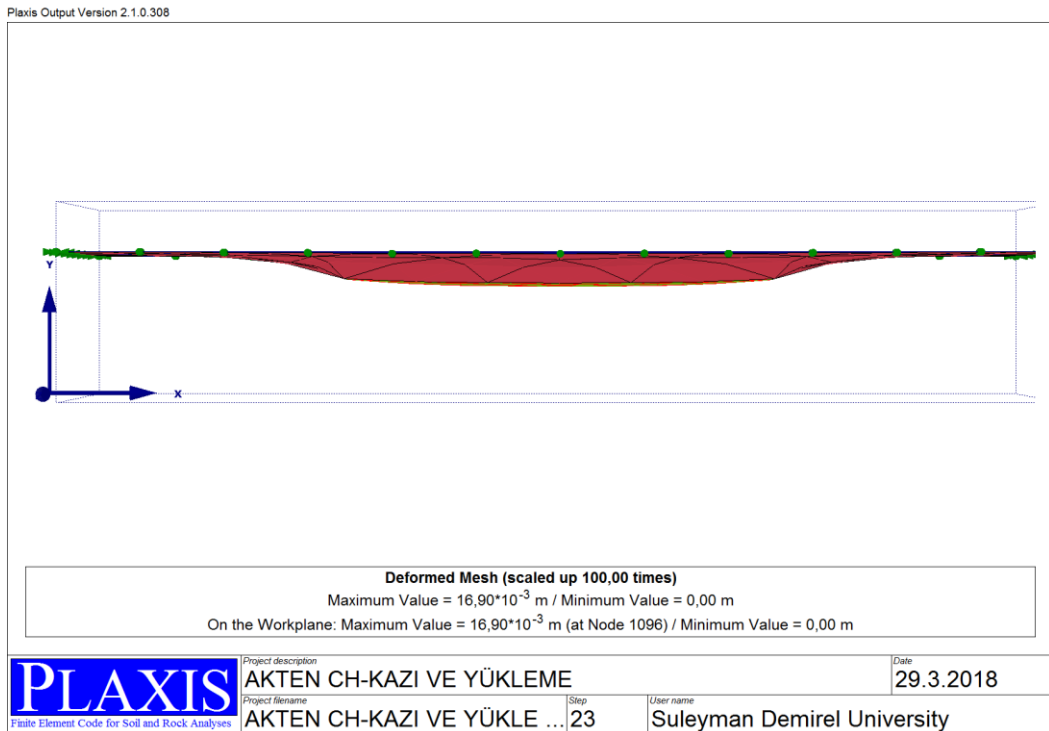
Şekil 5.66. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının 2.5 m kotundaki gösterimi



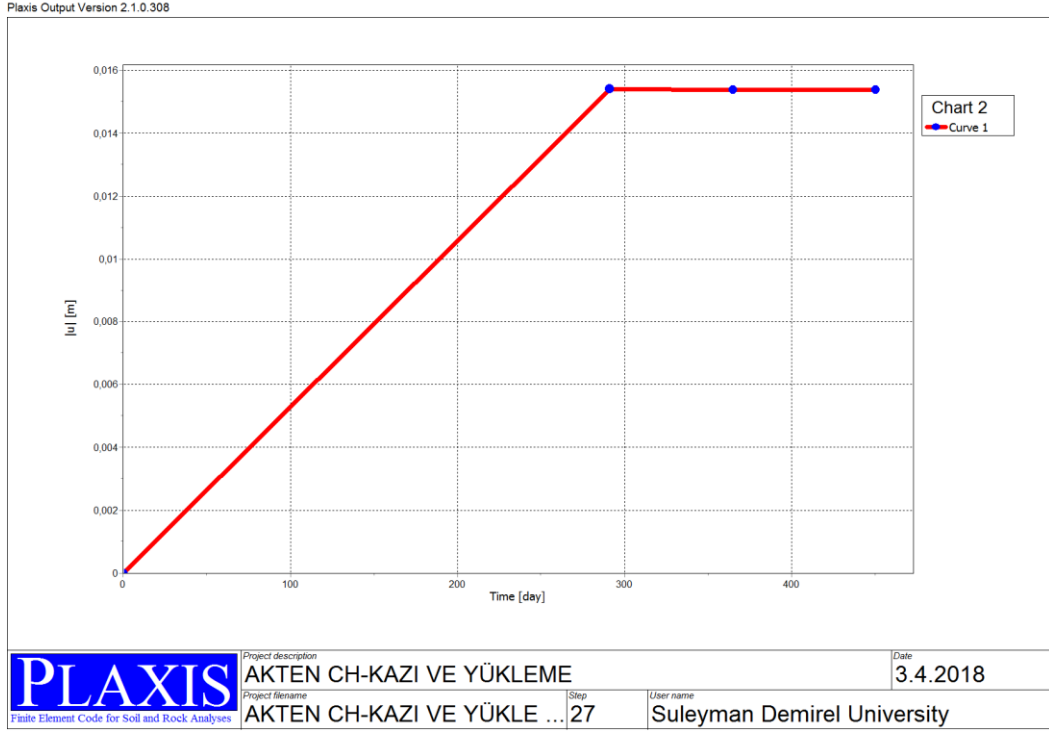
Şekil 5.67. Numune C'nin oturma hesabındaki gerilme noktalarının 10.0 m kotundaki gösterimi



Şekil 5.68. Numune C'nin oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 0.0 m kotundaki gösterimi



Şekil 5.69. Numune C'nin oturma hesabının kazı ve yükleme aşamasındaki 2.5 m kotundaki gösterimi



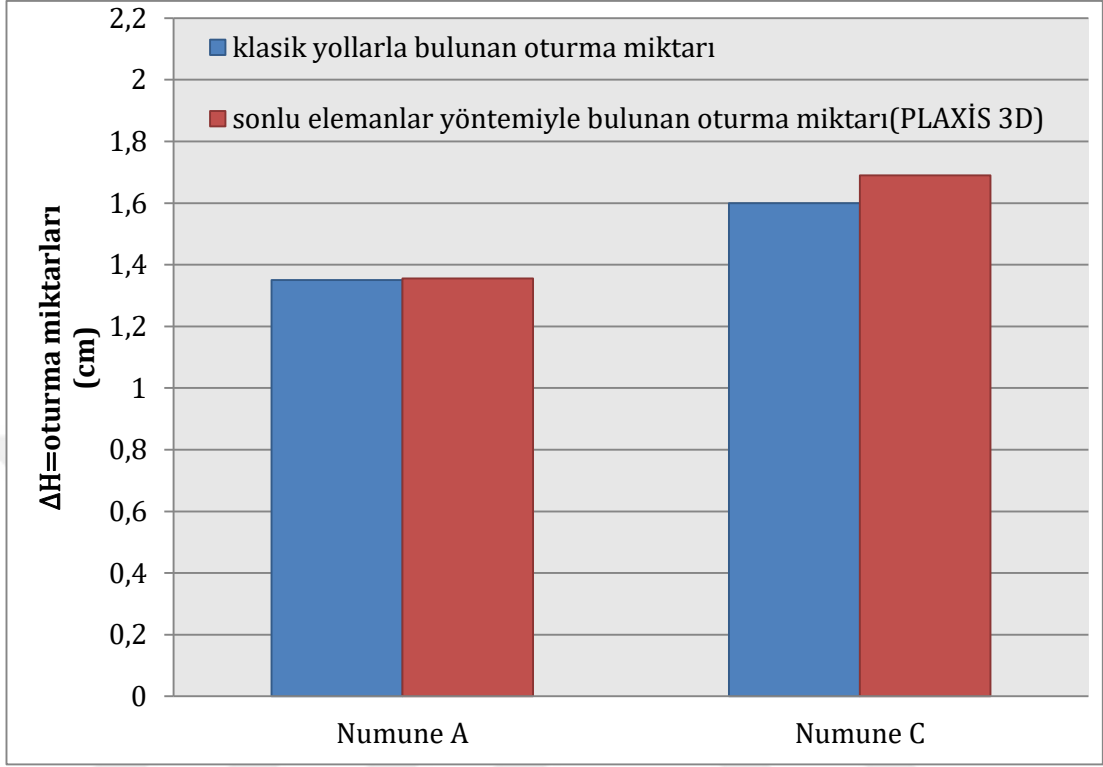
Şekil 5.70. Numune C'nin deformasyon – zaman grafiği

Yukarıdaki Şekil 5.70'de Numune C'nin deformasyon-zaman grafiği verilmiştir. Burada 291nci günde maksimum oturmanın olduğu 1,69 cm olduğu gözlemlenmiştir. 450 günlük bir oturma miktarı planı yapılmıştır ve 291nci günden sonra oturma miktarı sabit kalmıştır.

#### 5.10. Temel Projelendirilmesinde Klasik Çözüm Yoluyla Sonlu Elemanlar Yönteminin Oturma Miktarının Karşılaştırılması

Aşağıdaki Şekil 5.71'de tezimizin amacı olan temel projelendirilmesinde klasik çözüm yoluyla sonlu elemanlar yöntemiyle (PLAXIS 3D) oturma miktarının karşılaştırılması yapılmıştır. Bu sonuçlara göre el hesabımızla yapılan oturma miktarı Numune A' da 1,35 cm iken, PLAXIS 3D yazılımında 1,356 cm hesaplanmıştır. Numune C'nin el hesabındaki oturma miktarı 1,6 cm iken, PLAXIS 3D yazılımında 1,69 cm hesaplanmıştır. Buradan karşılaştırılma yapıldığında el hesabıyla yazılım hesabı arasında çok fazla fark olmadığını ifade edebiliriz. El hesabına ulaşmak için uzun bir süre laboratuvar deneyleri yapılması gerekir ve bu deneylerin sonucundan sonra gerekli oturma miktarları

hesaplanabilir. Ancak sonlu elemanlar yöntemiyle bu hesaplamalar yapıldığında çok kısa bir sürede istenilen verilere ulaşılabileceği görülmektedir.



Şekil 5.71. Numunelerin klasik hesapla yöntemiyle sonlu elemanlar yönteminin oturma miktarlarının karşılaştırılması

## 6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, farklı zemin profilleri ele alınarak bu zemin profillerinde yer alan ince ve iri daneli zeminlerin bir temel projelendirilmesi için gerekli tüm laboratuvar deneyleri yapılması amaçlanmıştır. Bu analizler sonucunda zemin profillerinin oluşmasından sonra temelde oturma hesabı yapılmıştır. Oturma hesabı yapılabilmesi için gerekli veriler PLAXIS 3D üç boyutlu analiz amaçlı bir sonlu eleman paket programı ile yapılarak sonuçlar tezin amacına uygun olarak karşılaştırılmıştır.

Deneysel sonuçlarda elde edilen veriler değerlendirildiğinde;

- i.* Yüksek plastisiteli kil numunesinin su muhtevasının arttıkça kuru birim hacim ağırlığının azaldığını, düşük plastisiteli kil numunelerinin su muhtevası azaldıkça kuru birim hacim ağırlığının arttığı belirlenmiştir.
- ii.* Optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığında hazırlanan yüksek plastisiteli kil numunesi ve düşük plastisiteli kil numunelerinin konsolidasyon deneyi öncesi boşluk oranları birbirlerine çok yakinken deney sonrasındaki değişimler numunelerin sırasıyla (A, B ve C) %6,1, %7,8, %8,5 oranlarında azaldığı belirlenmiştir.
- iii.* Optimum su muhtevası ve maksimum kuru birim hacim ağırlığında hazırlanan yüksek plastisiteli kil numunesi ve düşük plastisiteli kil numunelerinin serbest basınç deneyinde yüksek plastisiteli kil numunesi maksimum su muhtevasına sahipken serbest basıncının en az olduğu belirlenmiştir. Düşük plastisiteli kil numunesinin minimum su muhtevasına sahipken serbest basıncının en fazla olduğu belirlenmiştir. Su muhtevası arttıkça serbest basınç dayanımı azaldığı ifade edilmiştir.
- iv.* Konsolidasyonlu-drenajsız (CU) deneylerinde yüksek plastisiteli kil numunesinin düşük plastisiteli kil numunelerine göre elastisite modülünün ( $\epsilon_{50}$ ) azaldığı belirlenmiştir.
- v.*  $\emptyset$  açısı azaldıkça kayma gerilmesinin kullanılan numunelerde azaldığı belirlenmiştir. Düşük plastisiteli kil numunelerinde kayma gerilmesi yüksek plastisiteli kil numunesine göre en az %56 kadar arttırdığı belirlenmiştir.

- vi.* Oturma hesaplarında kullanılan numunelerin zemin profillerine etki ettikleri gerilmeler hacimsel sıkışma katsayısına etkilediği belirlenmiştir. Düşük plastisiteli kil numunesi olanın temele etkilediği gerilme yüksek plastisiteli kil numunesinden daha fazla olduğu belirlenmiştir. Hacimsel sıkışma katsayısı gerilmenin fazla olduğu noktada daha az belirlenmiştir.
- vii.* Klasik çözüm yollarıyla hesaplanan oturma miktarı düşük plastisiteli zemin numunesinde daha az olduğunu belirlenirken yüksek plastisiteli zemin numunesinde daha fazla oturma miktarı hesaplanmıştır. Hacimsel sıkışma katsayısının oturma miktarıyla doğru oranda arttığı belirlenmiştir.
- viii.* Temel projelendirilmesinde tezimiz için kullanılan sonlu elemanlar paket programının klasik çözüm yollarıyla %1 'den daha az hata oranıyla hesaplandığı belirlenmiştir.
- ix.* PLAXIS 3D yazılımıyla yapılan oturma miktarlarının klasik çözüm yollarına göre hemen hemen aynı sonuç verdiği belirlenmiştir.

Yapılan deneyler sonucunda temel projelendirilmesinde klasik çözüm yollarıyla sonlu elemanlar yöntemi karşılaştırıldığında bu programın kullanılabileceği belirlenmiştir. Klasik çözüm yolları paket programların hesabına göre daha uzun sürede elde edildiğinden bu yazılımın hem zaman açısından hem de daha doğru sonuçlar vermesi amacıyla temel projelerinde oturma miktarlarının analizi bu paket programıyla yapılabileceği belirlenmiştir.

## KAYNAKLAR

- Alsalerh, H., Shahrour, I., 2008. Influence Of Plasticity On The Seismic Soil-Micropiles-Structure Interaction. Soil Dynamics And Earthquake Engineering.
- Alver, O., Özden, G., 2015. Tabakalı Zeminlerde Kazıklı Radye Temellerin Optimum Tasarımı. Dokuz Eylül Üniversitesi Fen ve Mühendislik Dergisi. Cilt:17, No:1,Sayı:49,Sayfa:13-26,Ocak.
- Bağrıaçık, B., Laman, M., 2010. Yüzeysel Temel Geometrisinin Zeminlerde Oluşan Gerilmelere Etkisinin Araştırılması. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi. Cilt:25, Sayı:1-2.
- Bardet, J. P., 1997, Experimental Soil Mechanics, Prentice Hall, New Jersey.
- Bartolomei A, A., Omel'chak I, M., 2003. Effect Of Loading Character On Analysis Of Pile And Pile-Foundation Settlements. Soil Mechanics And Foundation Engineering, 40, 5, 153-160.
- Basu, D., Prezzi, M., Chakraborty, T., 2008. Settlement Analysis Of Piles With Rectangular Cross Sectionsin Multilayered Soils. Computers And Geotechnics, 35, 563-575.
- Bathe, K., 1967. The Finite Element Method Publisher. Journal Of The University Of Cape Town Engineering Society, 57-61.
- Bea, R., 1992. Pile Capacity For Axial Cyclic Loading. Journal Of Geotechnical Engineering, 118, 1, 34-50.
- Birand, A., 2001. Kazıklı Temeller. Teknik Yayınevi, Ankara.
- Birand, A., 2006.Duvarlar. Teknik Yayınevi, Ankara.
- Bowles, J. E., 1992, Engineering Properties of Soils and Their Measurement, Irvin/Mc GrawHill, USA.
- Bowles, J.E., (1997). Foundation analysis and design. 5th edition, McGraw-Hill.
- Bozbey, İ., 2010. 5. Oturum, Sayısal Çözümler Raportör Sunumu. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul.
- Brinkgreve, R.B.J., Broere, W., And Waterman, D., 2004. PLAXIS Finite Element Code For Soil And Rock Analysis. 2d -Version 8.6.
- Budhu, M., 2000, Soil Mechanics and Foundations, John Wiley and Sons, Inc., New York.

- Caputo, V., Viggiani, C., 1984. Pile Foundation Analysis: A Simple Approach To Nonlinearity Effects. Riv. Lt. Di Geotecnica, Vol. 18, No.1, 32-51.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 2005. Betonarme Yapılar. Beta Dağıtım, İstanbul.
- Cerato, A.B., Lutenegeger, A.J., 2003. Scale Effects Of Shallow Foundation Bearing Capacity On Granular Material. Proceedings Of The British Geotechnical Association (Bga) International Conference On Foundations, 217-225.
- Cerato, A.B., Lutenegeger, A.J., 2007. Scale Effects Of Shallow Foundation Bearing Capacity On Granular Material. Asce Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering (Jgge), 133 (10): 1192-1202.
- Cernica, John. N., (1995). Geotechnical Engineering Foundation Design, John Wiley&Sons Inc, Canada.
- Chen FH., 1988. Foundations on Expansive Soils. Amsterdam, the Netherlands, Elsevier Scientific Publishing Company.
- Clancy, P., Randolph, Mf., 1993. An Approximate Analysis Procedure For Piled Raft Foundation. International Journal For Numerical And Analytical Methods In Geomechanics, 17 (12), 849-869.
- Clark, J. I., 1998. The Settlement And Bearing Capacity Of Very Large Foundations On Strong Soils. The 1996 R. M. Hardy Lecture", Can. Geotech. J., Ottawa, 35, 131-145.
- Coates, D.F., Gyenge, M., 1966. Plate-Load Testing On Rock For Deformation And Strength Properties. Testing Techniques For Rock Mechanics, Astm Stp 402, American Society For Testing And Materials.
- Coduto, D. (1998). Geotechnical Engineering. Principles and Practice. Prentice-Hall.
- Coduto, D.P., (1999). Geotechnical engineering - Principles and practices. Prentice Hill.
- Coduto, D.P., 2005. Temel Tasarımı İlkeler Ve Uygulamalar. Gazi Kitabevi, 816.
- Coduto, P.D., 2001. Foundation Design: Principal And Practices (Second Edition). Prentice Hall, New Jersey, 883.
- Cook, R., Malkus, D., Plesha, M., 1989. Concepts And Applications Of Finite Element Analysis Publisher. John Wiley& Sons, Canada.
- Cow, Y.K., Teh, C.I., 1992. Pile-Cap- Pile-Group İnteraction İn Nonhomogeneous Soil. Journal Of Geotechnical Engineering, 117,11, 1655-1668.
- Das, B.M., (1984). Principles of foundation engineering, Brooks/Cole Engineering Division.

- Das, B.M., (1990). Principles of geotechnical engineering. 2th edition PWS-Kent Publishing.
- Dawson, A., Lee, R., 1988. Full Scale Foundation Trials On Grid Reinforced Clay. Geosynthetics For Soil Improvement, Geotechnical Special Publication, No. 18, 127-147.
- De Beer, E. E., 1963. The Scale Effect İn The Transposition Of The Results Of Deep-Sounding Tests On The Ultimate Bearing Capacity Of Piles And Caisson Foundations. Geotechnique, 13 (1): 39–75.
- De Sanctis, L., Mandolini, A., Russo, G., Viggiani, C., 2002. Some Remarks On The Optimum Design Of Piled Rafts. İn Deep Foundations 2002: An International Perspective On Theory, Design, Construction And Performance, New York: Asce Publication, 405-425.
- Demiröz, A., Tan, Ö., 2008. Donatılı Zeminler Üzerindeki Sürekli Temellerin Oturmasını Etkileyen Faktörlerin Araştırılması. Selçuk Üniversitesi. Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi.Cilt:23, Sayı:3.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007.
- Duncan, M., Chang, C.Y., 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, 96(SM5):1629-1653.
- Dupont Co, 2011. Erişim Tarihi: 14.02.2011. Http://www.Dupont.Ca
- Feda, J., 1963. Discussion Of The Bearing Capacity Of Foundations. (By Prakash, S, Ghuman, M.S. And Feda, J.), Journal Of The Soil Mechanics And Foundations Division, Asce. Vol. 89 (Sm3): 171-176.
- Fellenius, Bh., 1976. Pile Foundations-Analytical. İn Analysis And Design Of Building Foundations, Ed. H.Y. Fah.
- Genç, D., 2008. Zemin Mekaniği ve Temeller (1. Baskı). Jeoloji Mühendisleri Odası Yayını, yayın no:100, Ankara, 848 s.
- Golder, H. Q., 1941. The Ultimate Bearing Pressure Of Rectangular Footings. J. Inst. Civil Eng., 17: 161–174.
- Gökay, K., 1988. Bearing Capacity Analysis Of Layered Rock For An Underground Mine. Orta Doğu Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Yüksek Lisans Tezi, 135 s, Ankara (Yayımlanmamış).
- Gupta, S.C., (1997). Raft foundations design and analysis with a practical approach. New age international (P)limited publishers.
- Habib, P. A., 1974. Scale Effect For Shallow Footings On Dense Sand. J. Geotech. Engrg. Div., 100 (1), 95–99.

- Hamed, J. T., Das, B. M., Echelberger, W. F., 1986. Bearing Capacity Of A Strip Foundation On A Granular Trench In Soft Clay. Civil Engineering For Practicing And Design Engineers, Pergamon Press, 5 (5), 359.
- Head, K. H., 1992, Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 1, 2nd Edition, John Wiley and Sons, Inc., London.
- Hjiaj, M., Lyamin, A.V., Sloan, S.W., 2004. Bearing Capacity Of A Cohesive-Frictional Soil Under Non Eccentric Inclined Loading. Computers And Geotechnics, 31, 491-516.
- Hobbs, N.B., 1975. Factors Affecting The Prediction Of Settlement Of Structures On Rock: With Particular Reference To The Chalk And Trias: General Report And State-Of-The-Art Review For Session 4, Conference Proceedings On Settlement Of Structures, Bgs Cambridge, Pentech Press, London, 579-610.
- Holtz W.G., Gibbs H.J., 1956. Engineering Properties Of Expansive Clays, Transactions, ASCE, Vol. 121, pp. 641-677.
- Ingra, T.S., Baecher, G.B., 1983. Uncertainty In Bearing Capacity Of Sands. Journal Of Geotechnical Engineering, 109 (7), 899-914.
- Joshi, D.P., Mahiyar, H.K., 2009. Effectiveness Of Angle Shaped Footings Resting On Soil Under Eccentric Inclined Load. International Journal Of Theoretical Applied Mechanics, 4(1), 95-105.
- Karthigeyan, S., Ramakrishna, V.V.G.S.T., Rajagopal, K., 2006. Influence Of Vertical Load On The Lateral Response Of Piles In Sand. Computers And Geotechnics, 33, 121-131.
- Keskin, M.S., 2009. Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi. Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 410s, Adana.
- Kondner, R.L., 1963. Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, 89(SM1):115-143.
- Kumbasar, V., Kip, F., 1983. İnşaat Mühendisliğinde Zemin Mekaniği. Çağlayan Kitabevi, İstanbul, 350s.
- Laman, M., King, G.J.W., Dickin, E.A., 1999. Three-Dimensional Finite Element Studies Of The Moment-Carrying Capacity Of Short Pier Foundations In Cohesionless Soil. 25, 141-155.
- Laman, M., Yıldız, A., 2007. Numerical Studies Of Ring Foundations On Geogrid-Reinforced Sand. Geosynthetics International, 14 (2), 1-13.

- Loukidis, D., Chakraborty, T., Salgado R., 2008. Bearing Capacity Of Strip Footings On Purely Frictional Soil Under Eccentric And Inclined Loads. Canadian Geotechnical Journal, 45, 768–787.
- Lundgren, H., Mortensen, K., 1953. Determination By The Theory Of Plasticity Of The Bearing Capacity Of Continuous Footings On Sand. Proceedings Of The 3rd International Conference On Soil Mechanics And Foundation Engineering, Vol. 1: 409-412.
- Madhav, M. R., Vitkar, P. P., 1978. Strip Footing On Weak Clay Stabilized With A Granular Trench Or. Pile. Canadian Geotechnical Journal 15(4), 605.
- Mandal, J. N., Sah, H., 1992. Bearing Capacity Tests On Geogrid-Reinforced Clay. Geotextiles And Geomembranes, Vol: 11 No: 3, 327-333.
- Mccarthy, D. F., 2007. Zemin Mekanikinin Esasları Ve Temeller. Temel Geoteknik, 7. Baskı, Oytev, İstanbul.
- Michalowski, R.L., 1997. An Estimate Of The Influence Of Soil Weight On Bearing Capacity Using Limit Analysis. Soils And Foundations, Tokyo, 37 (4), 57-64.
- Mitchell, J.K., 1993, Fundamentals of Soil Behavior, 2nd ed., John Wiley, New York.
- Musso, A., Ferlisi, S., 2009. Collapse Of A Model Strip Footing On Dense Sand Under Vertical Eccentric Loads. Geotechnical And Geological Engineering, 27, 265-279.
- Nawghare, S.M., Pathak, S.R., Gawande, S.H., 2010. Experimental Investigations Of Bearing Capacity For Eccentrically Loaded Footing. International Journal Of Engineering Science And Technology, 2(10), 5257-5264.
- Özen, M., Özkan, M.T., 2004. Yatay Yüklü Kazıkların Davranışlarının Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Belirlenmesi Hakkında Bir İnceleme. Zemin Mekanikliği Ve Temel Mühendisliği Onuncu Ulusal Kongresi, 16-17 Eylül, İstanbul.
- Özüdoğru, K., 2003. Modern zemin mekaniğinin kuruluşu: Karl Terzaghi ve Türkiye. İtü Dergisi, Cilt:2 Sayı: 5, s. 3-11.
- PLAXIS, 2002. User Manual. 2D version 8, (edited by BRINKGREEVE, R.J.B.), Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands.
- Poulos, Hg., 2001. Piled Raft Foundations: Design And Applications. Géotechnique, 51 (2), 95-113.
- Poulos, Hg., 2010. Significance Of Interaction And Non-Linearity İn Piled Raft Foundation Design. İn Soil-Foundatio-Structure Interaction, London: Taylor & Francis Group, 187-192.

- Randolph, Mf., 2003. Science And Empiricism In Pile Foundation Design. *Géotechnique*, 53 (10), 847-875.
- Reul, O., Randolph, M.F., 2003. Design Strategies For Piled Rafts Subjected To Nonuniform Vertical Loading. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 130,1, 1-13.
- Sadoglu, E., Cure, E., Moroglu, B., Uzuner, B.A., 2009. Ultimate Loads For Eccentrically Loaded Model Shallow Strip Footings On Geotextile-Reinforced Sand. *Geotextiles And Geomembranes*, 27, 176-182.
- Saran, S., Kumar, S., Garg, K.G., Kumar, A., 2007. Analysis Of Square And Rectangular Footings Subjected To Eccentric-Inclined Load Resting On Reinforced Sand. *Journal Of Geotechnical And Geoenvironmental Engineering*, 25, 123-137.
- Schlosser, F., Long, N. T., 1974. Recent Results In French Research On Reinforced Earth. *Asce, Journal Of The Construction Division*, No. 100, C03, 223-237.
- Sert, S., Önalp, A., Arel, E., 2010. Sayısal Çözümlerde Zemin Özelliklerindeki Değişimin Sonuçlara Etkisi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onüçüncü Ulusal Kongresi, İstanbul Kültür Üniversitesi, İstanbul*, 471-482.
- Small, J.C., Liu, H.L.S., 2008. Time-Settlement Behaviour Of Piled Raft Foundations Using Infinite Elements. *Computers And Geotechnics*, 35, 187-195.
- Şekercioğlu, E., 1998, *Yapıların Projelendirilmesinde Mühendislik Jeolojisi, Jeoloji Müh. Odası Yayınları, Ankara.*
- Taiebat, H.A., Carter, J.P., 2002. Bearing Capacity Of Strip And Circular Foundations On Undrained Clay Subjected To Eccentric Loads. *Geotechnique*, 52(1), 61-64.
- Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T., Siddiquee, M. S. A., 1991. Progressive Failure And Particle Size Effect In Bearing Capacity Of A Footing On Sand. *Geotech. Spec. Publ.*, 27 (2), 788-802.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York, 510p.
- TS 1500, *İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 2000.*
- TS 1900, *İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 1987.*
- TS 1900-1, *İnşaat Mühendisliğinde Zemin Lâboratuvar Deneyleri Bölüm 1: Fiziksel Özelliklerin Tayini, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara, 2006.*
- Uzuner, B. A., (2007). *Temel Zemin Mekaniği, Derya Kitabevi, Trabzon.*

- Uzuner, B. A., 2000. Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitabevi, Trabzon.
- Uzuner, B.A., 1998. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Teknik Yayınevi, 376s, Ankara.
- Uzuner, B.A., 2005. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Derya Kitabevi, Trabzon. 485 s.
- Ürkmez, A., (2009). Kalıcı Kayma Mukavemetinin Tekrarlı Kesme Kutusu Deney Yöntemi İle Belirlenmesi, Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Venkataramaiah, C., 2006.Geotechnical Engineering. New Age International Pvt Ltd Publishers.
- Yetimoğlu, T., 1994. Geogrid Donatılı Kum Zemin Üzerine Oturan Temellerin Taşıma Kapasitesi. İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Doktora Tezi, 270 s , İstanbul.
- Zhang, L., 2009. Nonlinear Analysis Of Laterally Loaded Rigid Piles İn Cohesionless Soil. Computers And Geotechnics, (In Pres).
- Zhu, F., Clark, J. I., Phillips, R.,1998. Bearing Capacity Of Ring Foundations Under Vertical Load. Proc., Int. Conf. Centrifuge '98, T. Kimura, O. Kusakabe, And T. Takemura, Eds., Balkema, Rotterdam, Thenetherlands, 441- 446.
- Zienkiewicz, C., Taylor, L., 1988. The Finite Element Method.Publisher, Mcgraw-Hill, England, v.22.

## **ÖZGEÇMİŞ**

Adı Soyadı : Akten CENGİZHAN

Doğum Yeri ve Yılı : Hatay, 1991

Medeni Hali : Bekar

Yabancı Dili : İngilizce

E-posta : cengizhanakten@gmail.com

### **Eğitim Durumu**

Lise : Özel Atalar Koleji, 2009

Lisans : SDÜ, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği, 2014

### **Mesleki Deneyim**

SDÜ Teknik Bilimler MYO

2016 – 2018