

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Suat Özgün ŞENDUR

KUMLU ZEMİNLERDE SAINT-VENANT İLKESİNİN GEÇERLİLİĞİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ADANA, 2009

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**KUMLU ZEMİNLERDE SAINT-VENANT İLKESİNİN
GEÇERLİLİĞİ**

Suat Özgün ŞENDUR

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**Bu tez/...../2009 Tarihinde Aşağıdaki Jüri Üyeleri Tarafından
Oybirliği/Oyçokluğu İle Kabul Edilmiştir.**

İmza:.....	İmza:.....	İmza:.....
Prof.Dr.M.Arslan TEKİNSOY	Prof.Dr.Mustafa LAMAN	Doç.Dr.Cafer KAYADELEN
DANIŞMAN	ÜYE	ÜYE

**Bu tez Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.
Kod No:**

**Prof. Dr. İlhami YEĞİNGİL
Enstitü Müdürü**

İmza ve Mühür

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

ÖZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**KUMLU ZEMİNLERDE SAINT-VENANT İLKESİNİN
GEÇERLİLİĞİ**

Suat Özgün ŞENDUR

**ÇUKUROVA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

Danışman: Prof. Dr. M. Arslan TEKİNSOY

Yıl: 2009, Sayfa 65

Jüri: Prof. Dr. Mehmet Arslan TEKİNSOY

Prof. Dr. Mustafa LAMAN

Doç. Dr. Cafer KAYADELEN

Zemin mekaniğinde hızlı sonuç vermesi, kullanışlı olması ve geoteknik problemlerinde güvenilir olması sebebiyle elastiste teorisine sıkça başvurulur. Elastiste teorisinin mühendislik problemlerine uygulanmasının örneklerinden bir tanesi de Saint-Venant prensibidir. Bu çalışmada model deneyler yapılarak düşey gerilme analizi, zemin tabanındaki gerilme dağılımı ve Saint-Venant prensibinin kumlu zeminlerde geçerliliği araştırılmıştır. Deneylerde ölçüm için strain gauge (gerinim pulu) kullanılmıştır. Yük dairesel bir temele üniform olarak uygulanmıştır. Ayrıca bulunan sonuçlar teorik sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Anahtar kelimeler: Saint-Venant prensibi, gerilme dağılımı, strain gauge, dairesel temel

ABSTRACT

MSc THESIS

THE VALIDITY OF SAINT-VENANT’S PRINCIPLE IN SANDY SOILS

Suat Özgün ŞENDUR

**DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF CUKUROVA**

Supervisor: Prof. Dr. Mehmet Arslan TEKİNSOY
Year: 2009, Pages 65
Jury: Prof. Dr. Mehmet Arslan TEKİNSOY
Prof. Dr. Mustafa LAMAN
Assoc.Prof. Cafer KAYADELEN

In soil mechanics, to give you quick results, to be useful and reliable due to geotechnical problems often are referred to the theory of elasticity. One of the example that implementation of the theory of elasticity to engineering problems is Saint-Venant’s principle. In this study, model experiments can be made vertical stress analysis, stress distribution in the ground floor and the Saint-Venant principle in the validity of the sandy soil was investigated. In experiments for measuring strain gauge (stamp strain) were used. Loading applied as a uniform circular load basis. In addition, the results are compared with theoretical results.

Key Words: Saint-Venant’s principle, stres distribution, strain gauge, circular foundation

TEŞEKKÜR

Tez çalışmalarım boyunca bilgisini benden esirgemeyen, yol gösteren değerli hocam Prof. Dr. Mehmet Arslan TEKİNSOY'a teşekkürlerimi sunarım. Deney çalışmamda bana yardımcı olan Doç. Dr. Özgür ANIL, Yrd. Doç. Dr. Mehmet Emin KARA ve Yrd. Doç. Dr. Taha TAŞKIRAN'a ayrıca teşekkür ederim.

Çalışmalarım sırasında bana yardımcı olan ve zaman ayıran Prof. Dr. Mustafa LAMAN, bölüm hocalarım ve Araştırma Görevlisi Salih KESKİN'e teşekkür ederim.

Deneyim için gerekli ekipmanı ve malzemeyi sağlayan Yüksel Kaya ve Yüksel Makine çalışanlarına teşekkür ederim.

Sadece tez döneminde değil hayatım boyunca maddi ve manevi her türlü desteğini hiçbir karşılık beklemeden sunan sevgili anneme, babama ve kardeşim Anıl ŞENDUR'a, dostlarım İlyas TANGÜLER ve ailesine, Dile YANG'a Abdullah ÇIBIK'a, Erkan PINAR'a, Osman KILIÇ'a, Özge SAPMAZ'a , Ozan BARAN'a, Özgün ERDEM'e ve diğer bütün dostlarıma teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

SAYFA

ÖZ.....	I
ABSTRACT.....	II
TEŞEKKÜR.....	III
İÇİNDEKİLER.....	IV
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	VI
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	VII
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	IX
1.GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	4
2.1. Taban Basıncı.....	4
2.2. İlave Yüklerden Dolayı Oluşan Düşey Gerilmeler.....	4
2.3. Zemin İçinde Oluşan Yatay Gerilmeler.....	9
2.4. Tekil Yükleme Durumunda Zeminde Oluşan İlave Gerilmeler.....	10
2.5. Üniform Yüklü Dairesel Alan	16
2.6. Saint-Venant Prensibinin Yükleme Durumlarına Uygulanması.....	19
2.6.1. Tekil Yükleme.....	22
2.6.2. Halka Yükleme.....	23
2.6.3. Konik Dairesel Yükleme.....	25
2.6.4. Üniform Dairesel Yük.....	27
3. MATERYAL VE METOD.....	28
3.1. Deney Düzenegi.....	28
3.1.1. Deney Hücresi.....	28
3.1.2. Gerinim Pulu (Strain Gauge).....	29
3.1.3. Gerinim Ölçümü.....	31
3.1.4. Strain Gauge Uygulaması.....	33
3.2. Zemin Özellikleri.....	35
3.3. Deneyin yapılışı.....	36
3.4. Deney Programı.....	38
4. BULGULAR VE TARTIŞMA.....	34

4.1. $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi.....	39
4.2. $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi.....	43
4.3. $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ İçin Teorik Ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırılması.....	47
4.4. $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ İçin Teorik Ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırılması.....	55
5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	60
5.1. Sonuçlar.....	60
5.2. Öneriler.....	61
KAYNAKLAR.....	62
ÖZGEÇMİŞ.....	65

ÇİZELGELER DİZİNİ

SAYFA

Çizelge 4.1. $q = 2,999 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	40
Çizelge 4.2. Çizelge 4.2 $q = 5,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	41
Çizelge 4.3. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	42
Çizelge 4.4. $q = 2,999 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$).....	43
Çizelge 4.5. Çizelge 4.5. $q = 5,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$)	44
Çizelge 4.6. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$)	45
Çizelge 4.7. Çizelge 4.7. $q = 11,997 \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$)	46
Çizelge 4.8. $z = 1 \text{ cm}$ Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)	47
Çizelge 4.9. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	48
Çizelge 4.10. $z = 3 \text{ cm}$ Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	49
Çizelge 4.11. $z = 4 \text{ cm}$ Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	50
Çizelge 4.12. $z = 1 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)	51
Çizelge 4.13. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	52
Çizelge 4.14. $z = 3 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	53

Çizelge 4.15. z = 4 cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)	54
Çizelge 4.16. z = 2 cm Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması	
($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	55
Çizelge 4.17. z = 4 cm Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması	
($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	56
Çizelge 4.18. z = 2 cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	57
Çizelge 4.19. z = 4 cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	58

ŞEKİLLER DİZİNİ

SAYFA

Şekil 1.1. Statik Olarak Eşdeğer Yüklemler Altında Çubuk.....	2
Şekil 2.1. Rijit Bir Temel Altında Taban Basıncı Dağılımı (Özdoğan ve ark. ,1996)..	4
Şekil 2.2. Zeminde Mevcut Ve İlave Düşey Gerilmeler (Uzuner, 1998).....	5
Şekil 2.3. Tekil Yük İçin İzobarlar (Uzuner, 1998).....	6
Şekil 2.4 Tekil Yük Altında, Yatay Doğrultuda Gerilme Dağılımı (Uzuner, 1998)...	6
Şekil 2.5. Tekil Yükten Dolayı Düşey Doğrultuda Oluşan Gerilme Dağılımı (Uzuner, 1998).....	7
Şekil 2.6. Düşey Gerilme Artışları İçin Basitleştirilmiş Yaklaşım (Özaydın, 1989)...	8
Şekil 2.7. Zemin İçinde Tekil Yükten Dolayı Oluşan Gerilmeler (Das, 2001).....	11
Şekil 2.8. Westergaard Çözümüne Göre Tekil Yükten Dolayı Oluşan Düşey Gerilmeler (Das, 2001).....	13
Şekil 2.9. Tekil Yük İçin Kelvin Problemi (Poulos ve Davis, 1974).....	15
Şekil 2.10. Tekil Yük İçin Cerruti Problemi (Poulos ve Davis, 1974).....	16
Şekil 2.11. Uniform Yüklü Dairesel Alanın Merkezi Altındaki Gerilme Dağılımı (Özdoğan ve ark, 1996).....	18
Şekil 2.12. Tekil Yükleme İçin z Eksenli Boyunca u_z Yer Değiştirmesi (Davis ve Selvadurai, 1996).....	23
Şekil 2.13. Halka yükleme için z eksenli boyunca u_z yer değiştirmesi (Davis ve Selvadurai, 1996).....	24
Şekil 2.14. Konik dairesel yükleme için z eksenli boyunca u_z yer değiştirmesi (Davis ve Selvadurai, 1996).....	26
Şekil 3.1. Deney Düzenekinin Yandan Görünüşü.....	28
Şekil 3.2. Deney Düzenekisi.....	29
Şekil 3.3. Gerinimin Tanımı.....	30
Şekil 3.4. Wheatstone Köprüsü.....	31
Şekil 3.5. Sonuç Okuma Düzenekisi.....	34
Şekil 3.6. ADU.....	34
Şekil 3.7. Strain Gauge'lerin ring altına yerleştirilmesi.....	32
Şekil 3.8. Strain Gauge'lerin düzeneğe yapıştırılması.....	35

Şekil 3.9. Dairesel temelin numune üzerine yerleştirilmesi.....	36
Şekil 3.10. Numune Üzerine İlk Yükleme.....	37
Şekil 3.11. Numune üzerindeki son yükleme durumu.....	38
Şekil 4.1 Strain Gauge Numaralandırılması.....	39
Şekil 4.2. $q = 2,999 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	40
Şekil 4.3. $q = 5,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	41
Şekil 4.4. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	42
Şekil 4.5 $q = 2,999 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$).....	43
Şekil 4.6. $q = 5,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$).....	44
Şekil 4.7. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$).....	45
Şekil 4.8. $q = 11,997 \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/mm}^3$).....	46
Şekil 4.9. $z = 1 \text{ cm}$ Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	47
Şekil 4.10 $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	48
Şekil 4.11. $z = 3 \text{ cm}$ Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	49
Şekil 4.12 $z = 4 \text{ cm}$ Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	50
Şekil 4.13. Şekil 4.13. $z = 1 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	51
Şekil 4.14. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	52

Şekil 4.15. z = 3 cm Derinlikte Kompasite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	53
Şekil 4.16. z = 4 cm Derinlikte Kompasite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$).....	54
Şekil 4.17. z = 2 cm Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin	
Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	55
Şekil 4.18. z = 4 cm Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin	
Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)	56
Şekil 4.19. z = 2 cm Derinlikte Kompasite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	57
Şekil 4.20. z = 4 cm Derinlikte Kompasite Etkisinin Deneysel	
Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$).....	58

SİMGELER VE KISALTMALAR

A	: alan
AKO	: aşırı konsolidasyon oranı
B	: temel genişliği
H	: ring yüksekliği
I	: Boussinesq'e göre dairesel yük için etki faktörü
I_p	: Boussinesq'e göre tekil yük için etki faktörü
I_w	: Westergaard'a göre tekil yük için etki faktörü
I_w	: Westergaard'a göre dairesel yük için etki faktörü
K₀	: toprak basıncı katsayısı
m, n, k	: boyutsuz katsayılar
Q	: tekil yük
E	: elastite modülü
q	: yayılı yük
r	: yarıçap
R	: direnç
x	: x yönündeki yatay mesafe
y	: y yönündeki yatay mesafe
z	: derinlik
L	: boy
D	: kalınlık
V	: gerilim
ε	: gerinim
u_z	: düşey yönde deformasyon
GF	: gage faktörü
GAIN	: kazanç faktörü
Δσ_r	: ilave radyal gerilme
Δσ_x	: x yönündeki ilave yatay gerilme
Δσ_y	: y yönündeki ilave yatay gerilme
Δσ_z	: ilave düşey gerilme

γ	: birim hacim ağırlık
γ_k	: kuru birim hacim ağırlık
μ	: poisson oranı
σ_x	: yatay gerilme
σ_z	: düşey gerilme

1. GİRİŞ

Yapı yükleri, zemin yüzeyine temellerle aktarıldığında, zemin içerisinde oluşan ilave gerilmelerden dolayı özellikle yükün etkidiği bölgeye yakın kısımlarda fazla olmak üzere şekil değiştirmeler meydana gelir. Oluşan gerilmelerin şiddetinin ve dağılımının bilinmesi, bir çok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça önemlidir. Gerilme değerlerine dayanılarak oturmalar daha gerçekçi hesaplanır (Uzuner, 1998).

Zeminin karmaşık yapısından dolayı, zemin içerisinde gerçekçi gerilme-deformasyon analizleri yapmak oldukça zordur. Bu nedenle yaklaşık olmasına rağmen, genellikle elastik teorisi kullanılır. Elastik teorisi kullanılırken şu kabuller yapılır:

1. Zemin, elastik olup, gerilme-deformasyon ilişkisi lineerdir.
2. Zemin ortamı homojendir. Diğer bir deyişle, elastik sabitler, elastik modül, E ve poisson oranı, μ her noktada aynıdır.
3. Zemin ortamı izotropiktir. Yani özellikleri bir noktada, her yönde aynıdır.
4. Zemin ortamı yarı sonsuzdur. Yani, bir düzlemin altında, her yönde, sonsuz uzunlukta uzanır (Uzuner, 1998).

Elastik teoriden yararlanarak elde edilen bu çözümlerde, düşey gerilme dağılımları zeminin malzeme özelliklerinden bağımsızdır. Ayrıca zeminin türü ve sıklık gibi parametreleri dikkate alınmamakta, her cins zemin için aynı gerilme dağılımları elde edilmektedir (Sağlam, 1973).

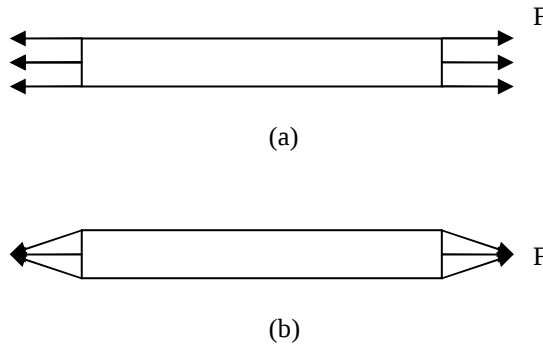
Zemin yüzüne uygulanan düşey yükler altında meydana gelen yatay gerilmeler ve bunların derinlikle değişimi de yine elastik teorisi kullanılarak bulunmaya çalışılmaktadır. Bu çözümlerde düşey gerilmelerden farklı olarak yatay gerilmeler, zeminin elastik modülü ve poisson oranına bağımlı olmaktadır. Bu durumda, bu zeminin parametre değerlerinin gerçekçi olarak saptanması başlı başına bir problem oluşturmaktadır (Özaydın, 1989).

Oysa ki zeminler için gerilme analizinde, zemin cinsinin ve onun aktaracağı gerilmelerin önemi büyüktür. Bu yüzden, zeminlerde ilave yüklerden dolayı oluşan

düşey ve yatay gerilme değerlerinin deneysel yollarla bulunması ve bulunan değerlerin teorik çözümler ile karşılaştırılması zorunluluğu vardır.

Zemin tabakalarının kendi ağırlıkları ve uygulanan dış yükler, zemin içinde gerilmeler oluştururlar. Oluşan gerilme dağılımının bilinmesi, birçok problemin çözümü ve projelerin tasarımında oldukça önemlidir. Bu gerilmelerin gerçek dağılımının saptanabilmesi için uygulanan yükün şiddetinin, yükün uygulandığı alanın boyutlarının ve zemin özelliklerinin bilinmesi gerekir (Uzuner, 1998).

Saint-Venant prensibi elastikte çözümlerinin kullanılışını önemli ölçüde genişletir. Bu prensip, küçük bir alan boyunca uygulanan statik eşdeğer iki yükleme nedeni ile olan gerilmeler, sadece yüklemelerin uygulandığı alanın yakın civarında önemli ölçüde farklıdır. Yüklemelerin uygulandığı alanın lineer boyutlarıyla kıyaslamada, büyük olan mesafelerde, bu iki yükleme nedeniyle olan etkiler aynıdır.



Şekil 1.1. Statik Olarak Eşdeğer Yüklemler Altında Çubuk

Şekil 1.1 (a)'da gösterildiği gibi F bileşke kuvvetini ortaya çıkaran uniform P çekme gerilmesine maruz ince çubuğu göz önüne alalım.

$$\sigma_x = P \quad (1.1)$$

$$\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = \sigma_y = \sigma_z = 0 \quad (1.2)$$

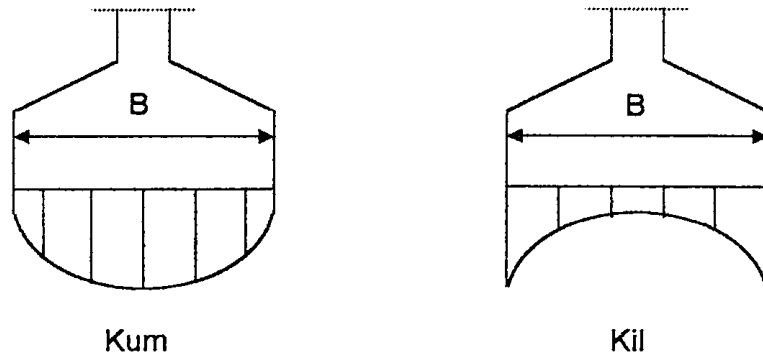
Gerilme bileşenleri sınır şartlarıyla beraber, alan denklemlerini sağladığına göre, problemin tam çözümü elde edilir (Timoshenko ve Goodier, 1956).

Bu çalışmada kumlu zeminlerde ilave yüklerden dolayı oluşan gerilmeler ve bunların deneysel modellemesi yapılarak, tabandaki gerilme dağılımı, farklı derinliklerde ve farklı yüklerde incelenmiştir. Çıkan sonuçlar için Saint-Venant prensibinin geçerliliği kontrol edilmiştir. Deneylerde gerilme değerlerini elde etmek için strain gauge kullanılmıştır. Bulunan sonuçlar teorik çalışmalarla karşılaştırılmıştır. Zemin davranışına en yakın sonuç veren teorik çözüm araştırılmıştır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR**2.1. Taban Basıncı**

Temelle zeminin temas yüzeyinde oluşan gerilmeye taban basıncı denir. Temel tamamen bükülebilir ise, uniform yükten dolayı, herhangi bir cins zemindeki taban basıncı uniform olur. Uygulamada bu ideal durum gerçekleşmez.

Birçok yapı temeli, zeminin rijitliğine oranla çok daha rijittir. Rijitlik arttıkça taban basıncı da uniform dağılımdan uzaklaşır. Kum ve kil zeminlere oturan rijit temellerin altında taban basıncı dağılışı birbirinden çok farklıdır. Şekil 2.1’de görüldüğü gibi, kum zemin üzerine oturan B genişliğindeki rijit bir temelde, maksimum taban basıncı temelin ortasındadır. Kil zemin üzerine oturan rijit bir temelde ise maksimum taban basıncı kenarlarda oluşur (Özdoğru ve ark, 1996).

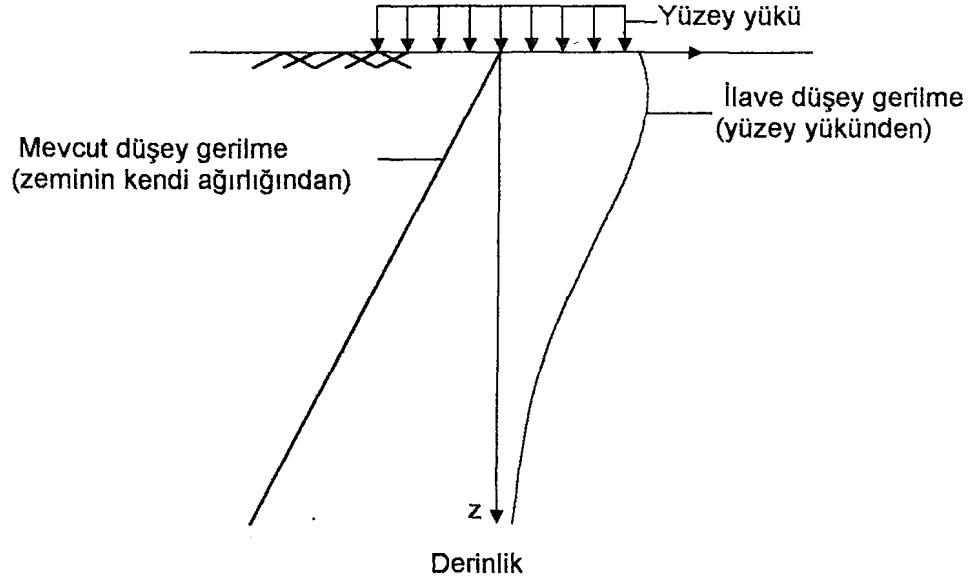


Şekil 2.1. Rijit Bir Temel Altında Taban Basıncı Dağılımı (Özdoğru ve ark.,1996)

2.2. İlave Yüklerden Dolayı Oluşan Düşey Gerilmeler

Zemin yüzünde uygulanan bir yükten dolayı zemin kütlesi içindeki noktalarda gerilme artışları meydana geleceği açıktır. Şekil 2.2’de gerilmelerin zemin yüzünden itibaren derinlikle dağılımı gösterilmiştir. Yine şekil 2.2’den görülebileceği gibi, derinlik arttıkça gerilmelerin şiddeti azalmaktadır. Bu gerilmelerin gerçek dağılımını

ve değerlerini belirleyebilmek için uygulanan yükün şiddeti, yük uygulanan alanın boyutları ile biçimi ve zemin özelliklerinin bilinmesi gerekir (Özaydın, 1989).

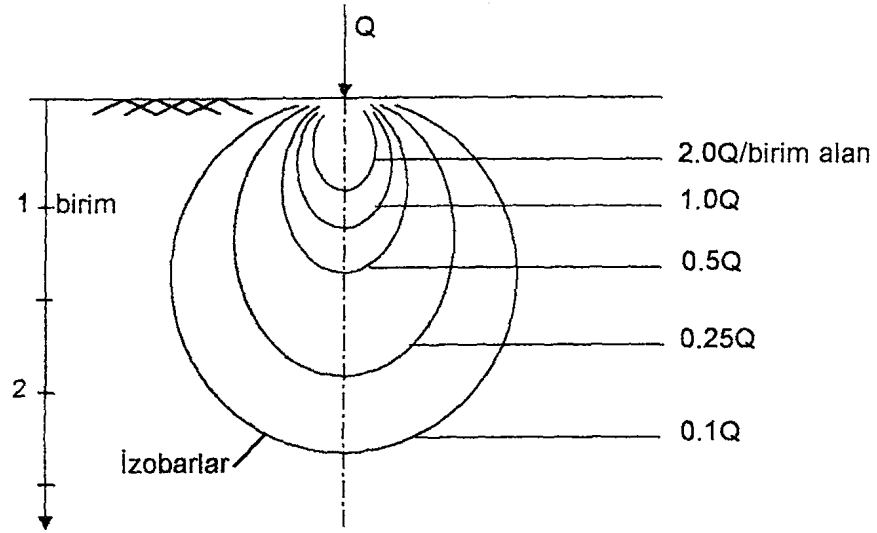


Şekil 2.2. Zeminde Mevcut Ve İlave Düşey Gerilmeler (Uzuner, 1998)

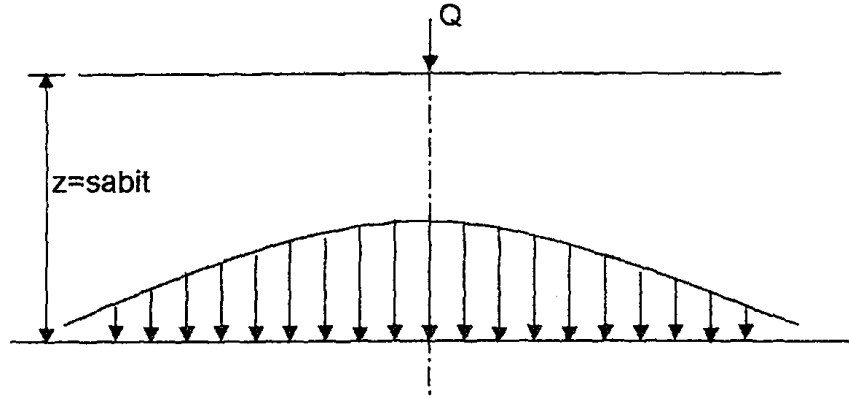
Zemin yüklerinden dolayı, zeminde oluşan düşey gerilme dağılımlarının gösterilmesinde kullanılan bazı yöntemler vardır, bunlar aşağıda açıklanmaktadır.

İzobar (basınç soğanı), eşit düşey gerilme noktalarını birleştiren eğri olup, şekil 2.3'te tekil yükten oluşan izobarlar görülmektedir.

Yatay bir düzlemde veya doğrultuda düşey gerilme dağılışı, herhangi bir derinlikteki yatay bir düzlem veya doğrultuda, üzerindeki düşey gerilme dağılımı grafik olarak gösterilebilir. Şekil 2.4'te, Q tekil yükünün altında ($z = \text{sabit}$) bir yatay doğrultudaki gerilme dağılımı görülmektedir.

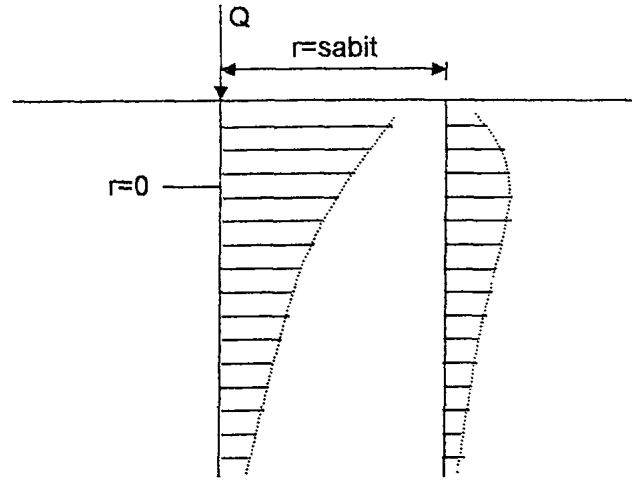


Şekil 2.3. Tekil Yük İçin İzobarlar (Uzuner, 1998)



Şekil 2.4 Tekil Yük Altında, Yatay Doğrultuda Gerilme Dağılımı (Uzuner, 1998)

Düşey bir düzlemde veya doğrultudaki düşey gerilme dağılışı, herhangi bir $r = \text{sabit}$ uzaklıktaki bir düzlem veya doğrultudaki düşey gerilme dağılımı da grafik olarak gösterilebilir. Şekil 2.5'te tekil yükten dolayı, $r = \text{sabit}$ uzaklıktaki düşey doğrultular boyunca, düşey gerilme dağılımı görülmektedir.

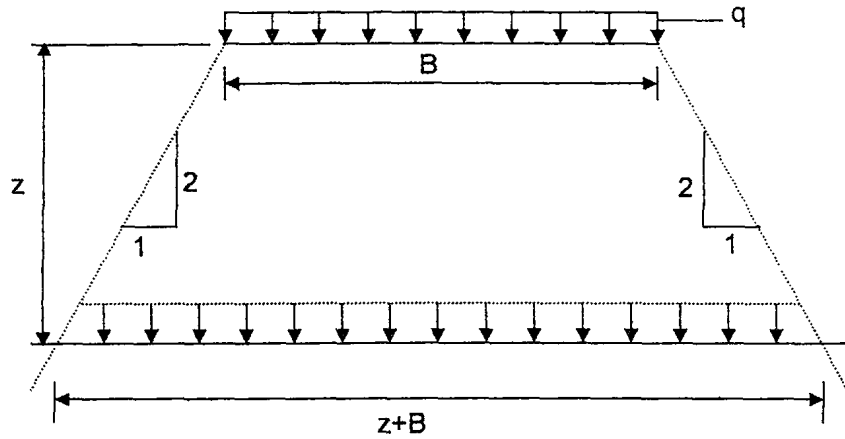


Şekil 2.5. Tekil Yükten Dolayı Düşey Doğrultuda Oluşan Gerilme Dağılımı
(Uzuner, 1998)

Yüklenmiş bir alanın altında meydana gelen gerilme artışlarını yaklaşık olarak saptamak için, yüklemeden etkilenen bölgenin sınırları hakkında bazı varsayımlarda bulunulması gerekir. Şekil 2.6'da etkilenen bölgenin sınırlarını gösteren doğruların eğimi, 2 (düşey) : 1 (yatay) olduğu kabul edilmiştir. Bu doğruların yatayla yaptığı açının sabit bir değer olacağı (60° gibi) şeklinde varsayımlar da yapılır. Uygulanan yükten etkilenen bölgenin yanal sınırları hakkında bir kabul yapıldıktan sonra, ikinci bir basitleştirici varsayım olarak, herhangi bir z derinliğinde düşey gerilme dağılımının bu düzlem boyunca uniform olacağı kabul edilebilir. Bu koşullar altında, q yayılı yükü ile yüklü $B.L$ alanının z derinliği altındaki düşey gerilme artışı aşağıdaki gibi bulunur.

$$\Delta \sigma_z = \frac{qBL}{(B + z)(L + z)} \quad (2.1)$$

Bu denklemde L temelin uzun kenarının boyutunu, B temelin genişliğini, q yayılı yükü, z ise derinliği göstermektedir (Özaydın, 1989).



Şekil 2.6. Düşey Gerilme Artışları İçin Basitleştirilmiş Yaklaşım (Özaydın, 1989)

Zeminlerde oluşan düşey gerilmelerin tahmini ve tespiti için birçok laboratuvar düzenekleri ve deney teknikleri geliştirilmiş, ayrıca zeminin elastik bir malzeme gibi davrandığı kabul edilip, elastisite teorisinden yararlanılarak, çok sayıda teorik çalışma yapılmıştır.

Terzaghi (1920) tarafından yapılan çalışma, zeminlerde oluşan gerilmelerin belirlenmesi amacıyla yapılan ilk deneysel çalışmalardan biri olarak kabul edilmektedir. Bu çalışmada, kum ve kil numunelerde düşey yüklerden dolayı oluşan gerilmeler, oluşturulan deney düzeneğiyle ölçülmüştür.

Scheidig ve Kögler (1926) tarafından kumlu zeminlerde basınç dağılımına ait laboratuvar model deneyleri yapılmıştır. Bu çalışmada, bir kum dolgusunun yüzeyine bir yük konulmuş ve bu yükün belli derinliklerde bulunan yatay düzlemlerin çeşitli noktalarında meydana getirdiği basınçlar, bu noktalara yerleştirilmiş bulunan ölçme aletleri yardımıyla ölçülmüştür.

Kjellman (1936), üç eksenli deney aletine benzeyen bir deney aleti yaparak kumlu zeminlerde meydana gelen gerilmeleri ölçmüştür.

Sağlamer (1972), kumlu zeminlerde düşey ve yatay gerilmeleri ölçmek amacıyla bir düzenek geliştirmiştir. Gerilmeleri ölçmek için üç adet transducer kullanılmış ve yüksek gerilmeler altında ölçümler yapılmıştır.

Hanna ve Ghaly (1992) yaptıkları deneysel çalışmada, kumlu zeminlerde yatay ve düşey gerilmeleri, gerilme transducerleri kullanarak ölçmüşlerdir. Çalışmada, sıklığın artmasına bağlı olarak deneysel ve teorik K_0 değerlerinin azaldığı, deneysel olarak ölçülen ilave gerilmelerin teorik değerlerden oldukça büyük olduğu görülmektedir.

Cho ve Vipulanandan (1998) yaptıkları deneysel çalışmada, kumlu zeminlerde gerilme dağılımını belirlemek amacıyla, basınç transducerleri kullanmış ve ölçümler gerçekleştirmişlerdir. Deneyler 24 inch uzunluk, 20 inch genişlik ve 36 inch yüksekliğinde metal bir kasa içerisinde yapılmıştır. Çalışmada çapı 3.5 inch, kalınlığı 1 inch olan diyafram tipi transducerler kullanılmıştır. Deneyde kullanılan kum, sıklık derecesi $D_r = 70\%$ olacak şekilde, kasa içerisine yerleştirilmiş ve rijit bir plaka ile yük uygulanmıştır. Sonuçlardan, deneysel ölçümlerin teorik hesapla uyum içinde olduğu görülmüştür.

Hanna ve Soliman-Saad (2001), basınç transducerleri kullanarak kumlu zeminlerde yatay ve düşey gerilmeleri ölçmüş ve kompaksiyonun gerilme değerlerine etkisini incelemişlerdir. Bu amaçla metal bir kasa içerisine, çeşitli derinliklere transducerler konmuş ve kum numunelerde oluşan gerilmeler, değişik sıklıklarda ölçülmüştür. Çalışmada teorik değerlerin, deneysel yolla ölçülen gerilme değerlerine çok yakın olmadığı görülmüştür. Çalışmada elde edilen önemli sonuçlardan birisi de, kum numunelerin sıklığının arttırılmasıyla, K_0 değerlerinin, Jaky (1948) formülüne göre azalırken, deneysel ölçümlere göre artmasıdır.

2.3. Zemin İçinde Oluşan Yatay Gerilmeler

Gerek zeminin kendi ağırlığından dolayı, gerekse uygulanan dış yüklerin etkisi altında zeminde yatay gerilmeler de oluşmaktadır.

Zemin mekaniğinde yatay gerilmeler, düşey gerilmelerin belli bir oranı olarak tanımlanmıştır. Yatay yönde herhangi bir deformasyonun olması durumunda bu oran sükunetteki zemin basınç katsayısı K_0 adını alır. Bu durumda yatay basınç aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\sigma_x = K_0 \sigma_z \quad (2.2)$$

Sükunetteki zemin basınç katsayısının bulunmasında bazı teorik ve ampirik ifadeler kullanılmaktadır. Bu yöntemlerin kullanılabilmesi için, zeminin kayma mukavemeti açısı, ϕ , plastisite indisi I_p ve aşırı konsolidasyon oranı, AKO gibi ilave zemin parametrelerine ihtiyaç duyulmaktadır (Tekinsoy ve Laman, 2000).

Zemin yüzüne uygulanan dış yüklerin de zemin içinde ilave yatay gerilmeler oluşturacağı açıktır. Uygulanan dış yükler altında meydana gelen yatay gerilmeler ve bunların derinlikle değişimi elastik teori kullanılarak bulunmuştur.

2.4. Tekil Yükleme Durumunda Zeminde Oluşan İlave Gerilmeler

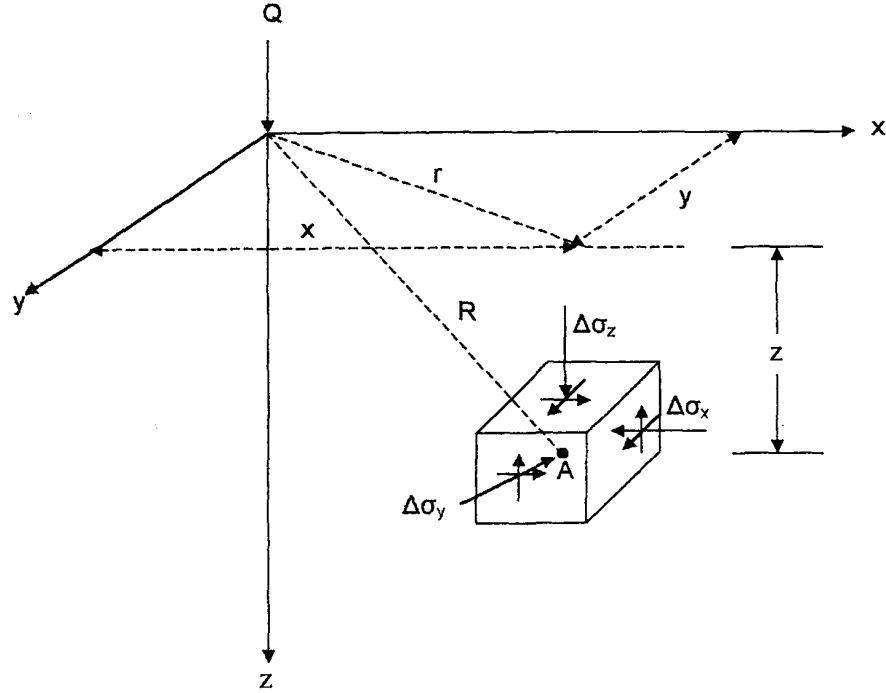
Boussinesq (1883), lineer, elastik, homojen, izotrop, yarı sonsuz ortamda, yüzeye etkiyen bir tekil yükten dolayı oluşan gerilme problemini çözmüştür (Şekil 2.7). Bu problem zemin mekaniğinde en çok kullanılan problemlerden biridir. Zeminlerde gerilme artımlarının tahmini bir Boussinesq problemi olarak ele alınmaktadır (Tekinsoy ve Laman, 2000). Bu çözüme göre,

$$\Delta \sigma_x = \frac{Q}{2\pi} \left\{ \frac{3x^2z}{R^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{x^2 - y^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{y^2z}{R^3r^2} \right] \right\} \quad (2.3)$$

$$\Delta \sigma_y = \frac{Q}{2\pi} \left\{ \frac{3y^2z}{R^5} - (1 - 2\mu) \left[\frac{y^2 - x^2}{Rr^2(R+z)} + \frac{x^2z}{R^3r^2} \right] \right\} \quad (2.4)$$

$$\Delta \sigma_z = \frac{3Qz^3}{2\pi R^5} = \frac{3Q}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2.5)$$

ifadeleri bulunmuştur.



Şekil 2.7. Zemin İçinde Tekil Yükten Dolayı Oluşan Gerilmeler (Das, 2001)

Burada, x , y , z sırasıyla yatay ve düşey mesafeler, Q uygulanan tekil yük, $r = \sqrt{x^2 + y^2}$, $R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$, μ ise, poisson oranıdır. (2.3) ve (2.4) deki yatay gerilme ifadelerinde poisson oranı yer almasına rağmen (2.5)'de bu sabit yer almamaktadır. Bunun nedeni, düşey gerilme ifadesi ifade edilirken elastite modülü ve poisson oranının yarı sonsuz uzay boyunca sabit olduğu kabulünün yapılmasıdır. Bu durumda düşey gerilmeler sadece yükün şiddetine ve geometrik ifadelerle bağlı olarak değişmektedir. (2.5) ifadesi aşağıdaki gibi düzenlenirse,

$$\Delta \sigma_z = \frac{Q}{z^2} \left\{ \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \right\} \quad (2.6)$$

bulunur. İfadede etki vektörü olarak adlandırılan, r/z oranına bağlı I_p

$$I_p = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{\left[\left(\frac{r}{z} \right)^2 + 1 \right]^{5/2}} \quad (2.7)$$

büyüklüğü dikkate alınır, gerilmenin değeri basit olarak

$$\Delta \sigma_z = \frac{Q}{z^2} I_p \quad (2.8)$$

şeklinde ifade edilebilir.

Zemin tabakalarının doğal durumlarında, yatay düzlemlerde oluşan şekil değiştirmelerden dolayı, düşey doğrultudaki şekil değiştirmeler oldukça sınırlıdır. Westergaard (1938) yatay şekil değiştirmelerin sıfır olduğu elastik bir ortamda, Q yükünden oluşan, z derinliğindeki A noktasında oluşan (Şekil 2.8) düşey gerilme için,

$$\Delta \sigma_z = \frac{Q}{z^2 \pi} \frac{1}{\left[1 + 2(r/z)^2\right]^{3/2}} \quad (2.9)$$

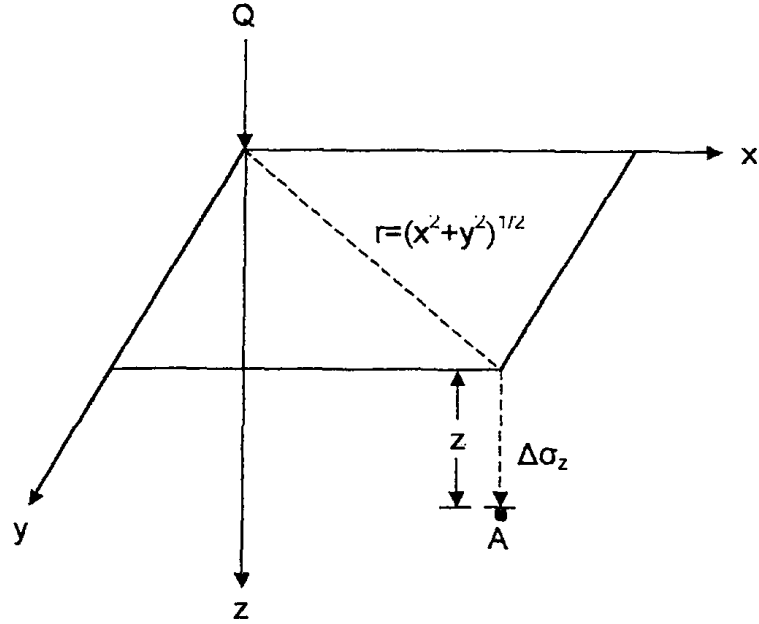
bağıntısını önermiştir. Burada,

$$I_w = \frac{1/\pi}{\left[1 + 2\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{3/2}} \quad (2.10)$$

değeri yerine konularak,

$$\Delta \sigma_z = \frac{q}{z^2} I_w \quad (2.11)$$

ifadesi elde edilir.



Şekil 2.8. Westergaard Çözümüne Göre Tekil Yükten Dolayı Oluşan Düşey Gerilmeler (Das, 2001)

Tekinsoy (1995) tarafından her türlü zemin için kullanılabilecek yeni bünye denklemleri bulunmuş ve bu denklemlerin zeminlerin gerilme artımı probleminde kullanılabileceği gösterilmiştir. Yeni bünye denklemleri yardımıyla Boussinesq tarafından verilen gerilme dağılımına ait açmazlar ortadan kaldırılarak , gerilme ve oturma hesapları malzeme sabitine bağlanmıştır. Tekil kuvvet için verilen gerilme ifadeleri aşağıdaki gibidir.

$$\sigma_x = \frac{4\sqrt{K_0}P}{\pi} \left[\frac{x^2 z}{(4K_0 x^2 + z^2)^2} \right] \quad (2.12)$$

$$\sigma_z = \frac{4\sqrt{K_0}P}{\pi} \left[\frac{z^3}{(4K_0 x^2 + z^2)^2} \right] \quad (2.13)$$

$$\tau_{xz} = \frac{4\sqrt{K_0}P}{\pi} \left[\frac{xz^2}{(4K_0x^2 + z^2)^2} \right] \quad (2.14)$$

Burada K_0 , zeminin cinsine bağlı , sükunetteki basınç katsayısıdır ve ϕ zeminin içsel sürtünme açısı olmak üzere,

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.15)$$

ile hesaplanır.

Tekinsoy ve ark. (2009) tarafından yapılan araştırmalarda ise, zemin yoğunluğunun kütle aktarımı sırasında önemli bir işlevi olduğu öne sürülmüştür. Bunun sonucu olarak kompasite, C, ve gerilme arasında da önemli bir ilişki olduğu varsayılmıştır. Kompasite,

$$C = \frac{\gamma_k}{\gamma_s} \quad (2.16)$$

olduğuna göre daha, daha önce Tekinsoy (1995) tarafından tanımlanan (2.14) denklemi,

$$\sigma_z = \frac{\gamma_k}{\gamma_s} \frac{4\sqrt{K_0}P}{\pi} \left[\frac{z^3}{(4K_0x^2 + z^2)^2} \right] \quad (2.17)$$

haline gelir. Böylece zemin özellikleri, gerilme ifadesinin içinde, daha önemli değişkenler haline gelmiştir.

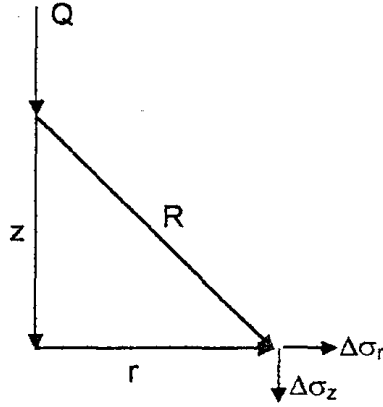
Sonsuz ortamda bir yüzeyde tekil yükten dolayı oluşan düşey gerilmelerin hesaplanabilmesi için, Kelvin problemi olarak bilinen çözümde ise,

$$\Delta \sigma_z = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} \left[\frac{3z^2}{R^5} + \frac{(1-2\mu)z}{R^3} \right] \quad (2.18)$$

bağıntısı kullanılabilir (Şekil 2.9). Yatay radyal gerilmeler ise,

$$\Delta \sigma_r = \frac{Q}{8\pi(1-\nu)} \frac{z}{R^3} \left[\frac{3r^2}{R^2} - (1-2\mu) \right] \quad (2.19)$$

şeklinde ifade edilir (Poulus ve Davis, 1974).



Şekil 2.9. Tekil Yük İçin Kelvin Problemi (Poulus ve Davis, 1974)

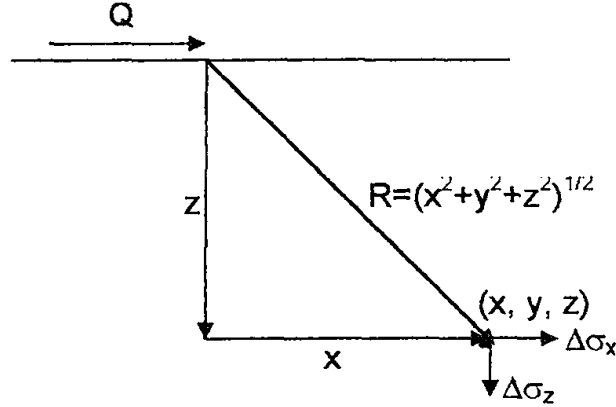
Şekil 2.10'da ise yarı sonsuz ortamda, Cerruti probleminde, tekil yükten dolayı oluşan, yatay ve düşey gerilmeler verilmiştir (Poulus ve Davis, 1974).

$$\Delta \sigma_z = \frac{3 Qxz^2}{2\pi R^5} \quad (2.20)$$

bağıntısı ile düşey gerilmeler hesaplanabilir. Yatayda ise bağıntı,

$$\Delta \sigma_x = \frac{-Qx}{2\pi R^3} \left[\frac{-3x^2}{R^2} + \frac{1-2\mu}{(R+z)^2} \left(R^2 - y^2 - \frac{2Ry^2}{R+z} \right) \right] \quad (2.21)$$

ile hesaplanır (Poulos ve Davis, 1974).



Şekil 2.10. Tekil Yük İçin Cerruti Problemi (Poulos ve Davis, 1974)

Yapılarda yükler zemine temel vasıtasıyla aktarıldığı için, tekil yük için elde edilen gerilme dağılımları gerçekçi olmamaktadır (Özaydın, 1989). Fakat tekil yük çözümlerinin integrali alınarak, yayılı yüklerin zeminlerde yol açacağı, gerilme dağılımlarını bulmak mümkün olmaktadır.

Zeminler genellikle yarı sonsuz uzay olarak ele alındıklarından, Boussinesq probleminde bulunan düşey gerilme $d\Delta\sigma_z$ ve yarı uzayın sınırına etki eden yük de dQ olarak alınır. Bu diferansiyeller gerilme ifadelerinde yerlerine konulup, yükleme şekline bağlı olarak integralleri alındığında, gerilme dağılımları bulunmuş olur. Tekil kuvvet ifadelerinde Q yerine konulan dQ diferansiyel yük ifadesine Green fonksiyonu adı verilir (Tekinsoy ve Laman, 2000).

2.5. Üniform Yüklü Dairesel Alan

Daha önce bulunan Boussinesq problemindeki düşey gerilme ifadesinde, Q yerine dq ve $\Delta\sigma_z$ yerinde $d\Delta\sigma_z$ alınarak, Green fonksiyonu aşağıdaki gibi verilebilir.

$$d\Delta\sigma_z = \frac{3dq}{2\pi} \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^2} \quad (2.22)$$

Üzerinde yayılı yük taşıyan alan dairesel olduğu için,

$$A = 2\pi \int_0^R r dr$$

(2.23)

alınması gerekir. Bu dairesel alanın birim alanına gelen uniform yük q ise, şiddeti değişmeyeceği için dA elemanter alanına gelen dq yükü

$$dq = 2\pi q r dr \quad (2.24)$$

olacaktır. Bu değer yukarıdaki ifadede yerine konulursa, aşağıdaki eşitlik toplam gerilme için yazılabilir.

$$\Delta \sigma_z = \int_{r=0}^{r=R} \frac{3 \cdot 2\pi q r dr}{2\pi} \times \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2.25)$$

$$\Delta \sigma_z = 3qz^3 \int_{r=0}^{r=R} \frac{r dr}{(x^2 + z^2)^{5/2}} \quad (2.26)$$

Burada integral sınırlarında görülen R değeri, yükün yayılı olduğu dairesel alanın yarıçapını göstermektedir (Şekil 2.11).

Yukarıdaki integralde $r^2 + z^2 = u$ dönüşümü yapılırsa, $rdr = du / 2$ değeri yerine konularak

$$\Delta \sigma_z = \left| -q \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{3/2}} \right|_{r=0}^{r=R} \quad (2.27)$$

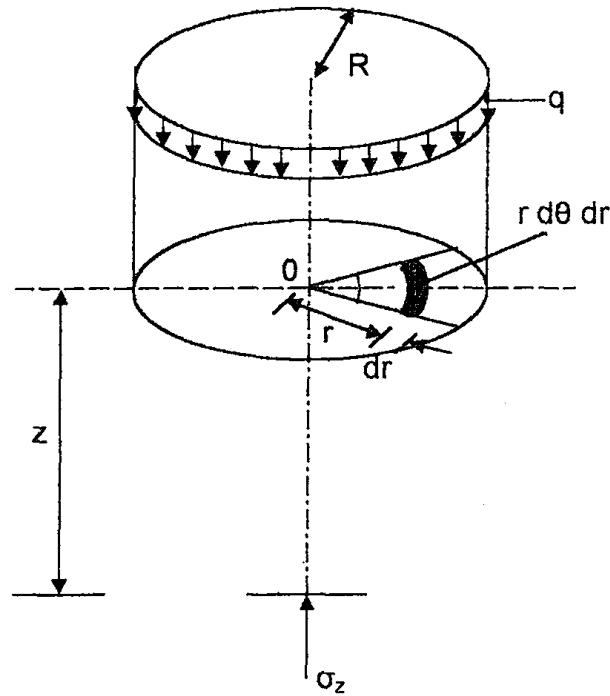
$$\Delta \sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(R^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.28)$$

sonucu çıkar. Bulunan $\Delta \sigma_z$ gerilmesi, dairesel alanın merkezi altındaki düşey gerilme dağılımını göstermektedir. Dikkat edilirse $R=0$ iken $\Delta \sigma_z=0$ ve $z=0$ iken $\Delta \sigma_z=q$ basıncını verir. Bu ifade de paydadaki terim z^2 parantezine alınır ve R/z oranına göre düzenlenirse,

$$\Delta \sigma_z = qI \quad (2.29)$$

$$I = 1 - \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{R}{z} \right)^2 \right]^{\frac{3}{2}}} \quad (2.30)$$

gerilme dağılımı I tekil faktörüne bağlı olarak gösterilmiş olmaktadır (Keskin, 2003).



Şekil 2.11. Uniform Yüklü Dairesel Alanın Merkezi Altındaki Gerilme Dağılımı (Özdoğan ve ark, 1996)

Uniform dairesel yükten dolayı zemin içinde oluşan düşey gerilme Westergaard (1938) tarafından aşağıdaki gibi ifade edilmektedir.

$$\Delta \sigma_z = q \left\{ 1 - \frac{k}{[k^2 + (r/z)^2]^{1/2}} \right\} \quad (2.31)$$

Burada k geometriye bağlı bir katsayıdır (Keskin, 2003).

Denklem 2.13 , dairesel ve uniform yüklü fleksibl bir alanın altındaki gerilmeyi hesaplamak için düzenlenirse,

$$\sigma_z = q \left[1 - \frac{z^3}{(4 K_0 R^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.32)$$

ifadesi bulunur. Burada R , yayılı yükün yarıçapıdır (Tekinsoy, 1995).

2.6. Saint-Venant Prensibinin Yükleme Durumlarına Uygulanması

1855 yılında, Saint-Venant, klasik elastisite teorisinin mühendisliğin ilgilendiği problemlere uygulanmasının iyi sonuçlar verdiğini varsayan bir prensip ortaya atmıştır. Bu prensip öncelikle, Saint-Venant'ın bilinen silindirik ve prizmatik cisimlerdeki uzama, eğilme ve burulma ile ilgili çalışmalarında ifade edilmiştir. Prensibin ilk evrensel yorumlanması Boussinesq (1885) tarafından yapılmıştır. Boussinesq, elastik bir cisme uygulanan dış yükler altında dengede olan bir sistemde, verilen tabakada uygulama yüzeyi boyunca, tabakadan çapla orantılı olarak yeterli uzaklıkta, ihmal edilebilir büyüklükte deformasyonlar ortaya çıktığını öne sürmüştür.

Love (1927) bunu şu şekilde yorumlamıştır: “Bu prensibe göre, cisimde, yüzeyinin küçük bir bölümüne, sıfır kuvveti ve sıfır kuvvet çifti ile statik olarak eşdeğer olan kuvvet sistemlerinin uygulanması ile oluşan şekil değiştirmeler, o bölümün lineer boyutlarıyla karşılaştırıldığında oldukça büyük uzaklıklarda ihmal

edilebilir büyüklüktedir”. Von Mises (1945)’in de belirttiği gibi, bu ifadelerin cisme uygulanan kuvvetlerin her koşulda, denge haline gelene kadarki durumunun aydınlatılmaya ihtiyacı vardır. Bu dikkate değer durumda, yükleme düzleminde verilen şekil değiştirmeler, uygulanan kuvvetlerin dengede olup olmadığına bakılmaksızın, yükleme alanlarından uzakta yeterince küçük değerler alır. Buna ek olarak; elastik bir cismin sabit bir noktasındaki gerilmeler ve şekil değiştirmeler, kütle kuvvetlerinin yokluğunda, uygulanan yüklemelerin büyüklüğüne bağlı olarak keyfi değerler alabilir. Bütün bu önkoşullara rağmen Saint-Venant prensibinin, sadece birkaç fiziksel probleme elastisite teorisinin uygulanabilmesi haricinde, çok fazla öneme sahip olabilir. Bu prensip yapısal mekanik ve gerilme analizinde sadece önemli bir rol almaz aynı zamanda bazı çok sayılı problemlerdeki temel zorlukların ihmal edilmesinin doğrulamasını sağlamak için de kullanılabilir (Selvadurai, 1979). Uzun zamandan beri; bir çok araştırmacı bu prensibin doğrulanması ve limitlerinin belirlenmesi üzerine çalışmıştır. Saint-Venant prensibi üzerine en kapsamlı çalışma Gurtin (1972) tarafından yapılmıştır.

Saint-Venant prensibinin anlatımı, herkesin kabul edeceği gibi, tamamlanmamış ve matematiksel titizliği olmasa da, aşağıdaki bir çok uygulanabilir kabuller içermektedir (Selvadurai, 1979). Homojen, izotropik, elastik cismin küçük bir bölgesine dağılan $\partial \Sigma$ kuvvetlerini dikkate alalım. Bu kuvvetler öncelikle $\partial \Sigma$ ’nin komşusu olan malzeme tarafından karşılanır. Bu yükleme sonucunda oluşan gerilmeler, $\partial \Sigma$ yükleme bölgesinden uzaklaştıkça hızla azalacaktır ve $\partial \Sigma$ boyutlarıyla karşılaştırıldığında uzak mesafelerde ihmal edilebilir olmaktadır. Şimdi varsayalım ki $\partial \Sigma$ ‘ı etkileyen bu kuvvetler, aynı $\partial \Sigma$ bölgesindeki “statik olarak eşdeğer” dağılımı tarafından değiştirilir. Statik olarak eşdeğerlik terimi aynı kuvvet ve moment sonuçlarına sahip iki kuvvet dağılımı içerir. Saint-Venant prensibi, aslında aynı olan $\partial \Sigma$ boyutlarıyla karşılaştırıldığında uzak mesafelerde, $\partial \Sigma$ üzerindeki kuvvetlerin iki farklı dağılımının etkilerini anlamamızı sağlar.

Şimdi de elastik yarı uzaydaki yükleme ile ilişkili geomekanik problemlere başvurarak prensibin geçerliliğini araştıralım. Yüzeyine P normal kuvveti uygulanan izotropik elastik yarı uzaydaki sistemde klasik Boussinesq problemini ele alalım. Bu problemin tam çözümü şöyledir (Davis ve Selvadurai, 1996):

- (i) yarı-uzay ortamındaki yüzeyde bütün gerekli sınır koşullarını karşılar,
- (ii) r ve z 'nin her ikisi sonsuza giderken sıfıra düşen gerilme ve yer değiştirme alanlarındaki artışı verir, ve
- (iii) orijinde ortalananmış herhangi bir yarımküresel yüzeydeki veya $z = \text{sabit}$ olan herhangi bir düzlemdeki bileşke kuvvetlere sahiptir.

Saint-Venant prensibini bu probleme uygulamak için, P kuvvetinin civarında onunla statik olarak eşdeğer dağılımını veren bir bileşke P kuvveti temsil etmemiz gerekmektedir. Burada “civar” kelimesi, nokta kuvvetin onunla temsil edilen bir doğal uzunluk parametresine sahip olana kadar, klasik Boussinesq probleminde zor yorumlanmaktadır. Bu belirsizliği ortadan kaldırmak için, bir uzunluk parametresi ile tanımlanmış, statik olarak eşdeğer dağılımı dikkate almak gerekir. Burada önemli nokta kaç statik eşdeğer dağılım tanımlamamız gerektiğidir. Bunun için sonsuz sayıda olasılık bulunmaktadır. Analizi kontrol edilebilir seviyede tutmak için, bileşke kuvvetin dört değişik temsilini dikkate almamız yeterlidir. Varsayılan dağılımlar ile asimetrik bileşke yükleme arasında statik eşdeğerlilik, varsayılan dağılımların asimetrik olması gerekliliği anlamına gelir. Bunu akılda tutarak, aşağıdaki durumları seçebiliriz (Davis ve Selvadurai, 1996):

- (i) a yarıçaplı ve $P / 2 \pi a$ şiddetinde ring yükleme,
- (ii) a yarıçaplı ve pik gerilme değeri $3 P / \pi a^2$ olan konik dairesel yükleme,
- (iii) a yarıçaplı ve $P / \pi a^2$ şiddetinde uniform dairesel yükleme,
- (iv) a yarıçaplı ve $P / 2 \pi a (a^2 - r^2)$ şiddetinde rijit dairesel yükleme.

Bütün bu yüklemeler, P büyüklüğündeki toplam asimetrik yüklemeye katkıda bulunarak çok kolay doğrulanabilir. Geriye doğrulanması gereken, yarı sonsuz uzayda yüzeydeki yüklemenin bütün dağılımı, $r, z \rightarrow \infty$ ile yaklaşık olarak aynı sonucu vermesi durumudur. Herkesin kabul ettiği gibi, gerilme ve deplasmanlardaki değişiklikleri kabaca incelenirse, asimetrik yükleme konfigürasyonu ile belirtilen bütün yer değiştirme (u_r, u_z) ve gerilme bileşenlerinin ($\sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \sigma_{zz}, \sigma_{rz}$) dikkate alınması gerekmektedir. Yükleme etkilerinin dikey doğrultuda temel işlem boyunca hareketini anlamak için, her bölümün sonunda z

ekseni boyunca u_z yer değiştirmesini gösteren şekiller bulunmaktadır (Davis ve Selvadurai, 1996).

2.6.1 Tekil Yükleme

Boussinesq probleminin u_z için yapılan çözümünden,

$$u_z(r, z) = \frac{P(1-\nu)}{4\pi G} \left[\frac{2}{(r^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^2}{(1-\nu)(r^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.33)$$

elde edilir. 2.26 denklemi içerisinde bir uzunluk parametresi, a , tanımlanırsa denklem,

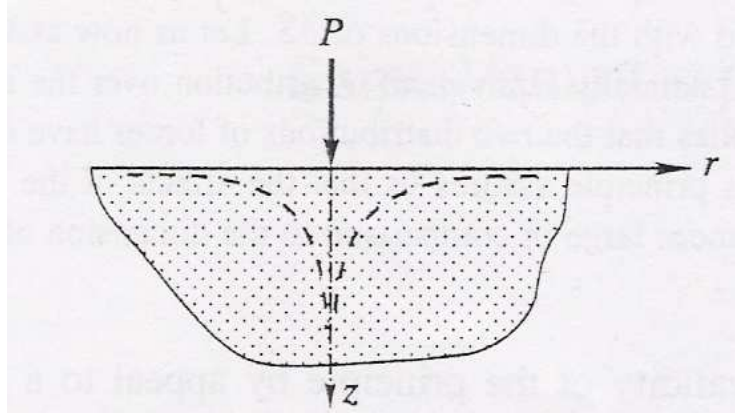
$$u_z(r, z) = \frac{P(1-\nu)}{4\pi Ga} \left[\frac{2a}{(r^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{(3-2\nu)}{(1-\nu)} \left(\frac{a}{z} \right) \right] \quad (2.34)$$

şeklini alır. Bu durumda,

$$[u_z(0, z)]_{\text{tekil .yük}} = \frac{P(1-\nu)}{4\pi Ga} \left[\frac{(3-2\nu)}{(1-\nu)} \left(\frac{a}{z} \right) \right] \quad (2.35)$$

bulunur. Bulunan bu ifadenin en açık hali ise son olarak şu şekilde olur:

$$z \rightarrow \infty \text{ iken } [u_z(0, z)]_{\text{tekil .yük}} \rightarrow 0 \text{ olur (Davis ve Selvadurai, 1996)}$$



Şekil 2.12. Tekil Yükleme İçin z Eksenı Boyunca u_z Yer Değiştirme (Davis ve Selvadurai, 1996)

2.6.2. Halka Yükleme

Halka yüklemedeki z eksenı boyunca yer değiştirme, Boussinesq probleminin tekil yük için çözümü kullanılarak bulunabilir. Halka yükleme elemanının uzunluğu $a d\theta$ için, ilave yer değiştirme eksen boyunca,

$$du_z(0, z) = \left(\frac{P}{2\pi a} a d\theta \right) \left(\frac{(1-\nu)}{4\pi G} \right) \left[\frac{2}{(a^2 + z^2)^{1/2}} \right] \left[+ \frac{z^2}{(1-\nu)(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.36)$$

ifadesi ile bulunur. Halka yükleme sonucu tamamlanmış yer değiştirme (2.36) denkleminin $\theta \in (0, 2\pi)$ için entegrasyonu ile bulunur.

$$[u_z(0, z)]_{\text{halka.yükleme}} = \frac{P(1-\nu)}{2\pi G a} \left[\frac{2a}{(a^2 + z^2)^{1/2}} \right] \left[+ \frac{z^2 a}{(1-\nu)(a^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.37)$$

(2.37) denkleminin terimlerini $1/z$ 'nin kuvvetleri olarak genişletilirse,

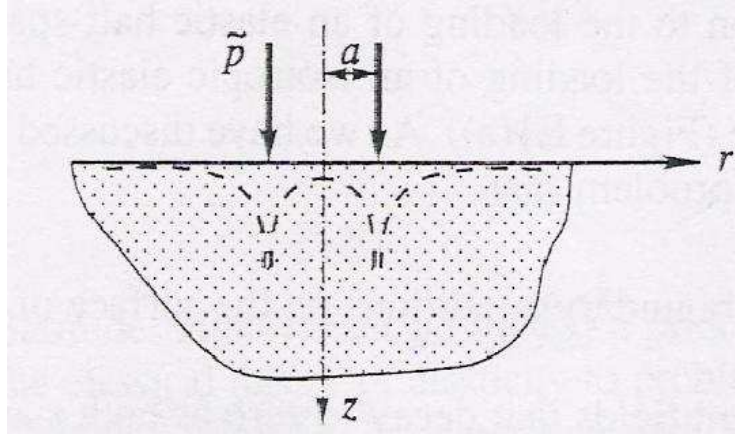
$$\frac{a}{(a^2 + z^2)^{1/2}} = \left(\frac{a}{z} - \frac{1}{2} \frac{a^3}{z^3} + \dots \right) \quad (2.38)$$

$$\frac{z^2 a}{(a^2 + z^2)^{3/2}} = \left(\frac{a}{z} - \frac{3}{2} \frac{a^3}{z^3} + \dots \right) \quad (2.39)$$

elde edilir. Bu yüzden $z \rightarrow \infty$ 'a giderken (2.38) ve (2.39) denklemlerinin baskın varyasyonları (a/z) ifadesine benzemektedir. (2.37) denklemindeki baskın terimleri bu varyasyonlar ile değiştirilirse,

$$[u_z(0, z)]_{\text{halka .yükleme}} = \frac{P(1-\nu)}{4\pi G a} \left[\frac{(3-2\nu)}{(1-\nu)} \frac{a}{z} \right] \quad (2.40)$$

ifadesi bulunur (Davis ve Selvadurai, 1996).



Şekil 2.13. Halka yükleme için z eksenı boyunca u_z yer değıştirmesi (Davis ve Selvadurai, 1996)

2.6.3. Konik Dairesel Yükleme

Konik dairesel yükleme sonucu oluşan eksen boyunca yer değiştirme, Boussinesq probleminin tekil yükleme için çözümünün entegrasyonu alınarak bulunur. Konik yükleme sonucu oluşan dağılım aşağıdaki gibidir:

$$\sigma_{zz}(r, 0) = \frac{3P}{\pi a^2} \left(1 - \frac{r}{a}\right) \quad (2.41)$$

Konik yüklemenin $rdr d\theta$ alanı için, z eksenini boyunca ilave yer değiştirme ,

$$du_z(r, 0) = \frac{3P}{\pi a^2} \left(1 - \frac{r}{a}\right) r dr d\theta \left(\frac{(1-\nu)}{4\pi G}\right) \left[\frac{2}{(r^2 + z^2)^{1/2}} \right] \\ \left[+ \frac{z^2}{(1-\nu)(r^2 + z^2)^{3/2}} \right] \quad (2.42)$$

olur. Bu durumda z eksenini boyunca verilen toplam yer değiştirme dağılımı,

$$[u_z(0, z)]_{konik.yüklem e} = \frac{6P(1-\nu)}{4\pi G a^2} \int_0^a \left(r - \frac{r^2}{2}\right) \\ \times \left[\frac{2}{(r^2 + z^2)^{1/2}} + \frac{z^2}{(1-\nu)(r^2 + z^2)^{3/2}} \right] dr \quad (2.43)$$

halini alır. (2.43) denklemindeki integral çözülürse

$$[u_z(0, z)]_{\text{konik.yükleme}} = \frac{6P(1-\nu)}{4\pi Ga} \left[\frac{(a^2 + z^2)^{1/2}}{a} - \frac{z}{a} \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) \right] \\ \left[-\frac{\nu}{(1-\nu)} \frac{z^2}{a^2} \ln \left\{ \frac{a + \sqrt{a^2 + z^2}}{a} \right\} \right] \quad (2.44)$$

oluşur. (z/a) oranı arttıkça (2.44) denklemi, $(a^2 + z^2)^{1/2}$ ifadesini genişleterek ve (a/z) ifadesinin logaritmik kuvvetlerini alarak tekrar düzenlendiğinde,

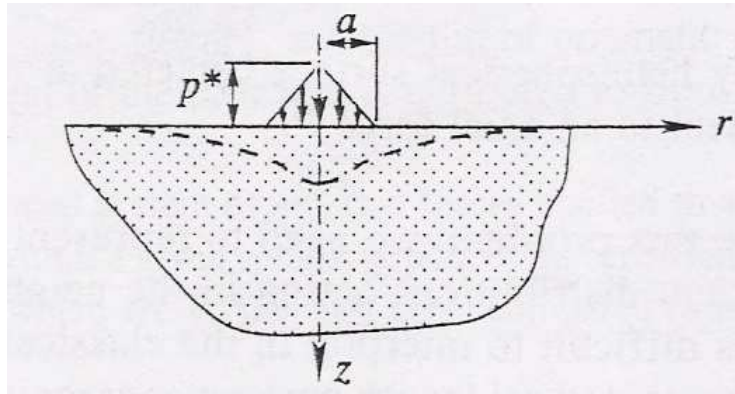
$$\frac{z}{a} \left(1 + \frac{a^2}{z^2} \right)^{1/2} = \frac{z}{a} + \frac{1}{2} \frac{a}{z} + \dots \quad (2.45)$$

$$\ln \left\{ \frac{a + \sqrt{a^2 + z^2}}{z} \right\} = \frac{a}{z} - \frac{1}{6} \frac{a^2}{z^2} + \dots \quad (2.46)$$

gibi iki adet denklem elde edebiliriz. (2.45) ve (2.46) eşitliklerini (2.44) denkleminde yerine koyulursa,

$$[u_z(0, z)]_{\text{konik.yükleme}} = \frac{P(1-\nu)}{4\pi Ga} \left[\frac{(3-2\nu)a}{(1-\nu)z} \right] \quad (2.47)$$

ifadesi elde edilir (Davis ve Selvadurai, 1996).



Şekil 2.14. Konik dairesel yüklem için z eksenı boyunca u_z yer değıştirmesi (Davis ve Selvadurai, 1996).

2.6.4. Uniform Dairesel Yük

Daha önce yapılan analizler dikkate alınarak, uniform dairesel yükün deformasyon dağılımı aşağıdaki gibi olur.

$$\begin{aligned} [u_z(0, z)]_{\text{uniform.dairesel.yükleme}} &= \frac{P(1-\nu)}{4\pi G a} \left[4 \left\{ \frac{\sqrt{a^2 + z^2}}{a} - \frac{z}{a} \right\} \right] \\ &\left[\times \left\{ 1 + \frac{z}{2(1-\nu)(a^2 + z^2)^{1/2}} \right\} \right] \end{aligned} \quad (2.48)$$

Denklem düzenlenirse,

$$[u_z(0, z)]_{\text{uniform.dairesel.yükleme}} = \frac{P(1-\nu)}{4\pi G a} \left[\frac{(3-2\nu)}{(1-\nu)} \left(\frac{a}{z} \right) \right] \quad (2.49)$$

ifadesi elde edilir.

3. MATERYAL VE METOD

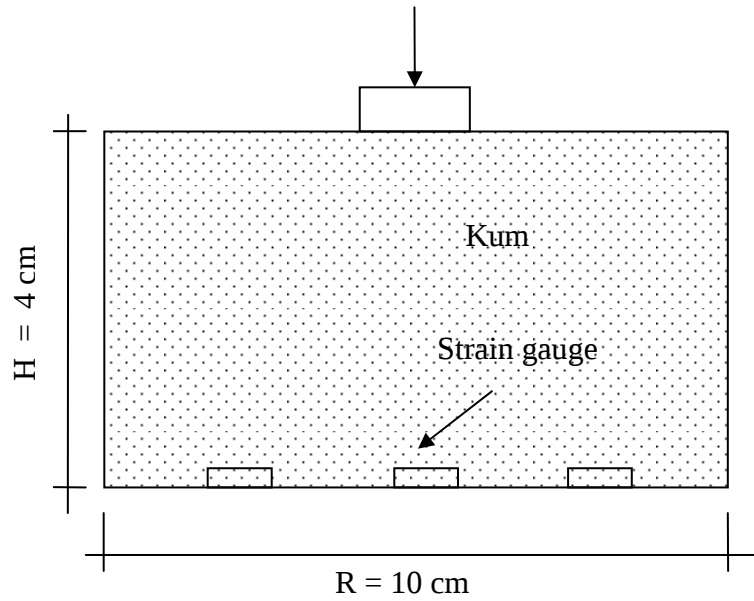
Bu bölümde araştırmada kullanılan aletler ve deney düzeneği hakkında bilgiler sunulacaktır.

3.1. Deney Düzeneği

Deneyisel çalışmada kum zeminler üzerinde yapılan model deneyler sonucunda, zemin içinde oluşan ilave düşey gerilmelerin oluşturduğu dağılım incelenmiştir. Çalışmada hücre olarak dairesel bir ring, gerilmeleri ölçmek için strain gauge kullanılmıştır.

3.1.1. Deney Hücresi

Deneyde kullanılmak için klasik ödometre ringinden yola çıkılarak 10 cm çapında ve 4 cm yüksekliğinde bir ring tasarlanmıştır. Yan yüzeyleri çelikten olup gerilme ölçülen alt yüzeyde güçlü ve dayanıklı bir plastik olan derlin malzemesi kullanılmıştır (Şekil 3.1).



Şekil 3.1. Deney Düzeneğinin Yandan Görünüşü



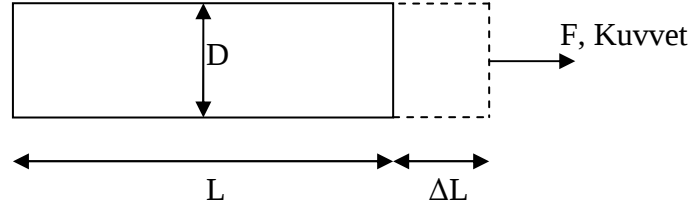
Şekil 3.2 Deney Düzenegi

3.1.2. Gerinim Pulu (Strain Gauge)

Herhangi bir malzeme üzerinde, yüklemelerden dolayı meydana gelen gerilmeler doğrudan ölçülememektedir. Fakat gerilmeler, malzemenin diğer ölçülebilir parametrelerinden hesaplanabilmektedir. Örneğin deformasyonlar ölçülebilirse gerilmeleri hesaplamak mümkün olmaktadır. Bu nedenle gerilme ölçümünde önce deformasyonlar ölçülmüştür (Kayadelen, 2005).

Gerinim ölçmek için gerinim pulu sıkça kullanılır. Gerinim pulu, elastik bir taşıyıcı üzerinde bulunan, birbirine paralel bağlantılı, ince tellerden oluşmuştur. Gerinim pulu, gerinimi ölçülecek maddenin yüzeyine yapıştırılır. Maddeye uygulanan yük doğru orantılı olarak gerinim pulu uzayacak yada kısılacaktır. Pul üzerindeki tellerin de aynı şekilde uzunluğu değişecek ve direnci orantılı olarak azalır artacaktır. Gerinim pullarının dirençleri, gerilimle doğrusal olarak değişir. Pullar, genellikle 120Ω ya da 350Ω ohm gibi standart değerlerde üretilir.

Gerinim, bir kütlenin, uygulanan yük nedeni ile deforme olmasıdır. Gerinim, D kalınlığında ve L uzunluğundaki bir kütlenin, ΔL kadar uzamasının boyuna olan oranı olarak tanımlanır (Şekil 3.3).



Şekil 3.3. Gerinimin Tanımı

Pozitif gerinim çekme, negatif gerinim ise basma olarak adlandırılır. Gerinim bir oran olmasından dolayı birimi yoktur. Ancak kimi uygulamalarda mm/mm cinsinden yazılır. Öte yandan, gerinim çok küçük olduğu için mikro gerinim ($\mu\epsilon$) olarak ifade edilir.

Her bir strain gage, üretici firma tarafından belirlenmiş olan, şekil değiştirme ile direnç arasında uygunluğu sağlayan ve gage faktörü (GF) denilen, hassasiyet faktörüne sahiptir.

$$GF = \frac{\Delta R/R}{\Delta L/L} \quad (3.1)$$

Burada; R : Strain gage'in deforme olmadan önceki direnci,

ΔR : Şekil değiştirme nedeniyle strain gage üzerinde oluşan direnç değişimi,

$\frac{\Delta L}{L} = \epsilon$: Şekil değiştirme (Birim deformasyon), olarak adlandırılmaktadır.

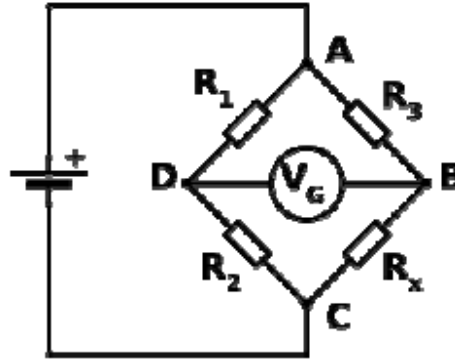
Metalik strain gage'ler için gage faktörü (GF) genel olarak 2 civarındadır.

Gerinim pullarının sıcaklığa göre de değerleri değişebilir. Üretici firmalar her ne kadar pulları sıcaklık değişimlerine karşı kompanze etmişlerse bile yine de 10 C değişimde, pulların direnci tipik olarak milyonda 23 (ppm) değişir. Bu da 1000 Ω 'luk

ve gerinim faktörü $GF=2$ olan bir pulun $11.5 \mu\epsilon/C^0$ hata yapmasına yol açar. Bu yüzden, gerinim pulları kullanılırken, sıcaklık kompanzasyonu yapılması önemlidir.

3.1.3 Gerinim Ölçümü

120Ω 'luk bir gerinim pulunun ($GF = 2$) $500\mu\epsilon$ 'lik bir gerinim altında direnç değeri $2(500 \cdot 10^{-6}) = \%0.1$ yani 0.12Ω değişecektir. Bu denli küçük bir direnç değişimini ölçebilmek için wheatstone köprüsü kullanılır (Şekil 3.4).



Şekil 3.4 Wheatstone Köprüsü

Wheatstone köprüsü, statik veya dinamik elektriksel direnç ölçmek için kullanılan bir köprü devresidir. Şekil 3.4'teki devrede, R_x ölçülmek istenen dirençtir; R_1 , R_2 ve R_3 direnci bilinen rezistanslardır ve R_2 direnci ayarlanabilir. Eğer bilinen iki koldaki iki direncin oranı, (R_2/R_1) bilinmeyen iki koldaki direncin oranına (R_x/R_3) eşitse, o zaman iki orta nokta (B ve D) arasındaki voltaj sıfır olacaktır ve V_g galvanometresinden hiç akım geçmeyecektir. Bu koşula ulaşana kadar R_2 değişir. Bu noktaya ulaşıldığında, kesinlik en üst seviyeye ulaşır. Bu yüzden, eğer R_1 , R_2 ve R_3 yüksek kesinlikli olarak biliniyorsa, o zaman R_x 'de yüksek kesinlikle ölçülebilir. R_x direncindeki çok küçük değişiklikler bile dengeyi bozar ve kolaylıkla saptanır.

Wheatstone köprüsü dört dirençten oluşmuştur. Köprü bir V_i ikaz gerilimiyle uyarılır. Köprünün orta bacaklarındaki gerilim farkı V_G :

$$V_G = \left[\frac{R_3}{R_3 + R_4} - \frac{R_2}{R_1 + R_2} \right] \times V_i \quad (3.2)$$

olarak hesaplanabilir. Eğer $R_1/R_2 = R_3/R_4$ olursa V_G gerilimi sıfır olur. Bu halde köprü dengededir. Eğer dengelenmiş köprünün herhangi bir bacağındaki direnç değişimi olursa köprü dengesi bozulur ve direnç değişimiyle orantılı olarak bir gerilim farkı oluşur.

Şekil 3.3'teki köprünün R_4 direnci yerine bir gerinim pulu takılır ve $R_1=R_2$, $R_3=R_g$ olacak şekilde direnç değerleri değiştirilirse köprü çıkışında gerinilme oranı için, orantılı bir gerilim farkı elde edilir. R_g değerindeki pulun direnç değişimi $\Delta R = R_g \times GF \times \epsilon$ olacaktır. Buna göre çeyrek köprü şeklinde bağlanmış olan gerinim pulunun çıkışta oluşturacağı gerinim farkı, ϵ cinsinden yazılırsa :

$$V_G = -\frac{GF \times \epsilon}{4} \left(\frac{1}{1 + GF \times \frac{\epsilon}{2}} \right) \times V_i \text{ (Volts)} \quad (3.3)$$

olacaktır. Burada çıkış geriliminin ϵ gerinilme oranı doğrusal değildir. Öte yandan köprü çıkışı bir fark yükseltici devresiyle yükseltilir. mV mertebesinde olan köprü çıkış gerilimi Volt mertebesine yükseltilmiştir. Bu durumda, yukarıdaki denkleme bir de analog sinyal işleme devresinden gelecek, kazanç faktörünü (GAIN) eklemek gerekir.

$$V_G = -\frac{GF \times \epsilon}{4} \left(\frac{1}{1 + GF \times \frac{\epsilon}{2}} \right) \times V_i \times GAIN \text{ (Volts)} \quad (3.4)$$

Birçok mühendislik ölçümü çalışmasında kalibrasyon ve referans alma zorluğu olduğu için tek puldan gelen bilginin doğru olarak gerinim bilgisine çevrilebilmesi için pulun gerinim oranı (GF), köprü ikaz gerilimi (V_i) ve analog sinyal işleme devresi kazanç faktörünün tam olarak bilinmesi gerekir. Tipik olarak $GF = 2$, $V_i = 5\text{Volt}$ ve $GAIN = 500$ alınırsa

$$V_G = -1250 \left(\frac{\varepsilon}{1 + \varepsilon} \right) \text{ (Volts)} \quad (3.5)$$

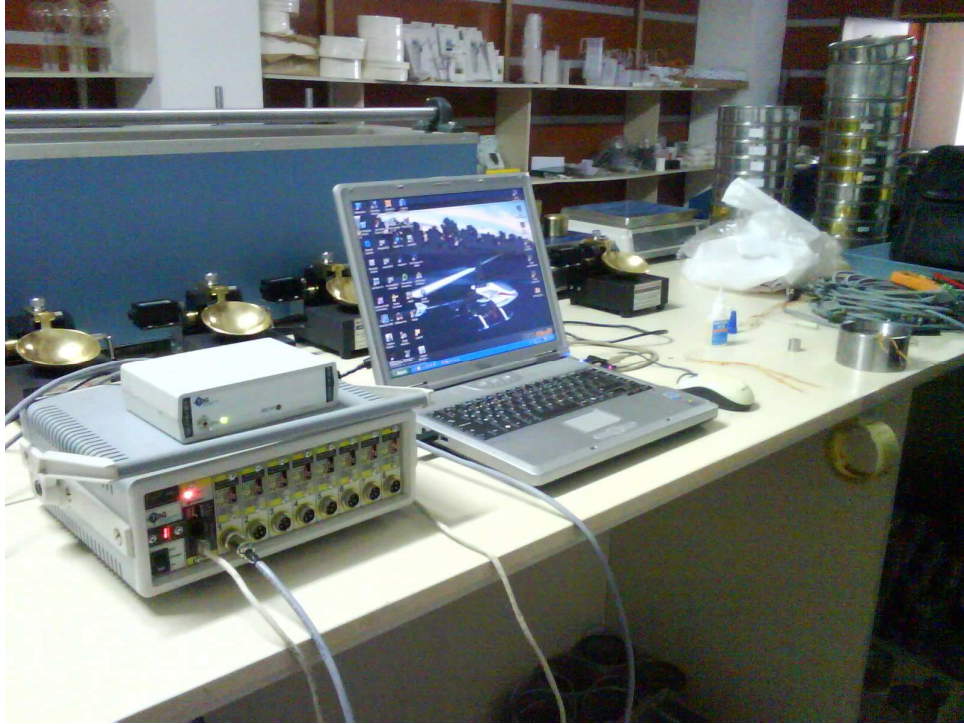
olarak hesaplanır. Bu sayede çıkış voltajı ölçülerek, herhangi bir kalibrasyon yapılmaksızın pul üzerindeki gerinim hesaplanabilir. Yukarıdaki denklemden elde edilen gerinim değerini $\mu\epsilon$ cinsinden elde etmek için sonucu 1×10^6 ile çarpmak gerekir.

Bulunan birimsiz ε değerleri kullanılan malzemenin E , elastite modülü ile çarpılıp gerilme değerine geçilebilmektedir.

3.1.4. Strain Gauge Uygulaması

Strain gauge tabanda gerilme dağılımının belirlenebilmesi için, derlin üzerine belirli mesafelerde yapıştırılmıştır (Şekil 3.7). Yapıştırma işleminden önce malzemenin yüzeyi dikkatlice temizlenmiştir. Yapıştırma işlemi, kuvvetli yapıştırıcılar ile gerçekleştirildiğinden, daha dayanıksız malzemeleri eritebileceği için, derlin malzemesi seçilmiştir. Derlin malzemesinin elastite modülü 8000 kN/mm^2 dir.

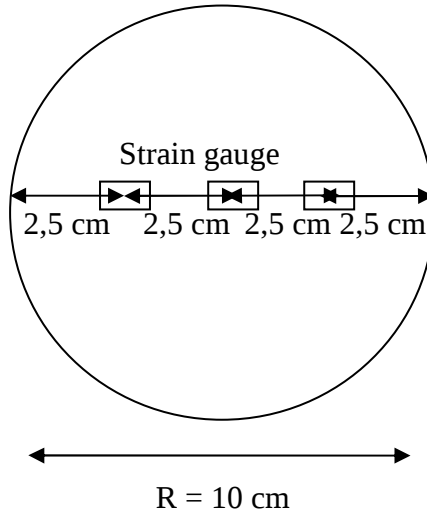
Strain gauge; ring tabanına bir tanesi merkezde, diğer ikisi merkezin her iki tarafında, merkezden 2,5 cm uzakta olacak şekilde yapıştırılmıştır. Deney süresince sonuçların okunması ve kaydedilmesi için, 8 kanal girişli ADU (Autonomous Data Acquisition Unit) isimli, bir veri kayıt (data logger) cihazı kullanılmıştır (Şekil 3.6). Veri kayıt cihazı; bilgisayar ortamına gelen sinyalleri, TDG firmasına ait olan bir program ile sayısal olarak kaydedilmiştir (Şekil 3.5).



Şekil 3.5 Sonuç Okuma Düzeneği



Şekil 3.6 ADU



Şekil 3.7 Strain Gauge'lerin ring altına yerleştirilmesi



Şekil 3.8. Strain Gauge'lerin düzeneğe yapıştırılması

3.2. Zemin Özellikleri

Deneyde kullanmak için uniform kum hazırlanmıştır. 0.85 mm (No: 20) elekten geçirilip 0.59 mm (No: 30) elek üzerinde kalan temiz, kuru ve serbestçe akabilen, çimentolaşmamış temiz kum laboratuvar ortamında hazırlanmıştır.

Numune üzerinde yapılan deneylerde kumun dane birim hacim ağırlığı, $\gamma_s = 20,65 \text{ kN/m}^3$ bulunmuştur. Hazırlanan iki sıklık oranında yapılan kesme kutusu deneylerinde, her sıklık oranı için içsel sürtünme açısı, ϕ , elde edilmiştir. $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ için $\phi = 36^\circ$, $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ için $\phi = 46^\circ$ sonuçları bulunmuştur (Keskin, 2009).

3.3. Deneyin Yapılışı

1. Kum numune; kasa içerisine belirli bir yükseklikten serbest bir biçimde dökülerek ölçeklendirilen yüksekliklere kadar yerleştirilmiştir. $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ sıklık elde edilmiştir. İkinci aşamada kum, belirli mesafelerden düşürülen belirli yüklerle sıkıştırılarak (sıklık $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$) aynı deneyler tekrarlanmıştır.

2. Kum yerleştirildikten sonra, 2 cm çaplı dairesel temel, zemin üzerine, ringin merkezine gelmesine dikkat edilerek yerleştirilmiştir (Şekil 3.8)



Şekil 3.9. Dairesel temelin numune üzerine yerleştirilmesi

3. Yük dairesel temel üzerine yerleştirilmiş ve okuyucudan değerler alınmıştır. Yükleme zeminde göçme meydana gelene kadar devam edilmiştir (Şekil 3.9).



Şekil 3.10. Numune Üzerine İlk Yükleme

4. Bu işlemler belirli derinliklerde (1 cm, 2cm, 3 cm, 4cm) ve her iki sıklıkta tekrarlanmıştır.



Şekil 3.11. Numune üzerindeki son yükleme durumu

3.4. Deney Programı

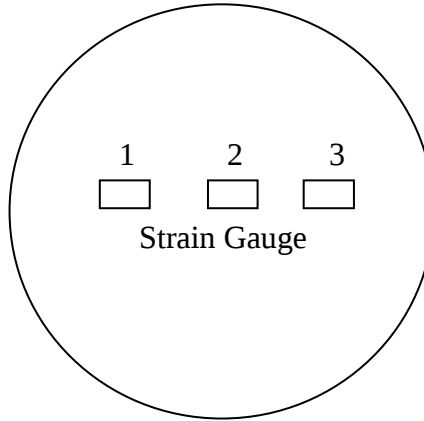
Zeminlerde; gerilmelerin derinlikle değişimi dikkate alınarak, Saint-Venant prensibinin geçerliliği incelenmiştir. Bu nedenle deney farklı derinliklerde tekrarlanmış, merkezde ve taban kenarlarına yakın yerlerde sonuçlar alınmış ve bu değerler teorik sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

Bu bölümde deneylerde bulunan sonuçlar verilmiş, teorik olarak bulunan sonuçlar ile karşılaştırılmıştır.

4.1. $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi

Zemin $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ olacak şekilde ringe yerleştirilmiş ve değişik yüklerle yüklenip, zemin tabanındaki gerilmeler, farklı derinliklerde incelenmiştir. Sonuçlar Boussinesq, Westergaard ve Tekinsoy'un çözümleriyle karşılaştırılmıştır. Strain gauge numaralandırılması Şekil 4.1'deki gibi yapılmıştır.

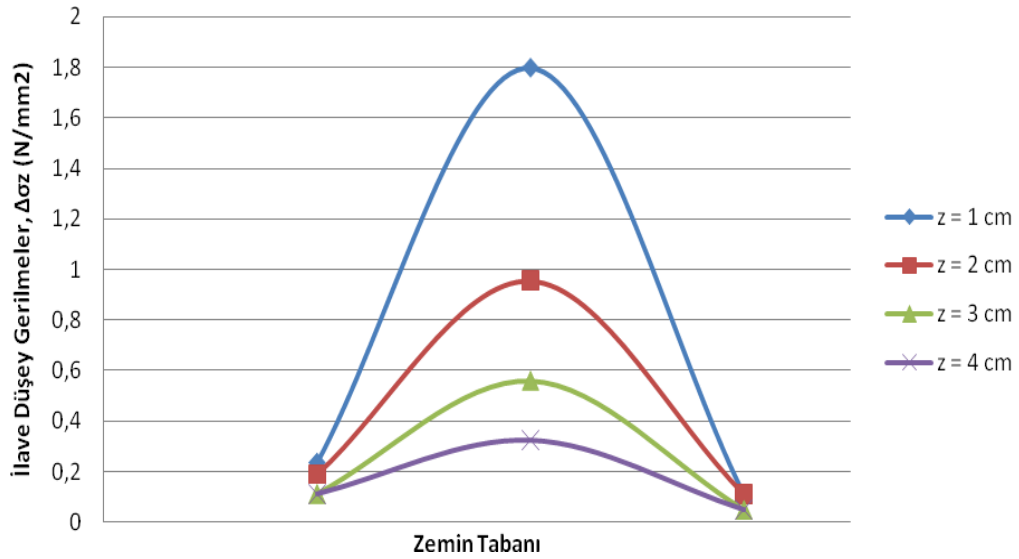


Şekil 4.1 Strain Gauge Numaralandırılması

Aşağıda çizelge ve grafiklerde, sonuçlar sırasıyla, artan yük değerlerine bağlı olarak gösterilmiştir.

Çizelge 4.1. $q = 2,999 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesiyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

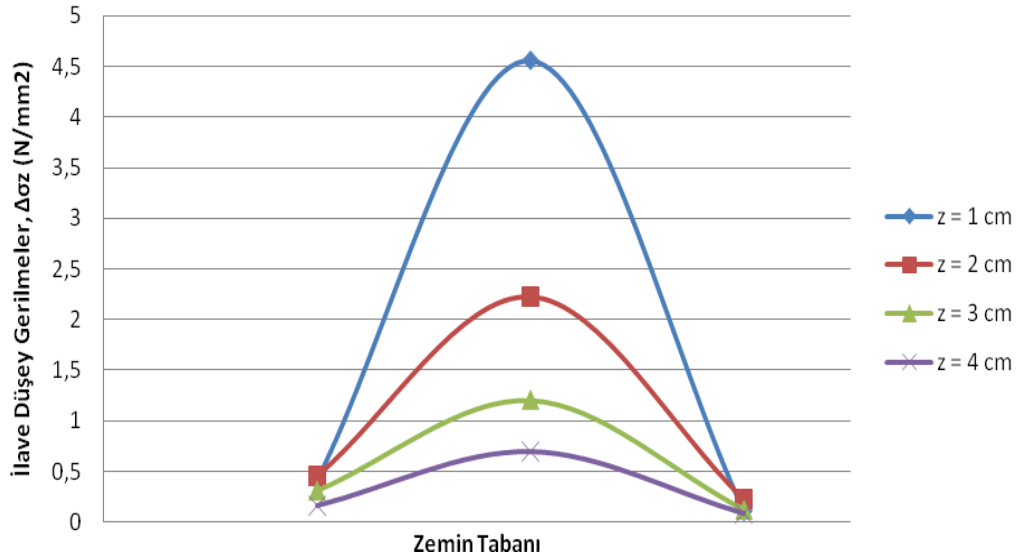
	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
z = 1 cm	11,857707	89,799476	5,568814	0,237154	1,795990	0,111376
z = 2 cm	9,5087163	47,778709	5,568814	0,190174	0,955574	0,111376
z = 3 cm	5,5688146	27,960526	2,394253	0,111376	0,559211	0,047885
z = 4 cm	5,5688146	16,260162	2,394253	0,111376	0,325203	0,047885



Şekil 4.2. $q = 2,999 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.2 $q = 5,998 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

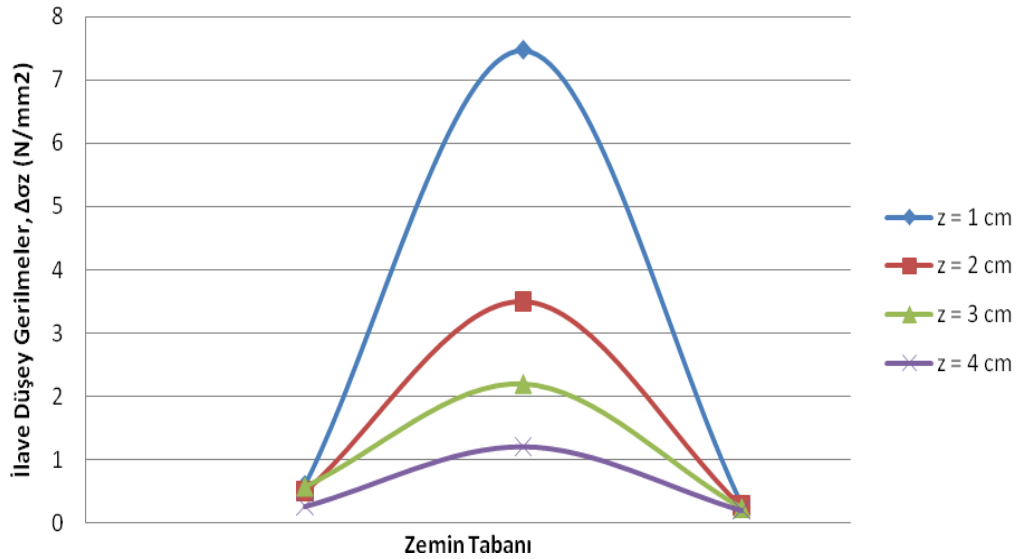
	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
$z = 1 \text{ cm}$	21,143304	227,897838	11,075949	0,422866	4,557957	0,111376
$z = 2 \text{ cm}$	22,673964	111,111111	11,857707	0,453479	2,222222	0,221519
$z = 3 \text{ cm}$	15,748031	60,220525	6,359301	0,314961	1,204411	0,127186
$z = 4 \text{ cm}$	7,936507	34,768211	3,984063	0,15873	0,695364	0,079681



Şekil 4.3. $q = 5,998 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.3. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesiyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
z = 1 cm	30,256012	373,626373	14,972419	0,60512	7,472527	0,299448
z = 2 cm	24,960998	174,812030	13,417521	0,499220	3,496241	0,268350
z = 3 cm	28,749028	110,124333	11,857707	0,574981	2,202487	0,237154
z = 4 cm	13,417521	60,220525	10,292953	0,26835	1,204411	0,205859



Şekil 4.4. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Yukarıdaki çizelge ve şekillerde görüldüğü gibi, yük arttırıldığı zaman, zeminde benzer gerilme dağılımları elde edilmektedir. Yük ne olursa olsun, derinlik arttıkça, gerilme değerleri düşmekte ve uniform dağılıma yaklaşmaktadır. $z/b = 2$ oranından daha üst durumlarda, yükleme doğrultusundaki gerilme değerleri ile, yükleme doğrultusundan uzaktaki gerilme değerleri, birbirine çok yakın ve küçük

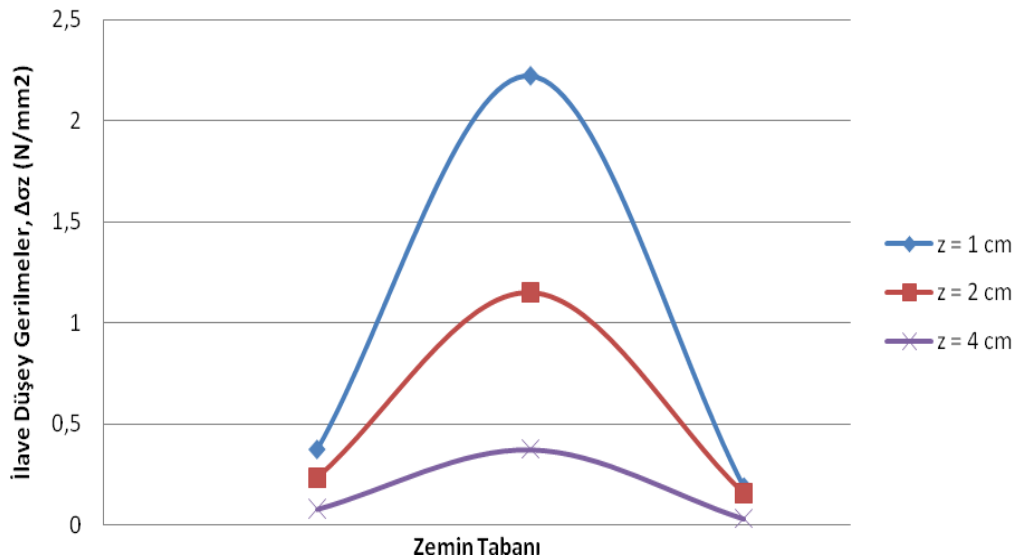
sonuçlar vermeye başlamıştır. Bu durumda Saint-Venant prensibinin zeminlerde de geçerli olduğuna hükmedilebilir.

4.2. $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ İçin Düşey Gerilme Analizi

Sıklık $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ olacak şekilde deney 1 cm, 2 cm ve 4 cm derinliklerinde tekrarlanmıştır. Gerilme dağılımları aşağıdaki çizelge ve grafiklerde verilmiştir.

Çizelge 4.4. $q = 2,999 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesiyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

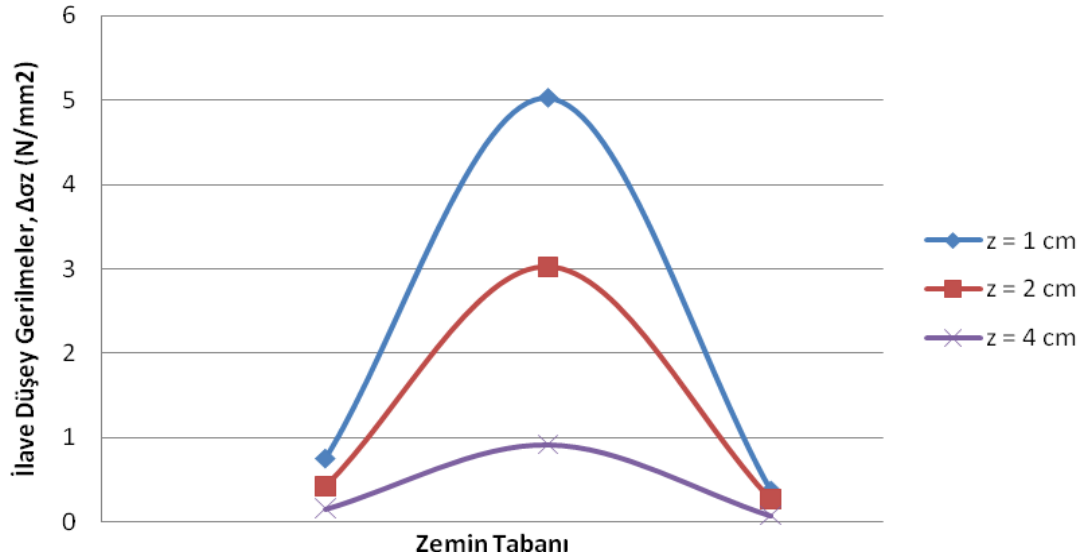
	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
$z = 1 \text{ cm}$	18,838304	111,111111	9,508716	0,376766	2,222222	0,190174
$z = 2 \text{ cm}$	11,857707	57,529611	7,936507	0,237154	1,150592	0,158730
$z = 4 \text{ cm}$	3,9840637	18,744906	1,597444	0,079681	0,374898	0,031949



Şekil 4.5. $q = 2,999 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.5. $q = 5,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesiyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

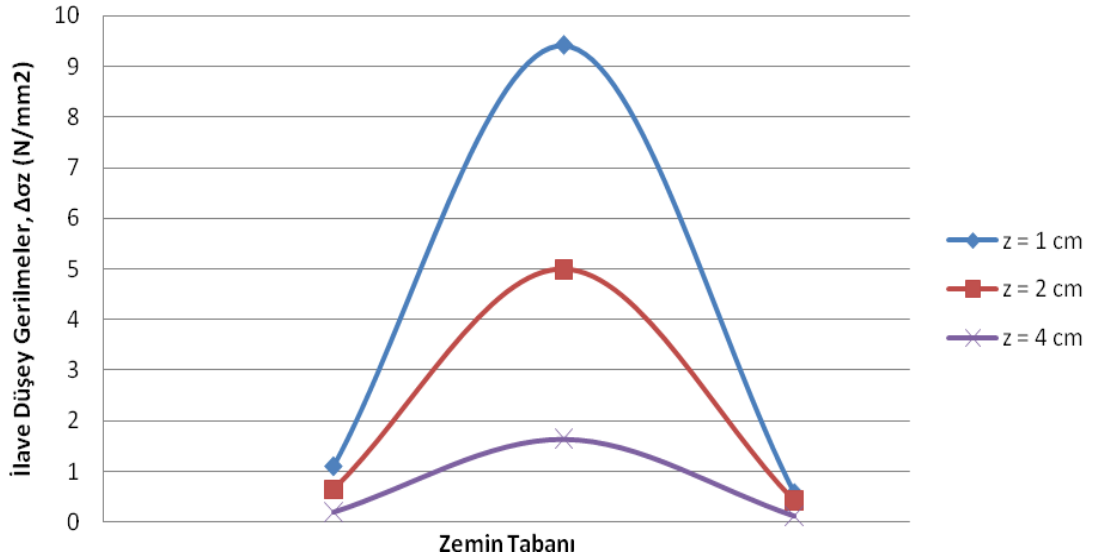
	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
z = 1 cm	37,721324	251,251251	18,838300	0,754426	5,025025	0,376766
z = 2 cm	21,143304	151,012891	13,417520	0,422866	3,020258	0,268350
z = 4 cm	7,936507	46,025104	3,984064	0,158730	0,920502	0,079681



Şekil 4.6. $q = 5,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.6. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

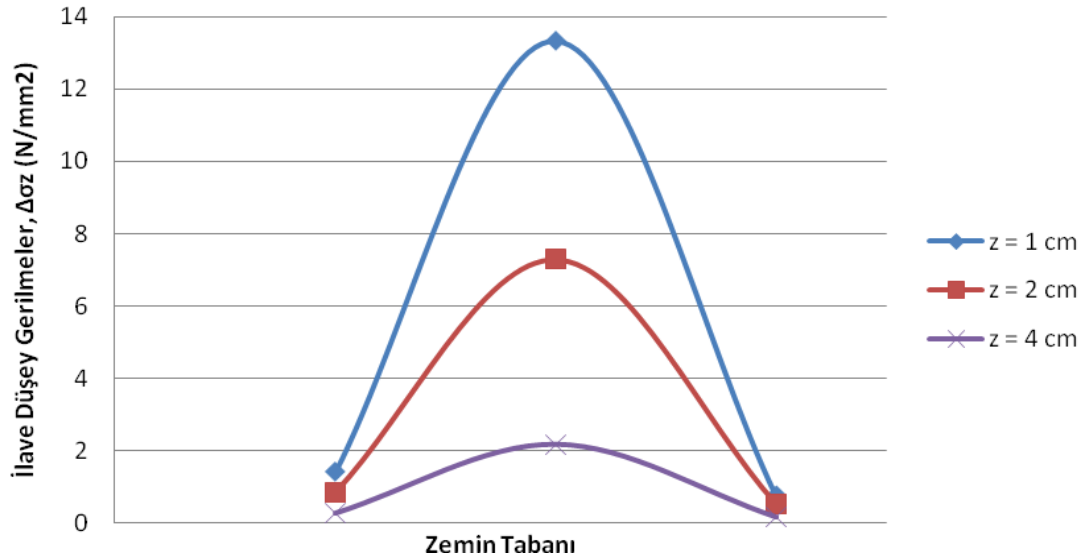
	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
z = 1 cm	55,177626	470,588235	28,749028	1,103553	9,411765	0,574981
z = 2 cm	32,507739	250,000000	21,143304	0,650155	5,000000	0,422866
z = 4 cm	9,508716	82,251082	5,568814	0,190174	1,645022	0,111376



Şekil 4.7. $q = 8,998 * 10^{-3} \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.7. $q = 11,997 \text{ N/mm}^2$ Yüklemeyle Gerilme Ve Derinlik Değişimleri ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

	$\varepsilon \text{ (mm/mm)} (*10^{-3})$			$\Delta\sigma_z \text{ (N/mm}^2) (*10^{-3})$		
Derinlik	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG	1 Nolu SG	2 Nolu SG	3 Nolu SG
z = 1 cm	70,631970	666,666667	37,721324	1,412639	13,333333	0,754426
z = 2 cm	42,879019	364,628821	26,479750	0,857580	7,292576	0,529595
z = 4 cm	13,417521	109,139308	7,936507	0,268350	2,182786	0,158730



Şekil 4.8. $q = 11,997 \text{ N/mm}^2$ Yüklemesinde Gerilme Dağılımının Derinlik ile Değişim Grafiği ($\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$)

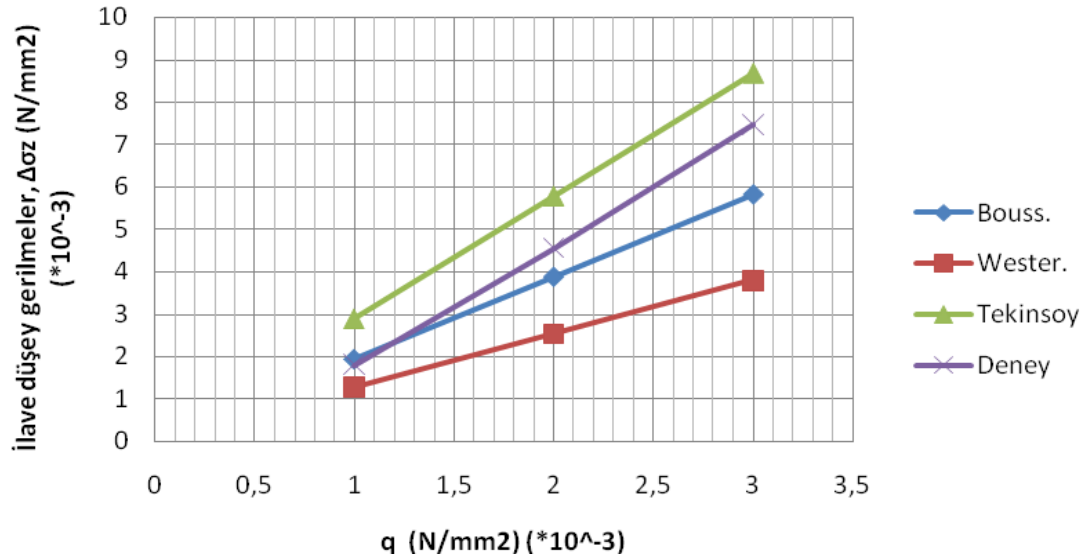
$\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ sıklık değerinde yapılan deneylerde, şekillerde ve çizelgelerde görüldüğü gibi, sıklığa bağlı olarak gerilme değerleri artmış ancak gerilme dağılımlarında benzer davranışlar gözlenmiştir. Kuru birim hacim ağırlığı $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ ' de olduğu gibi, derinlik arttıkça gerilme azalmakta ve dağılım uniform hale yaklaşmaktadır.

4.3. $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ İçin Teorik Ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırılması

Bu bölümde deney sonuçları, daha önce 2. bölümde verilen Boussinesq, Westergaard ve Tekinsoy (1995)'in önerdiği çözümler ile karşılaştırılmıştır. Deney 1 cm, 2 cm, 3 cm ve 4 cm derinliklerde ve $\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$ kuru birim hacim ağırlığı değerinde tekrarlanmıştır. Ölçümler, tabanının merkezinde olan 2 nolu strain gauge ile yapılmıştır (Şekil 4.1).

Çizelge 4.8. $z = 1 \text{ cm}$ Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması
($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

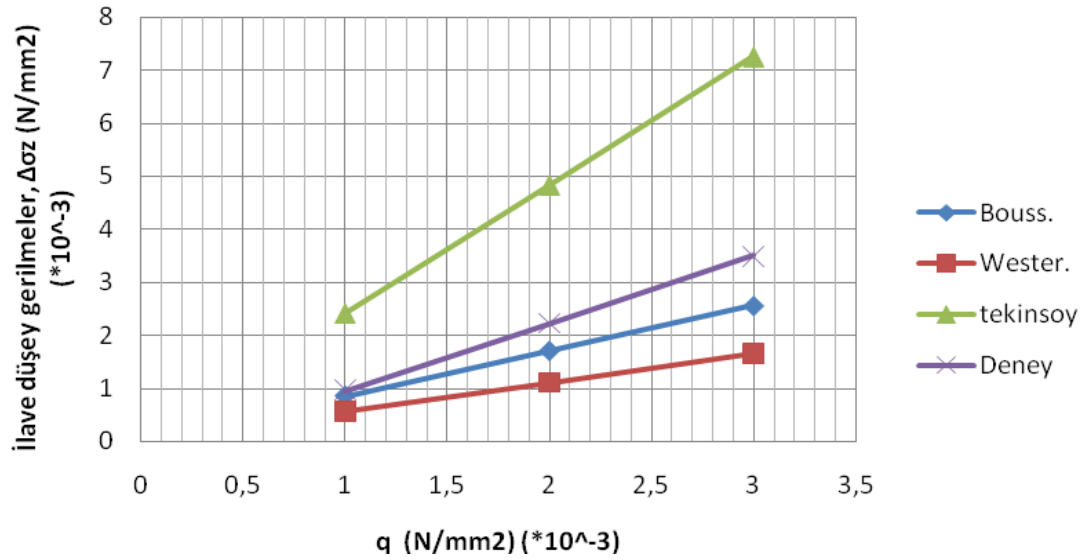
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Boussinesq ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Westergaard ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy 1995 ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	1,938693	1,267527	2,887314	1,795990
5,998	3,877387	2,535055	5,774629	4,557957
8,998	5,816727	3,803005	8,662906	7,472527



Şekil 4.9. $z = 1 \text{ cm}$ Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması Grafiği
($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.9. $z = 2$ cm Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması
($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

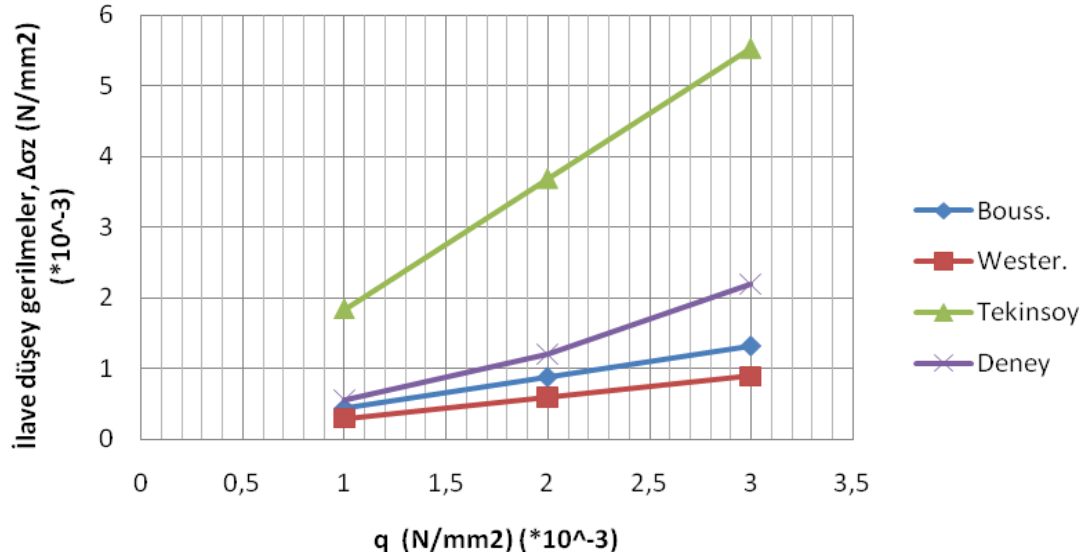
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Boussinesq $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Westergaard $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy 1995 $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	0,853090	0,550346	2,419462	0,955574
5,998	1,706181	1,100693	4,838923	2,222222
8,998	2,559555	1,651223	7,259191	3,496241



Şekil 4.10. $z = 2$ cm Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması
Grafığı ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.10. $z = 3$ cm Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması
($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

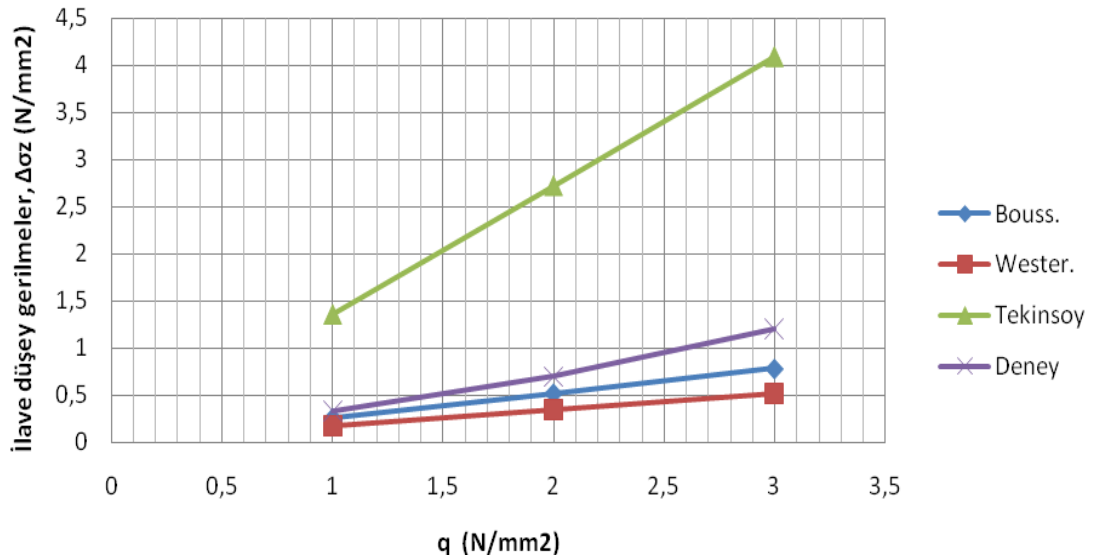
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Boussinesq ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Westergaard ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy 1995 ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney ($\text{N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	0,438409	0,296211	1,840414	0,559211
5,998	0,876818	0,592422	3,680828	1,204411
8,998	1,315373	0,888732	5,521856	2,202487



Şekil 4.11. $z = 3$ cm Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması
Grafığı ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.11. $z = 4$ cm Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması
($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

$q \text{ (N/mm}^2\text{)}$ ($\cdot 10^{-3}$)	Boussinesq (N/mm^2) ($\cdot 10^{-3}$)	Westergaard (N/mm^2) ($\cdot 10^{-3}$)	Tekinsoy 1995 (N/mm^2) ($\cdot 10^{-3}$)	Deney (N/mm^2) ($\cdot 10^{-3}$)
2,999	0,260687	0,171513	1,363190	0,325203
5,998	0,521374	0,343026	2,726381	0,695364
8,998	0,782149	0,514596	4,090025	1,204411

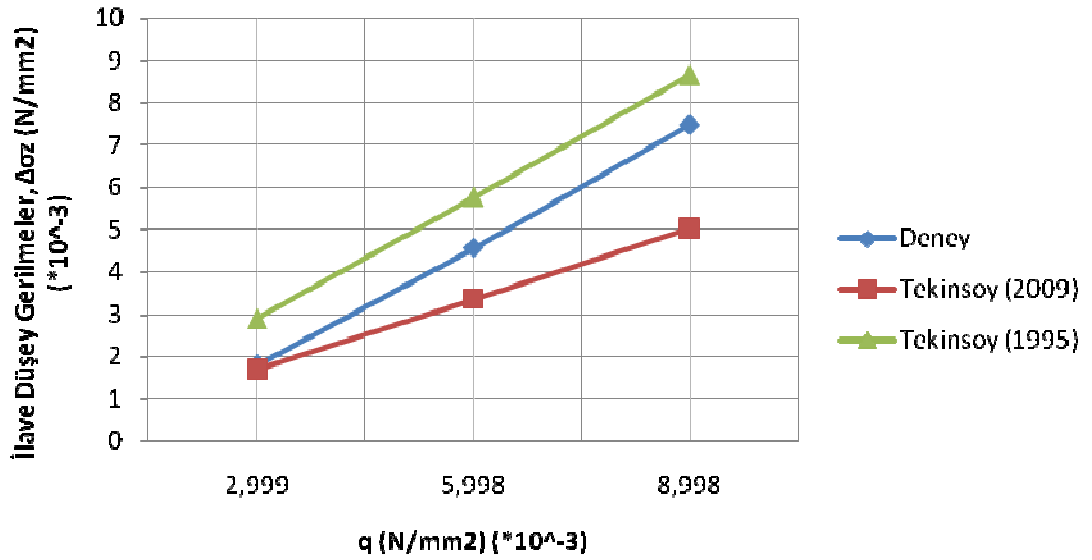


Şekil 4.12. $z = 4$ cm Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması
Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge ve şekillerden görüldüğü gibi, deney ile bulunan değerler, Boussinesq gerilme dağılımı ifadesinin verdiği değerlere daha yakın çıkmakla birlikte, Boussinesq ve Westergaard'ın teorik çözümlerinden daha yüksek değerler vermektedir. Tekinsoy (1995)'in önerdiği çözüm ise, deney sonuçlarından daha yüksek değerler vermektedir. Tekinsoy ve ark. (2009), oluşan bu farkı, kompasite kavramını formülasyonun içine sokarak aşmaya çalışmıştır. Aşağıdaki çizelge ve şekillerde ise Tekinsoy (1995) , Tekinsoy ve ark. (2009) ve deneysel sonuçları karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.12. $z = 1$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

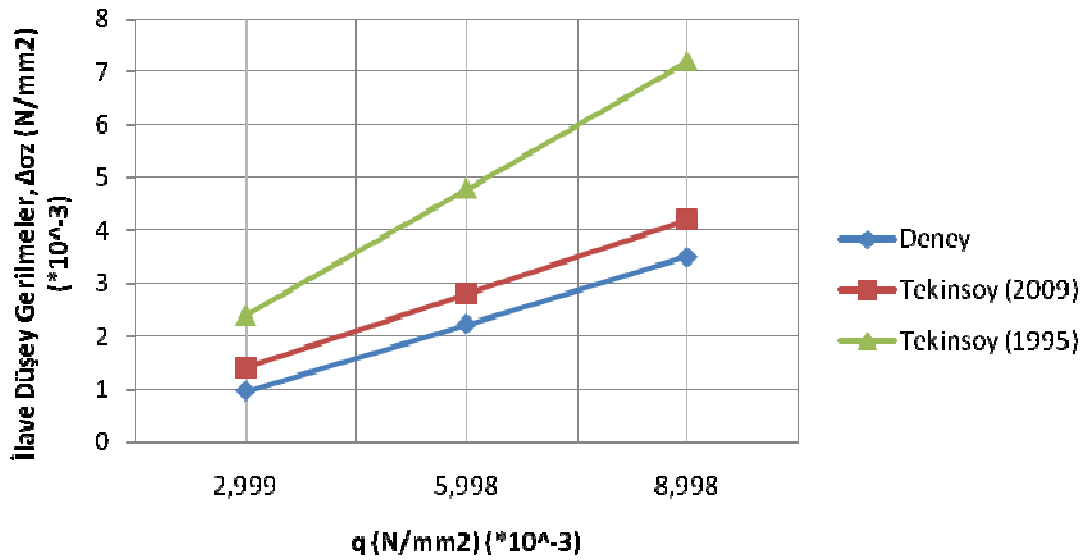
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (1995) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (2009) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	2,881444	1,677761	1,795990
5,998	5,762889	3,355523	4,557957
8,998	8,645295	5,033845	7,472527



Şekil 4.13. $z = 1$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.13. $z = 2$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

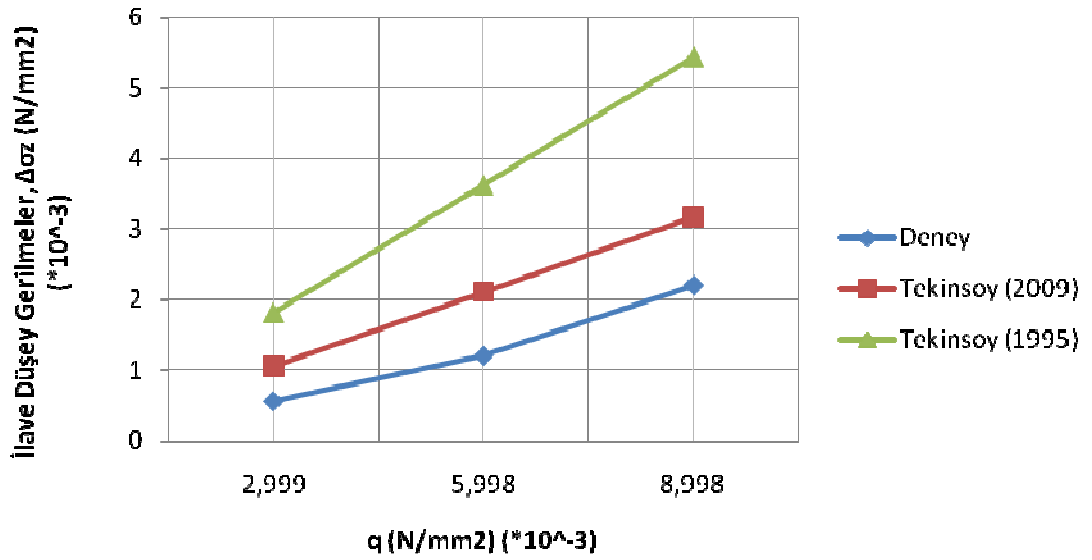
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (1995) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (2009) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	2,396886	1,395620	0,955574
5,998	4,793772	2,791241	2,222222
8,998	7,191457	4,187327	3,496241



Şekil 4.14. $z = 2$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.14. $z = 3$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

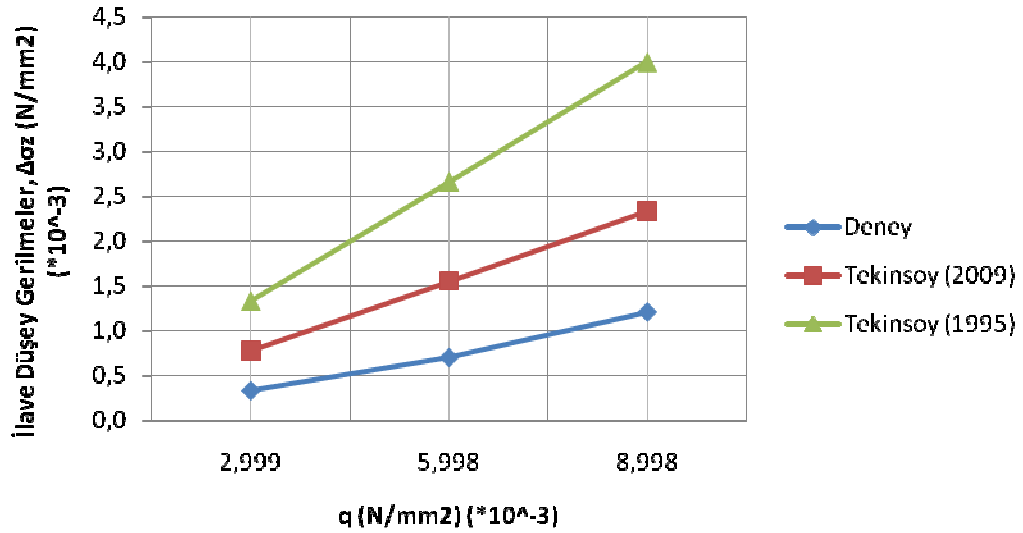
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (1995) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (2009) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	1,808882	1,053247	0,559211
5,998	3,617765	2,106495	1,204411
8,998	5,427251	3,160094	2,202487



Şekil 4.15. $z = 3$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.15. $z = 4$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (1995) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (2009) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	1,331880	0,775506	0,325203
5,998	2,663760	1,551012	0,695364
8,998	3,996085	2,326777	1,204411



Şekil 4.16. $z = 4$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 15,09 \text{ kN/m}^3$)

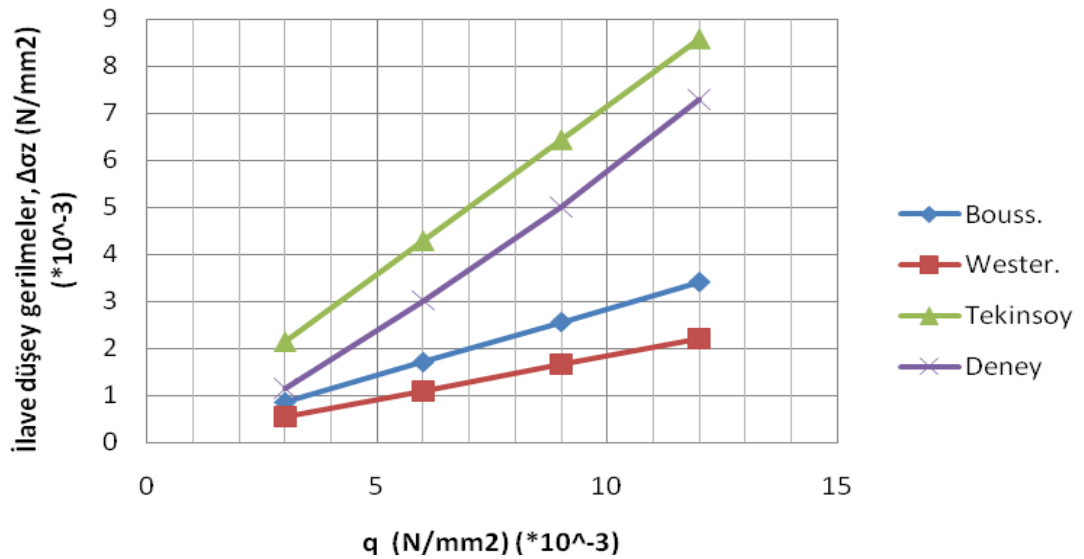
Çizelgeler ve grafiklerde görüldüğü gibi, Tekinsoy (1995) değerleri komposite ile çarpılınca gerçeğe daha yakın değerler elde edilebilmiştir. Tekinsoy (1995) ile bulunan sonuçlar, deneysel verilerden yük arttıkça uzaklaşmaktadır. Oysa Tekinsoy ve ark. (2009) ile bulunan değerler ise düşük derinliklerde, deneysel sonuçlarla paralel ve daha yakın sonuçlara karşılık gelmiştir. Ancak derinlik arttıkça, yüklemeye orantılı olarak, gerilme değerleri birbirinden uzaklaşmaktadır. Bu durumdan da anlaşıldığı gibi, zemin özelliği olan komposite, formüle eklendiği zaman daha gerçekçi sonuçlara ulaşılmaktadır.

4.4. $\gamma_k = 18,86 \text{ kN/m}^3$ İçin Teorik Ve Deneysel Sonuçların Karşılaştırılması

Bu bölümde deney sonuçları, daha önce 2. bölümde verilen, Boussinesq probleminin dairesel temeller için olan teorik çözümü ile hesaplanan değerler ile karşılaştırılmıştır. Deney 2 cm ve 4 cm derinliklerde ve $\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$ sıklık değerinde tekrarlanmıştır. Ölçümler ring tabanının merkezinde olan 2 nolu strain gauge ile yapılmıştır.

Çizelge 4.16. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

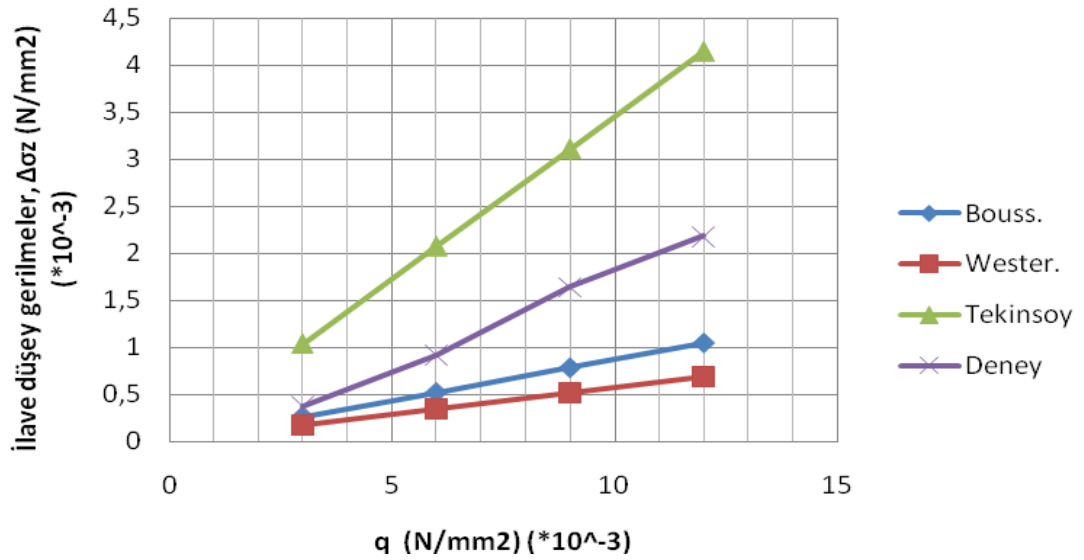
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Boussinesq $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Westergaard $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy 1995 $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	0,853090	0,550346	2,141916	1,150592
5,998	1,706181	1,100693	4,283831	3,020258
8,998	2,559555	1,651223	6,426461	5,000000
11,997	3,412646	2,201569	8,568376	7,292576



Şekil 4.17. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.17. $z = 4$ cm Derinlikte Teorik Ve Deney Sonuçlarının Karşılaştırılması
($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Boussinesq ($\text{N/mm}^2 (*10^{-3})$)	Westergaard ($\text{N/mm}^2 (*10^{-3})$)	Tekinsoy 1995 ($\text{N/mm}^2 (*10^{-3})$)	Deney ($\text{N/mm}^2 (*10^{-3})$)
2,999	0,260687	0,171513	1,035361	0,374898
5,998	0,521374	0,343026	2,070722	0,920502
8,998	0,782149	0,514596	3,106429	1,645022
11,997	1,042836	0,68610843	4,141790	2,182786158



Şekil 4.18. $z = 4$ cm Derinlikte Deney ve Teorik Çözümlerin Karşılaştırılması
Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

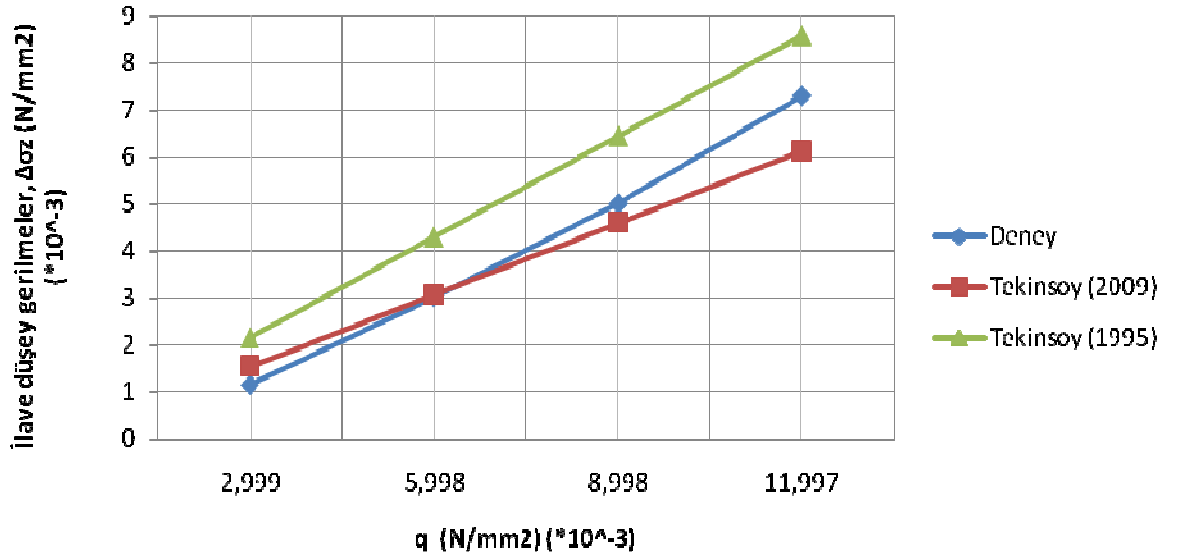
Şekillerden ve grafiklerden görüldüğü gibi; zeminin sıkılık değeri arttıkça, deneysel sonuçlar, Boussinesq ve Westergaard ile bulunan değerlerden daha da uzaklaşmaktadır. Bunun nedeni, Boussinesq ve Westergaard'ın önerdiği teorik çözümlerde, zeminin değişken özelliklerini belirten parametreler bulunmamasından kaynaklanmaktadır. Tekinsoy (1995)'in önerdiği çözümde ise, K_0 parametresi,

zeminin sıklığıyla değişen bir parametre olduğu için, daha gerçekçi sonuçlara ulaşılmıştır.

Aşağıdaki şekil ve çizelgelerde ise gene $\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$ sıklık değerinde Tekinsoy (1995), Tekinsoy (2009) ve deneysel sonuçlar karşılaştırılmıştır.

Çizelge 4.18. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

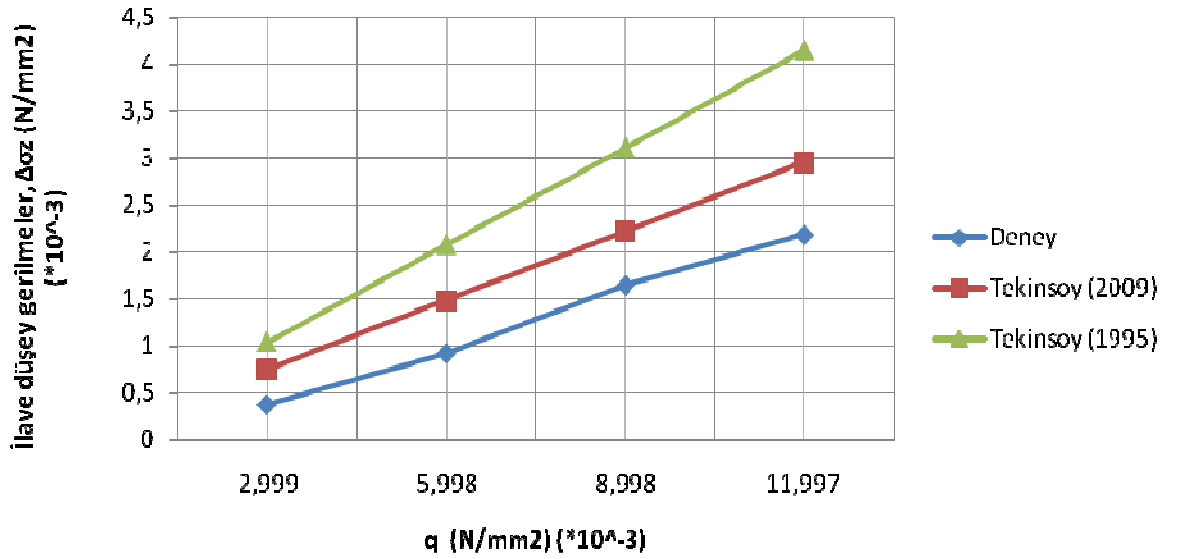
$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (1995) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (2009) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	2,141915	1,527630	1,150592
5,998	4,283831	3,055260	3,020257
8,998	6,426461	4,583400	5,000000
11,997	8,568377	6,111030	7,292576



Şekil 4.19. $z = 2 \text{ cm}$ Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

Çizelge 4.19. $z = 4$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

$q \text{ (N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (1995) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Tekinsoy (2009) $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$	Deney $\text{(N/mm}^2\text{)} (*10^{-3})$
2,999	1,035361	0,738427	0,374898
5,998	2,070722	1,476854	0,920502
8,998	3,106429	2,215528	1,645021
11,997	4,141790	2,953955	2,182786



Şekil 4.20. $z = 4$ cm Derinlikte Komposite Etkisinin Deneysel Sonuçlarla Karşılaştırılması Grafiği ($\gamma_k = 18,89 \text{ kN/m}^3$)

Şekillerden ve çizelgelerden görüldüğü gibi, sıklık oranı arttıkça Tekinsoy ve ark. (2009) tarafından önerilen çözüm ile bulunan değerler, deneysel verilerine oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Özellikle 2 cm derinlikte, eğrilerin çakıştığı görülmektedir. Derinlik arttıkça sonuçlar birbirinden biraz uzaklaşsa da eğrilerdeki

birbirine paralellik korunmuştur. Bu durumunda; kompasite kavramının, zemindeki gerilme değerleri hesaplanırken, önemli bir kavram olduğu anlaşılmıştır.

5. SONUÇLAR VE ÖNERİLER**5.1. Sonuçlar**

Bu çalışmada kum zemine etki eden yüklerin dairesel temel altında zemine iletilmesi incelenmiş ve düşey gerilme artımları, deneysel modelleme ile bulunmuştur. Deney modellemesinde gerilme değerlerini ölçmek için strain gauge kullanılmıştır. Ölçekli ringe belirli derinliklerde uniform kum konulmuş ve oluşan değerler kaydedilmiştir. Çalışmadan çıkarılan sonuçlar şunlardır.

1. Deneysel çalışmada; gerilmelerin derinlikle değişimi incelenmiş ve gerilme dağılımının derinlik arttıkça ve özellikle $z/b = 2$ 'den sonra, uniform dağılıma yaklaştığı görülmüştür. Dolayısıyla Saint-Venant prensibinin geçerli olduğu sonucuna varılmıştır.

2. Yüklemeler arttıkça zemin içerisinde oluşan gerilmeler de artmaktadır. Ancak yük derinlikle, tabana daha az iletilmektedir.

3. Zeminin sıklığı veya yükleme durumundan bağımsız olarak, gerilme dağılımı hep aynı şekilde oluşmuştur.

4. Yük arttıkça teorik ve deneysel sonuçlar birbirinden uzaklaşmaktadır.

5. Deney sonuçları, Boussinesq ve Westergaard'ın önerdiği çözümlerden daha yüksek sonuç vermiştir. Ancak Tekinsoy (1995) tarafından verilen bağıntı ile bulunan gerilme değerleri, gerçek değerlerin oldukça üstünde çıkmaktadır.

6. Zeminin sıklık oranı arttıkça, deneysel sonuçlar, Boussinesq ve Westergaard ile bulunan değerlerden daha da uzaklaşmaktadır. Bu durumun nedeni, Boussinesq ve Westergaard'ın önerdiği teorik çözümlerde, zeminin değişken özelliklerini belirten parametreler bulunmamasından kaynaklanmaktadır. Tekinsoy ve ark. (2009)'un önerdiği çözümde ise, K_0 ve kompasite (C) parametreleri, zeminin sıklığıyla değişen parametreler olduğu için deney sonuçlarına daha yakın değerlere ulaşılmaktadır.

5.2. Öneriler

1. Ring tabanında daha fazla strain gauge kullanılarak, gerilme dağılımı, yükün iletiildiği tüm zemin tabanında oluşturulabilir.
2. Deney kil numuneler üzerinde de yapılabilir.
3. Daha büyük bir ring kullanılarak daha hassas sonuçlar elde edilebilir.
4. Yan yüzeylere de strain gauge koyularak, yanal gerilmeler de incelenebilir.

KAYNAKLAR

- BOUSSINESQ, J., 1885. Application des Potentiels a L'etude de L'equilibre et du Movement des Solids Elastiques. Gauthier-Villars, Paris.
- DAS, B.M., 2001. Principles of Geotechnical Engineering. Brooks Cole, USA.
- DAVIS, R.O., and SELVADURAI, A.P.S., 1996. Elasticity and Geomechanics. Cambridge University Press, USA.
- FOSTER, C.R. and AHLVIN, R.G., 1954. Stresses and Deflections Induced by a Uniform Circular Load. Proc. High. Res. Board.
- GURTIN, M.E., 1972. The Linear Theory Of Elasticity. In C. Truesdell (ED.), Handbuch der Physik, Band IV a/2, Mechanics of Solids II, Springer-Verlag, Berlin.
- HORGAN, C.O., 1972. On Saint-Venant's Principle in Plan Anisotropic Elasticity, Jour. Elasticity, Vol. 2, pp. 169-180.
- KAYADELEN, C., 2005. Doygun Olmayan İnce Daneli Zeminlerin K_0 koşullarındaki Yanal Basınçlarının İncelenmesi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- KAYADELEN C., TEKİNSOY, M.A., LAMAN, M., KESKİN, M.S., 2004. Zeminlerde Gerilme Artımının K_0 koşullarına Bağlı Olarak İncelenmesi.
- KESKİN, M.S., 2004. Zeminlerde Oluşan İlave Düşey Gerilmelerin Değişik Yöntemlerle İrdelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- LAMAN, M.A., ve KESKİN, M.S., 2004. Kumlu Zeminlerde Oturan Kare Temeller Altında Düşey Gerilme Analizi. Türkiye Mühendislik Haberleri, Sayı 431-2004/3, 53-57.
- LAMAN, M., ve KESKİN, M.S., 2004. Farklı Sıkılıktaki Kumlu Zeminlere Oturan Şerit Temeller Altında Gerilme Analizi, Çü. Müh. Mim. Fak Dergisi, Cilt 19, Sayı 1, Adana.
- LOVE, A.E.H., 1927. A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity. Cambridge University Press, London.

- ÖZAYDIN, K., 1989. Zemin Mekaniği. MEYA Matbaacılık ve Yayıncılık, İstanbul.
- ÖZÜDOĞRU, K., TAN, O., AKSOY, İ.H., 1996. Çözümlü Problemlerle Zemin Mekaniği. Birsan Yayınevi, İstanbul.
- POULOS, H.G., 1966. Stresses and Displacements in an Elastic Layer Underlain by a Rough Rigid Base. Civ. Eng. Res. Rep. No. R63, Univ. Of Sydney, Australia.
- POULOS, H.G., and DAVIS, E.H., 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. John Wiley and Sons, Inc.
- SAINT-VENANT, BARRE DE A.J.C., 1855. Memoire sur la Torsion des Prismes, avec des considerations sur Leur Flexion, Ainsi que sur L'equilibre Interieur des Solides Elastiques en General et des Formules Pratiques Pour le Calcul de Leur Resistance a divers Efforts s'exerçant Simultanement. Mem. Savants Etrangers, T 14, pp. 233-560.
- SELVADURAI, A.P.S., 1979. Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction, Elsevier, Amsterdam.
- TAŞKIRAN, T., 2006. Doymamış Rezidüel Killi Zeminlerde Anizotropinin ve Buna Bağlı Gerilme Dağılımının İncelenmesi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.
- TDG Başvuru Klavuzları – BVK01. Strain Gauge Ölçüm Yöntemleri. TDG Endüstriyel Çözümler, Ankara.
- TEKİNSOY, M.A., 1995. Zeminlerde Yeni Bünye Denklemleri ve Zemin Özelliğine Bağlı Gerilme Artımı Problemi. Zemin Mekaniği Ve Temel Mühendisliği Dördüncü Ulusal Kongresi Tebliği, İstanbul.
- TEKİNSOY, M.A., ve LAMAN, M.A., 2000. Elastik Zemin Problemleri. Süleyman Demirel Üniversitesi Basımevi, Isparta.
- TEKİNSOY, M.A., TAŞKIRAN, T., KAYADELEN C., BARAN, T., 2009. An Approximation to the Stress Distribution Analysis For Anisotropic Clayey Soil. Scientific Research and Essay Vol.4 (2), pp. 078-087, February 2009.
- TERZAGHI, K., 1920. Old Earth Pressure Theories and New Test Results. Engrg. News-Rec., 85 (14), 632-637.
- UZUNER, B.A., 1998. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Teknik yayınevi, Ankara.

- WESTERGAARD, H.M., 1938. A Problem of Elastic Suggested by a Problem in Soil Mechanics, Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets, Contributions to the Mechanics of Solids, S. Timoshenko 60th Anniversary Volume, Newyork-Mac Millan.
- VON MISES, R., 1945. On Saint-Venant's Principle. Bull. Amer. Math. Soc., Vol. 51.

ÖZGEÇMİŞ

1984 yılında Batman’da doğdum. İlk öğrenimimi Mersin Barbaros İlkolunda tamamladım. 1994 - 2001 yılları arasında Mersin Yusuf Kalkavan Anadolu Lisesinde orta ve lise öğrenimimi tamamladım. 2002 yılında Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde lisans eğitimime başladım. 2006 yılında mezun oldum. Aynı yıl Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında geoteknik üzerine tezli yüksek lisans eğitimime başladım.