

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**DONATILI KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL
ŞERİT TEMELİN DAVRANIŞLARI**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Emel TÜRKER

**TEMMUZ 2013
TRABZON**

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DONATILI KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL
ŞERİT TEMELİN DAVRANIŞLARI

İnş. Yük. Müh. Emel TÜRKER

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde
“DOKTOR (İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ)”
Unvanı Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir.

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 24.05.2013
Tezin Savunma Tarihi : 05.07.2013

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER

Trabzon 2013

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalında
Emel TÜRKER Tarafından Hazırlanan

DONATILI KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL
ŞERİT TEMELİN DAVRANIŞLARI

başlıklı bu çalışma, Enstitü Yönetim Kurulunun 04 / 06 / 2013 gün ve 1508 sayılı
kararıyla oluşturulan jüri tarafından yapılan sınavda

DOKTORA TEZİ
olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Prof. Dr. Özcan TAN


Üye : Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER

Üye : Prof. Dr. Fikri BULUT

Üye : Yrd. Doç. Dr. Zekai ANGIN

Üye : Yrd. Doç. Dr. Erol ŞADOĞLU


.....

.....

.....

.....

.....

Prof. Dr. Sadettin KORKMAZ

Enstitü Müdürü

ÖNSÖZ

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin davranışları konulu bu çalışma, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında Doktora tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Bu tez çalışması sırasında çalışmalarıma yön veren, değerli bilgi ve tecrübelerini benden esirgemeyen danışmanım Sayın Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER'e teşekkür eder, saygılarımı sunarım.

Tez çalışmam sırasında benimle birlikte olan, tüm çalışmam süresince desteğini hissettiğim Arş. Gör. Evrim CÜRE'ye teşekkür ederim.

İnşaat Mühendisliği Bölümünde görev yapmakta olan ve çalışmalarımın değişik aşamalarında yardımlarını esirgemeyen Sayın Öğretim Üyelerine ve Araştırma Görevlilerine teşekkürlerimi sunarım.

Bu çalışmayı, yurt içi doktora bursu kapsamında maddi olarak destekleyen TÜBİTAK Bilim İnsanı Destekleme Daire Başkanlığı'na teşekkür ederim.

Eğitim hayatımın her aşamasında sağladıkları maddi ve manevi destekten dolayı değerli aileme sonsuz teşekkürlerimi sunar, bu çalışmanın bilim ve uygulama alanlarında faydalı olmasını dilerim.

Emel TÜRKER

Trabzon 2013

TEZ BEYANNAMESİ

Doktora Tezi olarak sunduğum “Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelin Davranışları” başlıklı bu çalışmayı baştan sona kadar danışmanım Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER’in sorumluluğunda tamamladığımı, verileri/örnekleri kendim topladığımı, deneyleri/analizleri ilgili laboratuarda yaptığımı, başka kaynaklardan aldığım bilgileri metinde ve kaynakçada eksiksiz olarak gösterdiğimi, çalışma sürecinde bilimsel araştırma ve etik kurallara uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul ettiğimi beyan ederim. 24.05.2013

Emel TÜRKER

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	III
TEZ BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	VIII
SUMMARY	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
TABLolar DİZİNİ.....	XV
SEMBOLLER DİZİNİ	XVIII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Temellerin Sınıflandırılması.....	2
1.3. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar.....	5
1.3.1. Taşıma Gücü Koşulu	5
1.3.1.1. Merkezi Yüklü Temellerin Taşıma Gücü.....	7
1.3.1.1.1. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi	7
1.3.1.1.2. Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi	12
1.3.1.2. Eksantrik Yüklü Temellerin Taşıma Gücü.....	14
1.3.1.2.1. Geleneksel Yöntem	16
1.3.1.2.2. Azaltılmış Genişlik (Meyerhof) Yöntemi	17
1.3.1.2.3. Azaltma Katsayıları Yöntemi.....	18
1.3.2. Oturma Koşulu	19
1.3.2.1. Oturmanın Tanımı	20
1.3.2.2. Oturmanın Nedenleri.....	20
1.3.2.3. Oturma Terimleri.....	21
1.3.2.4. Oturma Hasarları	22
1.3.2.5. Yapılarda Oturma Tipleri	23
1.3.2.6. Oturmaların Önlenmesi veya Azaltılması	24
1.3.2.7. Zemin Cinslerine Göre Oturmalar.....	25
1.3.2.8. Oturma Ölçütleri.....	27
1.3.2.9. Oturmaların Hesaplanması	27

1.3.3.	Ekonomik Olma Koşulu	28
1.3.4.	Toptan Göçme (veya Şev Kayması) Koşulu	28
1.4.	Donatısız Kumda Şeve Yakın Oturan Temeller	28
1.5.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Temeller	31
1.5.1.	Geosentetik Malzemeler	31
1.5.1.1.	Geogridler	32
1.5.1.2.	Geomembranlar	34
1.5.1.3.	Geonetler	35
1.5.1.4.	Geotekstiller	36
1.5.1.5.	Geokompozitler	38
1.5.2.	Teorik Çalışmalar	39
1.5.2.1.	Huang ve Tatsuoka (1994)	39
1.5.2.2.	Blatz ve Bathurst (2003)	43
1.5.3.	Deneysel Çalışmalar	49
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR	70
2.1.	Giriş	70
2.2.	Deney Düzeneği	70
2.2.1.	Deney Tankı	70
2.2.2.	Model Şerit Temel	72
2.2.3.	Örgülü Geotekstil	73
2.2.4.	Yükleme Düzeneği	74
2.2.5.	Yük Halkası	75
2.2.6.	Deney Kumu	77
2.2.6.1.	Elek Analizi	77
2.2.6.2.	Piknometre Deneyi	79
2.2.6.3.	Maksimum ve Minimum Boşluk Oranlarının Belirlenmesi	79
2.2.6.4.	Kayma Direnci Deneyleri	80
2.2.7.	Donatılı Şevli Yüzeyin Oluşturulması	81
2.3.	Düzlem Deformasyon Koşulları	84
2.4.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler	86
3.	BULGULAR VE TARTIŞMALAR	94
3.1.	Giriş	94
3.2.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler	94

3.2.1.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Merkezi Yüklü Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler.....	95
3.2.2.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler	98
3.2.3.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler	100
3.2.4.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler	102
3.3.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler ...	104
3.3.1.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Merkezi Yüklü Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler.....	105
3.3.2.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler.....	107
3.3.3.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler.....	109
3.3.4.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler.....	111
3.4.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Sığ Şerit Temel Kullanımının Yük - Oturma Davranışına Etkisi	113
3.5.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Düşey Oturma Miktarı Arasındaki İlişki	117
3.6.	Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Sınır Yük Arasındaki İlişki	120
3.7.	Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde Donatı Kullanımının Yük - Oturma Davranışına Etkisi	123
3.8.	Donatısız ve Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Düşey Oturma Miktarı Arasındaki İlişki.....	131
3.9.	Donatısız ve Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Sınır Yük Arasındaki İlişki.....	137
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	144
5.	KAYNAKLAR.....	147
6.	EKLER	155

ÖZGEÇMİŞ

Doktora Tezi

ÖZET

DONATILI KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL ŞERİT TEMELİN DAVRANIŞLARI

Emel TÜRKER

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER
2013, 154 Sayfa, 28 Sayfa Ek

Eksantrik yüklü temeller, bazen şev yakınına inşa edilebilirler. Bu durumda, temelin taşıdığı yük şevden dolayı önemli miktarda azalmaktadır. Temelin sınır veya güvenli yükünü artırmanın bir yolu da donatı kullanmaktır. Bundan dolayı, temelin taşıma gücü açısından tasarım önem kazanır. Bu çalışmada, donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ($D_f=0$) ve sığ ($D_f=20$ mm) model şerit temelin sınır yükünün eksantrisite ($e/B=0, 1/12, 1/6, 1/3$) ile değişimi, yük - oturma ilişkileri ve kırılma yüzeyleri deneysel olarak araştırılmıştır. Deneysel olarak, kumun sıklık derecesi ($D_r=0.74$), şev açısı ($\beta=30^\circ$), temel genişliği ($B=80$ mm), temelin şev tepesine olan uzaklığı ($D_e=2B=160$ mm), donatı tipi (örgülü geotekstil) ve donatının temel tabanından olan uzaklığı ($B/2=40$ mm) gibi değerler sabit tutularak; iç boyutları 0.9 m (uzunluk) \times 0.65 m (yükseklik) \times 0.1 m (genişlik) olan bir deney tankında gerçekleştirilmiştir.

Donatı kullanılması, şevli kum zeminlerin sınır yüklerine önemi bir katkı yapmaktadır. Eksantrisitenin artmasıyla sınır yüklerde azalma meydana gelmiştir. Birincil kırılma yüzeyi şev (eksantrisite) tarafında, ikincil kırılma yüzeyi ise diğer tarafta meydana gelmiştir. Ayrıca eksantrisite arttıkça, kırılma yüzeylerinin uzunluğu azalmıştır. Donatısız durumda, merkezi yüklü şerit temel altında oluşan üçgen kama, donatılı durumda yamuk + üçgen olmuştur. Bu üçgen kama; donatı tabakasının hemen altında meydana geldiği için, kırılma yüzeyleri daha derinde oluşmuştur.

Anahtar Kelimeler: Eksantrik Yüklü Temel, Şevli Kum Zemin, Donatılı Zemin, Sınır Yük, Kırılma Yüzeyleri.

PhD. Thesis

SUMMARY

BEHAVIOURS OF ECCENTRICALLY LOADED MODEL STRIP FOOTING
ADJACENT TO REINFORCED SAND SLOPE

Emel TÜRKER

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Programme
Supervisor: Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER
2013, 154 Pages, 28 Pages Appendix

Eccentrically loaded footings can be often built near to slopes. In this case, ultimate load of the footing substantially decreases because of the slope. One method of increasing of ultimate or safe load of the footing is to use reinforcement. Therefore, design of footing becomes important from the point of bearing capacity of footing. In this study; changing of ultimate load with eccentricity ($e/B = 0, 1/12, 1/6, 1/3$), load - settlement behaviour and failure surfaces of surface ($D_f = 0$) and shallow ($D_f = 20$ mm) model strip footing adjacent to reinforced sand slope were investigated experimentally. Tests were carried out in the tank which internal dimensions were 0.9 m (length) \times 0.65 m (height) \times 0.1 m (width) by keeping constant of relative density of sand ($D_r = 0.74$), slope angle ($\beta = 30^\circ$), footing width ($B = 80$ mm), distance of the edge of the footing from the crest of the slope ($D_e = 2B = 160$ mm), type of reinforcement (woven geotextile) and distance of the reinforcement from the footing base ($B/2 = 40$ mm).

The usage of reinforcement makes an important contribution to the ultimate loads of sand slope. The ultimate loads decrease with increasing eccentricity. Primary failure surface occurs at the slope (eccentricity) side and secondary failure surface occurs at the other side. In addition, the length of the failure surfaces decreases with increasing eccentricity. In unreinforced case, triangle wedge occurred under the centrally loaded strip footing transforms triangle + trapezium form for reinforced case. Because this triangle wedge occur under the reinforced layer, failure surfaces happen deeper.

Key Words: Eccentrically Loaded Footing, Sand Slope, Reinforced Soil, Ultimate Load, Failure Surfaces.

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1.	Zeminde meydana gelen kırılma türleri..... 6
Şekil 1.2.	Merkezi yüklü temelerde kırılma yüzeyleri 7
Şekil 1.3.	Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi (Terzaghi, 1943) 9
Şekil 1.4.	Temel altındaki üçgen kamanın dengesi (Terzaghi, 1943)..... 9
Şekil 1.5.	Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi (Meyerhof, 1951) 13
Şekil 1.6.	Şerit temelin eksantrik olarak yüklenmesi..... 15
Şekil 1.7.	Eksantrik yüklü temelerde kırılma yüzeyleri 15
Şekil 1.8.	Eksantrik yüklü şerit temel 17
Şekil 1.9.	Yük - eksantrisite ilişkisi 17
Şekil 1.10.	Meyerhof azaltılmış genişlik yöntemi 18
Şekil 1.11.	Azaltma Katsayıları, α (Uzuner, 1975) 19
Şekil 1.12.	Oturma 20
Şekil 1.13.	Oturma terimleri 21
Şekil 1.14.	Yapılarda başlıca oturma tipleri 23
Şekil 1.15.	Kohezyonsuz zeminlerde oturma - zaman ilişkisi..... 25
Şekil 1.16.	Kohezyonlu zeminlerde oturma - zaman ilişkisi 26
Şekil 1.17.	Oturma tahmin yöntemlerinin sınıflandırılması (Uzuner, 2011)..... 28
Şekil 1.18.	Geogrid (URL - 1, 2013) 33
Şekil 1.19.	Geomembran (URL - 2, 2013) 34
Şekil 1.20.	Geonet (URL - 3, 2013)..... 35
Şekil 1.21.	Geotekstil (URL - 4, 2013)..... 37
Şekil 1.22.	Geokompozit (URL - 5, 2013) 38
Şekil 1.23.	Model deneylerde gözlenen kırılma mekanizması (Huang ve Tatsuoka, 1994)..... 40
Şekil 1.24.	Değiştirilmiş Janbu Yöntemi'ne göre şeve etkileyen kuvvetler (Huang ve Tatsuoka, 1994) 43
Şekil 1.25.	İki parçalı kama geometrisi ve kuvvet tanımları (Blatz ve Bathurst, 2003)..... 44
Şekil 1.26.	Zemin ağırlığı ve temel yükünden dolayı deney tankı iç yan yüzünde oluşan sürtünme kuvvetleri (Blatz ve Bathurst, 2003) 47

Şekil 1.27.	Donatısız şev modeli için analiz ve deney sonucunda elde edilen kırılma geometrisi (Blatz ve Bathurst, 2003).....	48
Şekil 1.28.	Donatılı şev modeli için analiz ve deney sonucunda elde edilen kırılma geometrisi (Blatz ve Bathurst, 2003).....	49
Şekil 1.29.	Deney düzeneği (Selvadurai ve Gnanendran, 1989).....	51
Şekil 1.30.	Donatı derinliğinin kırılma mekanizmasına etkisi (Selvadurai ve Gnanendran, 1989).....	52
Şekil 1.31.	Donatı şeritlerinin yerleştirilmesi (Huang vd., 1994).....	53
Şekil 1.32.	Model deney düzeneği (Lee ve Manjunath, 2000).....	55
Şekil 1.33.	Deney tankının şematik gösterimi (Yoo, 2001).....	57
Şekil 1.34.	Model şevde gözlenen kırılma yüzeyleri (Yoo, 2001).....	58
Şekil 1.35.	Deney tankı (Bathurst vd., 2003).....	58
Şekil 1.36.	Donatılı ve donatısız tahmin edilen kırılma mekanizmaları (Bathurst vd., 2003).....	59
Şekil 1.37.	Deney sonuçlarından elde edilen temel basıncı - oturma eğrileri (Bathurst vd., 2003).....	60
Şekil 1.38.	Model geometrisi (Keskin vd., 2007).....	61
Şekil 1.39.	Deney düzeneği (Laman vd., 2007).....	63
Şekil 1.40.	Yumuşak kil üzerine oturan donatılı kum şevin geometrik parametreleri (Sawwaf, 2007).....	65
Şekil 1.41.	Deney tankının şematik görünümü (Alamshahi ve Hataf, 2009).....	67
Şekil 1.42.	Donatısız ve donatılı deney düzeneği (Kumar ve Ilamparuthi, 2009).....	68
Şekil 1.43.	Deney tankı (Mittal vd., 2009).....	69
Şekil 2.1.	Deney tankının şematik görünümü.....	71
Şekil 2.2.	Deney tankının fotoğrafı.....	72
Şekil 2.3.	Model şerit temelin şematik görünümü.....	73
Şekil 2.4.	Model şerit temelin fotoğrafı.....	73
Şekil 2.5.	Deneylerde kullanılan 0.10 m × 0.72 m boyutlarında kesilmiş örgülü geotekstil.....	74
Şekil 2.6.	Yüklemeye düzeneğinin şematik görünümü.....	75
Şekil 2.7.	Yük halkası ve yüklemeye bıçağı.....	76
Şekil 2.8.	Yük halkasının kalibrasyon eğrisi.....	77
Şekil 2.9.	Deney kumunun granülometri eğrisi.....	78
Şekil 2.10.	Şevli yüzeyin oluşturulması (Selvadurai ve Gnanendran, 1989).....	82
Şekil 2.11.	Donatılı şevli yüzeyin oluşturulma aşamaları.....	84
Şekil 2.12.	Donatılı kumda şeve yakın oturan model şerit temelin geometrisi.....	86
Şekil 2.13.	Kum yüzeyi düzeltme aleti.....	87

Şekil 2.14.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali	90
Şekil 2.15.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali.....	90
Şekil 2.16.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali.....	91
Şekil 2.17.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali	91
Şekil 2.18.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali.....	92
Şekil 2.19.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali	92
Şekil 2.20.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali.....	93
Şekil 2.21.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali	93
Şekil 3.1.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	96
Şekil 3.2.	Eksantrik yüklü temellerde farklı birincil kırılma yüzeyleri	97
Şekil 3.3.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği.....	98
Şekil 3.4.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	99
Şekil 3.5	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği	100
Şekil 3.6.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	101
Şekil 3.7.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği	102
Şekil 3.8.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	103
Şekil 3.9.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği	104
Şekil 3.10.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri.....	106
Şekil 3.11.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temelin yük - oturma grafiği	107
Şekil 3.12.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	108
Şekil 3.13.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelin yük - oturma grafiği	109

Şekil 3.14.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	110
Şekil 3.15.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelin yük - oturma grafiği	111
Şekil 3.16.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri	112
Şekil 3.17.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelin yük - oturma grafiği	113
Şekil 3.18.	Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey (1a-y) ve sığ (1a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	114
Şekil 3.19.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey (2a-y) ve sığ (2a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	115
Şekil 3.20.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey (3a-y) ve sığ (3a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	116
Şekil 3.21.	Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey (4a-y) ve sığ (4a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması.....	117
Şekil 3.22.	Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri.....	119
Şekil 3.23.	Donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri.....	120
Şekil 3.24.	Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki.....	122
Şekil 3.25.	Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki	123
Şekil 3.26.	Donatısız (1a-0) ve donatılı (1a-d) kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	124
Şekil 3.27.	Donatısız (2a-0) ve donatılı (2a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	125
Şekil 3.28.	Donatısız (3a-0) ve donatılı (3a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	126
Şekil 3.29.	Donatısız (4a-0) ve donatılı (4a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	127

Şekil 3.30.	Donatısız (1a-0) ve donatılı (1a-d) kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması.....	128
Şekil 3.31.	Donatısız (2a-0) ve donatılı (2a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	129
Şekil 3.32.	Donatısız (3a-0) ve donatılı (3a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	130
Şekil 3.33.	Donatısız (4a-0) ve donatılı (4a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması	131
Şekil 3.34.	Donatısız kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri	133
Şekil 3.35.	Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri.....	134
Şekil 3.36.	Donatısız kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri.....	136
Şekil 3.37.	Donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri.....	137
Şekil 3.38.	Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki.....	139
Şekil 3.39.	Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki	140
Şekil 3.40.	Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki.....	142
Şekil 3.41.	Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki	143

TABLolar DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. Tabanı pürüzlü temel için Terzaghi Taşıma Gücü Katsayıları (Cernica, 1995).....	12
Tablo 1.2. Temel şekil katsayıları (Kumbasar ve Kip, 1999).....	12
Tablo 1.3. Tabanı pürüzlü temel için Meyerhof Taşıma Gücü Katsayıları (Das, 1999).....	14
Tablo 1.4. Azaltma Katsayıları, α (Uzuner, 1975)	19
Tablo 1.5. Betonarme binalar için izin verilebilir oturmalar (Uzuner, 2011).....	27
Tablo 1.6. Geosentetiklerin türlerine göre kullanım alanları (Wasti, 1992).....	32
Tablo 2.1. Deneylerde kullanılan örgülü geotekstil ile ilgili temel bilgiler.....	74
Tablo 2.2. Yük halkasının özellikleri.....	76
Tablo 2.3. Elek analizi deney sonuçları	78
Tablo 2.4. Rölatif sıklığa göre zeminlerin sınıflandırılması.....	79
Tablo 2.5. Kumun sıklık özellikleri	80
Tablo 3.1. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerle ilgili bilgiler	94
Tablo 3.2. Donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerle ilgili bilgiler	104
Tablo 3.3. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen düşey oturma miktarları	118
Tablo 3.4. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri	121
Tablo 3.5. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen düşey oturma miktarları	132
Tablo 3.6. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen düşey oturma miktarları	135
Tablo 3.7. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri	138
Tablo 3.8. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri	141
Ek Tablo 1.1. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan 1a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	155

Ek Tablo 1.2. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan 1b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	157
Ek Tablo 1.3. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 2a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri	159
Ek Tablo 1.4. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 2b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	161
Ek Tablo 1.5. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 3a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	163
Ek Tablo 1.6. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 3b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	165
Ek Tablo 1.7. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 4a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	167
Ek Tablo 1.8. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 4b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	168
Ek Tablo 1.9. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temel ile yapılan 1a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	169
Ek Tablo 1.10. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temel ile yapılan 1b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	171
Ek Tablo 1.11. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan 2a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	173
Ek Tablo 1.12. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan 2b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	175
Ek Tablo 1.13. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temel ile yapılan 3a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	177
Ek Tablo 1.14. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temel ile yapılan 3b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	179
Ek Tablo 1.15. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan 4a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	181

Ek Tablo 1.16. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan 4b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri.....	182
---	-----

SEMBOLLER DİZİNİ

0	Donatısız
B	Temel genişliği
B'	Azaltılmış temel genişliği
b	Temelin şev tepesinden olan yatay uzaklığı
C _a	Kohezyon kuvvetleri
c	Zemininin kohezyonu
C _{ds}	Kama 2 tabanının, yatay geosentetik donatı yüzeyiyle çakışması durumunda hesaplanan düz kayma katsayısı, μ ($\mu = C_{ds} \tan \phi$) değerini hesaplamak için kullanılan bir sabit (Blatz ve Bathurst, 2003)
CE 121, 131	Yüksek yoğunluklu polietilen geogrid
C _i	Zeminin kohezyonundan dolayı dilim tabanındaki kaymaya karşı koyan bileşen
CPE	Klorlu polietilen
CR	Kaplama oranı
C _r	Eğrilik katsayısı
C _u	Üniformluluk katsayısı
d	Donatılar arası düşey mesafe
d	Donatılı
d	Kum zemin yüksekliği (Sawwaf, 2007)
d, d _R	Toplam donatı derinliği
D	Tane çapı
D ₁₀	Efektif tane çapı
D ₃₀	% 30 geçene karşılık gelen tane çapı
D ₆₀	% 60 geçene karşılık gelen tane çapı
D _e	Temelin şev tepesine olan uzaklığı
D _f	Temel gömme derinliği
D _r	Kumun rölatif sıklığı
e	Eksantrisine
ECB	Etilen kopolimer bitüm
E _i	Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki normal kuvvet
e _{max}	Maksimum boşluk oranı
e _{min}	Minimum boşluk oranı

F	Güvenlik sayısı (Blatz ve Bathurst, 2003)
G	Deney tankının uzunluğu
H	Deney tankının yüksekliği
h	Donatılar arası düşey mesafe
HDPE	Yüksek yoğunluklu polietilen geogrid
k	Yatay sismik katsayısı (Huang ve Tatsuoka, 1994)
k_1, k_2	Temel şekil katsayıları
K_{sw}	Yan yüz toprak basınç katsayısı
L	Deney tankının genişliği
L	Donatı uzunluğu
L	Temel uzunluğu
LDPE	Düşük yoğunluklu polietilen
L_f	Temel ile kırılma yüzeyinin zeminle temas ettiği nokta arasındaki yatay mesafe
L_R	Donatı uzunluğu
MDPE	Orta yoğunluklu polietilen
M_k	Kum miktarı
N	Donatı tabakası sayısı
$N_{\gamma q}$	Şev varlığındaki taşıma gücü katsayısı
N_c, N_q, N_γ	Terzaghi taşıma gücü katsayıları
$N_{cq}, N_{\gamma q}$	Meyerhof taşıma gücü katsayıları
N_e	Eksantrik yüklü temelin toplam taşıma gücü
N_i	Dilim tabanının normaline etkiyen efektif tepki kuvveti
N_m	Merkezi yüklü temelin toplam taşıma gücü
N_m'	B'L boyutlu temelin merkezi olarak taşıyabileceği yük
P_A	Denge kuvveti
PA	Poliester ve poliamid
PE	Polietilen
P_i	Dilim üzerine etkiyen yatay dış yük
p_o'	Temel taban düzeyindeki düşey efektif gerilme
P_p	Pasif toprak basıncı
PP	Polipropilen geogrid
P_{py}	AEKJ zemin kütlelerinin ağırlığından dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pc}	Kohezyondan dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pq}	Sürşarj yükünden dolayı oluşan pasif toprak direnci

PVC	Polivinilklorür
Q, Q_t	Temel yükü
Q_e	Eksantrik yüklü model şerit temelin sınır yükü
$Q_{sınır}$	Şerit temelin sınır yükü
q_{emin}	Zeminin emin taşıma gücü
Q_{emin}	Zeminin emniyetle taşıyabileceği yük
Q_i	Dilim üzerine etkiyen düşey dış yük
Q_m	Merkezi yüklü model şerit temelin sınır yükü
$Q_{sınır (ort.)}$	Ortalama sınır yükü
$q_{sınır}$	Sınır taşıma gücü
q_{tmax}	Maksimum temel taban basıncı
q_u	Zeminin serbest basınç mukavemeti
q_z	Bir z derinliğinde, zemin ağırlığından dolayı oluşan düşey basınç
s	Sığ
S_i	Dilim tabanındaki kayma kuvveti
SP	Kötü derecelenmiş kum zemin
S_v	Donatılar arası düşey mesafe
T_i	i tabakasındaki çekme yükü (Blatz ve Bathurst, 2003)
T_i	Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki kayma kuvvet (Huang ve Tatsuoka, 1994)
T_{si}	Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki donatı kuvveti
U	İlk donatı derinliği
u	İlk donatı tabakası derinliği
U_i	Boşluk suyu basıncından dolayı oluşan kaldırma kuvveti
USCS	Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi
V	Kum hacmi
W	Kırılma sırasında temelin altında oluşan ABC kamasının ağırlığı (Terzaghi, 1943)
W_1	Kama 1'in ağırlığı (Blatz ve Bathurst, 2003)
W_2	Kama 2'nin ağırlığı (Blatz ve Bathurst, 2003)
W_i	Dilim ağırlığı
W_m	Deney düzeneği genişliği
x	Donatı tabakaları arasındaki düşey derinlik
X_{sw1}	Kama 1 yan yüz sürtünme kuvveti
X_{sw2}	Kama 2 yan yüz sürtünme kuvveti

y	Yüzey
% P	Geçen yüzde
α	Azaltma katsayısı (Uzuner, 1975)
α	Dilim tabanının yatayla yaptığı açı (Huang ve Tatsuoka, 1994)
α	Eğimli yükün düşeyle yaptığı açı (Huang vd., 1994)
β	Açısal çarpılma (distorsiyon) (Uzuner, 2012)
β	Donatı şeritlerinin yatayla yaptığı açı (Huang ve Tatsuoka, 1994)
β	Şev açısı (derece)
β_{AB}	A ve B noktaları arasındaki açısal distorsiyon
γ_k	Kuru birim ağırlığı
γ_s	Tane birim ağırlığı
γ	Zeminin birim ağırlığı
δ	Farklı oturma
δ	Temel tabanındaki yükün eğim açısı (Huang ve Tatsuoka, 1994)
δ_{AB}	A ve B noktaları arasındaki farklı oturma
ΔH	Mutlak (toplam) oturma
ΔH_A	A noktasının mutlak oturması
ΔH_B	B noktasının mutlak oturması
$\Delta H_c, \Delta H_\infty$	Birincil (primer) konsolidasyon oturması
ΔH_f	Kırılma (göçme) anında meydana gelen düşey oturma miktarı
ΔH_i	Ani (elastik, ilk) oturma
ΔH_s	İkincil (sekonder) konsolidasyon oturması
ΔM_o	Temel tabanının ortasına göre momentlerin cebirsel toplamı
ϵ_z	z doğrultusundaki düzlem deformasyon
η	Kayma düzlemi ile eşdeğer serbest yüzey arasındaki açı
η	Logaritmik spiralın eğriliği (Huang ve Tatsuoka, 1994)
θ	Şev açısı (Kumar ve Ilamparuthi, 2009)
θ_B	Temel topuğundaki kama açısı
θ_F	Temel burnundaki kama açısı
λ	Kamalar arası kayma mobilizasyon oranı
μ	Kama 2 tabanının, yatay geosentetik donatı yüzeyiyle çakışması durumunda hesaplanan düz kayma katsayısı (Blatz ve Bathurst, 2003)
ρ_k	Kuru yoğunluk
ρ_{kmax}	Maksimum kuru yoğunluk

ρ_{kmin}	Minimum kuru yoğunluk
ρ_s	Kum zeminin tane yoğunluğu
σ_{max}	Taban basınç dağılışının maksimum değeri
σ_{min}	Taban basınç dağılışının minimum değeri
σ_0	Zeminin normal gerilmesi
σ_v	Bir z derinliğinde, temel yükünden dolayı oluşan düşey basınç (Blatz ve Bathurst, 2003)
$\sum N$	Temel tabanının ortasına göre tüm düşey yüklerin toplamı
τ_0	Kayma gerilmesi
ϕ_{sw}	Deney tankının yan yüz sürtünme açısı
ϕ	Zeminin içsel sürtünme açısı
ϕ_f	Faktörize edilmiş zemin sürtünme açısı

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Son yıllarda nüfusun hızla artması ve kentleşme sebebiyle, yerleşim alanları daralmakta ve uygun yerleşim bölgeleri azalmaktadır. Bu da, özellikle büyük kentler ve sanayi bölgelerinde arazilerin sınırlı ve değerli oluşu, taşıma gücü zayıf ve yüksek oturma değerleri veren zeminlerin inşaat alanı olarak kullanılmasını zorunlu hale getirmiştir. Mühendislik yapılarının temel sistemlerinin tasarımında, zeminin taşıma gücü ve oturma koşullarını sağlaması durumunda yüzeysel (sığ) temeller, sağlamaması durumunda ise üç farklı yöntem uygulanmaktadır. Bunlardan ilki, taşıma gücü zayıf zemini uzaklaştırıp yerine uygun zemin koymak, ikincisi derin temel yapmak, üçüncüsü ise mevcut zemini iyileştirmeye tabi tutmaktır. Fakat ilk iki yöntemin maliyetli olması ve inşaat sektöründeki gelişmeler, mühendisleri zemini iyileştirmeye yöneltmektedir. İyileştirmede amaç, işin özelliğine göre; taşıma gücünü artırmak, beklenen oturmaları, deformasyonları azaltmak, geçirimsizliği azaltmak vb. olabilir. Mühendislik uygulamalarında sıklıkla kullanılan iyileştirme yöntemlerinden biri de donatılı zemin uygulamasıdır. Donatılı zemin; metal veya plastik şeritler, çubuklar, geotekstiller vb. gibi malzemelerin içine yerleştirildiği zemin olarak tanımlanabilir. Donatılı zeminde, aynen betonarmede olduğu gibi, donatı ile zemin arasında sürtünme gerilmeleri oluşarak, zemin güçlendirilir.

Donatılı zemin kavramı, ilk kez 1968 yılında Fransız Mühendis Vidal tarafından ortaya atılmış ve daha sonra diğer bilim adamları tarafından geliştirilerek günümüzde teorik ve deneysel birçok araştırmada kullanılmıştır. Vidal (1968) tarafından gerçekleştirilen uygulamada donatı malzemesi olarak metal şeritler kullanılmış, 1980'li yıllardan sonra ise metal şeritlerin yerini teknolojik gelişmelerle birlikte geosentetik malzemeler almıştır. Geosentetik malzemeler, kolay uygulanabilirliği ve ekonomik olmaları nedeniyle İnşaat Mühendisliğinde ve daha özel olarak Geoteknik Mühendisliğinde, günümüzde çeşitli amaçlarla gittikçe yaygınlaşmaktadır. Geosentetik malzemeler, sentetik hammaddelerden üretilen, geçirimli dokuma (geotekstil) veya geçirimsiz örtü (geomembran), ağ biçimli (geonet veya geoağ), geoköpük (geofom, EPS) vb. ürünlere verilen genel addır. Geosentetikler, başlıca; güçlendirme (taşıma gücünün artırılması), drenaj, geçirimsizlik, ayırma (farklı zemin tabakalarını) vb. işlevli olarak

kullanılabilirler. Geoköpük ise hafif olup, dolgularda kullanılmakta ve oturmaları azaltmaktadır.

Düz yüzeyli zeminlere oturan temellerin, geosentetik malzemelerle güçlendirilmesi ile zeminin taşıma gücünün arttığı, oturmalarının azaldığı ile ilgili bugüne kadar birçok çalışma yapılmıştır (Akinmusuru ve Akinbolande, 1981; Patel, 1982; Fragaszy ve Lawton, 1984; Guido vd., 1985; Guido vd., 1986; Verma ve Char, 1986; Samtani ve Sonpal, 1989; Al-Mosawe ve Al-Dobaissi, 1992; Khing vd., 1993; Omar vd., 1993; Yetimoğlu vd., 1994; Das vd., 1994; Wasti ve Bütün, 1996; Adams ve Collin, 1997; Özalay vd., 1998; Tan ve Çelik, 1999; Shin ve Das, 2000; Alawaji, 2001; DeMerchant vd., 2002; Moroğlu, 2002; Shin vd., 2002; Yıldız, 2002; Kumar ve Saran, 2003b; Michalowski, 2004; Moroğlu vd., 2005; Patra vd., 2005; Hataf ve Rahimi, 2006; Omar, 2006; Patra vd., 2006; Şadoğlu, 2009 ve Şadoğlu vd., 2009).

Bazı durumlarda ise, temellerin şev üzerine veya yakınına inşa edilmeleri gerekebilir. Bu gibi durumlarda, zeminin taşıma gücü şevden dolayı önemli miktarda azalmaktadır. Taşıma gücündeki bu azalma, şevli zeminin geosentetik malzemelerle güçlendirilmesi ile giderilebilir. Şevli zeminlere oturan temellerin, geosentetik malzemelerle güçlendirilmesi ile ilgili bugüne kadar sınırlı sayıda çalışma yapılmıştır (Selvedurai ve Granendran, 1989; Huang vd., 1994; Huang ve Tatsuoka, 1994; Lee ve Manjunath, 2000; Yoo, 2001; Blatz ve Bathurst, 2003; Bathurst vd., 2003; Keskin vd., 2007; Laman vd., 2007; Sawwaf, 2007; Alamshahi ve Hataf , 2009; Mittal vd., 2009 ve Kumar ve Ilamparuthi, 2009). Çalışmalar incelendiğinde, yapılan araştırmaların genellikle merkezi yüklü temellerin taşıma gücü ile sınırlı olduğu görülmüştür. Oysaki günümüzde neredeyse tüm temeller yapılardan etkiyen yanal yüklerden dolayı momentlerin etkisi altındadır. Türk Deprem Yönetmeliği'ne (2007) göre, merkezi yüklü temellere bir miktar eksantrisite katılır ve tüm temeller eksantrik yüklü olarak tasarlanır. Dolayısıyla bu çalışmada, donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin sınır yüklerinin eksantrisite ile değişimi, yük - oturma davranışı ve kırılma yüzeylerinin laboratuvar model deneyleri ile belirlenmesi araştırılmıştır.

1.2. Temellerin Sınıflandırılması

Yapı yüklerini şekil, boyut ve gömme derinliğine bağlı olarak zeminin taşıyabileceği gerilmelere çevirerek zemine aktaran elemanlar temel, yükleri doğrudan ya da temeller

aracılığı ile taşıyan ortam ise temel zemini olarak adlandırılmaktadır. Temelin gömme derinliği genişliğinden küçük ise ($D_f \leq B$) sığ (yüzeysel) temel, büyük ise ($D_f > B$) derin temel adı verilir (Genç, 2008).

Temeller aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir (Uzuner, 2011):

1) Sığ (Yüzeysel) Temeller

A) Tekil Temeller

A1) Simetrik Tekil Temeller

*Merkezi Yüklü Tekil Temeller

* Eksantrik Yüklü Tekil Temeller

A2) Asimetrik Tekil Temeller

B) Şerit Temeller

B1) Duvar Altı (perde altı) Şerit Temeller

* Simetrik Şerit Temeller

* Asimetrik Şerit Temeller

B2) Kolon Altı Şerit Temeller

* Bir Doğrultuda Uzanan Şerit Temel Sistemi

* İki Doğrultuda Uzanan (Izgara) Şerit Temel Sistemi

C) Birleşik Temeller

C1) Özel Şerit Temeller

* Dikdörtgen Tabanlı Özel Şerit Temeller

* Yamuk Tabanlı Özel Şerit Temeller

C2) Bağ Kirişli Birleşik Temeller

D) Radye Temeller

D1) Düz (Kirişsiz, plak) Radye Temeller

D2) Kirişli Radye Temeller

D3) Hücreli Radye Temeller

2) Derin Temeller

A) Kazıklı Temeller

B) Kuyu (Ayak, Şaft) Temeller

C) Keson Temeller

Yapısal yükleri sığ derinliklerdeki zemin ya da kaya türlerine aktaran temeller sığ ya da yüzeysel temeller olarak adlandırılır. Sığ temeller başlıca tekil, şerit (sürekli veya mütemadi), birleşik ve radye şeklindedir.

Uzunluğu (L), genişliğinin (B) beş katından küçük ($L < 5B$) temellere tekil temel denilmektedir. Kare, dikdörtgen, daire ya da yamuk şekilli tekil temeller kolon yüklerini taşırlar.

Temel uzunluğu (L), genişliğinin (B) beş katı ya da daha fazla ($L \geq 5B$) ise bu sığ temeller şerit temel olarak adlandırılır.

Kolon yüklerinin fazla olduğu, komşu temellerin birbirine çok yaklaşması durumunda ya da arsa sınırlarının getirdiği kısıtlamalar nedeni ile birden fazla kolon yükünü taşıyan birleşik temel yapımı gerekebilir.

Yapı yükünün, temel alanının yapı alanına yakın olmasını gerektirecek kadar büyük olduğu ya da yetersiz fiziksel özelliklerine sahip zeminlerde yükün geniş alana yayılması gerekebilir. Toplam temel alanı yapı alanının % 50'sinden büyük olduğu durumlarda radye temel yapımı tercih edilir. Radye temelde, taban alanı büyüdüğü için taban basıncı azalır dolayısıyla temellerin oturması azaltılmış, toplam ve farklı oturma problemlerine de çözüm getirilmiş olur.

Yapı yüklerini, derindeki sağlam zemin ya da kaya türlerine aktaran temeller derin temeller olarak adlandırılır. Bu tür temeller genellikle büyük ve ağır yapılarda ya da zayıf dirençli yüksek sıkışabilir özellikte zeminlerin sığ derinliklerde olması durumunda yapılır. Derin temellerin yüzeysel temellerden farkı gömme derinliğinin diğer boyutlarından çok büyük olmasıdır.

Derin temeller, kazıklı temeller, kuyu (ayak, shaft) temeller ve keson temeller başlıkları altında toplanabilir.

Kazıklı temellerde yapı yükleri çevre sürtünmesi, uç direnci veya her ikisi ile birden taşınmaktadır. Taşıma gücü tipi ayrımına dayanarak sürtünme direnci ile çalışan kazıklar sürtünme kazıkları, uç direnci ile çalışan kazıklar uç kazıkları ve hem sürtünme hem uç direnci ile çalışan kazıklar sürtünme - uç kazıkları olarak adlandırılır.

Kuyu temellerde oturmalara hiç izin verilmediği için kazıklı temellerden farklı olarak sağlam tabakaya kadar indirilme zorunluluğu vardır. Kuyu temeller silindir (düz) şeklinde, kubbe şeklinde düğmeli, piramit şeklinde düğmeli olarak yapılabilirler ya da silindir şeklinde kayaya soketli olarak inşa edilebilir. Silindir kuyu temeller donatılı ya da donatısız, düğmeli temeller ise çift düğmeli olarak yapılabilir.

Ekonomik olmaları nedeni ile sağlam tabakanın çok derinde olmaması durumunda çok ağır yapılar için kuyu temeller tercih edilmektedir.

Bir bölümü ya da tamamı uzakta yapıлып farklı bir yöntemle yerine oturtulan derin temeller ise keson olarak adlandırılır (Genç, 2008).

1.3. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar

1.3.1. Taşıma Gücü Koşulu

Üzerine etkiyen yükler altında, temel zemininde kayma kırılması oluşmamalı ve kırılma (göçme) olayına karşı bir güvenlik olmalıdır. Bu koşul; Bağıntı 1.1'den de görüldüğü gibi kısaca, temel taban basıncının en büyük (maksimum) değerinin, zeminin emin taşıma gücünü (zemin emniyet gerilmesini) aşmaması vb. olarak ifade edilebilir (Uzuner, 2011).

$$q_{t_{\max}} \leq q_{e_{\min}} \quad \text{veya} \quad Q_t \leq Q_{e_{\min}} \quad (1.1)$$

Bu bağtıda; $q_{t_{\max}}$: Maksimum temel taban basıncı (kN/m^2), $q_{e_{\min}}$: Zemin emniyet gerilmesi (kN/m^2), Q_t : Temel yükü (kN) ve $Q_{e_{\min}}$: Zeminin emniyetle taşıyabileceği yük (kN)'tür.

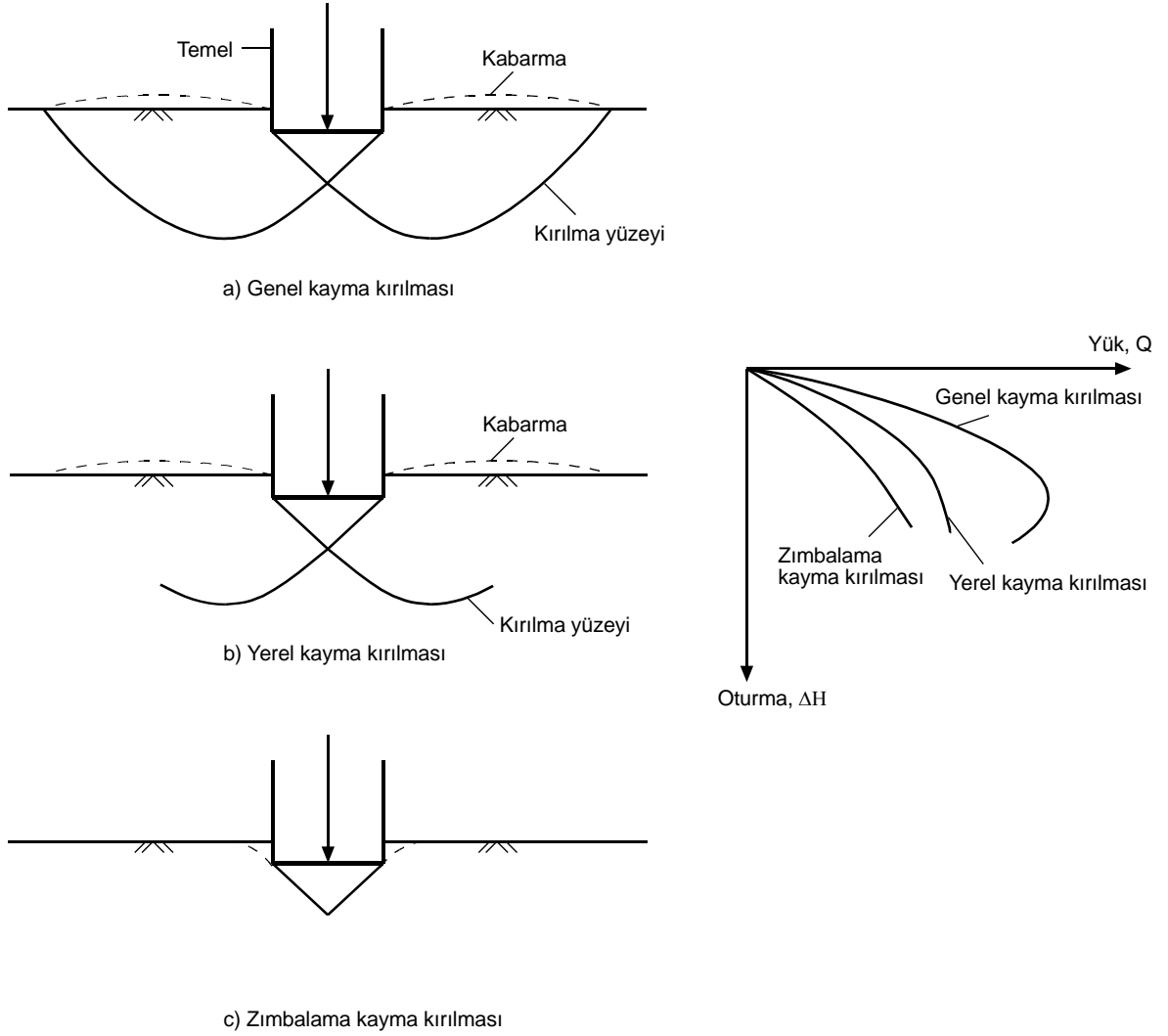
Bir temel, sıfırdan başlayarak gittikçe artan bir biçimde yüklendiğinde, başlangıçta artan yük veya basınçla oturmalar da artar. Ancak, sınır taşıma gücüne varıldığında yük artırılmasa da oturmalar devam ederek büyük değerlere ulaşır ve zemin kayma yüzeyleri boyunca kırılarak, temel göçer. Göçme anında, temelin veya temel zemininin birim alanının taşıyabileceği basınç değerine sınır taşıma gücü ($q_{\text{sınır}}$, kN/m^2) denir.

Zeminin cinsine, sıklığına ve sertliğine (kıvamına) bağlı olarak genel kayma kırılması, yerel kayma kırılması ve zımbalama kayma kırılması olmak üzere temel zemininde üç türlü kırılma meydana gelir (Terzaghi, 1943) (Şekil 1.1).

Genel kayma kırılması, sıkı veya sert zeminlerde görülür (De Beer, 1965 ve Terzaghi, 1943). Rölatif sıklığın (D_r) % 70'ten büyük ve içsel sürtünme açısının (ϕ) 36° 'den büyük olduğu durumlarda genel kayma kırılması oluşur (Cernica, 1995 ve Uzuner, 2012). Genel kayma kırılmasında, kırılma yüzeyleri belirgin olup zemin yüzüne kadar uzanırlar. Yanlarda kabarma görülür. Yük - oturma eğrisinde kırılma noktası belirgindir.

Yerel kayma kırılması, gevşek - orta sıkı veya yumuşak - orta sert zeminlerde görülür. Rölatif sıkılığın % 40'tan küçük ve içsel sürtünme açısının (ϕ) 28° 'den küçük olduğu durumlarda yerel kayma kırılması oluşur. Yerel kayma kırılmasında, kırılma yüzeyleri belirgin olmayıp, yük - oturma eğrisinde kırılma noktası belirgin değildir. Yanlarda kabarma görülür.

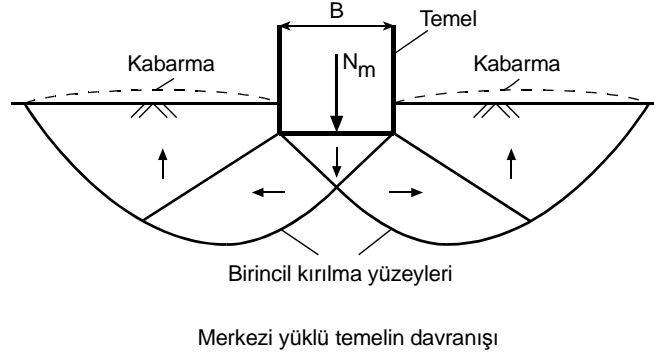
Zımbalama kayma kırılması, yerel kayma kırılmasında olduğu gibi gevşek veya yumuşak zeminlerde görülür. Zımbalama kayma kırılmasında, temel, yanlarda kabarma ve kırılma yüzeyleri oluşmadan, büyük oturmaya uğrar. Yük - oturma eğrisinde, yerel kayma kırılmasına benzer olarak kırılma noktası belirgin değildir. Sonuçlar açısından yerel ve zımbalama kayma kırılmaları aynı grupta düşünülür.



Şekil 1.1. Zeminde meydana gelen kırılma türleri

1.3.1.1. Merkezi Yüklü Temellerin Taşıma Gücü

Sadece düşey merkezi yükün etkisi altında olan merkezi yüklü temellerin taşıma gücünün belirlenmesinde birçok teori vardır. Bu teoriler, temelin her iki yanında simetrik birincil kırılma yüzeyleri oluşacak şekilde kabuller yapılarak geliştirilmişlerdir (Şekil 1.2).



Şekil 1.2. Merkezi yüklü temelerde kırılma yüzeyleri

Bu teorilerin başlıcaları; Prandtl Taşıma Gücü Teorisi, Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi, Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi vb. olarak sıralanabilir.

1.3.1.1.1. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi

Taşıma gücü ile ilgili temel prensiplerin çoğu Prandtl (1921) Taşıma Gücü Teorisi'ni başlangıç olarak kabul etmektedir. Prandtl (1921), zemin yüzüne oturan bir şerit temel altındaki zeminin taşıma gücü için plastisite teorisine dayanan çözümler vermiş ve sınır taşıma gücü için Bağıntı 1.2'yi önermiştir.

$$q_{\text{sınır}} = (\pi+2)c = 5.14c = 2.57q_u \quad (1.2)$$

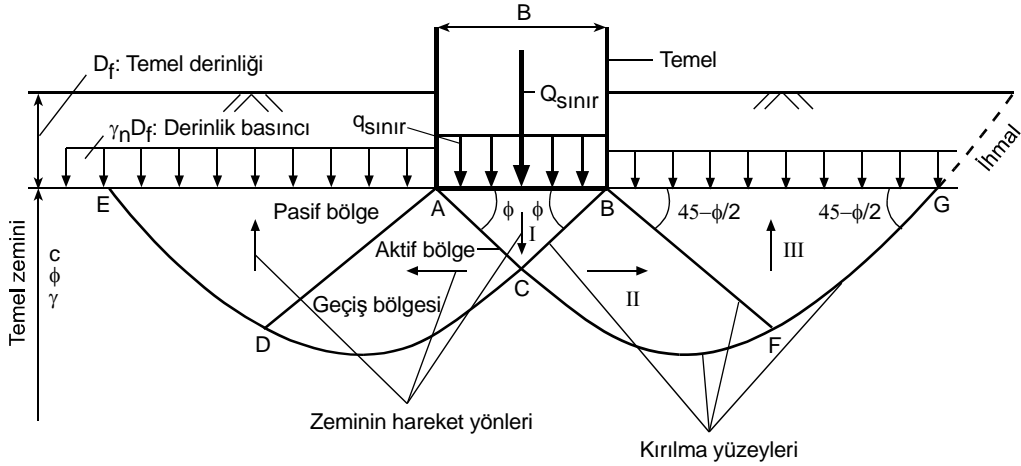
Bu bağtıda; $q_{\text{sınır}}$: Zeminin sınır taşıma gücü (kN/m^2), c : Zeminin kohezyonu (kN/m^2), ve q_u : Zeminin serbest basınç mukavemetini (kN/m^2) göstermektedir.

Terzaghi (1943), sığ temellerin taşıma gücü için Prandtl denklemini zemin koşullarına göre düzenleyerek teorisini geliştirmiştir. Terzaghi Teorisi, sığ temellerin taşıma gücünün belirlenmesinde çok kullanılan plastik göçme esasına dayanan ve yaklaşık

çözüm veren bir yöntemdir. Terzaghi taşıma gücü formülü, şerit temel (iki boyutlu koşullar veya düzlem deformasyon koşulları) için kabuller yapılarak çıkarılmıştır (Şekil 1.3).

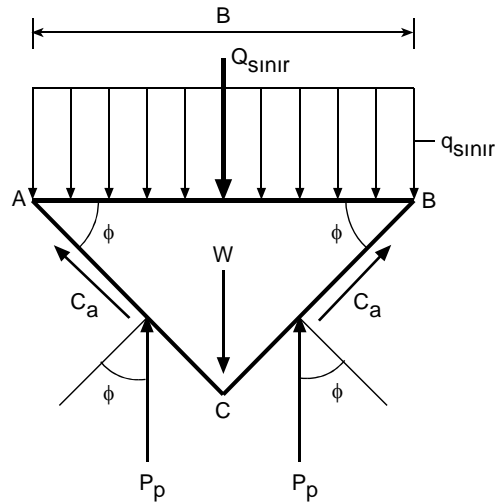
- * Zemin, homojen, izotrop ve yarım sonsuzdur.
- * AB tabanı tam sürtünmelidir (pürüzlü taban).
- * Temel tabanı altında, ABC üçgen kaması meydana gelir. Bu kama, temelle birlikte aşağıya doğru hareket eder ve CAB açısı = CBA açısı = ϕ (zeminin içsel sürtünme açısı)' dir. ABC bölgesine aktif bölge denir.
- * CD, CF kırılma yüzeyi kısımları, logaritmik spiraldir. ACD ve BCF bölgeleri geçiş bölgeleri adını alır.
- * ADE ve BFG pasif bölgeler olup, DE ve FG kırılma yüzey kısımları, düzlem (doğru) ve FGB açısı = $45^\circ - \phi/2$ ' dir.
- * Kırılma yüzeylerinin, temel derinliği (D_f) içindeki kısmı ihmal edilir ve bunun yerine temel taban düzeyinde, $p'_o = \gamma D_f$ üniform yayılı yükün (derinlik basıncı, sürşarj) etkidiği düşünülür. Ayrıca temel yan yüzleri ile zemin arasındaki sürtünmeler ihmal edilir. Zeminin, genel bir zemin (c- ϕ zemini) olduğu düşünülür.

Teorik çözümde genel kayma kırılması esas alınmıştır. Plastik denge durumunda, temel altındaki zeminin kayma yüzeyi üç bölgeden oluşmaktadır. I. bölge aktif bölge olup, bu bölgenin sınırları yatayla ϕ açısı yapar. I. bölge temelin bir parçası gibi davranarak, II. ve III. bölgeleri dışarıya doğru iter. II. bölge logaritmik spiral şekilli radyal kayma bölgesi olarak tanımlanır. III. bölge ise pasif bölgedir. I. ve III. bölgelere kayma şekilleri Rankine Teorisi ile özdeş olduğundan, aktif ve pasif Rankine bölgeleri de denilebilir.



Şekil 1.3. Terzaghi Taşıma Gücü Teorisi (Terzaghi, 1943)

Zeminde kırılma, ACDE ve BCFG bölgelerindeki zemin kütlelerinin toplam pasif dirençlerinin yenilmesiyle oluşur. Kırılma yükü altında, ABC üçgen kamasının dengesi düşünülürse bu kamaya etkiyen kuvvetler; sınır yük ($Q_{sınır}$), kamanın ağırlığı (W), AC ve BC yüzeylerine düşey olarak etkiyen pasif toprak basınçları (P_p) ve AC ve BC yüzeyleri boyunca etkiyen kohezyon kuvvetleridir (C_a) (Şekil 1.4).



Şekil 1.4. Temel altındaki üçgen kamanın dengesi (Terzaghi, 1943)

ABC üçgen kamasına aşağıya doğru etkiyen kuvvetler ($Q_{sınır}$ ve W) Bağıntı 1.3 ve Bağıntı 1.4'teki gibi yazılabilir.

$$Q_{\text{sınır}} = q_{\text{sınır}} B \quad (1.3)$$

$$W = \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi \quad (1.4)$$

Bu bağıntıda; γ : Zeminin birim ağırlığı (kN/m^3) ve B : Temel genişliği (m)' dir.

Taneler arası kohezyonun etkisiyle AC ve BC yüzeylerinde oluşan kohezyon kuvvetleri (C_a) Bağıntı 1.5'teki gibi yazılabilir.

$$C_a = c_{BC} = c_{AC} = c \frac{B}{2 \cos \phi} = \frac{cB}{2 \cos \phi} \quad (1.5)$$

P_p , AC ve BC yüzeylerine etkiyen, bu yüzeylerin normalleri ile Şekil 1.4'te de görülen yönde, sürtünme açısı (zeminin zeminle olan sürtünme açısı, $\delta = \phi$) kadar dönen toplam pasif itkiyi göstermektedir. ABC üçgen kaması için düşey denklemi yazılırsa Bağıntı 1.6 elde edilir.

$$q_{\text{sınır}} B = 2P_p + cB \tan \phi - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi \quad (1.6)$$

P_p pasif itki; zeminin kohezyonundan ileri gelen P_{pc} , derinlik basıncından gelen P_{pq} ve zeminin ağırlığından gelen P_{py} bileşenlerinden oluşur. Bu kuvvetler Bağıntı 1.6'da yerine yazılarak tekrar düzenlenirse Bağıntı 1.7 elde edilir.

$$q_{\text{sınır}} B = 2(P_{pc} + P_{pq} + P_{py}) + cB \tan \phi - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi$$

$$q_{\text{sınır}} B = (2P_{pc} + cB \tan \phi) + 2P_{pq} + (2P_{py} - \frac{1}{4} \gamma B^2 \tan \phi) \quad (1.7)$$

Bağıntı 1.7'de;

$$2P_{pc} + cB \tan \phi = BcN_c$$

$$2P_{pq} = B\gamma D_f N_q$$

$$2P_{py} - \frac{1}{4}\gamma B^2 \tan \phi = B \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma$$

denilirse, Bağıntı 1.8 elde edilir.

$$q_{sımr} = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \quad (1.8)$$

Şerit temel için Bağıntı 1.8'de geliştirilen Terzaghi Taşıma Gücü Formülü'nün genel şekli Bağıntı 1.9'daki gibidir.

$$q_{sımr} = \overbrace{k_1 c N_c + p_0' N_q}^{\text{İçsel sürtünme açısı ve temel şekli}} + \underbrace{k_2 \gamma B N_\gamma}_{\substack{\text{Temel genişliği} \\ \text{ve zemin ağırlığı}}} \quad (1.9)$$

Kohezyon
Derinlik

Bağıntı 1.9'da $q_{sımr}$: Zeminin sınır taşıma gücü (kN/m^2), c : Zemininin kohezyonu (kN/m^2), γ : Zemininin birim ağırlığı (kN/m^3), B : Temel genişliği (kısa kenar veya çap, m), p_0' : Temel taban düzeyindeki düşey efektif gerilme (kN/m^2), N_c , N_q , N_γ : Terzaghi taşıma gücü katsayıları (boyutsuz) olup, zeminin içsel sürtünme açısı, ϕ 'nin fonksiyonlarıdır. Bu katsayılar Tablo 1.1'de verilmektedir (Cernica, 1995). k_1 , k_2 : Temel şekil katsayıları (boyutsuz) olup, bu katsayılar Tablo 1.2'de verilmektedir (Kumbasar ve Kip, 1999).

Bağıntı 1.9 incelendiğinde, bir zeminin taşıma gücünün üç terimden oluştuğu görülür. Bunlardan birinci terim zeminin kohezyonunun, ikinci terim temel derinliğinin, üçüncü terim ise temel genişliği ve zemin ağırlığının taşıma gücüne katkısını göstermektedir. İçsel sürtünme açısı ise her üç terimde yer alarak taşıma gücüne katkı yapmaktadır.

Tablo 1.1. Tabanı pürüzlü temel için Terzaghi Taşıma Gücü Katsayıları (Cernica, 1995)

ϕ (derece)	N_c	N_q	N_γ	ϕ (derece)	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1	0	26	27.09	14.21	9.84
1	6	1.1	0.01	27	29.24	15.9	11.6
2	6.3	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.7
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.1	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.2	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.6	2.21	0.35	34	52.64	36.5	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.8	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.5	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.6	5.45	2.18	43	134.58	126.5	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.6
19	16.57	6.7	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.8	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.87
23	21.75	10.23	6	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.4	7.08	50	347.5	415.14	1072.8
25	25.13	12.72	8.34				

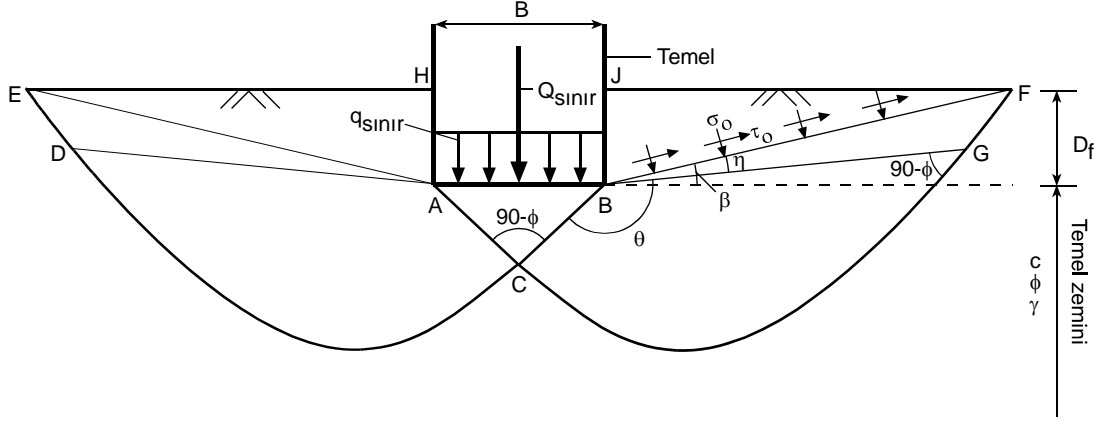
Tablo 1.2. Temel şekil katsayıları (Kumbasar ve Kip, 1999)

Temel şekli	k_1	k_2
Şerit	1	0.5
Kare	1.2	0.4
Daire	1.3	0.3
Dikdörtgen	$1 + 0.2 \frac{B}{L}$	$0.5 - 0.1 \frac{B}{L}$

1.3.1.1.2. Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi

Meyerhof (1951), şerit temeller için genel bir taşıma gücü teorisi geliştirmiştir. Terzaghi kırılma mekanizmasına benzer olan Meyerhof kırılma yüzeyleri Şekil 1.5'te

görülmektedir. Fakat kırılma yüzeyleri temel taban seviyesinde kalmayıp zemin yüzeyine kadar uzanmaktadır.



Şekil 1.5. Meyerhof Taşıma Gücü Teorisi (Meyerhof, 1951)

Şekil 1.5'te görüldüğü gibi, CD ve CG kırılma yüzeyi kısımları, logaritmik spiraldir. Temel tabanının sürtünmeli olduğu kabul edilirse, ABC üçgen kaması temelin bir parçası gibi davranış gösterir ve bu kamanın her iki tarafındaki ACD ve BCG radyal kayma bölgelerinin sınırları temel taban seviyesinin üstüne kadar uzanır. ADEH ve BGFJ bölgeleri karışık kayma bölgeleridir.

AEH ve BFJ bölgelerinde zeminin etkisi, eşdeğer üniform yayılı yük yerine AE ve BF yüzeylerinde normal gerilme, σ_0 ve kayma gerilmesi, τ_0 olarak temsil edilmektedir. β , σ_0 , τ_0 değerlerine temel derinlik parametreleri denir. β açısı derinlikle artar. Sığ şerit temel için Meyerhof Taşıma Gücü Formülü'nün genel şekli Bağlantı 1.10'daki gibidir.

$$q_{\text{sınır}} = cN_c + p_0'N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (1.10)$$

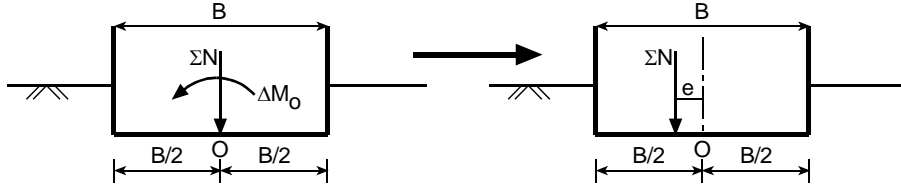
Bağlantı 1.10'da $q_{\text{sınır}}$: Zeminin sınır taşıma gücü (kN/m^2), c : Zemininin kohezyonu (kN/m^2), γ : Zemininin birim ağırlığı (kN/m^3), B : Temel genişliği (kısa kenar veya çap, m), p_0' : Temel taban düzeyindeki düşey efektif gerilme (kN/m^2), N_c , N_q , N_γ : Meyerhof taşıma gücü katsayıları (boyutsuz) olup, temelin derinliğine, şekline, pürüzlülüğüne içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişmektedir. Bu katsayılar Tablo 1.3'te verilmektedir (Das, 1999).

Tablo 1.3. Tabanı pürüzlü temel için Meyerhof Taşıma Gücü Katsayıları (Das, 1999)

ϕ (derece)	N_c	N_q	N_γ	ϕ (derece)	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	0	0	26	22.25	11.85	8
1	5.38	0.09	0.002	27	23.94	13.2	9.46
2	5.63	0.2	0.01	28	25.8	14.72	11.19
3	5.9	0.31	0.02	29	27.86	16.44	13.24
4	6.19	0.43	0.04	30	30.14	18.4	15.67
5	6.49	0.57	0.07	31	32.67	20.63	18.56
6	6.81	0.72	0.11	32	35.49	23.18	22.02
7	7.16	0.88	0.15	33	38.64	26.09	26.17
8	7.53	2.06	0.21	34	42.16	29.44	31.15
9	7.92	2.25	0.28	35	46.12	33.3	37.15
10	8.35	2.47	0.37	36	50.59	37.75	44.43
11	8.8	2.71	0.47	37	55.63	42.92	53.27
12	9.28	2.97	0.6	38	61.35	48.93	64.07
13	9.81	3.26	0.74	39	67.87	55.96	77.33
14	10.37	3.59	0.92	40	75.31	64.2	93.69
15	10.98	3.94	1.13	41	83.86	73.9	113.99
16	11.63	4.34	1.38	42	93.71	85.38	139.32
17	12.34	4.77	1.66	43	105.11	99.02	171.14
18	13.1	5.26	2	44	118.37	115.31	211.41
19	13.93	5.8	2.4	45	133.88	134.88	262.74
20	14.83	6.4	2.87	46	152.1	158.51	328.73
21	15.82	7.07	3.42	47	173.64	187.21	414.32
22	16.88	7.82	4.07	48	199.26	222.31	526.44
23	18.05	8.66	4.82	49	229.93	265.51	674.91
24	19.32	9.6	5.72	50	266.89	319.07	873.84
25	20.72	10.66	6.77				

1.3.1.2. Eksantrik Yüklü Temellerin Taşıma Gücü

Temeller, düşey merkezi yükün yanında, eğilme momentinin de etkisinde kalabilirler. Eğilme momentleri de genellikle yatay yüklerden (rüzgâr, deprem, su ve yanal zemin basınçları vb.) meydana gelir. Hem merkezi normal kuvvet, hem de eğilme momenti etkisindeki temel, eksantrik olarak etkiyen tek bir yükü yüklenmiş duruma dönüştürülebilir (Şekil 1.6).



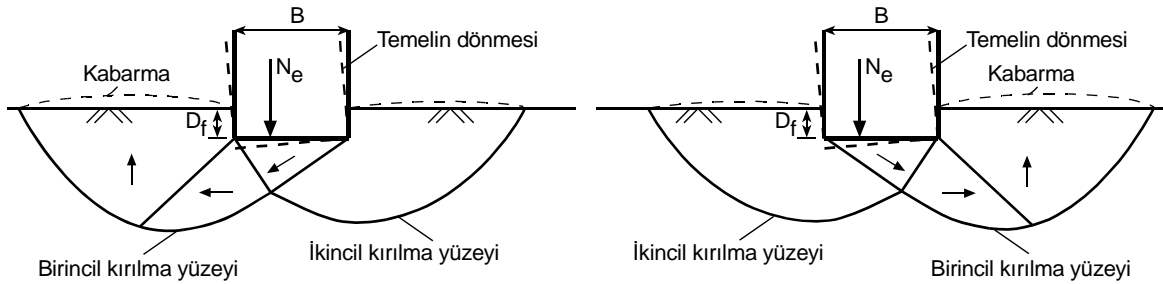
Şekil 1.6. Şerit temelin eksantrik olarak yüklenmesi

Bu durumda Bağıntı 1.11'de görüldüğü gibi, eksantrisite (dış merkezlik, merkezdışılık, teorik eksantrisite vb., e) meydana gelir. Eksantrisite ise, momentin düşey yüke oranı olarak tanımlanır.

$$e = \frac{\Delta M_o}{\Sigma N} \quad (1.11)$$

Burada, ΔM_o : Temel tabanının ortasına göre momentlerin cebirsel toplamı (kNm, kNm/m vb.), ΣN : Temel tabanının ortasına göre tüm düşey yüklerin toplamı (kN, kN/m vb.) olarak tanımlanır. Eksantrisitenin birimi uzunluk boyutundadır (m vb.).

Eksantrik yüklü temeller, aynı koşullarda merkezi yüklü temellere göre daha az yük taşır. Merkezi yüklü temellerin her iki yanında kırılma yüzeyleri meydana gelirken, eksantrik yüklü temellerin sadece bir tarafında (eksantrisitenin yer aldığı tarafta veya diğer tarafta) kırılma yüzeyi meydana gelir (Uzuner, 1975; Moroğlu, 2002 ve Şadoğlu, 2009 vb.). Taşıma gücü, kabaca kırılma yüzeyleri boyunca zeminin kayma direncini yenme gibi düşünülürse, kırılma yüzeyleri daha az olan eksantrik yüklü temellerin daha az yük taşıdığı söylenebilir. Temel daima eksantrisite tarafına doğru döner (Şekil 1.7) (Uzuner, 1980).



Eksantrik yüklü temelin davranışı

Şekil 1.7. Eksantrik yüklü temellerde kırılma yüzeyleri

$$N_e < N_m \quad (1.12)$$

Bağıntı 1.12’de N_e : Eksantrik yüklü temelin toplam taşıma gücü (kN), N_m : Merkezi yüklü temelin toplam taşıma gücü (kN) olarak tanımlanır.

Eksantrisite arttıkça, temelin toplam taşıma gücü azalır. Eksantrik yüklü temellerin taşıma gücünü belirlemek için birkaç yöntem vardır. Bunlar: Geleneksel Yöntem, Azaltılmış Genişlik (Meyerhof) Yöntemi, Azaltma Katsayıları Yöntemi olarak sıralanabilir.

1.3.1.2.1. Geleneksel Yöntem

Geleneksel yöntemde, eksantrik yüklü rijit bir temel altındaki basınç dağılımlarını belirlemek için şu kabuller yapılmaktadır.

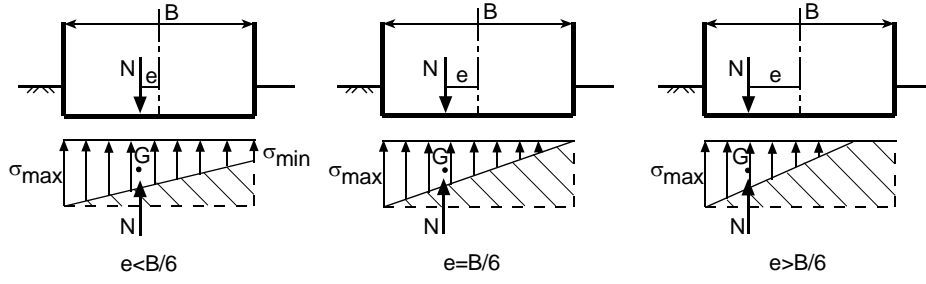
- * Taban basıncının dağılım biçimi doğrusal (lineer) dir.
- * Dağılımın bileşkesi, eksantrik olarak etkiyen yüke eşittir ($\sum Y = 0$).
- * Dağılımın bileşkesi ile eksantrik yük, aynı düşey doğrultudadır ($\sum M = 0$).
- * Zeminle temel arasında çekme gerilmesi oluşamaz. Çekme gerilmesi meydana gelen alanda, temel ile zemin teması kaybolur.

Geleneksel yöntemin bu kabullerinin geçerliliği, deneysel çalışmalarla gösterilmiştir (Uzuner, 1975 ve Uzuner, 1980).

Geleneksel yöntemde göre, eksantrik yüklü bir temelin taşıyabileceği yük, Bağıntı 1.13’te belirtilen kabule göre belirlenir. Taban basınç dağılımının maksimum değeri (σ_{max}), zeminin emin taşıma gücünü (q_{emin}) veya başka bir deyişle, merkezi yüklü aynı koşullardaki temelin emin taşıma gücünü aşmamalıdır.

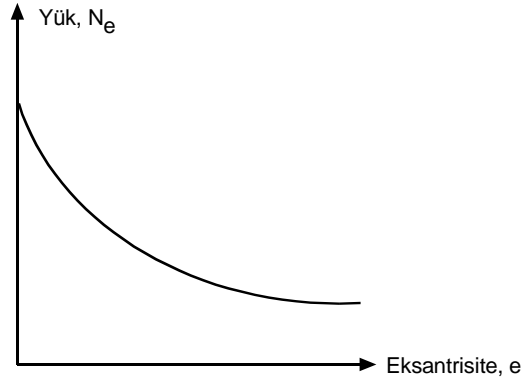
$$\sigma_{max} \leq q_{emin} \quad (1.13)$$

Eksantrisitenin genişlik üzerinde olduğu bir şerit temel, merkezi yüklü aynı temele göre Şekil 1.8’deki taralı alanlar kadar daha az yük taşır.



Şekil 1.8. Eksantrik yüklü şerit temel

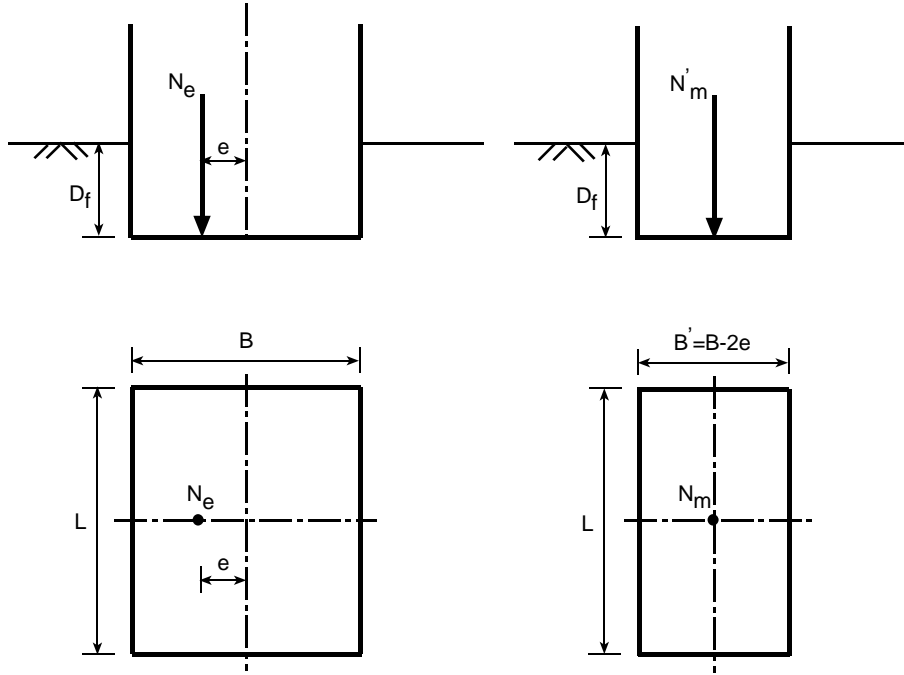
Genel olarak eksantrisite arttıkça, toplam taşıma gücü (toplam sınır veya güvenli yük) azalır (Şekil 1.9).



Şekil 1.9. Yük - eksantrisite ilişkisi

1.3.1.2.2. Azaltılmış Genişlik (Meyerhof) Yöntemi

Meyerhof (1953), eksantrik yüklü bir temelin taşıyabileceği yükün, eksantrisitenin üzerinde yer aldığı boyutunun eksantrisitenin iki katı ($2e$) kadar azaltılması ile elde edilen azaltılmış boyutlu temelin, merkezi yüklü olarak taşıyabileceği yüke eşit olduğunu ortaya atmıştır (Şekil 1.10).



Şekil 1.10. Meyerhof azaltılmış genişlik yöntemi

$$N_e = N_m' \quad (1.14)$$

Bağıntı 1.14'te N_e : BL boyutlu temelin eksantrik olarak taşıyabileceği yük (kN), N_m' : $B'L$ boyutlu temelin merkezi olarak taşıyabileceği yüküdür (kN). Eksantrisitenin her iki yönde olması durumunda ise her iki boyutta da azaltma yapılır. Kenarlardaki azaltmalar sonucu, yeni durumda kısa kenar, önceki durumdaki eski kısa kenar olmayabilir.

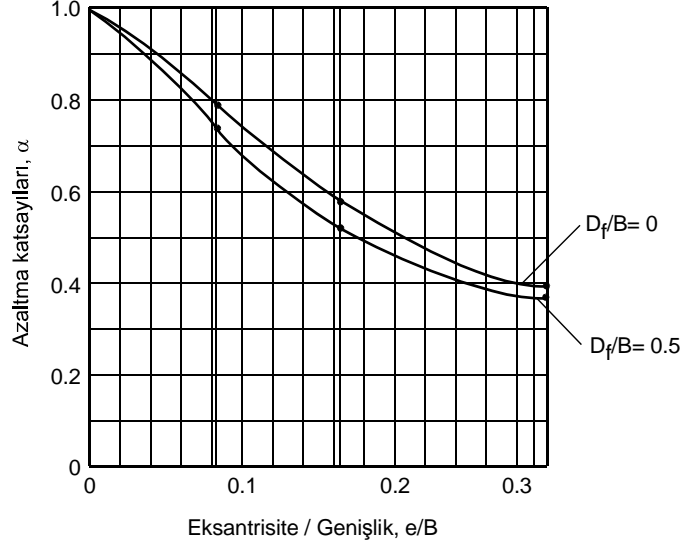
1.3.1.2.3. Azaltma Katsayıları Yöntemi

Eksantrik yüklü bir temelin taşıyabileceği yükü (N_e) belirlemek için; aynı temelin merkezi yüklenmesi durumunda bulunacak yük (N_m), bir azaltma katsayısı ile Bağıntı 1.15'te verildiği gibi çarpılır.

$$N_e = \alpha N_m \quad (1.15)$$

α , azaltma katsayısı, eksantrisite (e/B) ve derinliğe (D_f/B) bağlı olarak deneysel olarak belirlenir. Uzuner (1975) tarafından, orta sıkı kumda, model şerit temeller üzerinde

yapılan deneyler sonucu önerilen azaltma katsayıları, Şekil 1.11 ve Tablo 1.4'te görülmektedir.



Şekil 1.11. Azaltma Katsayıları, α (Uzuner, 1975)

Tablo 1.4. Azaltma Katsayıları, α (Uzuner, 1975)

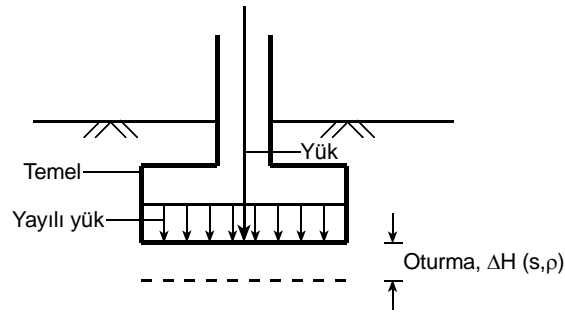
D_f/B	e/B			
	0	1/12	1/6	1/3
0	1	0.79	0.57	0.39
0.5	1	0.74	0.52	0.36

1.3.2. Oturma Koşulu

Temellerin oturmaları, izin verilebilir (müsaade edilebilir) oturma değerlerini aşmamalıdır. İzin verilebilir taşıma basıncı, taşıma gücü ve oturma koşulunu aynı anda sağlayan temel yüküdür. İzin verilebilir taşıma basıncının belirlenmesinde bazı durumlarda taşıma koşulu, bazı durumlarda da oturma koşulu önde gelmektedir. Bu açıdan, temellerin oturmaları hesaplanmalı; hesaplanan oturmalar, izin verilebilir oturmalarla karşılaştırılmalıdır. İzin verilebilir oturma değerleri aşılsa, yapıda hasar veya göçme olabilir. Bu koşul da; hesaplanan temel oturmalarının, ilgili değerlerle karşılaştırılması ile uygulanır (Uzuner, 2011).

1.3.2.1. Oturmanın Tanımı

Oturma, yapının (dolayısıyla temelin, zeminin) düşey yönde (daha çok da aşağı yönde) hareketidir (Şekil 1.12). Yaş veya doygun zemin ortamının yüzeysel kısmının donması sonucu meydana gelen kabarma, şişen killerin su alıp şişmesi vb. yukarı doğru harekete örnek verilebilir.



Şekil 1.12. Oturma

Bilindiği üzere, zemin; çeşitli büyüklükte tanelerden oluşan, boşluklu, doğal bir maddedir. Herhangi bir şekilde yüklenen zeminde tane dizilişinin değişmesi ile esas olarak taneler arası boşlukların azalmalarının toplamı sonucu, oturma (çökme, düşey hareket, tasman, yerleşme vb.) meydana gelir. Böylece, zeminin boşluk oranı e , (dolayısıyla porozite n) azalır, taneli zeminlerde rölatif sıklık D_r , artar. Tanelerin bizzat kendilerinin sıkışması, pratik olarak ihmal edilebilir.

Aynı şekilde varsa, taneler arasındaki suyun da sıkışmaz olduğu düşünülür. Suya doygun zeminlerde oturmanın meydana gelebilmesi için, boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı çıkması, akması gereklidir (Konsolidasyon oturmasındaki gibi). Kısmen doygun zeminlerde, boşluklardaki hava kolayca sıkışır. Oturma miktarı, birkaç mm'den 1 - 2 m'ye kadar olabilir.

1.3.2.2. Oturmanın Nedenleri

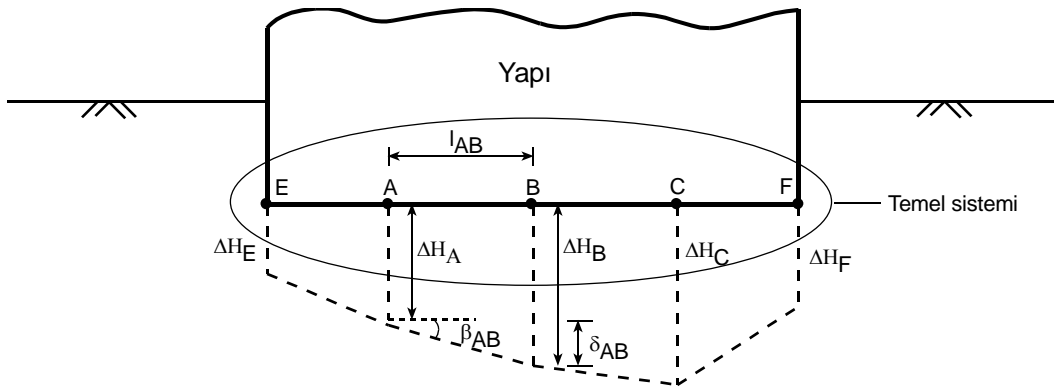
Oturma olayına birçok neden yol açar. Bunların başlıcaları aşağıdaki gibi sıralanabilir.

- * Zeminin yüklenmesi (Yapı, dolgu vb.)
- * Yer altı su düzeyinin alçalması veya indirilmesi
- * Taneli zeminlerde meydana gelen titreşimler (depremler, kazık çakma işlemleri vb.)
- * Bitişik kazılar nedeniyle, mevcut temel veya temellerin altındaki zemin durumunun bozulması
- * Yeraltındaki boşluk, mağara, tünel, galeri vb.'nin çökmesi
- * Yeraltındaki su akımlarının yol açtığı erozyon
- * Toprak kaymaları
- * Temel elemanlarının tahrip olması (sülfatlı suların betonu etkilemesi, çelik kazıkların paslanması (korozyon), ahşap kazıkların çürümesi veya kurt, solucanlar tarafından kemirilmesi) vb.
- * Don olayı (kabarma)
- * Şişen killerin şişmesi
- * Killi zeminlerde, çabuk büyüyen ağaçlar
- * vb.

1.3.2.3. Oturma Terimleri

Oturma konusunda birçok terim olup, bunların başlıcaları aşağıda açıklanmaktadır.

Temel sisteminde, herhangi bir noktanın (örneğin, bir tekil temel orta noktasının) düşey yer değıştirme miktarına, mutlak (toplam) oturma, ΔH , denilir (Şekil 1.13).



Şekil 1.13. Oturma terimleri

Şekil 1.13'te, A noktasının mutlak oturması, ΔH_A , B noktasının mutlak oturması, ΔH_B gibi. Mutlak oturmanın birimi uzunluk cinsindedir (mm vb.). Birbirine komşu iki noktanın mutlak oturmaları arasındaki farka, oturma farkı veya farklı oturma, δ denilir. Örneğin Şekil 1.13'te A ve B noktaları arasındaki farklı oturma, δ_{AB} , Bağıntı 1.16'daki gibi yazılabilir. Farklı oturmanın birimi de uzunluk cinsindedir (mm vb.).

$$\delta_{AB} = \Delta H_B - \Delta H_A \quad (1.16)$$

İki nokta arasındaki farklı oturmanın, aradaki uzaklığa oranı ise açısız çarpılma (distorsiyon), β , olarak tanımlanır. Şekil 1.13'te A ve B noktaları arasındaki açısız distorsiyon, β_{AB} , Bağıntı 1.17'deki gibi yazılabilir. Açısız çarpılma birimsizdir (ondalık veya kesirli sayı).

$$\beta_{AB} = \delta_{AB} / l_{AB} = \frac{\Delta H_B - \Delta H_A}{l_{AB}} \quad (1.17)$$

1.3.2.4. Oturma Hasarları

Oturma olayı sonucunda yapılarda, hafiften ağıra hatta göçmeye (yıkılmaya) kadar değişen hasarlar meydana gelir. Bu hasarlar kısaca aşağıdaki gibi özetlenebilir.

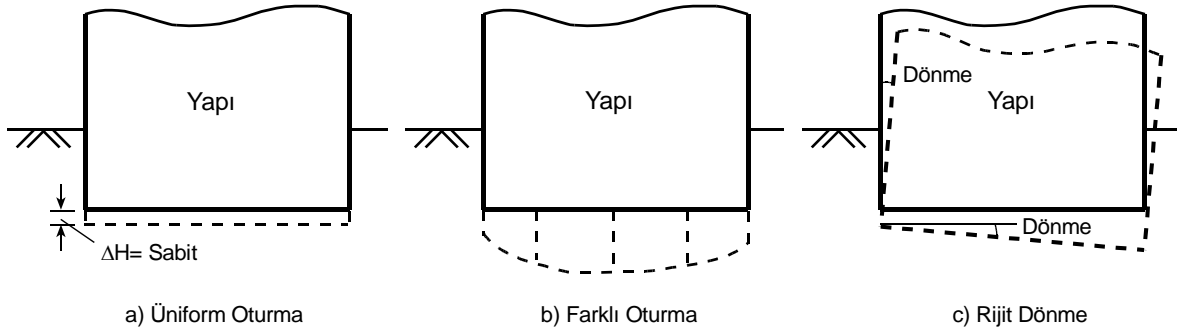
Mimari (Estetik) Hasarlar: Bu hasar durumunda yapının taşıyıcı sisteminde hasar yoktur. Ancak, taşıyıcı olmayan, mekânları birbirinden ayıran bölme duvarları ile taşıyıcı sistem elemanları (kolon, kiriş, döşeme, perde duvarı vb.) arasında çatlaklar, sıvalarda çatlak veya dökülmeler, kirişlerin veya döşemelerin alt kısımlarında fazla yukarıya gitmeyen kılcal çatlaklar vb. olabilir. Bunlar, yapının güvenliği için sorun oluşturmazlar, ancak estetik olarak göze hoş görünmezler, istenmezler. Bu hasarlar, uygun bir teknikte onarılır, giderilir.

İşlevsel (Fonksiyonel) Hasarlar: Bu hasar durumunda, binalarda kapı, pencere vb.'nin açılıp kapatılmasında zorluklar, sorunlar; işletmelerdeki raylı öğelerde doğrultu sorunları, makine veya cihazların işletilmesinde sorunlar, asansörlerde düşeyden sapma sorunları vb. meydana gelebilir. Yapının taşıyıcı sistemi tehlikede olmasa bile, bu tip hasarlar işlevsel açıdan ciddi hasarlardır ve giderilmeleri gerekir.

Yapısal Hasarlar: Bu tip hasarlarda yapının taşıyıcı elamanları kolonlar, kirişler, döşemeler, perdeler, yığma binalarda duvarlar vb.'nde çatlaklar, kesilmeler vb. vardır. Bu durumda yapının güvenliği tehlikededir. Uzman değerlendirmesi sonucunda gerekli onarım veya yıkım gerçekleştirilir.

1.3.2.5. Yapılarda Oturma Tipleri

Oturmaya uğramış yapılarda, oturma genel olarak üç tipte özetlenebilir (Şekil 1.14).



Şekil 1.14. Yapılarda başlıca oturma tipleri

Üniform oturmada, yapının her noktası eşit miktarda oturmuştur. Ancak bunun da sakıncaları vardır. Farklı oturmada, yapının çeşitli noktaları farklı mutlak oturmaya uğramıştır. Oturma kesiti genellikle çanak biçimlidir. Yapılara en çok hasar veren bu tip oturmadır. Rijit dönmede, yapı düşeye göre toptan birkaç derece bir tarafa yatmıştır. Bu tip oturma, yapıda işlev veya yapısal hasar oluşturmadığı durumlarda, dışarıdan bakıldığında güvensiz bir durum (psikolojik) yaratır.

Üniform oturmanın, ilk bakışta yapının kendisine hasar vermeyeceği düşünülse bile, bu tip oturmalar çeşitli sakıncalara yol açar. Bunlar aşağıdaki gibi belirtilebilir.

- * Yapıya giren - yapıdan çıkan tesisat, borular vb. hasar görebilir.
- * Yapı çevresindeki drenaj sistemi vb. hasar görebilir.
- * Yapılar birleşik kullanılıyorsa, eski - bitişik yeni yapı arasında düzey farklılıkları vb. olabilir.
- * Büyük (1 - 2 m vb.) üniform oturmalarda, yapıya aşağıya doğru olan bir rampayla girilmesi gibi istenmeyen durumlar oluşabilir.

Farklı oturmalar, yapıda ek kesit tesirleri (ek moment, ek kesme kuvveti vb.) meydana getirerek, yapıda işlevsel veya yapısal hasar meydana getirebilir. Üst yapı, genellikle rijit bir tabana oturuyor kabulü ile hesaplanır. Oysa zemin genellikle bu kabule uygun bir ortam değildir ve az veya çok farklı oturmalar meydana gelir. Farklı oturmaya yol açan nedenler aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- * Yapı altında, sıkışma özellikleri farklı zemin ortamlar olabilir (temel zemininin bir kısmı yumuşak veya gevşek, diğer kısmı sert veya sıkı olması gibi.).
- * Yapı altındaki zeminin kalınlığı değişkendir.
- * Temel taban basınçları çok farklıdır.
- * Temeller arasında etkileşim (girişim) vardır (temeller, birbiri altında ek düşey gerilmeler oluşturuyor ve bu etkileşim önemlidir.) (Uzuner, 2011).

1.3.2.6. Oturmaların Önlenmesi veya Azaltılması

Temellerin, oturmalarının önlenmesi veya azaltılabilmesi için aşağıdaki önlemler alınabilir.

- * Yumuşak ve sıkışabilir zemin tabakalarının sıkışması sonucunda oluşan oturmalar, temeldeki yumuşak zemin tabakasının kazılarak kaldırılması sonucunda önlenmektedir. Ancak maliyetin fazla olması nedeniyle her zaman uygulanan bir yöntem değildir.
- * Kazıklı temeller, yumuşak zemin tabakalarını geçerek sıkı bir zemin tabakasına oturuyorsa ve bu sıkı tabakanın altında tekrar bir yumuşak tabakaya rastlanmıyorsa oturmaların oluşmasını önlerler.
- * Yapının altında bulunan yumuşak zemin tabakalarının yanlara kaçması nedeniyle oluşan oturmalar yapıyı tehlikeye sokar. Bu duruma karşı bir emniyet olarak temeli çepeçevre bir palplanş ile çevirmek yararlı olur.
- * Yapının altındaki taban basıncını küçük tutmak, oturmalara karşı alınabilecek etkili bir yöntemdir. Bu nedenle, yapıyı hafif seçmek ve mümkün olduğunca ağır projelerden kaçınmak gerekir.
- * Sıkışabilir zemin tabakalarının sıkıştırmak
- * Yükü temele erken koymak ve yapının inşaatı bitmeden uzun süre etki ettirmek
- * Temel zeminini, ileride etkiyecek olan yükten daha fazla bir yüke maruz bırakmak

* Yapıyı yavaş inşa etmek (Köhler ve Schieding, 1960).

Farklı oturmaların azaltılabilmesi için de şu önlemler alınabilir.

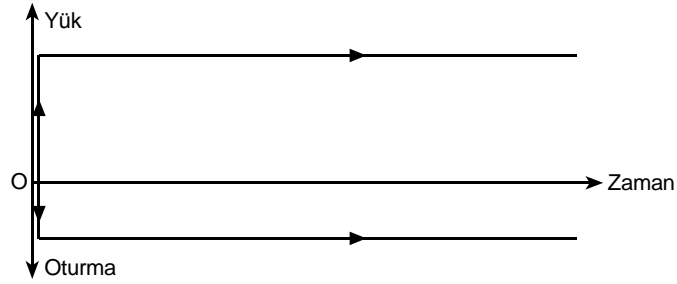
* Bodrum katlar inşa edilerek net taban basıncı azaltılabilir.

* Hafif yüklenmiş olanlara dolgu yapılabilir.

* Radye temel inşa edilebilir (Angın, 2003).

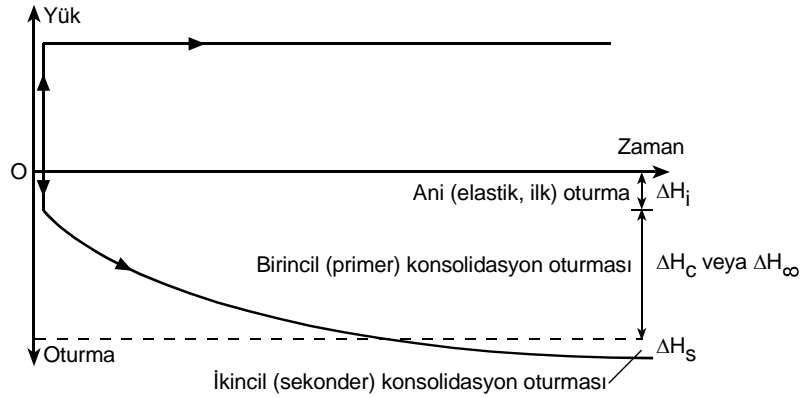
1.3.2.7. Zemin Cinslerine Göre Oturmalar

Kohezyonsuz zeminlerde (kum, çakıl gibi) oturma, kısa sürelidir. Yani, yük uygulanır uygulanmaz, oturma kısa sürede meydana gelir (Şekil 1.15). Böyle zeminlerde, tanelerin yeniden yerleşmesi veya doymun zeminlerde, yüksek geçirimlilikten dolayı boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı akarak çıkarak, boşluk hacminin azalması, kısa sürede olur.



Şekil 1.15. Kohezyonsuz zeminlerde oturma - zaman ilişkisi

Kohezyonlu zeminlerde (suya doymun) oturma olayı, düşük geçirimlilikten dolayı, boşluklardaki suyun bir kısmının dışarı çıkması nedeniyle, uzun zamanda meydana gelir (Şekil 1.16).



Şekil 1.16. Kohezyonlu zeminlerde oturma - zaman ilişkisi

Şekil 1.16'dan da görüldüğü gibi, kohezyonlu zeminlerde toplam oturma 3 bileşenden oluşur.

Ani (elastik, ilk) oturma (ΔH_i): Yük uygulanır uygulanmaz, zeminin düşük geçirimsizliğinden dolayı, hacim değişikliği olmaksızın ($\Delta V=0$; poisson oranı, $\nu=0.5$) meydana gelen oturmadır.

Birincil (primer) konsolidasyon oturması (ΔH_c veya ΔH_∞): Suya doygun kil tabakasına aktarılan ek düşey gerilmelerden dolayı, zeminin boşluk suyu basıncı artar. Boşluk suyunun bir kısmı, zeminin düşük geçirimsizliğinden dolayı, uzun sürede (birkaç aydan birkaç yıla kadar) tabaka dışına çıkar. Sabit bir gerilme altında uzun sürede meydana gelen oturmaya, birincil (primer) konsolidasyon veya sadece konsolidasyon oturması denir. Suya doygun killerde dikkate alınan oturma budur. Bu konsolidasyon oturmasının değeri birkaç mm'den, bir kaç m'ye kadar olabilir.

İkincil (sekonder) konsolidasyon oturması (ΔH_s): Ek boşluksuyu basıncının sönmelerinden sonra, oturma sona ermesi gerekir. Ancak araştırmalar, oturma bazı durumlarda çok az da olsa zamanla devam ettiğini göstermiştir. Buna ikincil (sekonder) konsolidasyon oturması denir. İkincil konsolidasyon oturmasının, zemin tane iskeletinin plastik deformasyonu ile kil tanelerini saran yüksek viskoziteli adsorbe suyun bir kısmının yavaşça dışarı çıkmasından kaynaklandığı sanılmaktadır. Genellikle ihmal edilebilen ikincil konsolidasyon oturması, bazı çok yüksek plastik killerde önemli olabilir (Uzuner, 2012).

1.3.2.8. Oturma Ölçütleri

İzin verilebilir oturmalar, birçok etmene (yapının işlevi (bir radar yapısı için izin verilebilir oturma değerleri, bir toprak barajınıninkinden çok daha küçüktür), yapının taşıyıcı sistem türü (yığma, karkas (çerçeve, çubuk vb.) vb.), yapının yapıldığı malzeme (örneğin çelik yapılar, betonarme yapılara göre daha büyük farklı oturmalara dayanabilirler), yapının temel sistemi (örneğin radye temel, tekil temel sistemine göre daha büyük farklı oturmalara dayanabilir) bağlıdır. Bu bakımdan tüm yapılar veya inşaat işleri için tek bir oturma ölçütü verilemez.

Betonarme binalar için Tablo 1.5'teki ortalama değerler verilebilir (Skempton ve Mac Donald, 1956). Bu tablodaki değerler, zaman zaman güncelleştirilmekte, biraz artırılmaktadır. Diğer yapılar için de benzer ölçütler vardır.

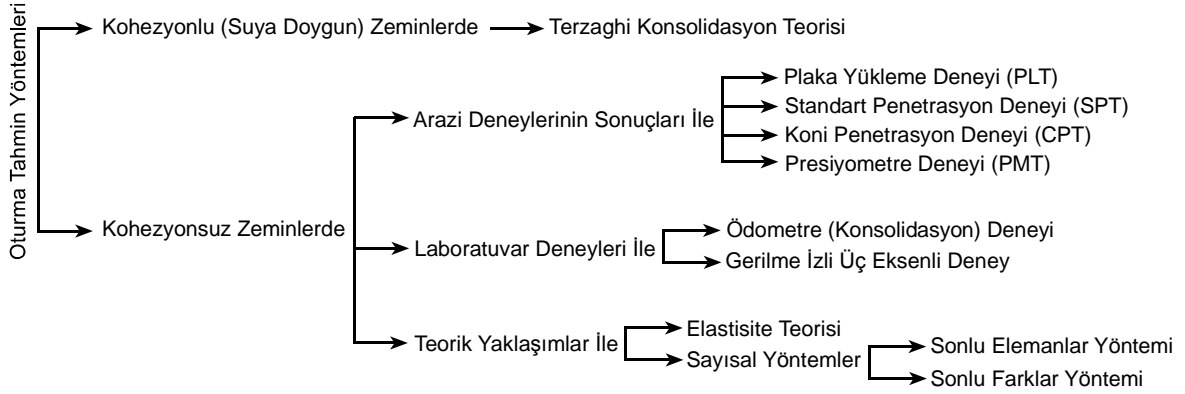
Tablo 1.5. Betonarme binalar için izin verilebilir oturmalar (Uzuner, 2011)

Ölçüt	Zemin cinsi	Tekil, şerit	Radye
Açısal çarpılma, β		$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{300}$
Maksimum farklı oturma, δ (mm)	Kil Kum	40 25	40 25
Maksimum mutlak oturma, ΔH (mm)	Kil Kum	65 40	65 - 100 40 - 65

İzin verilebilir oturma değerlerinin kilde daha büyük olmasının nedeni, böyle zeminlerde, oturmanın zamana yayıldığı, dolayısıyla yapının oturmalara kum ve çakıla göre daha iyi uyum sağlayabileceği düşüncesidir.

1.3.2.9. Oturmaların Hesaplanması

Temellerin oturma tahmin yöntemlerinin genel bir sınıflandırılması Şekil 1.17'de görülmektedir.



Şekil 1.17. Oturma tahmin yöntemlerinin sınıflandırılması (Uzuner, 2011)

1.3.3. Ekonomik Olma Koşulu

Temellerle ilgili harcamaların toplamı, yapının toplam maliyetinin % 20'lerine kadar varabilir. Temelleri projelendiren inşaat mühendisi; taşıma gücü ve oturma koşullarını gözeterek, temelleri veya temel sistemini, güvenli olacak şekilde en az harcama ile oluşturmalıdır. Bu da uygun temel sisteminin seçimi ile sağlanır. Temel sistemleri düşük maliyetten yüksek maliyete doğru kabaca şu şekilde sıralanabilir: Tekil temel sistemi, şerit temel sistemi (Bir doğrultuda uzanan sistem, iki doğrultuda uzanan sistem), radye temel, kazıklı temel vb. (Uzuner, 2011).

1.3.4. Toptan Göçme (veya Şev Kayması) Koşulu

Zeminin zayıf olduğu durumda, temel ile beraber zemin kütlelerinin kaymasıyla ortaya çıkan göçmedir. Bu yüzden temelin yerleştirildiği şevde, kayma meydana gelmemeli ve şevin belli bir güvenlik içinde olması sağlanmalıdır. Bu şevde güvenlik çeşitli yöntemlerle şevin stabilite analizi yapılarak sağlanır. Bunun için genellikle, İsveç Dilim Yöntemi veya Bishop Dilim Yöntemi kullanılmaktadır.

1.4. Donatısız Kumda Şeve Yakın Oturan Temeller

Şev üzerine veya yakınına oturan yüzeysel temellerin taşıma gücü ile ilgili ilk teorik çalışma Meyerhof (1957) tarafından gerçekleştirilmiştir. Düz zemin üzerine ve şev

yakınına oturan bir temelin teorik taşıma gücü arasındaki temel fark; şevli durumda şevin geometrisine uygun olacak şekilde kırılma bölgelerinde değişiklik yapılmasıdır. Bu durumda, şevli zemin için kullanılan taşıma gücü katsayıları düz zemin değerlerinden daha küçük olur.

Meyerhof (1957), kohezyonsuz zeminlerde şev yüzüne ve şev üzerine oturan temeller için $N_{\gamma q}$, taşıma gücü katsayılarını önermiştir. Şev yüzüne yerleştirilen bir temel yüklendiğinde şev tarafındaki zeminde meydana gelen plastik bölgeler, düz yüzeye yerleştirilen benzer bir temele göre daha küçüktür ve buna bağlı olarak sınır taşıma gücü de daha azdır. Şev tepesinden b uzaklığa yerleştirilen sığ bir şerit temel için plastik bölgedeki gerilmeler, şev yüzündeki bir temel için gösterildiği gibi bulunabilir. $N_{\gamma q}$, temelin D_f/B , b , β ve ϕ parametrelerine bağlıdır. Taşıma gücü katsayıları şev açısı arttıkça azalırken, temelin şeve olan uzaklığı arttıkça artar. Temel genişliğinin yaklaşık 2 ila 6 katı uzaklığa yerleştirilen temel için sınır taşıma gücü şevin eğiminden bağımsız olur ve düz bir zemine yerleştirilen temelin taşıma gücüyle aynıdır.

Hansen (1970), taşıma gücü için mümkün olduğunca fazla değişken içeren düzeltilmiş ve genişletilmiş bir formül önermiştir. Meyerhof (1951)'e benzer olan bu formül; şevin varlığını dikkate alan azaltma katsayılarını içerir. Bu şev azaltma katsayıları, düz zemin üzerindeki temele etkileyen yükün eğiminin etkisine bağlı olduklarından, Hansen (1970) tarafından dikkate alınmışlardır. Düz zemin durumunda azaltma katsayıları, eğimli yükün yatay ve düşey bileşenlerinin oranının bir fonksiyonudur. Bu sebeple; şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen bir temele etkileyen düşey yük, düz zemine yerleştirilen bir temele etkileyen eğimli yük durumuna benzerdir. Zemin yüzeyinin yatay olmaması durumunda, uygulanması gereken azaltma katsayıları sadece şev açısının bir fonksiyonu olduğu sonucu ortaya çıkmıştır. Bu yüzden, Hansen'e (1970) göre, şev tepesine yerleştirilen bir temelin taşıma gücü zemin özelliklerinden bağımsızdır.

Vesic (1975), Hansen'in (1970) şev varlığını dikkate alarak geliştirdiği taşıma gücü formülünde bulunan azaltma katsayıları için değişiklik önermiştir.

Shields vd. (1977), iki farklı yoğunluktaki kum bir dolguda şev tepesindeki ve üzerindeki farklı derinlik ve uzaklıklardaki 0.3 m genişliğindeki sürekli bir şerit temelin taşıma gücünü ve taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$ 'yu belirlemek için deneyler yapmıştır. Temel genişliği, B 'den daha büyük derinliklerde ve şev tepesinden olan uzaklığın $4B$ veya $5B$ olması durumunda taşıma gücü değerlerinin sabit bir değer aldığını gözlemlemiştir.

Bauer vd. (1981), temel boyutları ile düşey ve eğimli yük uygulamalarının, şev yüzündeki ve tepesindeki farklı derinlik ve uzaklıklardaki temellerin taşıma gücü üzerindeki etkilerini araştırmak için üç seri deney yapmıştır. Yapılan deneyler sonucunda, ölçek etkisini ortadan kaldırmak için taşıma gücü yerine taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ değerlerinin kullanılması önerilmiştir. Sonuç olarak; uygulanan yükün düşey olması durumunda temel genişliği arttıkça taşıma gücü katsayısı azalırken, uygulanan yükün eğimli olması durumunda ise taşıma gücü katsayısı artmıştır. Yükün eğimli olması durumunda elde edilen taşıma gücündeki azalma, temel genişliği arttıkça etkisini kaybetmiştir.

Gemperline (1988), kohezyonsuz kumlarda şev üzerine yerleştirilen model temellerde 215 tane santrifüj deneyleri yapmıştır. Bu deneylere bağlı olarak da, şev tepesinden itibaren herhangi bir uzaklığa yerleştirilen farklı boyut ve şekildeki temeller için taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$ 'yu belirleyen bir eşitlik önermiştir. Yapılan 215 deney sonucuna göre, Meyerhof'un taşıma gücü denklemini kullanarak taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$ 'yu belirlemek için bir denklem önerilmiştir.

Saran ve Reddy (1990), şeve yakın yerleştirilen bir temelin taşıma gücünün nadiren karşılaşılan bir problem olduğunu ve şev tarafındaki zemin eksikliğinden dolayı, temelin stabilitesinin azaldığını bildirmiştir. Böyle bir durumda, temelin kırılmasından ve şevin stabilite kaybından elde edilen minimum taşıma gücünün bulunmasını araştırmıştır.

Garnier vd. (1994), şeve oturan şerit temelde, şev etkisinden dolayı taşıma gücünde meydana gelen azalmayı belirlemek amacıyla deneysel bir çalışma yapmışlardır. Yapılan deneyler sonucunda, şerit temelin şev tepesine olan uzaklığının, b, temel genişliğine, B, oranının (b/B) 6'dan büyük olması durumunda, taşıma gücü üzerinde şev etkisinin olmadığı, ayrıca şev açısının artmasıyla taşıma gücünün azaldığı görülmüştür.

Bowles (1996), Hansen'in (1970) taşıma gücü formülünü dikkate alarak şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen temellerin taşıma gücünü belirlemek için taşıma gücü katsayısı N_{γ} 'da bir azaltma önermiştir.

1.5. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Temeller

Bu bölümde öncelikle donatılı zeminlerden ve donatı malzemelerinden bahsedilerek donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü temellerin taşıma gücünü belirlemek için yapılan teorik ve deneysel çalışmalar ayrıntılı olarak verilmektedir.

1.5.1. Geosentetik Malzemeler

Donatılı zemin kavramı, ilk kez 1968 yılında Fransız Mühendis Vidal tarafından ortaya atılmış ve daha sonra diğer bilim adamları tarafından geliştirilerek günümüzde teorik ve deneysel birçok araştırmada kullanılmıştır. Vidal (1968) tarafından gerçekleştirilen uygulamada donatı malzemesi olarak metal şeritler kullanılmış, 1980’li yıllardan sonra ise metal şeritlerin yerini teknolojik gelişmelerle birlikte geosentetik malzemeler almıştır. Türkiye’de geosentetiklerin kullanımı batılı ülkelere oranla daha geç başlamasına rağmen geosentetik malzemeler, kolay uygulanabilirliği ve ekonomik olmaları nedeniyle İnşaat Mühendisliğinde ve daha özel olarak Geoteknik Mühendisliği’nde, tüm dünyada olduğu gibi giderek yaygınlaşmaktadır. Önceleri filtre malzemesi olarak kullanılan geotekstiller Türkiye’de ilk olarak Elmadağ üstgeçidinde donatılı zemin uygulamasında kullanılmıştır.

Geosentetik ifadesindeki, “geo” ön ismi bu malzemenin daha çok geoteknik mühendislerinin ilgi alanına girmesinden ve genellikle zemin ile ilgili çalışmalarda kullanılmasından; “sentetik” eki ise, bu malzemenin yapay bir malzeme olmasından dolayı kullanılmaktadır. Geosentetikler, sentetik teknolojisindeki gelişmelerle birlikte inşaat sektöründe çok geniş bir kullanım alanı bulmuştur. Sentetik polimer hammaddesinden üretilen, çevre şartlarına dayanıklı ve maliyeti düşük olan geosentetikler, üretim aşamasında kendilerine verilen hidrolik ve mekanik özellikler ile inşaat sektöründe istenilen kullanım alanına göre adapte edilmektedir. Bu nedenle 1980’li yıllardan sonra klasik inşaat malzemelerinin yerini almaya başlamıştır. Geosentetikler yol yapımında, barajlarda, depo ve kanallarda, spor alanlarında, erozyona karşı korumada vb. birçok alanda çok yönlü olarak başarı ile kullanılmaktadır (Chai, ve Bergado, 1993).

Geosentetik malzemeler; geogrid (geoızgara), geomembran, geonet, geotekstil ve geokompozit (kompozit geosentetik) adı altında üretilirler. Geomembranlar bitüm, polimer ve bunların karışımından üretilen geçirimsiz tekstil ürünleridir. Geonet, geogrid vb. diğer

malzemeler geotekstil tanımına uymayan fakat geotekstil yerine veya geotekstil ile beraber kullanılan malzemelerdir.

Geotekstiller ve geogridler, geoteknik uygulamalarda en çok kullanılan geosentetik malzemelerdir. Geotekstiller daha çok ayırma, filtrasyon ve drenaj amacıyla kullanılırken, geogridler zeminin taşıma gücünü arttırmada ve beklenen oturmaları azaltmada kullanılmaktadır. Geogridler, metallere göre daha düşük rijitliğe sahip olmalarına karşın ızgara şeklindeki açıklıkları sayesinde kenetlenme etkisiyle zemin ile daha efektif çalışarak daha iyi performans göstermektedir.

Geosentetiklerin inşaat mühendisliğindeki kullanım alanları Tablo 1.6'da verilmektedir.

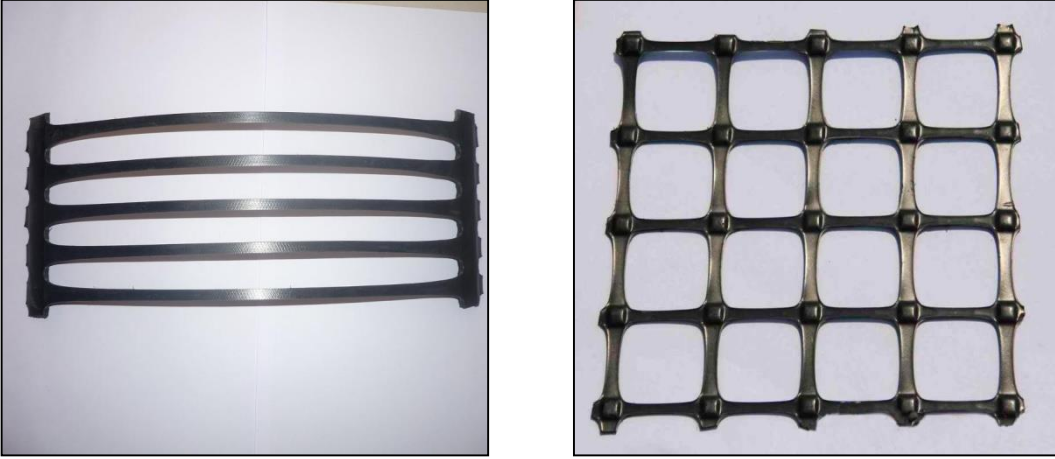
Tablo 1.6. Geosentetiklerin türlerine göre kullanım alanları (Wasti, 1992)

Kullanım Alanları	Geosentetik türleri				
	Geogrid	Geomembran	Geonet	Geotekstil	Geokompozit
Ayırma		O		X	
Filtrasyon				X	
Drenaj			X	O	X
Güçlendirme	X	O		O	
Koruma			O	X	O
Yalıtım		X		O	O

X: Esas kullanım alanı, O: İkincil kullanım alanı

1.5.1.1. Geogridler

Geogrid, geoteknik mühendisliğinde kullanılan, yüzeyi gözenekli ve hammaddesi polimer olan yüksek yoğunluklu polietilen ve polipropilenden üretilen sentetik ürünlere verilen genel addır (Şekil 1.18). Geogridler üretim şekline göre üçe ayrılır. Plakaların delinip belirli sıcaklıklarda çekilmesi ile elde edilen geogridlere ekstrüde geogridler denir. Dokuma tezgâhlarında istenilen mukavemete göre polyester ipliklerin örülmesi ile üretilenlere dokuma geogridler denir. Polimer şeritlerinin lazer ya da ısıl işlem ile birbirine dik olarak yapıştırılması ile üretilenler ise yapıştırma geogridler denir (Koerner, 1988).



Şekil 1.18. Geogrid (URL - 1, 2013)

Üretiminin ilk aşamasında yaprak formunda olan malzeme üzerinde ilk olarak delikler açılır ve daha sonra bir veya iki yönde germe işlemi yapılır. Germe işlemi belirli sıcaklıkta ve kontrollü olarak gerçekleştirilir. Malzemenin kopmamasına ve moleküllerin izotropik olarak yayılmasına özen gösterilir. Üretimin germe hızının doğru ayarlanması çok önemlidir. Germe işlemi sonucunda dayanımda ve elastisite modülünde bir artış gözlenirken akmaya karşı hassasiyet azalmaktadır (Koerner, 2005). Geogridlerin başlıca kullanım alanları şunlardır.

- * Donatılı şevler
- * Donatılı dolgular ve yol dolguları
- * Donatılı istinat yapıları
- * Karayolu, demiryolu ve hava limanı temelleri
- * Toprak kayması kontrolü
- * Drenaj uygulamaları
- * Kaplamasız yollar

Geogridler, bu uygulamalarda genellikle donatı, ayırma ve drenaj işlevlerini yerine getirirler. Zemin tanelerinin geogridlerin boşluklarına girmesi ile zemin ve geogrid arasında sıkı bir bağ oluşmaktadır. Geogridler yüksek çekme dayanımına sahip malzemeler olmaları ve zeminle iyi bir bağ oluşturmaları nedeniyle donatılı zemin uygulamalarında çok fazla kullanılmaktadırlar.

1.5.1.2. Geomembranlar

Geçirimsiz veya geçirimsiz olarak plaka şeklinde hazırlanan, büyük bir kısmı polimer esaslı olan sentetik veya bitümlü malzemelerdir (Şekil 1.19). Bu sentetik malzemeler arasında en çok kullanılanları; yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE), düşük yoğunluklu polietilen (LDPE), polivinilklorür (PVC), etilen kopolimer bitüm (ECB) ve klorlu polietilen (CPE)'dir.



Şekil 1.19. Geomembran (URL - 2, 2013)

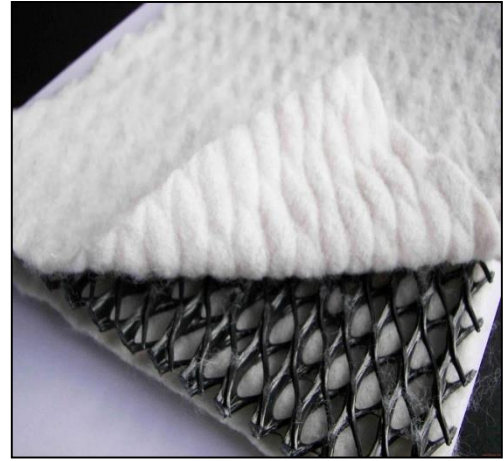
Geomembranların en büyük özelliği sentetik yalıtım sağlayarak suyun zemin içerisine girişini engellemek ve zemini korumaktır. Bu malzemeler geleneksel kil, beton veya asfalt yalıtkanlara alternatif olarak düşünülebilir. Geomembranlar narin malzemelerdir. Eğer yeteri kadar mekanik koruma sağlanmamışsa, özellikle ince membranlar gerek yalıtım sisteminin yapımı süresince gerekse yapı bittikten sonra kolayca zarar görebilir. Bu nedenle membranlarla birlikte geotekstil kullanılarak yalıtım sisteminin zarar görmesi büyük ölçüde azaltılabilir. Geomembranların başlıca kullanım alanları şunlardır (Koerner, 2005).

- * Su rezervuarları
- * Yapay göletler
- * Çöp ve katı atık depolama alanları
- * Zehirli atık depolama alanları
- * Sanayi atıkları için depolama alanları

- * Hastane atıkları için depolama alanları
- * Çökeltme ve havalandırma havuzları
- * Asfalt yol kaplamaları altında
- * Su taşıma kanalları altında
- * Esnek kalıp oluşturulmasında
- * Şişen yapıların oluşturulmasında

1.5.1.3. Geonetler

Geonetler, sıvıların veya gazların iki veya üç doğrultuda drenajını sağlayan, birbiriyle dar açı yapacak şekilde birleştirilmiş kollardan oluşan hasır şeklinde düzenlenmiş rijit malzemelerdir (Şekil 1.20). Şekil olarak geogridlere benzemelerine rağmen geogridlere göre daha hafif, daha zayıf ve açıklıkları daha küçüktür. Yüksek ve orta içerikli polietilenden (HDPE - MDPE) üretilirler. Sadece drenaj amacıyla kullanılırlar (Cernica, 1995).



Şekil 1.20. Geonet (URL - 3, 2013)

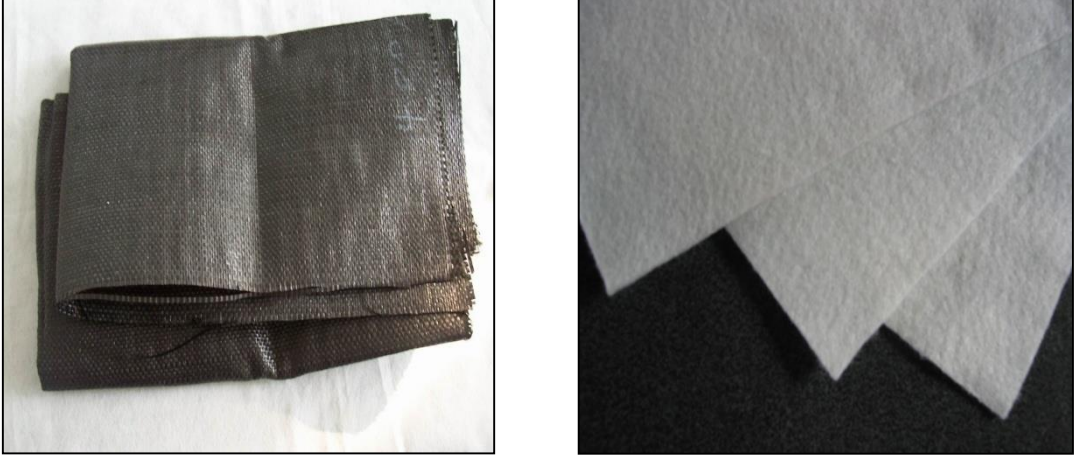
Geonetler, deliklerinden içerisine zemin girişlerini önlemek ve geonetin düzlem için drenaj yeteneğinin engellenmemesi için genel olarak geotekstil, geomembran veya başka bir geosentetik ürün, geonetin alt veya üst yüzeyine konulması ile birlikte kullanılırlar. Burada kullanılacak geotekstil veya geosentetik ürün hem ayırma hem de filtre görevi sağlar ve yapılacak uygulama ve tasarıma göre birbirinden farklı ürünler kullanılabilir. Örneğin alt kısımda yer alan geotekstil, alt kısımda yer alan geomembranı koruyucu amaçlı

kalın iğne delikli örgüsüz bir geotekstil, üstte yer alan geotekstil ise örgülü veya örgüsüz bir geotekstil olabilir. Geonetlerin başlıca kullanım alanları şunlardır.

- * İstinat duvarlarının arkasında su drenajı amacıyla
- * Şevlerden sızan suyun drenajı amacıyla
- * Spor sahalarının altında su drenajı amacıyla
- * Dona duyarlı zeminlerde su drenajı amacıyla
- * Bina temellerinin altında su drenajı amacıyla
- * Sürşarj dolguların altında drenaj örtülerinde
- * Barajlar ve kanallarda kullanılan geomembranların arkasında su drenajı amacıyla
- * Karayolu, demiryolu ve havalimanı altlarında su drenajını sağlamak amacıyla
- * Katı atık ve depolama sahalarında sızıntı suyu toplanması amacıyla

1.5.1.4. Geotekstilller

Geotekstilller, esnek, ince, geçirgen, belli bir deformasyon altında çekme mukavemeti sayesinde güçlendirici rol üstlenen, inşaat mühendisliği ile ilgili alanlarda zeminin performansını arttırmak amacıyla kullanılan sentetik polimer bazlı malzemelerdir (Şekil 1.21). Bu nedenle biyolojik çürüme bir sorun olmamaktadır. Geotekstillerin üretiminde kullanılan polietilen (PE), polipropilen (PP), poliester ve poliamid (PA, naylon) polimerlerin çoğu hidrokarbon ürünüdür. Bunlardan aynı zamanda ucuz olan polipropilen en fazla kullanılan hammaddedir. İkinci olarak en çok kullanılan polimer olan poliester ise pH değeri yüksek alkali maddelere karşı dayanımı daha az olmasının dışında olumlu özelliklere sahiptir. Geotekstillerin özelliklerini kullanılan esas hammaddelerin yanı sıra kullanılan katkı malzemeleri ve imalat yöntemleri de önemli ölçüde etkiler.



Şekil 1.21. Geotekstil (URL - 4, 2013)

Geotekstiller hafif oldukları için taşınmaları ve yerine yerleştirilmeleri kolaydır. Geotekstiller, örgülü ve örgüsüz olmak üzere ikiye ayrılırlar. Örgülü geotekstiller lif, flaman ve şeritlerin kumaş gibi dokunmasıyla üretilirken örgüsüz geotekstiller ise mekanik (iğneleme), ısı veya kimyasal yöntemlerle elyafların birleştirilmesiyle üretilmektedirler. Örgülü tipler ilk çıkan tipler olup geotekstillerde esas gelişme örgüsüz tiplerin ortaya çıkışıyla olmuştur. Isı ile birleştirilen geotekstillerin kalınlıkları 0.5 ~ 1 mm arasında, iğneleme ile birleştirilenlerin kalınlıkları ise 2 ~ 5 mm arasında veya daha fazla olup bunlara keçe tipi de denir. Kimyasal birleştirme yöntemi ise pek sık kullanılan bir yöntem değildir (Wasti, 1992). Geotekstiller genellikle aşağıda sıralanan işlevlerden biri esas olmak üzere birkaç işlevi bir arada yerine getirirler. Başlıca işlevleri şunlardır.

- * Ayırma
- * Filtrasyon
- * Drenaj
- * Güçlendirme
- * Koruma
- * Yalıtım

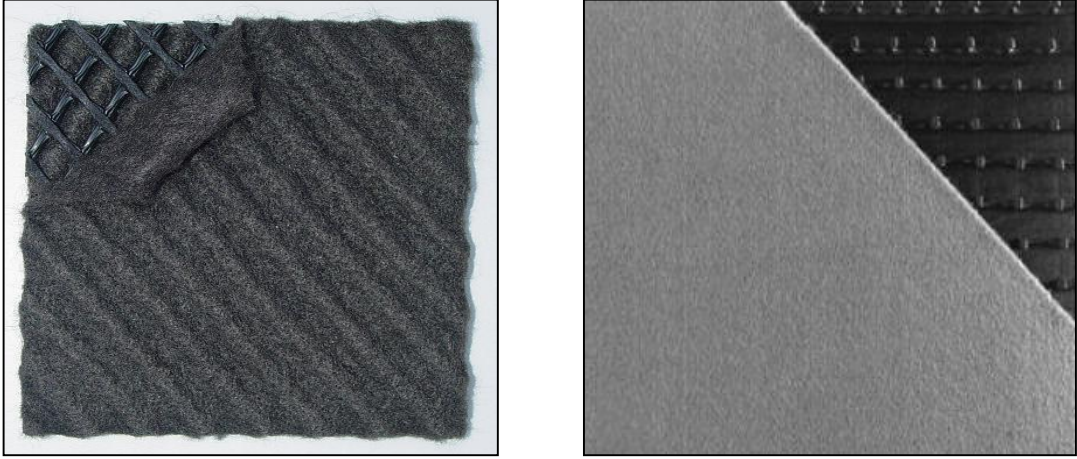
Başlıca kullanım alanları ise şunlardır.

- * Karayolu, demiryolu ve havalimanı uygulamaları
- * Spor sahaları
- * Hendek geçişleri
- * Atık depolama sahaları ve arıtım tesisleri

- * Hidrolik yapılar
- * Drenaj ve filtrasyon sistemleri
- * Zemin uygulamaları
- * Tüm inşaat uygulamaları

1.5.1.5. Geokompozitler

Geokompozitler, geotekstil ile geogridin, geogrid ile geomembranın, geotekstil, geogrid ve geomembran veya bu malzemelerden herhangi birinin başka bir malzeme ile kombinasyonundan oluşan kompozit malzemeye verilen genel addır (Şekil 1.22).



Şekil 1.22. Geokompozit (URL - 5, 2013)

Genellikle geokompozitler birbirinin tamamlayıcısı olan uyumlu çalışabilen iki veya daha fazla farklı malzemenin birleşiminden oluştuklarından kullanılacağı yer ve kullanım amacına uygun oldukça iyi özelliklere sahiptirler. Örneğin geogrid ile geotekstilin birleşiminden oluşan bir geokompozitte, geotekstilin ayırma ve filtrasyon özellikleri değişmemekle birlikte çekmeye karşı olan dayanım büyük oranda artmaktadır. Geotekstil ile geomembranın birleşiminden oluşan bir geokompozitte ise geotekstil geomembranı delinme ve yırtılma gibi fiziksel özelliklere karşı korumaktadır. Geokompozitlerin başlıca kullanım alanları şunlardır.

- * Donatılı şevlerde
- * Donatılı istinat yapılarında

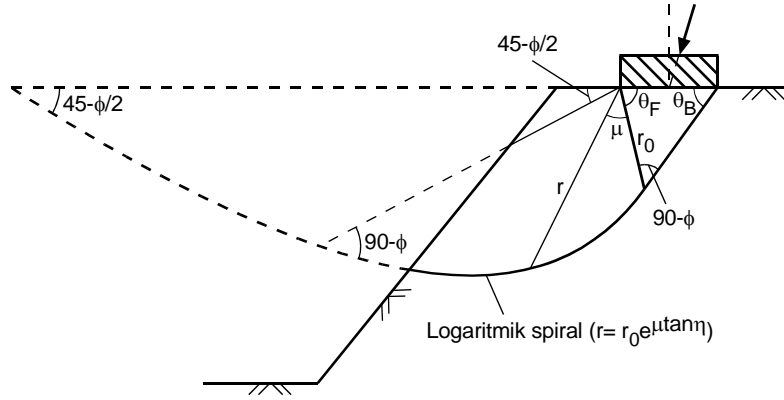
- * Yatay ve düşey dren uygulamalarında
- * Karayolu ve havalimanı uygulamalarında
- * Baraj ve su kanallarında

Bu uygulama alanlarında geokompozitler donatı, ayırma, filtrasyon ve drenaj işlevlerinden bir veya birkaçını yerine getirirler. Geokompozitler oldukça olumlu özelliklere sahip olmalarına rağmen üretimlerinin zor ve pahalı olmasından dolayı diğer geosentetik malzemelere oranla daha pahalıdırlar. Pahalı olmalarına rağmen geoteknik mühendisliği uygulamalarında gün geçtikçe daha yaygın bir şekilde kullanılmaktadırlar (Koerner, 2005).

1.5.2. Teorik Çalışmalar

1.5.2.1. Huang ve Tatsuoka (1994)

Huang ve Tatsuoka (1994), Huang vd. (1994) tarafından gerçekleştirilen donatısız ve donatılı şev üzerine yerleştirilen 100 mm genişliğindeki bir şerit temelin taşıma gücü ile ilgili bir seri model deneyleri, limit denge yöntemiyle analiz etmişlerdir. Bunun için şev analiz yöntemlerinden birisi olan Janbu Yöntemi, potansiyel kırılma yüzeyi üzerindeki donatı kuvvetlerinin denge denklemlerine dâhil edilmesiyle değiştirilmiştir. Kompozit bir kırılma yüzeyini kullanan stabilite analiz sonuçları, hem donatılı hem donatısız şevlerde stabilitenin ve kırılma yüzeyinin konumunun oldukça geçerli bir şekilde belirlenebileceğini ve kırılma yüzeyi boyunca mobilize içsel sürtünme açısına, ϕ , etki eden üç faktörün de hesaplara katılmasını sağladığını göstermiştir. Bu faktörler; içsel sürtünme açısının gerilme seviyesine bağlılığı, gerilme anizotropisi ve kademeli kırılmadır. Bu durumda, kırılma yüzeyi boyunca mobilize içsel sürtünme açısı sabit değildir ve kademeli kırılmanın derecesi, donatının etkisi arttıkça artar. Analizlerde, önceden gerçekleştirilen deneylerden gözlenen kırılma yüzeyi kullanılmıştır (Şekil 1.23). Tüm model şerit deneylerde, şev açısı 30° , temel genişliği 100 mm ve temelin şev tepesine uzaklığı 30 mm olarak alınmıştır. Kırılma yüzeyi, temelin altında oluşan aktif üçgen kama, logaritmik bir spiral ve pasif kamadan oluşmaktadır. Bu kırılma mekanizması aynı zamanda, düz zemin için de uygulanabilir.



Şekil 1.23. Model deneylerde gözlenen kırılma mekanizması (Huang ve Tatsuoka, 1994)

Donatılı şevlere oturan şerit temelin taşıma gücü, Janbu Yöntemi'nin (Janbu, 1973) değiştirilerek, donatı çekme kuvvetinin limit denge denklemlerinde her dilimin tabanına ve dilimler arası yüzeye uygulanmasıyla bulunmuştur. Minimum taşıma gücünün elde edildiği kritik kırılma yüzeyinin araştırmak için, deneme yanılma yöntemi kullanılmıştır. Bunun için, θ_B açısının ve η değerlerinin farklı kombinasyonları denenmiştir. θ_B açısı, temel topuğundaki kama açısıdır. Temel burnundaki kama açısı, θ_F açısı ($90+\phi-\theta_B$) değerine eşittir. η açısı ise logaritmik spiralin eğriliğini ifade etmektedir. Donatılı şevlerdeki güvenlik sayısı formülasyonu, değiştirilmiş Janbu Yöntemi kullanılarak bulunmuştur. Bağıntı 1.18'de gösterilen Coulomb kriterine göre, yatay ve düşey yöndeki kuvvetlerin dengesi (Şekil 1.24) formülasyonundan Bağıntı 1.19 ve Bağıntı 1.20 elde edilir.

$$S_i = [C_i + (N_i - U_i) \tan \phi_i] \quad (1.18)$$

$$F_s = \frac{\sum_1^n A_i}{E_0 - E_n + \sum_1^n B_i + \sum_1^n M_i} \quad (1.19)$$

$$\Delta E_i = \frac{-A_i}{F_s} + B_i + M_i \quad (1.20)$$

Burada; A_i , B_i , M_i ve S_i değerleri Bağıntı 1.21, Bağıntı 1.22, Bağıntı 1.23 ve Bağıntı 1.24 ile hesaplanmaktadır.

$$A_i = S_i \sec \alpha_i \quad (1.21)$$

$$B_i = (P_i + W_i - \Delta T_i) \tan \alpha_i + Q_i + W_i k \quad (1.22)$$

$$M_i = (T_{Bi} - \Delta T_{Bi}) (\sin \beta \tan \alpha_i - \cos \beta) \quad (1.23)$$

$$S_i = \frac{C_i + (W_i + P_i + T_{Bi} \sin \beta - \Delta T_{si} \sin \beta - U_i \cos \alpha_i - \Delta T_i) \tan \phi_i \sec \alpha_i}{1 + \frac{\tan \phi_i \tan \alpha_i}{F_s}} \quad (1.24)$$

Her bir dilimin merkezindeki moment dengesinden, Bağıntı 1.25 elde edilir.

$$T_i = E_i \tan \theta_i - \Delta E_i \tan \theta_i - \Delta T_{si} \sin \beta + \frac{\Delta T_i + \Delta T_{si} \sin \beta}{2} + \frac{-\Delta E_i h_i + Q_i h_{qi} + kW_i h_{ei} + \Delta T_{si} \cos \beta h_{ti}}{B_s} \quad (1.25)$$

Dilim genişliği küçük olduğu zaman, ΔT_i , ΔE_i ve ΔT_{si} ihmal edilebilir ve Bağıntı 1.25, Bağıntı 1.26 halini alır.

$$T_i = E_i \tan \theta_i + \frac{Q_i h_{qi} + kW_i h_{ei}}{B_s} \quad (1.26)$$

Bağıntılarda; P_i , Q_i : Dilim üzerine etkiyen yatay ve düşey dış yükler, W_i : Dilim ağırlığı, C_i : Zeminin kohezyonundan dolayı dilim tabanındaki kaymaya karşı koyan bileşen, U_i : Boşluk suyu basıncından dolayı oluşan kaldırma kuvveti, N_i : Dilim tabanının normaline etkiyen efektif tepki kuvveti, S_i : Dilim tabanındaki kayma kuvveti, E_i , T_i : Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki normal ve kayma kuvvetleri ($\Delta E_i = E_i - E_{i-1}$, $\Delta T_i = T_i - T_{i-1}$), T_{si} : Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki donatı kuvveti ($\Delta T_{si} = T_{si} - T_{si-1}$), T_{Bi} : Dilim alt kısmına etkiyen donatı kuvveti, k : Yatay sismik katsayısı, α , β : Sırasıyla, dilim tabanı ve donatı şeritlerinin yatayla yaptığı açı, γ : Kumun birim ağırlığı, B : Temel genişliği' dir.

Donatılı şevlerin taşıma gücü, değiştirilmiş Janbu Yöntemi ile hesaplanırken, Bağıntı 1.19'da $F_s = 1$ alınır ve aşağıdaki durumlar bağıntıya ilave edilerek Bağıntı 1.27 elde edilir.

* Temel yüküne doğrudan maruz kalan dilim sayısı, m 'dir (bu çalışmada, $m = 5$ 'tir) ve her bir dilim genişliği sabittir.

* Nihai temel yükleri olan P_{fi} ve Q_{fi} , temelin altında oluşan dilimler üzerinde üniform olarak dağılmaktadır. Örneğin, $P_{f1} = P_{f2} = \dots = P_{fm} = P_f$ ve $Q_{f1} = Q_{f2} = \dots = Q_{fm} = Q_f$ gibidir.

* $Q_f = P_f \tan \delta$ olup, burada δ : Temel tabanındaki yükün eğim açısı'dır.

$$P_f = \frac{E_n - E_0 + \sum_i^m D_{fi} + \sum_{m+1}^n D_i + \sum_1^m E_{fi} + \sum_{m+1}^n E_i + \sum_{m+1}^n G_i}{\sum_1^m H_{fi}} \quad (1.27)$$

Burada; D_{fi} , D_i , E_{fi} , E_i , G_i ve H_{fi} değerleri Bağıntı 1.28, Bağıntı 1.29, Bağıntı 1.30, Bağıntı 1.31, Bağıntı 1.32 ve Bağıntı 1.33 ile hesaplanmaktadır.

$$D_{fi} = \frac{C_i \sec \alpha_i + (W_i + T_{Bi} \sin \beta - \Delta T_{si} \sin \beta - U_i \cos \alpha_i - \Delta T_i) \tan \phi_i \sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i} \quad (1.28)$$

$$D_i = \frac{C_i \sec \alpha_i + (W_i + P_i + T_{Bi} \sin \beta - \Delta T_{si} \sin \beta - U_i \cos \alpha_i - \Delta T_i) \tan \phi_i \sec^2 \alpha_i}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i} \quad (1.29)$$

$$E_{fi} = (W_i - \Delta T_i) \tan \alpha_i + W_i k \quad (1.30)$$

$$E_i = (P_i + W_i - \Delta T_i) \tan \alpha_i + Q_i + W_i k \quad (1.31)$$

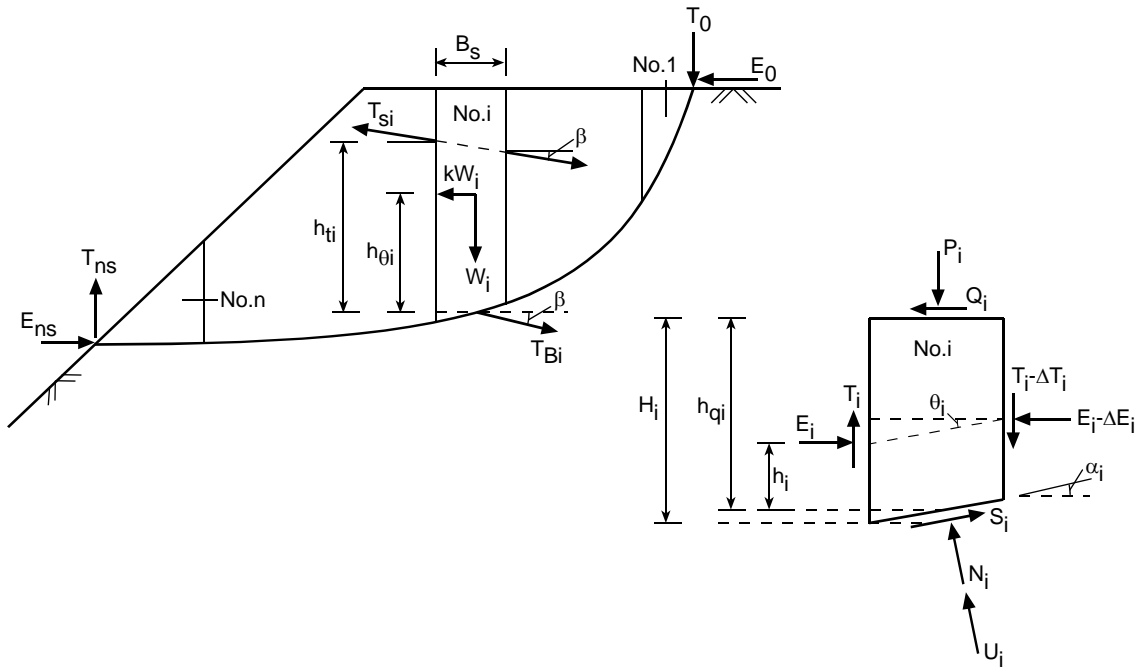
$$G_i = (T_{si} - \Delta T_{si})(\sin \beta \tan \alpha_i - \cos \beta) \quad (1.32)$$

$$H_{fi} = \tan \delta + \frac{\tan \alpha_i - \tan \phi_i}{1 + \tan \phi_i \tan \alpha_i} \quad (1.33)$$

Nihai taban basıncı, q_u ve taşıma gücü katsayısı, N_γ , sırasıyla Bağıntı 1.34 ve Bağıntı 1.35 ile elde edilebilir.

$$q_u = \frac{P_f m}{B} \quad (1.34)$$

$$N_\gamma = \frac{2q_u}{\gamma B} \quad (1.35)$$

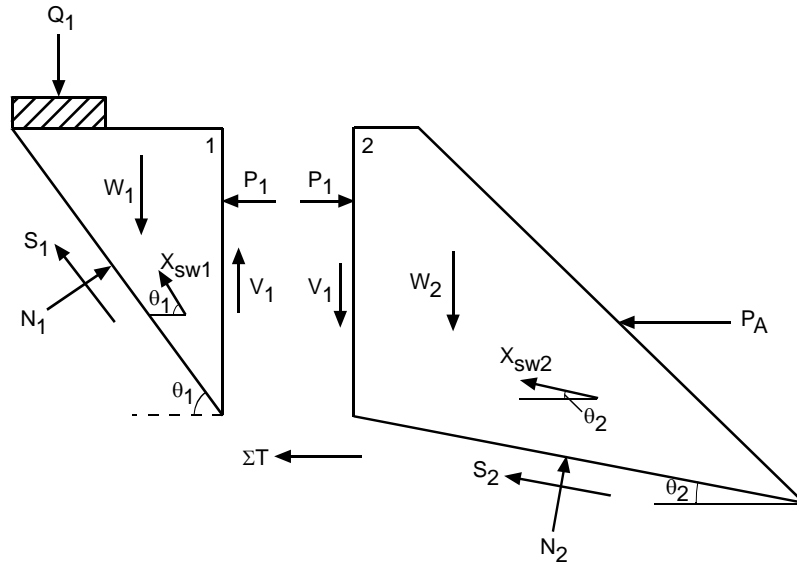


Şekil 1.24. Değiştirilmiş Janbu Yöntemi'ne göre şeve etkileyen kuvvetler (Huang ve Tatsuoka, 1994)

1.5.2.2. Blatz ve Bathurst (2003)

Blatz ve Bathurst (2003), Bathurst vd.'nin (2003) kumlu şev tepesinin belirli bir uzaklığına yerleştirilen şerit temel ile yaptığı büyük ölçekli iki tane donatılı ve bir tane donatısız deneyleri limit denge yöntemiyle analiz etmişlerdir. Büyük ölçekli deneylerde kullanılan geogridlerden biri oldukça esnek ve zayıf bir polipropilen geogrid; diğeri ise oldukça güçlü ve yüksek yoğunluklu polietilen geogriddir. Bu çalışmanın amacı, deneylerden elde edilen kırılma yükü değerlerinin analizler sonucu elde edilen kırılma

yükü değerleri ile karşılaştırılmasıdır. Üç boyutlu analitik bir yaklaşım, büyük ölçekli şev modellerinin yerleştirildiği deney tankı iç yüzeyleri ile kum zemin arasında oluşan sürtünme etkisinin hesaplanması için kullanılmıştır. Sonuç olarak, hem donatılı hem de donatısız kumlu şev dolgularda kırılma yükünün hesaplanmasında, iki parçalı kama analiz yaklaşımının kullanılabilirliği anlaşılmıştır. Bathurst ve Jones (2001) tarafından kohezyonsuz zeminler için tanımlanan iki parçalı kama analiz yaklaşımı bu çalışmadaki duruma uyarlanmıştır. Analizlerde genel yaklaşım, genelleştirilmiş düzlem - şekil değiştirme koşullarında iki parçalı kama geometrisinin gösterildiği Şekil 1.25'te kırılmanın başlangıç aşamasında, sadece yatay ve düşey kuvvetlerin dengesinin formülasyonudur.



Şekil 1.25. İki parçalı kama geometrisi ve kuvvet tanımları (Blatz ve Bathurst, 2003)

Kama 1 ve kama 2, yatayla sırasıyla kırılma yüzeyleri doğrultusunda θ_1 ve θ_2 açıları yapar. Kama 1'den kama 2'ye doğru hareket eden P_1 ve V_1 yatay ve düşey kuvvetleri, Bağıntı 1.36 ve Bağıntı 1.37 ile verilmektedir.

$$P_1 = \frac{W_1 + Q_1}{\lambda \tan \phi_f + B_1 A_1} \quad (1.36)$$

$$V_1 = \lambda P_1 \tan \phi_f \quad (1.37)$$

Burada; W_1 : Kama 1'in ağırlığı ve Q_1 : Temel yükü'dür. A_1 ve B_1 büyüklükleri, Bağıntı 1.38 ve Bağıntı 1.39 ile hesaplanmaktadır.

$$A_1 = \frac{1}{\sin \theta_1 - \tan \phi_f \cos \theta_1} \quad (1.38)$$

$$B_1 = \tan \phi_f \sin \theta_1 + \cos \theta_1 \quad (1.39)$$

λ değeri, $0 \leq \lambda \leq 1$ aralığında değişen kamalar arası kayma mobilizasyon oranı'dır. Bağıntı 1.40'taki gibi ifade edilen ϕ_f parametresi ise faktörize edilmiş zemin sürtünme açısıdır.

$$\phi_f = \tan^{-1} \left(\frac{C_{ds} \tan \phi}{F} \right) \quad (1.40)$$

Burada; F : Güvenlik sayısı ve C_{ds} : Kama 2 tabanının, yatay geosentetik donatı yüzeyiyle çakışması durumunda hesaplanan düz kayma katsayısı, μ ($\mu = C_{ds} \tan \phi$) değerini hesaplamak için kullanılan bir sabit'tir. Düz kayma durumu için $C_{ds} = 1.0$; diğer tüm durumlar için $C_{ds} \leq 1.0$ 'dir.

Kama 2'nin yatay ve düşey dengesini sağlamak için gerekli olan denge kuvveti P_A , Bağıntı 1.41 ile hesaplanır.

$$P_A = P_1 - B_2 A_2 [W_2 + V_1] - \frac{1}{F} \sum_{i=1}^n T_i \quad (1.41)$$

Burada; W_2 : Kama 2'nin ağırlığı ve T_i : i tabakasındaki çekme yükü'dür. A_2 ve B_2 büyüklükleri, Bağıntı 1.42 ve Bağıntı 1.43 ile belirlenir.

$$A_2 = \frac{1}{\tan \phi_f \sin \theta_2 + \cos \theta_2} \quad (1.42)$$

$$B_2 = \tan \phi_f \cos \theta_2 - \sin \theta_2 \quad (1.43)$$

Bağıntı 1.41’de yer alan toplam terimi, iki parçalı kama kırılma yüzeyleriyle keşiştirilen n sayıdaki donatı tabakasının nihai çekme yüklerinin toplamıdır. Bu formülasyonun başlangıç kabulü, donatı çekme kuvvetlerinin yatay yönde etkimesidir. Daha önce tanımlanan iki doğrusal kırılma mekanizması için, Bağıntı 1.40 ve Bağıntı 1.41’deki güvenlik sayısı, $P_A = 0$ durumu için elde edilen çözüme karşılık gelir. Bu yaklaşımda, limit denge analiz yöntemlerinde sıklıkla kullanılan, genel güvenlik sayısı yaklaşımıyla uyumlu olması için zemine ve donatıya aynı güvenlik sayısı değerleri uygulanmıştır. Pratikteki uygulamalarda, donatı yerleştirilirken oluşabilecek hasarlar, akma ve varsa biyolojik bozulmalardan dolayı kayma mukavemetinde oluşabilecek azalmaları hesaplamak için, T_i değeri, kısmi katsayılar kullanılarak azaltılmaktadır. Bu çalışmada ise sadece akma durumu dikkate alınmış ve T_i değeri belirlenirken hesaplara bu durum ilave edilmiştir.

Bathurst vd. (2003), zemin ile deney tankının yan yüzleri arasında meydana gelen sürtünme etkisini en aza indirmek için, deney tankının iç yan yüzlerini kompozit sürtünme azaltıcı bir membran ile kaplamışlardır. Ara yüzey sürtünme açısı, ϕ_{sw} , uygulanan basıncın büyüklüğüne bağlı olarak, 3° ile 16° arasında değişen değerler için kesme kutusu deneylerinden hesaplanmıştır. Sonuç olarak, idealleştirilmiş düzlem - şekil değiştirme koşulları altında olduğu umulan stabiliteye olumsuz yönde etki eden kuvvetlerin büyüklüğünün, yan yüzlerdeki sürtünme etkisinden dolayı azalması beklenmektedir.

Bu çalışmada Bathurst (1993) tarafından kullanılan genel yaklaşım, yan yüzlerdeki sürtünme etkisini hesaplara katmak için, iki parçalı kama analiz yaklaşımına dönüştürülmüştür. Şekil 1.25’te tanımlanmış olan zemin ağırlığı ve temel yükünden dolayı oluşan X_{sw1} ve X_{sw2} yan yüz sürtünme kuvvetlerinin sırasıyla Kama 1 ve Kama 2 üzerine etkidikleri ve her bir kamanın tabanına paralel oldukları kabul edilmiştir. Deney tankının yan yüzünün, dA birim alanı üzerine etkiyen yan yüz sürtünme açısının (ϕ_{sw}) katkısı Bağıntı 1.44’teki gibi ifade edilebilir (Şekil 1.26).

$$f_{sw} = K_{sw} (q_z + \Delta\sigma_v) \tan \phi_{sw} \quad (1.44)$$

Burada; K_{sw} : Yan yüz toprak basınç katsayısı, q_z : Bir z derinliğinde, zemin ağırlığından dolayı oluşan düşey basınç ($q_z = \gamma.z$) ve σ_v : Aynı z derinliğinde, temel yükünden dolayı oluşan düşey basınç’tır. Temel yükünden dolayı oluşan ilave düşey basınç, yarım sonsuz-elastik-yarım uzay düzleme oturan sonsuz uzunluktaki şerit bir temel

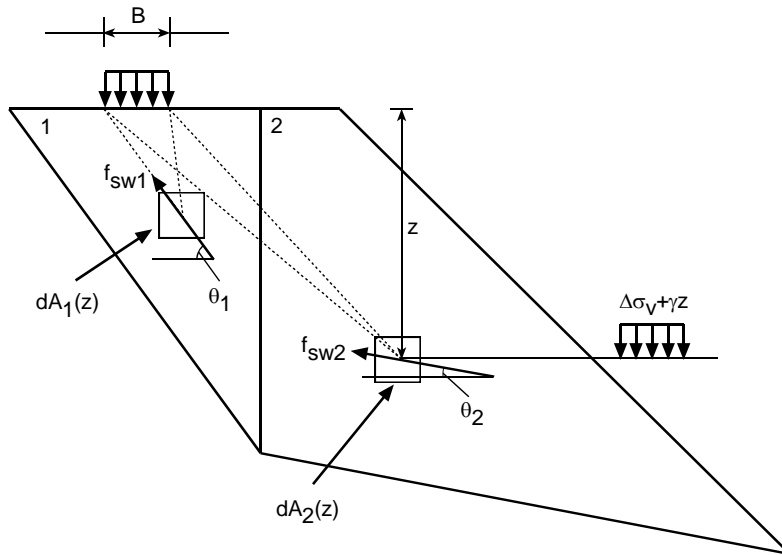
için Boussinesq çözümü kullanılarak hesaplanmıştır (Poulos ve Davis, 1974). Ancak kabul edilmelidir ki Boussinesq çözümü ilkel olup formülasyonu basittir ve daha karmaşık lineer olmayan modeller, verilen malzeme özelliklerini desteklemez. İlave olarak bu çalışmada sadece lineer elastisite teorisine uygun olan düşey gerilmelerle ilgilenilmiştir. Bağntı 1.44'ün integrasyonundan Bağntı 1.45 elde edilmiştir.

$$X_{swi} = 2 \int_{dA} f_{sw} dA_i \quad (1.45)$$

Bağntı 1.45, sayısal olarak çözümlenip X_{sw1} ve X_{sw2} 'nin yatay ve düşey bileşenleri daha önce elde edilen Bağntı 1.36 ve Bağntı 1.41'de yerlerine yazılırsa, Bağntı 1.46 ve Bağntı 1.47 elde edilmiş olur.

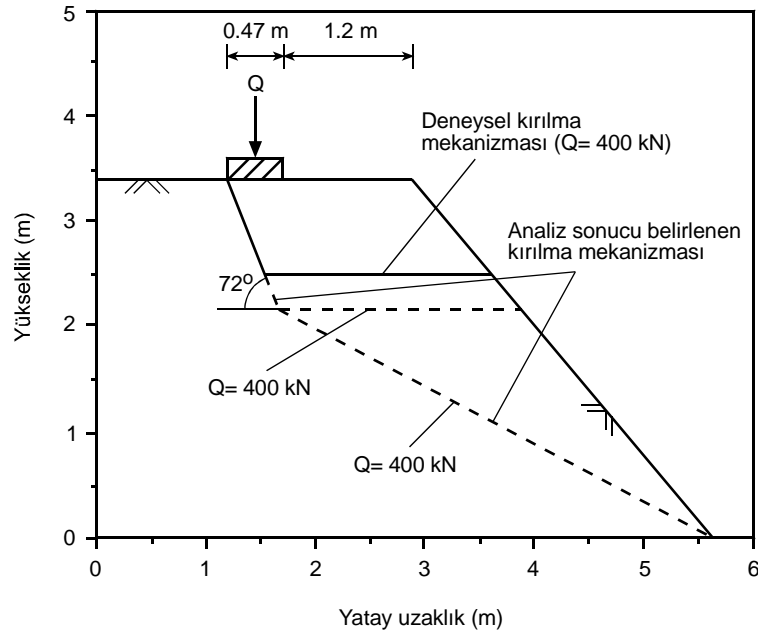
$$P_1 = \frac{W_1 + Q_1 + X_{sw1} (B_1 A_1 \cos \theta_1 + \sin \theta_1)}{\lambda \tan \phi_f + B_1 A_1} \quad (1.46)$$

$$P_A = P_1 - B_2 A_2 [W_2 + V_1 - X_{sw2} \sin \theta_2] - \frac{1}{F} \sum_{i=1}^n T_i - X_{sw2} \cos \theta_2 \quad (1.47)$$



Şekil 1.26. Zemin ağırlığı ve temel yükünden dolayı deney tankı iç yan yüzünde oluşan sürtünme kuvvetleri (Blatz ve Bathurst, 2003)

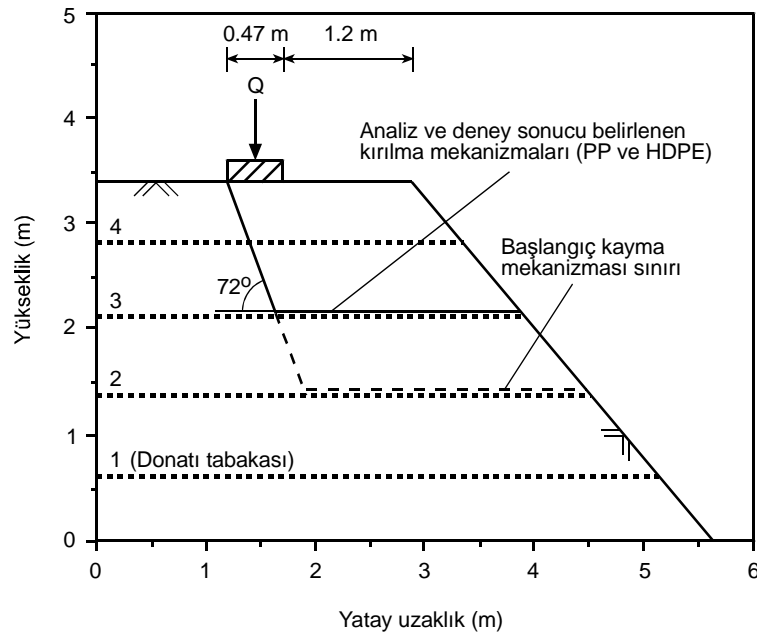
Donatısız şev modeli için, yan yüz sürtünme etkisinin olmadığı ve kamalar arası kayma mobilizasyon oranının $\lambda=0$ olduğu kabullerine göre yapılan analizler sonucu belirlenen kırılma mekanizması, Şekil 1.27’de görülmektedir. Birim güvenlik sayısı için 400 kN olarak belirlenen temelin kırılma yükü, deneysel olarak elde edilen kırılma yüküyle birbirine uymaktadır. Bununla birlikte, deneysel olarak elde edilen kritik kırılma mekanizması geometrisinin, analizler sonucu belirlenen kırılma mekanizması geometrisinden oldukça farklı olduğu görülmektedir. Analizlerde, kum zemin ile deney tankı iç yan yüzleri arasındaki sürtünme açısının $\phi_{sw}=15^\circ$ olarak alınması durumunda, temel kırılma yükü, deneysel olarak elde edilen kırılma yükünden % 25 daha büyük (500 kN) çıkmaktadır. Fakat kırılma mekanizmasının geometrisinde bir değişiklik olmamaktadır.



Şekil 1.27. Donatısız şev modeli için analiz ve deney sonucunda elde edilen kırılma geometrisi (Blatz ve Bathurst, 2003)

İki tane donatılı şev modeli için, yan yüz sürtünme etkisinin olmadığı kabulüne göre yapılan analizler sonucu belirlenen kırılma mekanizması, Şekil 1.28’de görülmektedir. Tüm durumlar için belirlenen kırılma mekanizması 3 no’lu donatı tabakası tarafından sınırlandırılmış kayan blok şeklindedir. Kayan blok analizleri için, PP tipi geogrid donatılı modelde geogridin büyük açıklıklara sahip olmasından dolayı düz kayma katsayısı $C_{ds}=1.0$, HDPE tipi geogrid donatılı modelde ise geogridin küçük açıklıklara sahip olmasından

dolayı düz kayma katsayısı $C_{ds} = 0.9$ olarak alınmıştır. Donatılı analizlerde de, donatısız analizlere benzer şekilde, kırılma mekanizmasının sürtünme etkisinden bağımsız olduğu belirlenmiştir. Analizler sonucunda temelin kırılma yükleri, donatının minimum ve maksimum çekme kapasitelerine göre, zayıf geogridli şev modelinde 615 - 655 kN, güçlü geogridli şev modelinde ise 770 - 775 kN olarak belirlenmiştir. Bu temelin kırılma yükleri sırasıyla deneysel olarak elde edilen zayıf geogridli şev modeldeki 650 kN ve güçlü geogridli şev modelindeki 840 kN değerleriyle karşılaştırılabilir.



Şekil 1.28. Donatılı şev modeli için analiz ve deney sonucunda elde edilen kırılma geometrisi (Blatz ve Bathurst, 2003)

1.5.3. Deneysel Çalışmalar

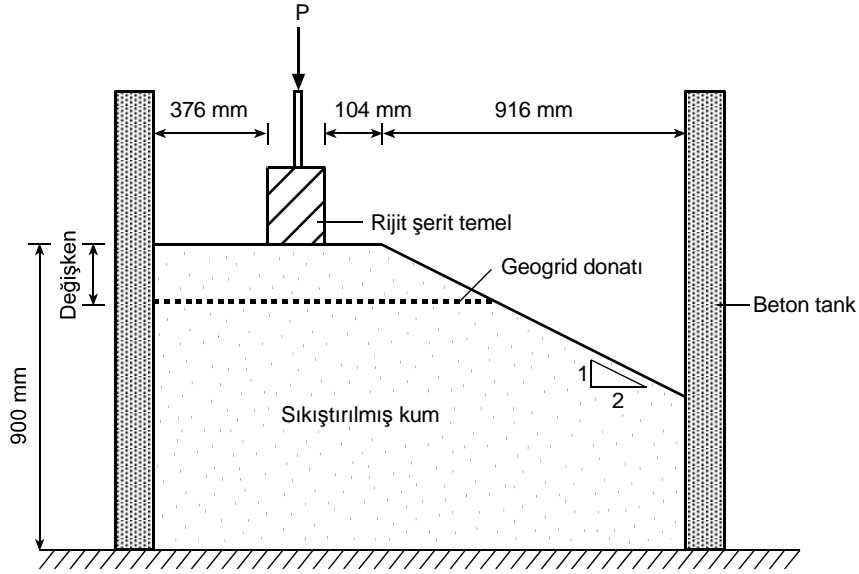
Düz yüzeyli zeminlere oturan temellerin, geosentetik malzemelerle güçlendirilmesi ile zeminin taşıma gücünün arttığı, oturmalarının azaldığı ile ilgili bugüne kadar birçok çalışma yapılmıştır (Akinmusuru ve Akinbolande, 1981; Patel, 1982; Fragaszy ve Lawton, 1984; Guido vd., 1985; Guido vd., 1986; Verma ve Char, 1986; Samtani ve Sonpal, 1989; Al-Mosawe ve Al-Dobaissi, 1992; Khing vd., 1993; Omar vd., 1993; Yetimoğlu vd., 1994; Das vd., 1994; Wasti ve Bütün, 1996; Adams ve Collin, 1997; Özalay vd., 1998; Tan ve Çelik, 1999; Shin ve Das, 2000; Alawaji, 2001; DeMerchant vd., 2002; Moroğlu, 2002; Shin vd., 2002; Yıldız, 2002; Kumar ve Saran, 2003b; Michalowski, 2004; Moroğlu vd.,

2005; Patra vd., 2005; Hataf ve Rahimi, 2006; Omar, 2006; Patra vd., 2006; Şadoğlu, 2009 ve Şadoğlu vd., 2009).

Bazı durumlarda ise, temellerin Şev üzerine veya yakınına inşa edilmeleri gerekebilir. Bu gibi durumlarda, zeminin taşıma g¼c¼ Şevden dolayı önemli miktarda azalmaktadır. Taşıma g¼c¼ndeki bu azalma, Şevli zeminin geosentetik malzemelerle g¼çlendirilmesi ile giderilebilir. Şevli zeminlere oturan temellerin, geosentetik malzemelerle g¼çlendirilmesi ile ilgili bug¼ne kadar sınırlı sayıda çalışma yapılmıştır (Selvadurai ve Granendran, 1989; Huang vd., 1994; Huang ve Tatsuoka, 1994; Lee ve Manjunath, 2000; Yoo, 2001; Blatz ve Bathurst, 2003; Bathurst vd., 2003; Keskin vd., 2007; Laman vd., 2007; Sawwaf, 2007; Alamshahi ve Hataf, 2009; Mittal vd., 2009 ve Kumar ve Ilamparuthi, 2009).

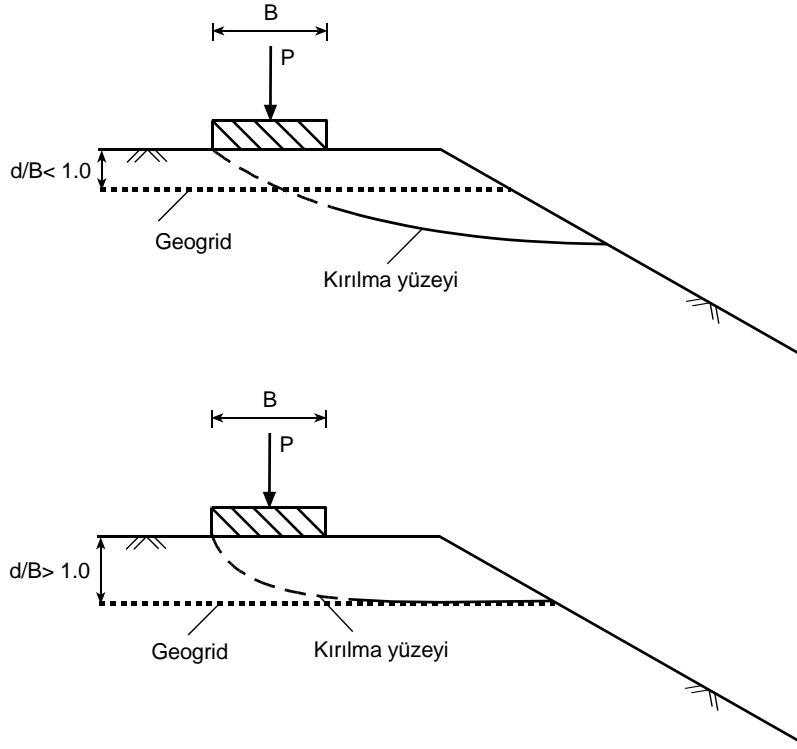
Devata'nın (1984) k¼pr¼ ayağı uygulaması hakkındaki g¼çlendirilmiŐ bir Şev üzerindeki temel ile ilgili çalışması, bilinen ilk çalışma g¼z¼kmektedir.

Selvadurai ve Gnanendran'nın (1989) çalışması, Şevli bir dolgunun tepesinden belirli bir uzaklığa yerleştirilen temelin altına, farklı derinliklerde donatı olarak geogrid malzemesi yerleştirilmesi durumunda, temelin hem nihai taşıma g¼c¼n¼ hem de y¼k - oturma davranışını belirlemek için yapılan bir seri deneysel araştırma ile ilgilidir. Ancak konu ile ilgili tam bir deneysel modelleme; Şev açısı, temeli Şev tepesinden itibaren yerleştirilme uzaklıkları, geogridin yerleştirilme derinlikleri, geogrid tipinin boyut, y¼n, dayanım ve elastikiyeti, zemin cinsi ve temel geometrisi deđiŐimleri dikkate alması gerekir. T¼m bu deđiŐkenleri dikkate alarak yapılan deneysel bir çalışma çok detaylı olacağından bu çalışmada sadece geogrid temelin altında farklı derinliklere yerleştirilmiş diğer deđiŐkenler ise sabit tutulmuştur. Model deneyler, 1500 mm uzunluğunda, 880 mm genişliğinde ve 1200 mm y¼ksekliđindeki beton bir deney tankı içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 1.29). Model Şerit temel olarak 104 mm × 870 mm boyutlarına rijit elik bir plaka kullanılmıştır. Kuru birim ağırlığı, $\gamma_k = 17.6 \text{ kN/m}^3$ ve içsel s¼rt¼nme açısı, $\phi = 43^\circ$ olan kum, deney tankına tabakalar halinde 76 N ağırlığındaki elik bir kompakt¼r¼n 150 mm y¼kseklikten d¼Ő¼r¼lmesiyle sıkıŐtırılarak yerleştirilmiştir. Donatı istenilen derinliğe yerleştirildikten ve sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra model Şerit temel Şev tepesinden B kadar uzaklığa yerleştirilmiştir. Daha sonra Şev oluşturmak için sıkıŐtırılmıŐ bu dolgu, Şev eğimi 1:2 olacak Şekilde kazılmıştır. Donatı olarak geogrid kullanılmış ve tek bir geogrid tabakasının temelin taşıma g¼c¼ne etkisi araştırılmıştır.



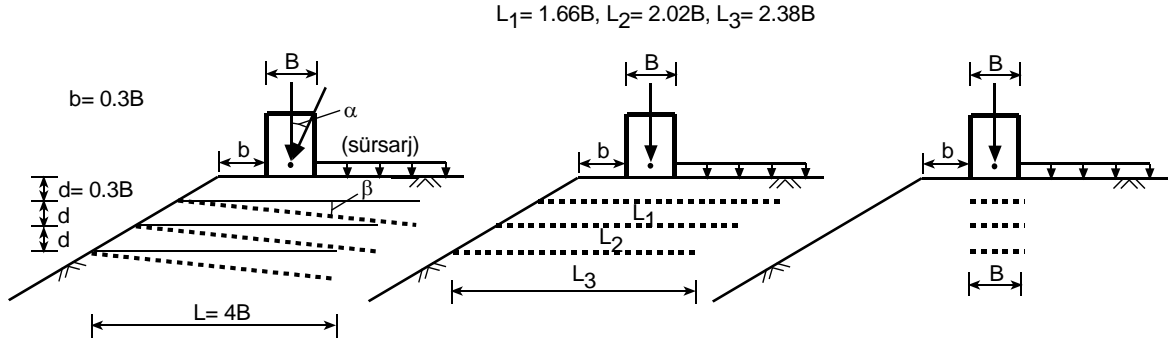
Şekil 1.29. Deney düzeneği (Selvadurai ve Gnanendran, 1989)

Deneylerde, model şerit temelin şev tepesinden olan B uzaklığı sabit tutulmuş ve geogrid tabakası tek tabaka halinde belli derinliklere yerleştirilerek model şerit temel plakasının yüklenmesi sonucunda yük ve oturma değerleri ölçülmüştür. Deneyler tamamlandığında, yaklaşık olarak kırılma yüzeyleri uygun teknik kullanılarak belirlenmiştir. Deneyler sonucunda model şerit temelin nihai taşıma gücünün, tek bir geogrid donatı tabakasının $0.5B$ ve $0.9B$ derinliklerine yerleştirilmesi durumunda, donatısız duruma göre yaklaşık olarak % 50 arttığı görülmüştür. Ayrıca, geogrid tabakasının $2B$ derinliğine yerleştirilmesi durumunda yük-taşıma gücüne herhangi bir katkısının olmadığı anlaşılmıştır (Şekil 1.30).



Şekil 1.30. Donatı derinliğinin kırılma mekanizmasına etkisi (Selvadurai ve Gnanendran, 1989)

Huang vd. (1994), kumlu bir şevde oturan şerit bir temelin davranışını donatılı ve donatısız durumlar için küçük ölçekli laboratuvar deneyleri ile araştırmıştır. Deneysel çalışmada, 1827 mm uzunluğunda, 400 mm genişliğinde ve 677 mm yüksekliğinde 30° 'lik model bir şev kullanılmıştır. Model şev, kumun deney tankı içerisine yağmurlama sistemiyle yerleştirilip eğimli kısmın kazılarak çıkarılmasıyla oluşturulmuştur. Model şerit temel olarak, 100 mm genişliğinde ve 398 mm uzunluğunda, şev tepesine 30 mm uzaklığa yerleştirilen rijit çelik bir plaka kullanılmıştır. Donatı malzemesi olarak 3 mm genişliğinde, 0.5 mm kalınlığında ve 100 mm - 400 mm uzunluklarında fosfor bronz şeritler kullanılmıştır. Farklı donatı yerleşimleri ve yükleme koşulları altında donatısız ve donatılı kumlu şevlere oturan şerit temelin taşıma gücü davranışını araştırmak için 5 grup deney yapılmıştır (Şekil 1.31). Birinci grup deneyler donatısız durumlar, ikinci grup deneyler donatılar arası düşey derinlik değerleri, üçüncü grup deneyler donatı uzunluğu ve yerleşimleri, dördüncü grup deneyler donatı kaplama oranı, beşinci grup deneyler donatıların yatayla yapmış olduğu açığa göre yerleşimleri içindir.

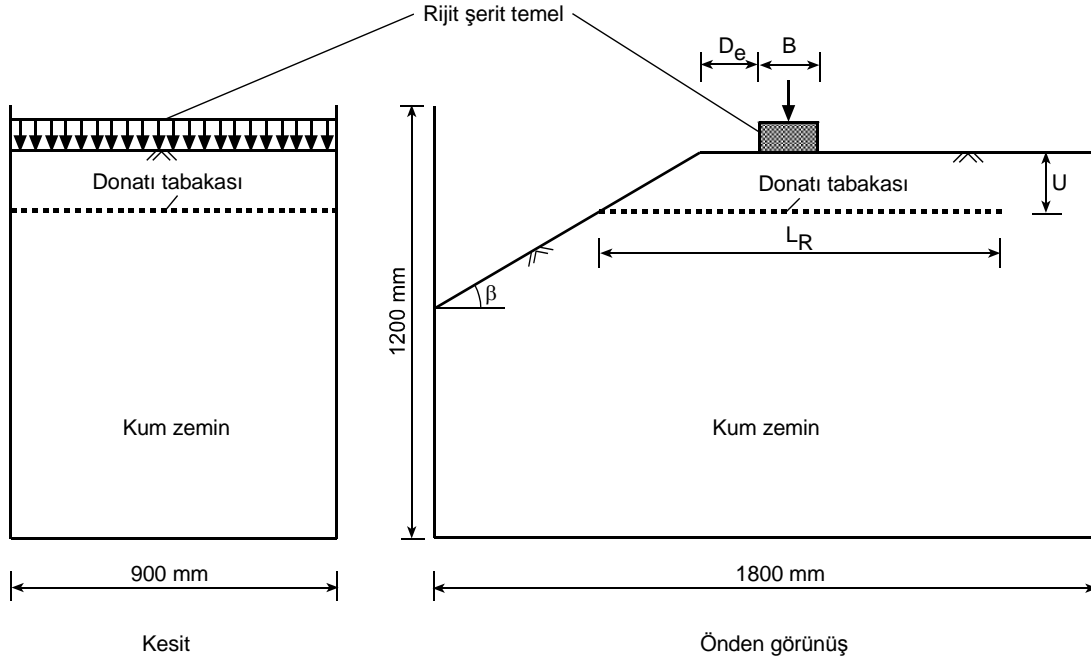


Şekil 1.31. Donatı şeritlerinin yerleştirilmesi (Huang vd., 1994)

Birinci grup deneylerde şev içerisine donatı konulmamış ve şerit temele etkileyen yükün düşeyle $\alpha = 0^\circ$, $\alpha = 5^\circ$ (şev tarafı) ve $\alpha = -5^\circ$ (şevsiz taraf) açılarla uygulanması durumunda taşıma gücü davranışı incelenmiştir. Bu grup deneyler sonunda, yükün şerit temele -5° lik açıyla uygulanması durumunda; nihai taşıma gücü değerinin 0° lik açıyla uygulanması durumuna göre 1.6 kat, 5° lik açıyla uygulanması durumuna göre ise, 2.2 kat daha büyük değer verdiği görülmüştür. İkinci grup deneylerde, şerit temele etkileyen yükün düşeyle 0° ve 5° açılarla uygulanması durumunda donatılar arası düşey mesafenin yük - oturma davranışına etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, zemin içerisine 3 tane şerit donatı yerleştirilmiş ve donatılar arası mesafenin temel genişliğinin 0.3 katı ($0.3B$) ve 0.5 katı olması durumunda ($0.5B$) deneyler gerçekleştirilmiştir. Deneyler sonunda donatılar arası mesafenin $0.5B$ olması durumunda şerit temelin nihai taşıma gücünün donatısız duruma göre 3.8 kat, donatılar arası mesafenin $0.3B$ olması durumuna göre ise 1.2 kat daha büyük olduğu görülmüştür. Ayrıca $\alpha = 0^\circ$ olması durumunda; donatılı şev zemine oturan şerit temelin taşıma gücü, aynı koşullardaki donatısız düz zemine oturan şerit temelin taşıma gücünden daha fazladır. Donatı bölgesinde meydana gelen büyük donatı kuvveti rijit temelin bir parçası gibi davranır ve temel yükünün büyük bir kısmını daha derindeki bölgelere iletir. Derin temel etkisi olarak adlandırılan bu mekanizma, Huang ve Tatsuoka (1988, 1990) tarafından deneysel olarak ispatlanmıştır. Üçüncü grup deneylerde, donatı uzunluğunun şerit temelin taşıma gücü üzerindeki etkisi araştırılmış ve optimum donatı uzunluğu $L = 4B$ olarak elde edilmiştir. Dördüncü grup deneylerde, kaplama oranının ($CR =$ bir şerit donatı genişliği/donatı konulan toplam zemin genişliği) şerit temelin nihai taşıma gücü üzerindeki etkisi araştırılmış ve CR değerinin % 10'dan büyük olması durumunda nihai taşıma gücünde önemli bir artış gözlenmemiştir. Beşinci grup deneylerde ise, şerit donatıların kum şev içerisine yatayla, $\beta = 0^\circ$, 30° ve 60° lik açılarla yerleştirilmesi

durumunda yük - oturma eğrileri elde edilmiş ve en yüksek nihai taşıma gücü değerinin, şerit donatıların zemin içerisine 30°'lik açıyla yerleştirilmesi durumunda elde edildiği görülmüştür.

Lee ve Manjunath (2000), geosentetiklerle güçlendirilmiş kumlu şevde oturan şerit temel taşıma gücünü donatısız ve donatılı zeminler için deneysel ve sayısal olarak araştırmışlar ve deneylerden elde ettikleri sonuçları PLAXIS bilgisayar programında doğrulamışlardır. Bu çalışmada; üç farklı şev açısının ($\beta = 20^\circ, 26.56^\circ$ ve 30°), temel şev tepesine olan farklı uzaklıklarının ($D_e = B, 2B, 3B, 4B$ ve $5B$), farklı geosentetik tiplerinin (çekme kapasitesi 5.8 kN/m olan yüksek yoğunluklu polietilen geogrid (CE 121), çekme kapasitesi 7.68 kN/m olan yüksek yoğunluklu polietilen geogrid (CE 131) ve çekme kapasitesi 8.4 kN/m polipropilende üretilmiş olan örgüsüz geotekstil) ve ilk donatı derinliğinin ($U = 0.25B, 0.5B, 0.75B, B, 1.25B$ ve $1.5B$) şerit temel taşıma gücü üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deneylerde, zemin içerisine tek bir donatı tabakası yerleştirilmesi durumunda şerit temel taşıma gücü davranışı araştırılmıştır. Çelik malzemedan yapılan deney tankı; 1800 mm uzunluğunda, 900 mm genişliğinde ve 1200 mm yüksekliğinde olup tankın ön ve arka yüzleri 25 mm kalınlığında saydam plastik bir malzemedan yapılmıştır. Yan sürtünmeleri azaltmak için tankın iç yüzleri gres yağı ile yağlanmış ve bütün deneylerde düzlem deformasyon koşulları dikkate alınmıştır. Rijit şerit temel olarak 100 mm genişliğinde ve 900 mm uzunluğunda çelik bir plaka kullanılmıştır. Deneylerde kullanılan birim ağırlığı, $\gamma = 17.8 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi = 38^\circ$ olan kum, deney tankına yağmurlama yöntemiyle yerleştirilmiş ve istenilen şev eğimi kum kazılmasıyla elde edilmiştir (Şekil 1.32).



Şekil 1.32. Model deney düzeneği (Lee ve Manjunath, 2000)

Bu çalışmada üç seri deney yapılmıştır. İlk seri deneyler; şev açısı, $\beta = 26.56^\circ$ ve temelin şev tepesine olan uzaklığı, $D_e = B$ olacak şekilde sabit tutulan, farklı donatı gömme derinliklerindeki üç farklı geosentetik ile yapılan deneyleri içermektedir. İkinci seri deneyler; şev açısı, $\beta = 26.56^\circ$ ve donatı gömme derinliği, ilk seri deneylerden elde edilen optimum değer olacak şekilde sabit tutulan, şev tepesine farklı uzaklıklardaki üç farklı geosentetik ile yapılan deneyleri içermektedir. Üçüncü seri deneyler; tek tip geogrid, CE 121 için donatı gömme derinliği, ilk seri deneylerden elde edilen optimum değer olacak şekilde sabit tutulan, farklı şev açılarında ve şev tepesine farklı uzaklıklarda yapılan deneyleri içermektedir.

Çalışma sonunda, ilk seri deneylerden, her üç tip donatı için optimum donatı derinliğinin $U = 0.5B$ olması durumunda en büyük taşıma gücü değeri elde edildiği fakat optimum değer için $U \geq B$ olması durumunda şevde donatının etkisinin en aza indiği görülmüştür. Temelin taşıma gücü donatısız duruma göre daha yüksek çekme gücüne sahip geogrid kullanılması durumunda 1.76 kat, ikinci tip geogridde 1.58 kat, geotekstil kullanılması durumunda ise 1.43 kat arttığı görülmüştür. İkinci seri deneylerden, şev tepesine olan uzaklığın artması durumunda taşıma gücü değerinin arttığı fakat bu uzaklık $D_e = 5B$ olduğunda artık taşıma gücü değerinin düz zemin ile aynı taşıma gücü değerini verdiği görülmüştür. Ancak bu karşılaştırmayı yapabilmek için düz zemin üzerinde de

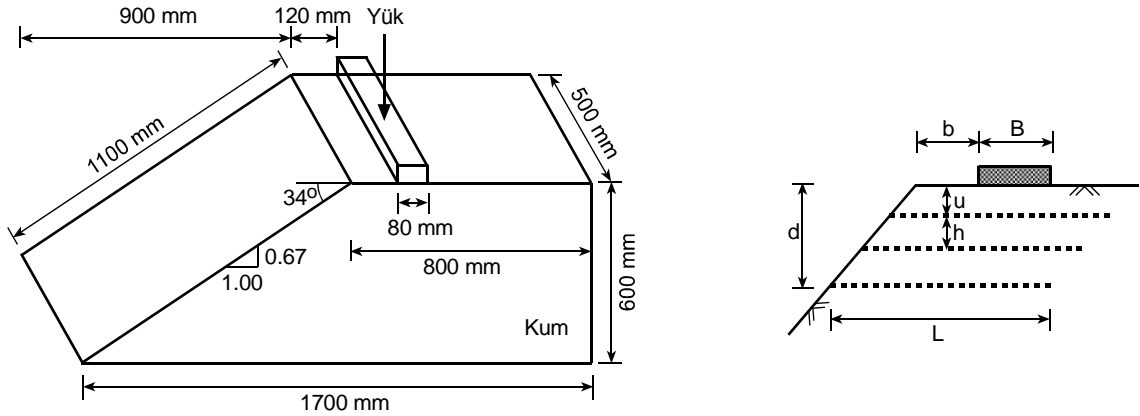
deneyler yapılmıştır. Üçüncü seri deneylerden, hem donatısız hem donatılı durumda temelin şev tepesine olan uzaklığının $D_e = B - 4B$ arasında olması durumunda taşıma gücünün arttığı ve şev açısı arttıkça azaldığı ancak şev tepesinden olan uzaklığın $D_e = 5B$ olması durumunda ise temelin taşıma gücü üzerinde bir etkisinin kalmadığı, yani şevsiz durumla yaklaşık aynı taşıma gücü değerini verdiği görülmüştür. Ayrıca şev açısı, $\beta = 25.56^\circ$ den daha büyük olması durumunda taşıma gücü sert bir şekilde azalmıştır. Tüm bu seri deneylerden elde edilen sonuçların PLAXIS bilgisayar programında bulunan sonuçlarla genel bir uyum içerisinde olduğu görülmüştür.

Bütün bu yapılan çalışmalara ilave olarak donatı uzunluğu, L_R 'nin araştırılması için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Temelin şev tepesine olan uzaklığı, $D_e = B$ ve donatı gömme derinliği, $U = 0.5B$ sabit tutularak optimum donatı uzunluğu olarak $L_R = 9B$ bulunmuştur. Donatı uzunluğunun $9B$ 'den daha büyük değerlerinde taşıma gücü değeri sabit kalmıştır. $D_e = 2B$ ve $3B$ olması durumunda sırasıyla optimum donatı uzunluğu, $L_R = 10B$ ve $11B$ olarak belirlenmiştir. Bu parametrik çalışmanın sonucunda, optimum donatı uzunluğunun belirlenmesi için Bağıntı 1.48 önerilmiştir.

$$L_R = D_e + 8B \quad (1.48)$$

Yoo (2001), geogrid donatılı kum şeve oturan şerit temelin taşıma gücü davranışını belirlemek için küçük ölçekli laboratuvar deneyleri yapmış ve bu deneylerde, temelin şev tepesine olan uzaklığının iki farklı değeri ($b = 1.5B$ ve $3.0B$) için ilk donatı tabakası derinliği ($u = 0.3B, 0.5B, 0.75B, B$ ve $1.5B$), donatılar arası düşey mesafe ($h = 0.3B, 0.5B, 0.75B$ ve B), donatı uzunluğu ($b = 1.5B$ için $L = 2.5B \sim 7.5B$ ve $b = 3B$ için $L = 4B \sim 8B$) parametreleri ve toplam donatı tabakası sayısı ($N = 1, 2, 3, 4, 5, 6$ ve 7) araştırılarak optimum değerler elde etmiştir. Bu deneylerde, plandaki boyutları $1.8 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ ve yüksekliği 1.2 m olan çelik bir deney tankı kullanılmıştır. Deney tankının dört yüzü, deney esnasında kırılma mekanizmasının kolayca gözlemlenebilmesi için saydam fleksiglas bir malzemeden yapılmış ve yan sürtünmeleri azaltmak için tankın iç yüzleri saydam film tabakaları ile kaplanmıştır. Model şerit temel olarak 80 mm genişliğinde rijit çelik bir plaka kullanılmış ve temelin tabanının pürüzlülüğü için tabana zımpara kâğıdı yapıştırılmıştır. Böylelikle bütün deneylerde düzlem deformasyon koşulları sağlanmıştır. Deneylerde birim ağırlığı, $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi = 42^\circ$ olan kum zemin deney tankı içerisine ve şev eğimi $1:0.67$ olacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 1.33). Bu çalışma,

Selvedurai ve Gnanendran (1989) ve Lee ve Manjunath'den (2000) farklı olarak şev oturan şerit temelin taşıma gücü, şev zemin içerisine hem tek geogrid tabakası hem birden fazla geogrid tabakası konulması durumlarında araştırılmıştır. Deneylerde, donatı malzemesi olarak, 55 kN/m'lik çekme kapasitesine sahip iki eksenli geogrid kullanılmıştır.



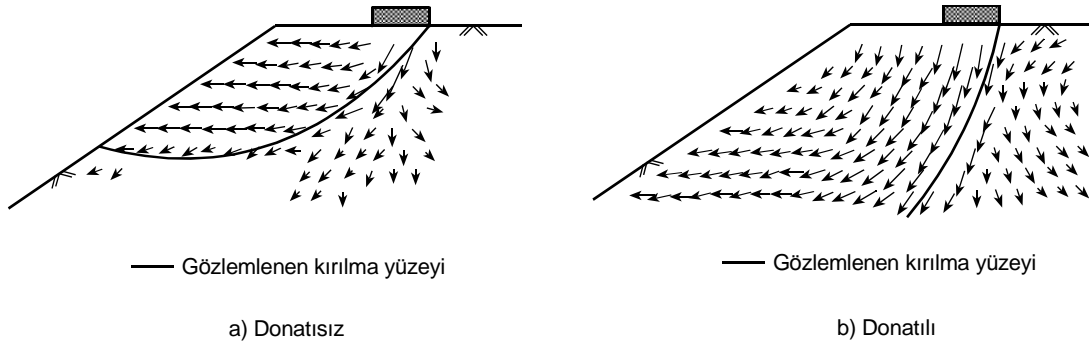
Şekil 1.33. Deney tankının şematik gösterimi (Yoo, 2001)

Bu çalışma sonunda, şev zemin içerisine tek geogrid tabakasının konulması durumunda, maksimum taşıma gücü değerinin, Selvedurai ve Gnanendran (1989) ve Lee ve Manjunath'den (2000) farklı olarak (sırasıyla $u = 0.5B - 0.9B$ ve $u = 0.5B$) ilk donatı derinliğinin temel genişliğine eşit olduğu durumda elde edildiği görülmüştür ($u = B$). Bu durumda taşıma gücü donatısız duruma göre yaklaşık 2.2 kat artmaktadır.

Deneyler sonucunda, donatılar arası düşey mesafe değeri için optimum derinlik $h = 0.7B$ olarak belirlenmiştir. İki adet ($N = 2$) donatı tabakasının optimum u ve h değerlerinde zemin içerisine yerleştirilmesi durumunda taşıma gücü, donatısız duruma göre yaklaşık 3.2 kat, $N = 3$ olması durumunda ise yaklaşık 5 kat artmaktadır. Toplam donatı derinliği $d = 2.5B$ olarak elde edilmiştir.

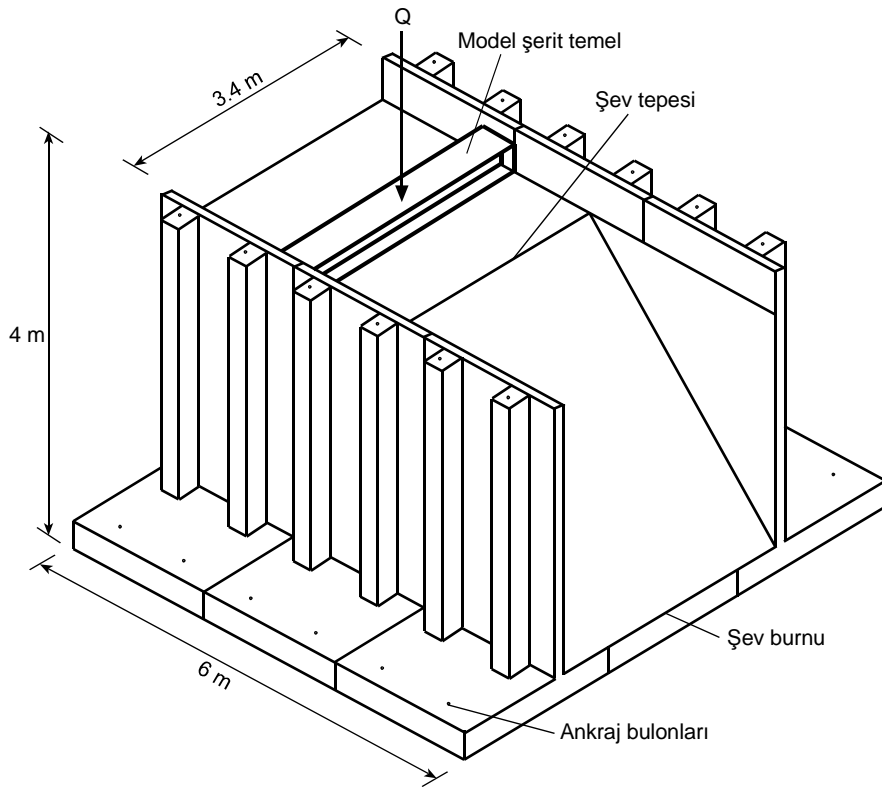
Temelin şev tepesine olan uzaklığının (b), ilk donatı tabakası derinliği (u) ve donatılar arası düşey mesafe (h) değerlerinde bir etkisinin olmadığı fakat donatı uzunluğunun (L) değiştiği görülmüştür. Buna göre $b = 1.5B$ durumunda optimum donatı uzunluğu $L = 5B$, $b = 3.0B$ durumunda ise $L = 7.0B$ olduğu görülmüştür.

Donatılı durumda, temelin yüklenmesi sonucu gözlenen kırılma yüzeyinin donatısız duruma göre daha büyük derinliklerde oluştuğu anlaşılmıştır (Şekil 1.34).



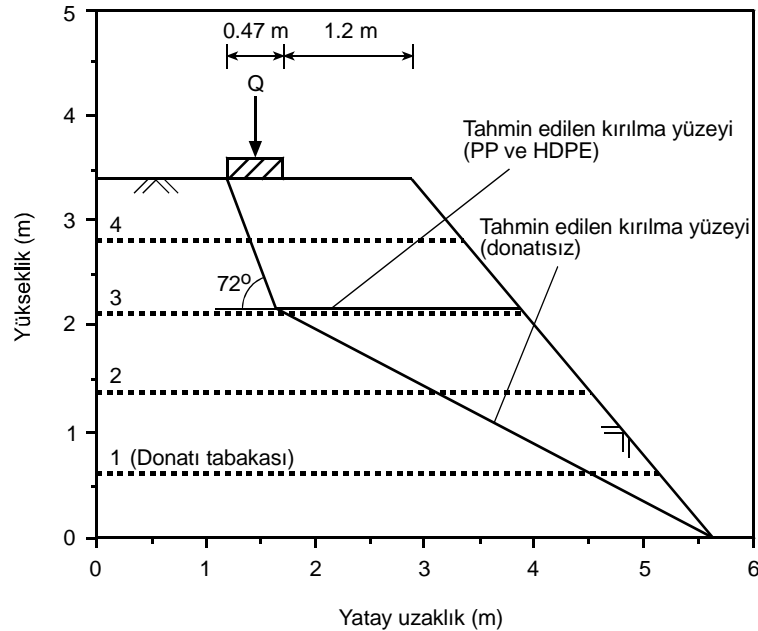
Şekil 1.34. Model şevde gözlenen kırılma yüzeyleri (Yoo, 2001)

Bathurst vd. (2003), şev tepesinin belirli bir uzaklığına yerleştirilen şerit temellerin taşıma gücünü belirlemek için büyük ölçekli iki tane (Model 2 ve Model 3) donatılı ve bir tane (Model 1) donatısız deneyleri yapmışlardır. Deney tankı 6.0 m uzunluğunda, 3.4 m genişliğinde ve 3.6 m yüksekliğinde olup (70 m³ hacminde zemin alabilen) yanlardan 6 tane betonarme kolonla desteklenmiş ve laboratuvar zeminine monte edilmiştir. Deney tankının yan yüzleri, kum taneleri ile oluşacak sürtünmeyi azaltmak için yağlanmış kompozit kontrplak - fleksiğlas - polietilen tabakalarından oluşturulmuştur (Şekil 1.35).



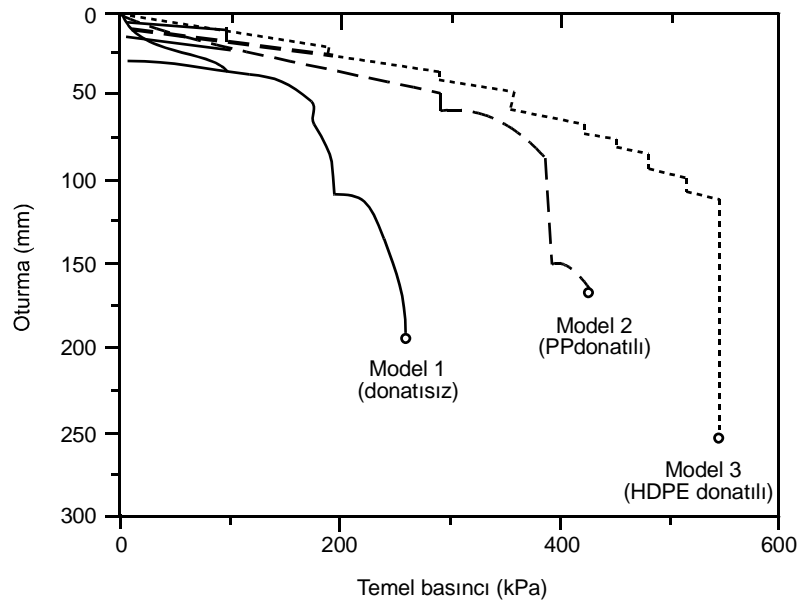
Şekil 1.35. Deney tankı (Bathurst vd., 2003)

Deneysel olarak kullanılan kum ($\gamma_k = 18.1 \text{ kN/m}^3$) deney tankı içerisine tamamen doldurulduktan sonra şev açısı, $\beta = 51^\circ$ olacak şekilde ahşap bir takoz kullanılarak oluşturulmuştur. Şerit temel olarak, 0.465 m genişliğinde, 3.4 m uzunluğunda ve şev tepesine 1.2 m uzaklığa konmuş çelik rijit bir plaka kullanılmıştır. Şerit temel, 1000 kN kapasiteli hidrolik krika kullanılarak yüklenmiştir. Deney tankında belli noktalara yerleştirilen ölçme aletleri ile (i) şev yüzeyinde seçilen noktalarda yatay ve düşey yer değiştirmeler, (ii) temelin ön ve arka tarafındaki düşey yer değiştirmeler, (iii) şev içerisindeki zemin yer değiştirmeleri, (iv) deney tankının tabanında ve zemin kütlelerinin içinde oluşan düşey toprak basınçları, (v) zemin kütlesi içerisinde seçilen noktalarda yatay toprak basınçları (sadece donatılı deneylerde), (vi) geogrid şekil değiştirme ve yer değiştirmeleri, (vii) temel yükü ve yer değiştirmesi, (viii) zemin sıcaklığı değerleri ölçülmüştür. Deneylerde, donatı malzemesi olarak farklı rijitliklere sahip iki tane geogrid kullanılmıştır. Model 2’de çekme kapasitesi 19 kN/m olan esnek ve zayıf iki eksenli 0.75 m aralıklı 4 tane polipropilen geogrid (PP), Model 3’te ise çekme kapasitesi 54 kN/m olan güçlü ve yüksek yoğunluklu tek eksenli 0.75 m aralıklı 4 tane polietilen geogrid (HDPE) kullanılmıştır. Donatılı ve donatısız tüm deneyler aynı geometri, temel konumu ve temel genişliğinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 1.36).



Şekil 1.36. Donatılı ve donatısız tahmin edilen kırılma mekanizmaları (Bathurst vd., 2003)

Tüm deneylerde şerit temel, altındaki zemin göçmeye ve ilk donatı tabakasında kopmalar başlayınca kadar yüklenmiş ve bu deneyler sonucunda yük - oturma eğrileri elde edilmiştir (Şekil 1.37). Basınç - oturma eğrileri incelendiğinde, donatısız deneylerde elde edilen kırılma anındaki sınır yükün 400 kN (258 kPa) olduğu görülmektedir. Basınç - oturma eğrisinin başlangıç kısmındaki lineer olmayan kısmın deney sırasında temelin zemine iyi oturtulmamış olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. 250 ve 300 kN değerindeki yükler arasında ve 300 kN'dan kırılma yüküne kadar olan kısımda büyük oturmalar gözlenmiştir. Deney sonunda oluşan kırılma yüzeyinin, deney tankı genişliği boyunca ve şev burnunun yaklaşık 2.5 m yukarısındaki yatay bir düzlemde oluştuğu gözlemlenmiştir. Geogrid (PP) ile güçlendirilen modelde, 450 - 600 kN yük değerleri arasında deforme olmaya başladığı, 600 - 650 kN arasında göçtüğü ve üstteki tabakanın üçüncü geogrid tabakasına kadar kaydığı ve dördüncü geogrid donatı tabakasının tamamen koptuğu görülmüştür. Geogrid (HDPE) ile güçlendirilen modelde ise 800 - 850 kN yük değerleri arasında göçtüğü (840 kN) ve kırılma mekanizmasının diğer donatılı modellerle benzer olduğu görülmüştür.

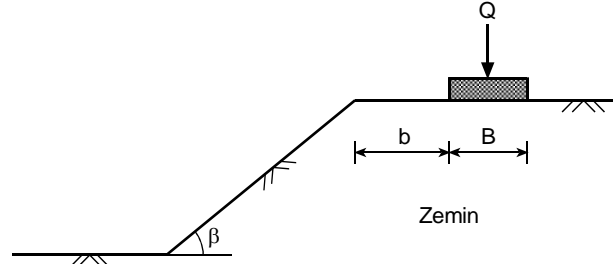


Şekil 1.37. Deney sonuçlarından elde edilen temel basıncı - oturma eğrileri (Bathurst vd., 2003)

Sonuç olarak; donatısız haldeki zemin içerisine daha güçlü ve rijit donatı konulması durumunda şeve oturan şerit temelin taşıma gücünde donatısız duruma göre 2 kat, daha

zayıf donatı konulması durumunda şev oturan şerit temelin taşıma gücünde ise, donatısız duruma göre 1.6 kat arttığı anlaşılmıştır. Donatılı ve donatısız deneylerinin basınç - oturma eğrileri incelendiğinde bu eğrilerin donatının varlığından etkilenmediği görülmüştür.

Keskin vd. (2007), şevlendirilmiş kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma gücünü sayısal ve teorik olarak analiz etmişlerdir. Bu amaçla, şevlendirilmiş kum zemin üzerinde şerit temel modeli oluşturularak PLAXIS bilgisayar programı ve literatürdeki mevcut yöntemler kullanılarak analizleri gerçekleştirilmiştir. Sayısal analizlerde, değişik şev açılarında ($\beta = 30^\circ, 35^\circ$ ve 40°) ve şerit temelin şev tepesine farklı uzaklıklarında ($b = B, 2B, 3B, 4B, 5B$ ve $6B$) taşıma gücü değerleri elde edilmiş ve teorik yöntemlerle karşılaştırmalar yapılmıştır. Şev modeli iki boyutlu ve düzlem deformasyon koşullarında analiz edilmiş ve genişliği 1.5 m olan şerit temel kullanılmış ve şev yüksekliği ise 15 m olarak seçilmiştir (Şekil 1.38). Programda kum zemin modellenirken pekleşen zemin (hardening soil) modeli kullanılmıştır. PLAXIS programıyla öncelikle, sonuçları etkilemeyen en uygun sonlu eleman ağı araştırılmış ve tüm analizlerde orta sıklıkta sonlu elemanlar ağı (medium mesh) seçeneğinin kullanılması uygun görülmüştür.

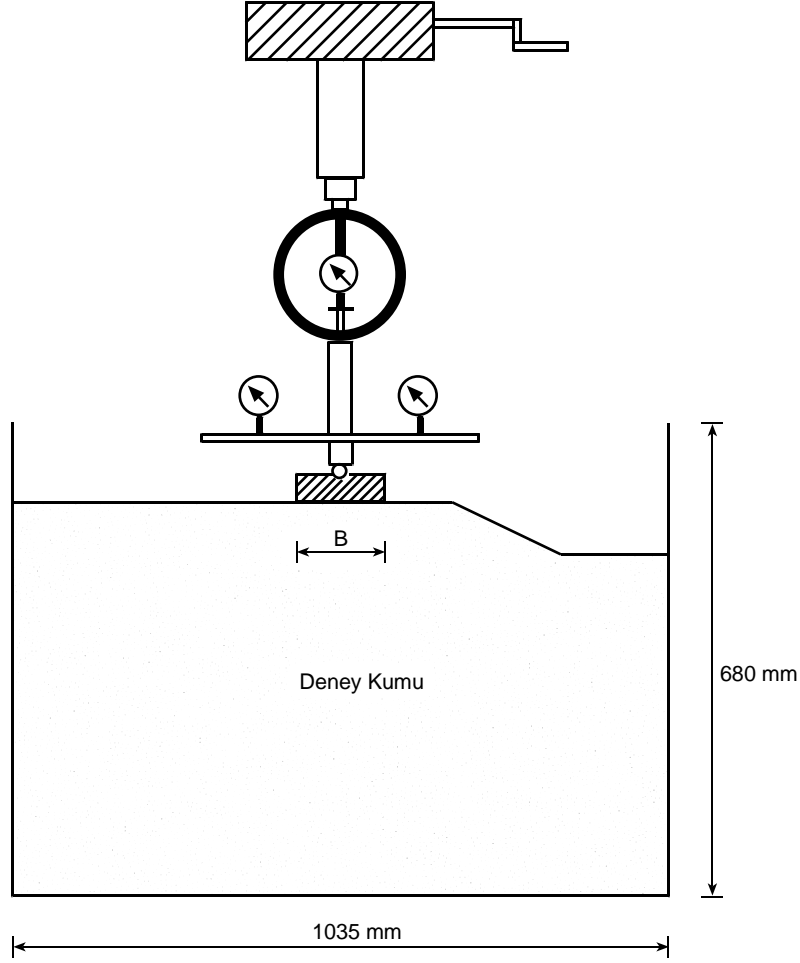


Şekil 1.38. Model geometrisi (Keskin vd., 2007)

Şev eğiminin ve temelin şev tepesine olan uzaklığının taşıma gücüne etkisini araştırmak amacıyla PLAXIS programı kullanılarak yapılan analizlerden elde edilen sonuçlar, Meyerhof (1957) yöntemi kullanılarak hesaplanan çözümlerle karşılaştırılmıştır. Öncelikle şev açısının sıfır olması durumunda ($\beta = 0$, zemin yüzeyi düz) analizler yapılmış ve PLAXIS ile yapılan çözümde, şevsiz durumda taşıma gücü değeri $q_u = 1288.3 \text{ kN/m}^2$, Meyerhof yöntemi ile yapılan çözümde ise $q_u = 1205.5 \text{ kN/m}^2$ olarak elde edilmiştir. Şev açısının $\beta = 30^\circ$ olması durumunda PLAXIS ve Meyerhof yöntemi kullanılarak elde edilen taşıma gücü değerleri arasında genel bir uyum olduğu gözlenmiştir. Şev açısının $\beta = 35^\circ$ olması durumunda ise, PLAXIS sonuçları özellikle $b = B, 2B$ ve $3B$ durumlarında

Meyerhof yöntemi ile hesaplanan taşıma gücü değerlerinden bir miktar farklılıklar göstermiştir. Şev açısının $\beta = 40^\circ$ olması durumunda ise, PLAXIS sonuçları $b = 0$ durumu haricinde Meyerhof yöntemi ile hesaplanan değerlerden daha küçük çıkmıştır. Şev açısının $\beta = 30^\circ$ ve 35° olması durumlarında şev açısının taşıma gücüne etkisi, temelin şev tepesinden $b = 5B$ kadar uzaklığa konulması durumunda ortadan kalkmıştır. Fakat şev açısı $\beta = 40^\circ$ iken temel şev tepesine $b = 5B$ uzaklıktayken dahi şev etkisinin devam ettiği görülmüştür. PLAXIS'le yapılan analizlerde şev açısının $\beta = 40^\circ$ olması durumunda şev etkisinin ancak $b = 6B$ durumunda ortadan kalktığı görülmüştür ($\beta = 40^\circ$ için $b = 6B$ durumunda $q_u = 1282.5 \text{ kN/m}^2$). Her üç şev açısında da, temelin $5B$ uzaklığa konması durumunda, şevsiz durumla aynı taşıma gücü değerleri elde edilmiştir.

Laman vd. (2007), $\beta = 30^\circ$ açılı kumlu şev zemin üzerine oturan, yüzeysel temelin taşıma gücü, donatısız ve geogrid donatı ile güçlendirilmiş durumlar için laboratuvar ortamında küçük ölçekli model deneyler yaparak araştırmışlardır. Deney sonuçları literatürdeki mevcut teorik yöntemler ve deneysel çalışmalar ile karşılaştırılmış ve en uygun donatı yerleşim düzeni araştırılarak, maksimum taşıma gücü elde edilmiştir. Yüzeysel temel olarak şerit temel kullanılmıştır. Model deneylerde; ilk donatı derinliği, donatı tabaka sayısı ve temelin şev tepesinden uzaklığı gibi parametrelerin taşıma gücüne etkisi araştırılmıştır. Model temel olarak 20 mm kalınlıkta ve plan boyutları 400 mm \times 40 mm olan metal şerit plaka kullanılmıştır. Donatı malzemesi olarak kohezyonsuz zeminlerde daha efektif çalışması nedeniyle geogridler tercih edilmiştir. Deneylerde deney tankı içerisine farklı boyut, miktar ve konumda yerleştirilen geogrid donatılarının taşıma gücü üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deneyler 1035 mm \times 405 mm genişliğinde ve 680 mm yüksekliğindeki dikdörtgen kesitli deney tankı içerisinde yapılmıştır. Deney tankı iskeleti çelik profilden olup, ön ve arka yüzü saydam fiberden, yan yüzleri ve alt taban ise çelik levhalardan teşkil edilmiştir (Şekil 1.39).



Şekil 1.39. Deney düzeneği (Laman vd., 2007)

Deneyleerde şev açısı $\beta = 30^\circ$ olarak belirlenmiştir. Yüzeyi şevlendirmek amacı ile ahşap suntuadan özel olarak hazırlanmış 30° açıya sahip şev plakası kullanılmıştır. Tane birim ağırlığı, $\gamma_s = 26.8 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi = 41^\circ$ olan kum numuneler deney tankı içerisinde $D_r = \% 65$ olacak şekilde yerleştirilmiştir. Donatı malzemesi olarak tek yönlü çalışan ve 28.6 kN/m çekme kapasitesine sahip geogrid donatı kullanılmıştır. Şevli yüzeyler genellikle tek yönde göçmeye zorlandıklarından dolayı bu tip yüzeylerde tek yönlü çalışan donatı kullanılmaktadır.

İlk donatı tabakası derinliğinin, u , taşıma gücüne etkisini araştırmak amacıyla farklı u değerleri seçilerek bir seri deney yapılmıştır. Deneyleerde donatı tabaka sayısı $N = 1$, sıklık derecesi $D_r = \% 65 (\pm 3)$, donatı tabaka boyu $L = 10B$, temelin şev tepesine olan mesafesi $b = 2B$, şev açısı ise $\beta = 30^\circ$ olarak sabit tutulmuştur. İlk donatı derinliği, u , $0.25B$ ile B arasında seçilerek yapılan deneyleerden, $u = 0.25B$ ile $u = 0.5B$ arasında taşıma gücü artış gösterirken $u = 0.5B$ olduğunda taşıma gücü maksimum değere ulaşmakta ve $u = 0.5B$ ile

$u = B$ arasında da taşıma gücü azalış göstermiştir. İlk donatı tabakasının optimum derinlikte olması durumunda ($u = 0.5B$) taşıma gücü, donatısız orana yaklaşık 1.75 kat artış göstermiştir.

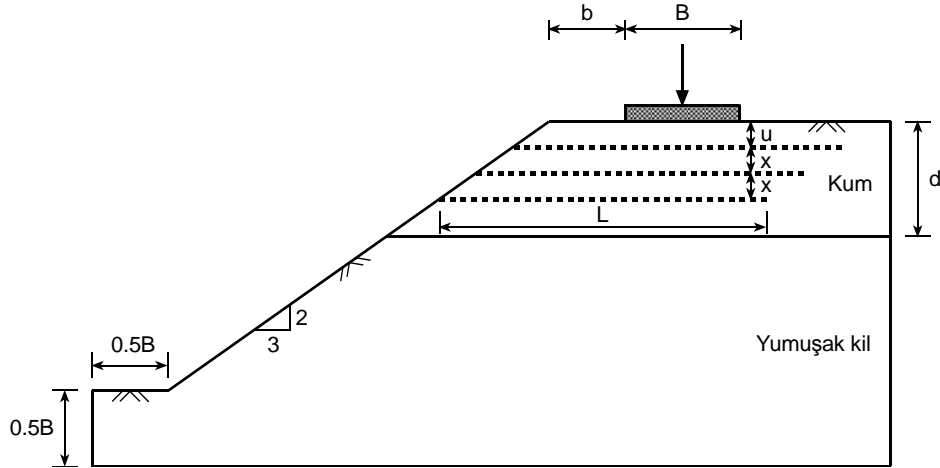
Donatı tabaka sayısının, şevli kum yüzeye oturan şerit temelin taşıma gücüne etkisini araştırmak için, $N = 1$ 'den 5'e kadar artırılmak suretiyle bir seri deney yapılmıştır. Deneyle ilgili diğer parametreler $u = 0.5B$, $h = 0.375B$, $b = 2B$, $L = 10B$ olarak sabit tutulmuştur. Burada h iki donatı arası mesafeyi göstermektedir. Deneyle sonuçta, donatı tabaka sayısı, N arttıkça donatılı zeminlerin taşıma gücü de artmıştır. Donatı sayısı 4'e ulaştığında ise taşıma gücü artış miktarı azalmıştır. $N = 4$ 'ten fazla donatı tabakası kullanılmasının taşıma gücüne önemli derecede katkısı olmamıştır. Bu veriler doğrultusunda optimum donatı sayısı $N = 4$ olarak önerilmiştir. Optimum donatı sayısında taşıma gücü, tek donatı sayısındaki taşıma gücüne oranla yaklaşık 3.5 kat, donatısız durumdaki taşıma gücüne oranla da 6.2 kat arttığı görülmüştür.

Bu çalışmada, ayrıca şerit temelin şev tepesine olan uzaklığının (b) taşıma gücüne etkisini araştırmak için şev tepesinden farklı uzaklıklarda bir seri deney yapılmıştır. Deneyle ilgili diğer parametreler $N = 3$, $u = 0.5B$, $h = 0.375B$, $L = 20B$ olarak sabit alınmıştır. Şev tepesinden olan mesafe $b = B$ 'den $b = 5B$ 'ye kadar artırılarak ve şevsiz olarak yapılan deneyler sonucunda; $b = 5B$ 'de elde edilen deney sonucu şevsiz yapılan deney sonucu ile aynı çıktığı ve bu deney verilerine göre $b = 5B$ 'de taşıma gücü maksimum değeri aldığı görülmüştür.

Çalışmadan elde edilen sonuçlar, literatürde mevcut teorik ve deneysel çalışmalar ile karşılaştırılmıştır. Donatısız durumda elde edilen deney sonuçlarının, Shields vd., (1990) tarafından önerilen ve santrifüj deney sonuçlarını kullanarak geliştirdikleri yöntemden elde edilen değerlere, Meyerhof, (1957) ve Graham vd., (1988) yöntemleriyle hesaplanan değerlerden daha yakın olduğu görülmüştür. Literatürde mevcut bir başka deneysel çalışma Yoo, (2001) da, teorik yöntemlerle karşılaştırılmış ve benzer durum gözlenmiştir. Buradan, Meyerhof, (1957) ve Graham vd., (1988) yöntemlerinin oldukça düşük olduğu anlaşılmıştır. Donatılı durum için pratik bir teorik yöntemle karşılaştırma olanağı olmadığından, daha önce yapılan deneysel çalışmalarla (Selvadurai ve Granendran, 1989; Lee ve Manjunath, 2000; Yoo, 2001 ve Bathurst vd., 2003) karşılaştırma yapılmış ve bu çalışmada elde edilen optimum değerlere oldukça yakın değerler elde edilmiştir.

Sawwaf (2007), yumuşak kil üzerindeki kumlu şev dolguya oturan şerit temelin taşıma gücünü donatısız ve donatılı durumlar için küçük ölçekli model deneylerle

araştırmıştır. Donatısız ve donatılı deneylerde yumuşak kil zemin yüksekliği sabit tutulmuş, kum zemin yüksekliği ise donatısız deneylerde temel genişliğinin belli katlarında ($d= 0.5B, B, 1.5B, 2B$ ve $3B$), donatılı deneylerde ise $d= 1.5B$ olacak şekilde oluşturulmuştur. Deneylerde, optimum kum zemin yüksekliği (d), temelin şev tepesine olan uzaklığı (b), geogrid tabaka sayısı (N), geogrid uzunluğu (L) ve geogrid tabakaları arasındaki düşey derinlik (x) parametreleri araştırılmıştır. Deneyler, plandaki boyutları $1.0 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ olan ve 0.5 m yüksekliğindeki bir deney tankı içerisinde gerçekleştirilmiştir. Bu deney tankının ön yüzü kırılma yüzeylerinin gözlemlenebilmesi için 20 mm kalınlığında cam malzemeden yapılmıştır. Model zemin olarak yumuşak kil üzerine oturan birim ağırlığı, $\gamma_k= 19.1 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi= 43^\circ$ olan kum zemin, deney tankı içerisine yağmurlama yöntemiyle yerleştirilmiştir. Şevli yüzey $3:2$ eğiminde ve 425 mm yüksekliğinde oluşturulmuştur. Deneylerde model şerit temel olarak 498 mm uzunluğunda, 75 mm genişliğinde ve 20 mm kalınlığında çelik rijit plaka kullanılmıştır. Bu temelin taban pürüzlülüğünün sağlanması için altına pürüzlü zımpara kâğıdı yapıştırılmıştır. Ayrıca model şerit temelin camla temas eden yüzleri yağlanmıştır. Çalışmada, donatı malzemesi olarak, 45 kN/m çekme kapasitesine sahip tek eksenli HDPE tipi geogrid kullanılmıştır (Şekil 1.40).

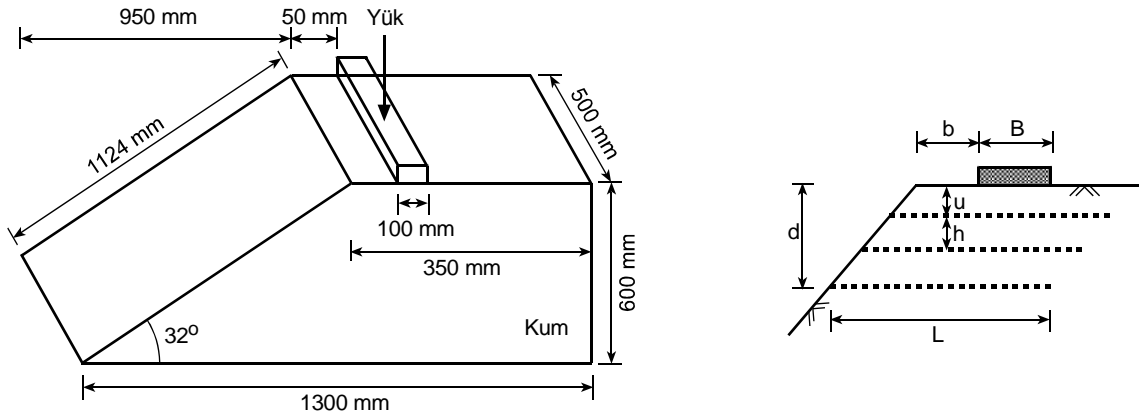


Şekil 1.40. Yumuşak kil üzerine oturan donatılı kum şevin geometrik parametreleri (Sawwaf, 2007)

Bu çalışmadan elde edilen sonuçlara göre; yumuşak kil bir şev üzerine kum dolgu yerleştirilmesi durumunun temelin taşıma gücüne olumlu etki yaptığı, ayrıca kum zemin içerisine donatı konulmasıyla hem temelin taşıma gücünün arttığı hem de gerekli kum

dolgu yüksekliğinin azaldığı görülmüştür. Donatısız deneylerde, yumuşak kil zemin üzerine konulan kum tabakası yüksekliği $0.5B$ 'den $3B$ 'ye kadar arttırılmış ve kum tabakası yüksekliğinin $3B$ olması durumunda taşıma gücünün, yüksekliğin $0.5B$ olması durumuna göre yaklaşık 4 kat arttığı görülmüştür. $b= 1.5B$ için yapılan donatılı deneyler sonucunda; tek donatı kullanılarak elde edilen ilk donatı tabakası optimum derinliği $u= 0.6B$, donatılar arası optimum donatılar arası düşey derinlik değeri $x= h= 0.5B$, optimum donatı uzunluğu $L= 5B$ ve optimum donatı sayısı $N= 3$ olarak elde edilmiştir. Elde edilen optimum değerler kullanılarak şevde yapılan donatısız ve donatılı bir deneyde, taşıma gücü donatısız duruma göre yaklaşık 2 kat arttığı görülmüştür.

Alamshahi ve Hataf (2009), georid donatının kumda şeve yakın oturan rijit bir şerit temelin taşıma gücü üzerindeki etkisini belirlemek için geogrid tipi, geogrid tabaka sayısı ($N= 1, 2$ ve 3), ilk donatı derinliği ($u= 0.5B, 0.75B$ ve B) ve donatılar arası düşey mesafe ($h= 0.5B, 0.75B$ ve B) gibi değişen parametrelerle sabit donatı uzunluğunda ($L= 3B$) ve temelin şev tepesine olan uzaklığında ($b= 0.5B$) bir seri deney yapmıştır. Bu deneylerde, plandaki boyutları $1.3 \text{ m} \times 0.5 \text{ m}$ ve yüksekliği 0.6 m olan çelik bir deney tankı kullanılmıştır. Deney tankının her iki tarafı, deney esnasında kırılma mekanizmasının kolayca gözlemlenebilmesi için saydam camdan yapılmış ve yan sürtünmeler en az düzeyde tutulmuştur. Deneylerde çelikten yapılmış, 499 mm uzunluğunda, 100 mm genişliğinde ve 10 mm kalınlığında model bir şerit temel kullanılmıştır. Bu temelin taban pürüzlülüğünün sağlanması için, 100 mm genişliğinde bilyeli çelik bir tabaka temel tabanına monte edilmiş ve altına pürüzlü zımpara kâğıdı yapıştırılmıştır. Ayrıca model şerit temelin camla temas eden yüzleri yağlanmıştır. Temel şev tepesinden $b= 0.5B$ uzaklığa yerleştirilmiştir. Böylelikle bütün deneylerde düzlem deformasyon koşulları sağlanmıştır. Deneylerde birim ağırlığı, $\gamma= 16.9 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi= 38^\circ$ olan kum zemin deney tankı içerisine ve şev açısı $\beta= 32^\circ$ olacak şekilde yerleştirilmiştir (Şekil 1.41). Deneylerde, donatı malzemesi olarak, 5.8 kN/m 'lik çekme kapasitesine sahip yüksek yoğunluklu polietilen malzemeden üretilmiş geogrid ve aynı çekme kapasitesine sahip grid-anchor kullanılmıştır.



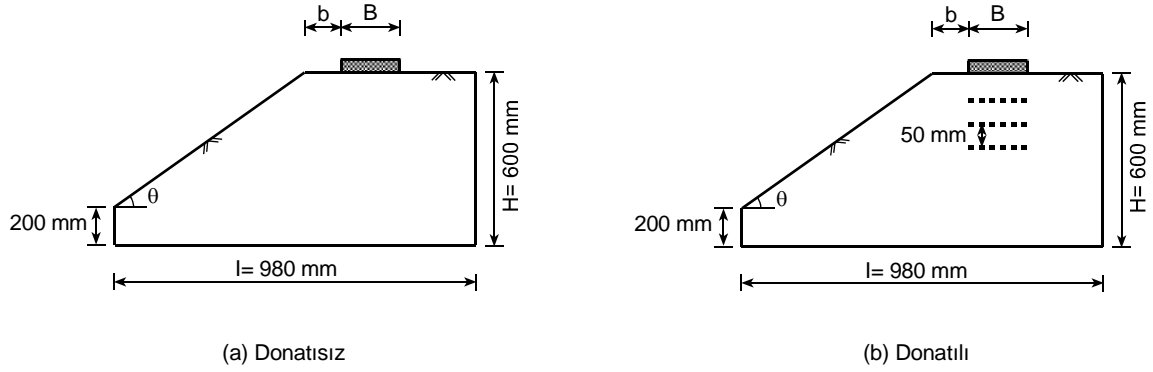
Şekil 1.41. Deney tankının şematik görünümü (Alamshahi ve Hataf, 2009)

Deneyle sonuçunda, her iki donatıda da, donatı tabaka sayısı, $N=3$ ve donatılar arası düşey mesafe, $h=0.75B$ için ilk donatı derinliğinin optimum değeri $u=0.75B$ olarak belirlenmiştir.

İlk donatı derinliği, $u=0.75B$ ve donatılar arası düşey mesafe, $h=0.75B$ için donatı tabaka sayısının optimum değeri $N=2$ olarak belirlenmiş ve $N=3$ 'ten sonra taşıma gücü sabit kalmıştır.

Donatı tabaka sayısı, $N=3$ ve ilk donatı derinliği, $u=0.75B$ için donatılar arası düşey mesafenin optimum değeri $h=0.75B$ olarak belirlenmiştir.

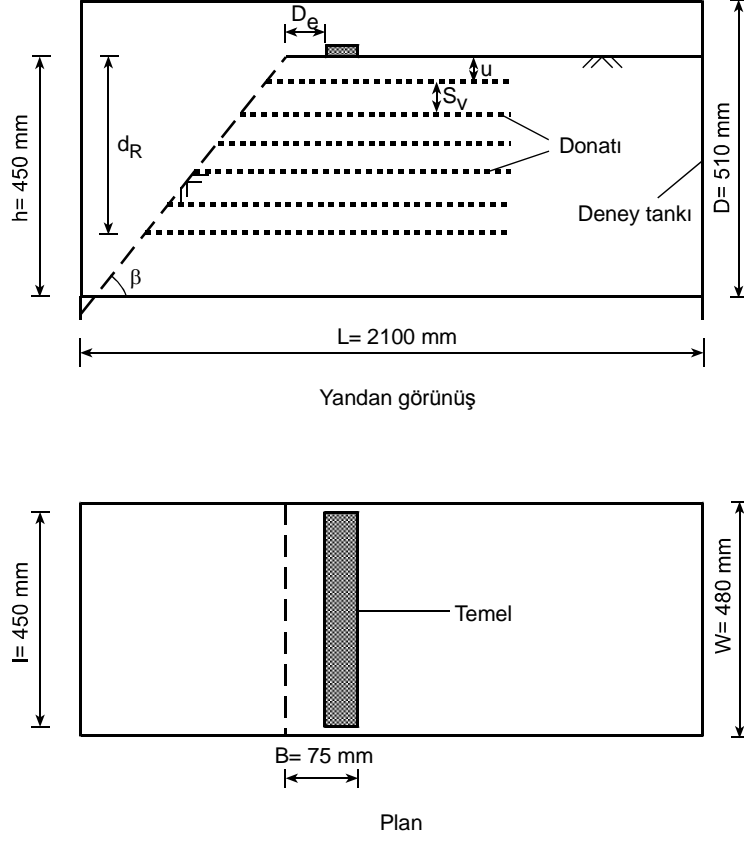
Kumar ve Ilamparuthi (2009), kumda şevde yakın oturan temelerde taşıma gücünü belirlemek için düzlem deformasyon şartları altında donatılı ve donatısız durumlar için üç farklı şev açısında ($\theta=30^\circ, 35^\circ$ ve 40°) ve temelin şev tepesi uzaklığında ($b=0.5B, B$ ve $2B$) deneyler yapmıştır. Deneylerden elde ettiği sonuçları PLAXIS bilgisayar programından elde edilen sonuçlarla karşılaştırmıştır. Deneylerde, 980 mm uzunluğunda, 600 mm genişliğinde ve 600 mm yüksekliğinde rijit çelik bir tank ve 80 mm genişliğinde ve 12 mm kalınlığında model rijit çelik şerit temel olarak kullanılmıştır. Düzlem deformasyon şartının sağlanması için temelin uzunluğu, tankın genişliğine eşit alınmıştır. Deneylerde birim ağırlığı, $\gamma=17 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı, $\phi=40^\circ$ olan kum zemin deney tankı içerisine farklı şev açılarında yerleştirilmiştir. Donatı malzemesi olarak, geogrid kullanılmıştır (Şekil 1.42). Bu çalışmada iki seri deney yapılmıştır. İlk seri deneyler; donatısız şevde, üç farklı şev açısında ($\theta=30^\circ, 35^\circ$ ve 40°) ve temelin şev tepesi uzaklığında ($b=0.5B, B$ ve $2B$) yapılan deneyleri içermektedir. İkinci seri deneyler; donatılı şevde, şev açısı, $\theta=35^\circ$ ve temelin şev tepesi uzaklığı, $b=B$ sabit tutulacak şekilde üç farklı donatı uzunluğunda ($L=B, 2B$ ve $3B$) yapılan deneyleri içermektedir.



Şekil 1.42. Donatısız ve donatılı deney düzeneği (Kumar ve Ilamparuthi, 2009)

Deneysel sonuçlarda; yük - oturma eğrilerinden, donatısız düz zeminde taşıma gücü 65 kN/m^2 , $b = 0.5B$ ve B uzaklığına yerleştirilen şevli zeminde taşıma gücü sırasıyla 27 kN/m^2 ve 35 kN/m^2 olarak bulunmuştur. İlk donatı tabakasına olan uzaklık, $u = 2B$, şev açısı, $\theta = 35^\circ$ ve temelin şev tepesi uzaklığı, $b = B$ sabit tutulacak şekilde yapılan deneylerden donatı uzunluğu, $L = 2B$ 'de taşıma gücündeki artış en yüksek olduğu görülmüştür.

Mittal vd. (2009), kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temelin taşıma gücü davranışını belirlemek için geogrid tipi, donatılar arası düşey mesafe (S_v), toplam donatı derinliği (d_R), ilk donatı derinliği (u) ve temelin şev tepesine olan uzaklığı (b) gibi değişen parametrelerle donatısız ve donatılı bir seri deney yapmıştır. Bu deneyler için düzlem deformasyon koşulları altında 75 mm genişliğinde, 450 mm uzunluğunda ve 10 mm kalınlığında bir şerit temel kullanılmıştır. Deneylerde birim ağırlığı, $\gamma = 16.3 \text{ kN/m}^3$ ve içsel sürtünme açısı $\phi = 36^\circ$ olan kum zemin yağmurlama yöntemiyle deney tankı içerisine yerleştirilmiştir. Deney tankı olarak 2100 mm uzunluğunda, 480 mm genişliğinde ve 510 mm yüksekliğinde olan üç tarafı ahşap malzemeden ve kırılma yüzeylerinin gözlemlenebilmesi için bir tarafı saydam camdan yapılmış bir deney tankı kullanılmıştır. Ayrıca deneyler iki farklı geogrid için yapılmıştır. Bu donatılar, temel tabanından belli bir uzaklıkta ve eşit donatılar arası mesafede, donatı tabaka sayısı, $N = 2, 4$ ve 6 olacak şekilde yerleştirilmiştir. Donatı uzunluğu, $L = D_e + 8B$ 'ye eşit alınmıştır (Şekil 1.43).



Şekil 1.43. Deney tankı (Mittal vd., 2009)

Sonuç olarak; donatısız deneyler sonucunda elde edilen yük - oturma eğrilerinden, temelin şev tepesine olan uzaklığı, D_e attıkça taşıma gücünün arttığı oturmanın azaldığı ve $D_e=5B$ olduğunda ise taşıma gücünde herhangi bir artışın olmayıp şevli zeminin artık düz zemin gibi davrandığı görülmüştür. Donatılı deneyler sonucunda elde edilen yük - oturma eğrilerinden, her iki tip donatı için temelin şev tepesine olan uzaklığı, $D_e=2B$ ve donatılar arası düşey mesafe, $S_v=0.25B$ durumunda yapılan deneylerde donatı tabaka sayısı arttıkça taşıma gücünün arttığı ve $N=6$ olması durumunda en yüksek taşıma gücü değerinin elde edildiği görülmüştür. Ayrıca temelin aynı şev tepesine olan uzaklığı olan $D_e=2B$ için donatılar arası düşey mesafe, $S_v=0.5B$ durumunda yapılan deneylerde donatı tabaka sayısı arttıkça taşıma gücünün arttığı ve $N=2$ ve 4 olması durumunda en yüksek taşıma gücü değerinin elde edildiği görülmüştür. Donatı toplam derinliği, d_R arttıkça taşıma gücü değerinin de arttığı ve en yüksek artışın $d_R=2B$ 'den $2.5B$ 'ye giderken olduğu görülmüştür.

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin davranışının belirlenmesi için KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik ve Ulaştırma Laboratuvarı'nda bir deney düzeneği oluşturulmuştur.

Bu bölümde deney düzeneği, deneylerde düzlem deformasyon koşulları ve deneylerin yapılışı anlatılmaktadır.

2.2. Deney Düzeneği

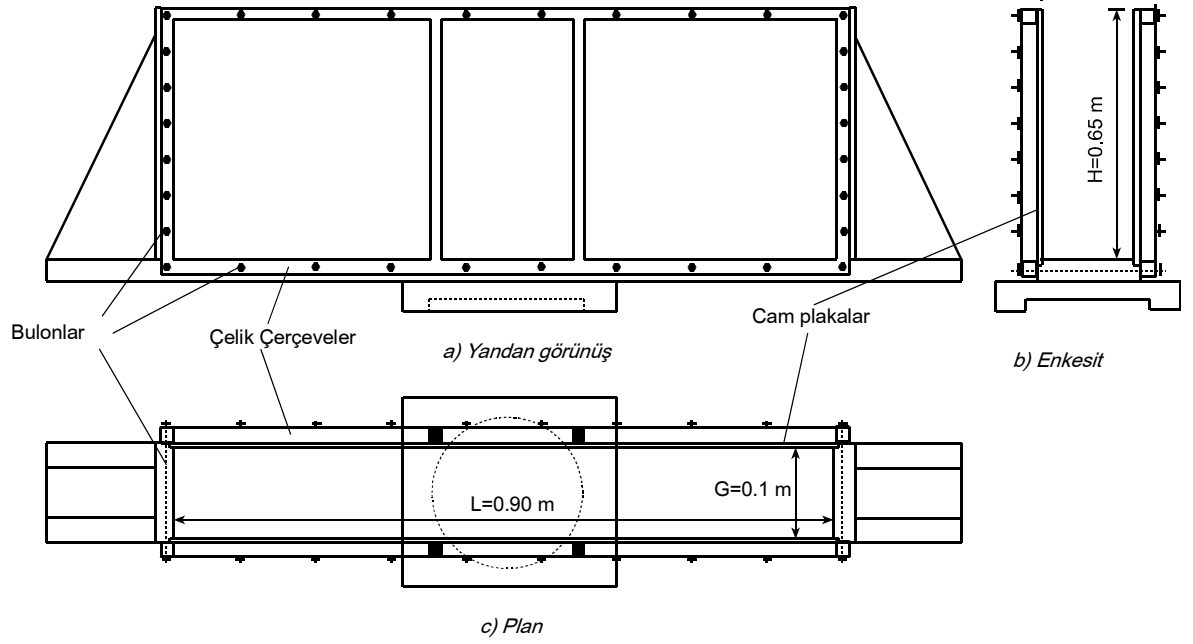
Deney düzeneği; deney tankı, model şerit temel, örgülü geotekstil, yükleme düzeneği, yük halkası, kum ve donatılı şevli yüzeyin oluşturulması bölümlerinden meydana gelmektedir. Yardımcı aletler olarak da kürek, tokmak, terazi, su terazisi, kum yüzeyini düzleme aleti, ingiliz anahtarı kullanılmıştır.

2.2.1. Deney Tankı

Deney tankının iç kısmı bir dikdörtgenler prizması olup; genişliği 0.90 m, uzunluğu 0.10 m ve yüksekliği 0.65 m'dir. Deney tankının enkesiti, planı ve yandan görünüşü, Şekil 2.1'de görülmektedir.

Deney tankının alt ve yan yüzleri sert ahşaptan üretilmiş olup, bu ahşaba cam levhaların yerleştirilebilmesi için L biçimli kanallar açılmıştır. Ahşap yan yüzler; rijitliğin sağlanması için masif üçgen takozlar ile desteklenerek, yan yüzlerin yükleme esnasında yanlara doğru genişlemesi engellenmiştir. Ön ve arka yüzler, kırılma yüzeylerinin gözlemlenebilmesi, yan sürtünmelerin azaltılması ve fotoğraf çekilebilmesi için 20 mm kalınlığındaki cam plakalardan oluşturulmuştur. Kum, tabakalar halinde sıkıştırılırken yatayda düz bir yüzey oluşturabilmek ve kırılma yüzeylerini rahat gözlemleyebilmek için cam plakanın iç yüzünden 25 mm'lik yatay ve düşey çizgilerle kare ağlar oluşturulmuştur. Bu cam plakaların yanal hareketinin engellenmesi için iki çelik profil çerçeve; cam

plakaların ön ve arka yüzüne, cam plakaları dıştan tutacak şekilde 32 adet bulonla bağlanmıştır. Deney kasasının rijitliğini artırmak için, tankın ön ve arka yüzlerinin orta kısmına düşey doğrultuda ikişer adet çelik profil monte edilmiştir. Tankın, üç eksenli deney aletinin pres başlığı üzerine tam oturtulabilmesi için, ahşap çerçevenin alt yüzünün tam ortasında olacak şekilde, 25 mm derinliğinde ve 160 mm çapında bir oyuk bulunan ahşap dikdörtgen bir eleman monte edilmiştir. Şekil 2.2’de deney tankının fotoğrafı verilmektedir.



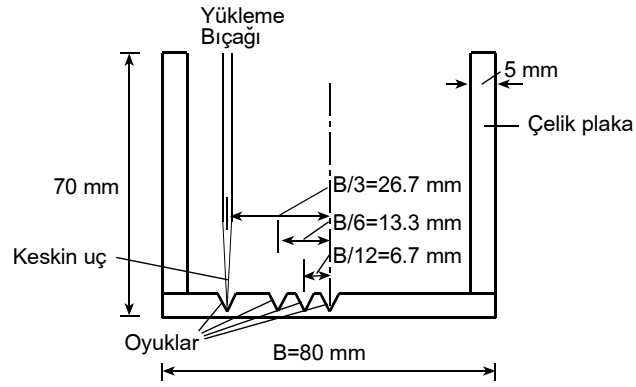
Şekil 2.1. Deney tankının şematik görünümü



Şekil 2.2. Deney tankının fotoğrafı

2.2.2. Model Şerit Temel

Şekil 2.3 ve Şekil 2.4'te de görüldüğü gibi model şerit temel; genişliği 80 mm, uzunluğu 100 mm, yan yüzlerinin yüksekliği 70 mm ve et kalınlığı 5 mm olan çelik levhalardan üretilmiştir. Model şerit temelin iç tabanına, merkezi ($e/B= 0$) ve eksantrik (çekirdek içi: $e/B= 1/12$, çekirdek sınırı: $e/B= 1/6$, çekirdek dışı: $e/B= 1/3$) yükleme yapılabilmesi için V şeklinde oyuklar açılmıştır. Yükleme bıçağının oturduğu oyukların kalınlıklarının küçük olmasına dikkat edilmiştir, çünkü eksantrik yüklenen temelerde bir miktar dönme olduğundan bu kalınlık eksantrisiteyi değiştirebilmektedir Cam yüzlerle temel yan yüzleri arasında kum tanelerinin girmemesi ve cam yüzlerle temelin sürtünmesinin azaltılması için, temelin cama temas eden ön ve arka yüzlerine, 2 mm kalınlığında sert plastik şeritler yapıştırılmıştır. Bu plastik şeritler, deney esnasında yağlanarak cam yüzlerle temel arasındaki sürtünme en aza indirilmiştir. Temel ile kum arasında tam sürtünmenin sağlanması için model şerit temelin dış tabanına kalın bir zımpara kâğıdı yapıştırılmıştır.



Şekil 2.3. Model şerit temelin şematik görünümü



Şekil 2.4. Model şerit temelin fotoğrafı

2.2.3. Örgülü Geotekstil

Deneyleerde, tankın iç alanına 0.10 m × 0.72 m boyutlarında örgülü bir geotekstil yerleştirilmiştir (Şekil 2.5). Bu geotekstil, İstanbul'da faaliyet gösteren Salteks Ltd. Şti. tarafından temin edilmiştir.



Şekil 2.5. Deneyleerde kullanılan 0.10 m × 0.72 m boyutlarında kesilmiş örgülü geotekstil

Deneyleerde kullanılan örgülü geotekstil ile ilgili temel bilgiler Tablo 2.1’de verilmektedir.

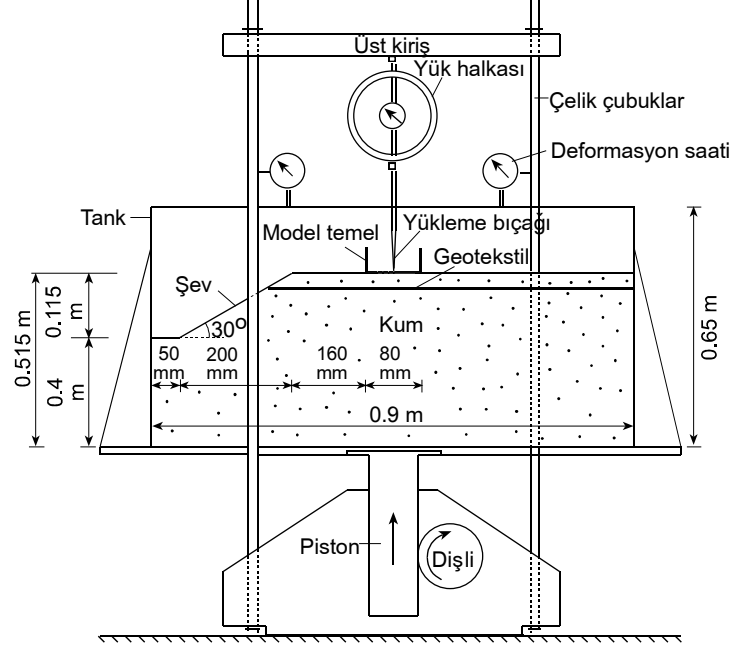
Tablo 2.1. Deneyleerde kullanılan örgülü geotekstil ile ilgili temel bilgiler

Özellik		
Tip	Örgülü	
Polimer	Polipropilen	
Özellik	Birim	Değer
Genişlik	m	5.2
Ağırlık	g/m ²	430
Çekme dayanımı (DIN 53857)	kN/m	86
Kopma anındaki uzaması (boyuna)	%	14
Kopma anındaki uzaması (enine)	%	14
Başlangıç tanjant modülü	kN/m	218.9

2.2.4. Yükleme Düzenegi

Deneyleerde yükleme düzenegi olarak, üç eksenli deney aletinin 10 kN kapasiteli presi kullanılmıştır. Presin, elle kriko ve elektrik motoru sayesinde farklı hızlarda (0.006 mm/dk - 1.52 mm/dk) sabit deformasyon uygulama gibi kullanım özellikleri mevcuttur. Model şerit temelin yüklenebilmesi için presin her iki yanında bulunan düşey çelik çubuklar uzatılmıştır. Deney tankı, altında bulunan dairesel oyuk sayesinde presin üst başlığına oturtulmuştur. Tankın yatay deformasyonlarının ölçülebilmesi için, ön ve arka cam yüzeylere; model şerit temelin düşey deformasyonunun ölçülebilmesi için, tankın ön ve arka çelik profillerinin üst orta kısımlarına temas edecek şekilde birer adet deformasyon

saati monte edilmiştir. Yüklemeler, deformasyon kontrollü olarak yapılmıştır. Şekil 2.6'da yükleme düzeneği verilmektedir.



Şekil 2.6. Yükleme düzeneğinin şematik görünümü

2.2.5. Yük Halkası

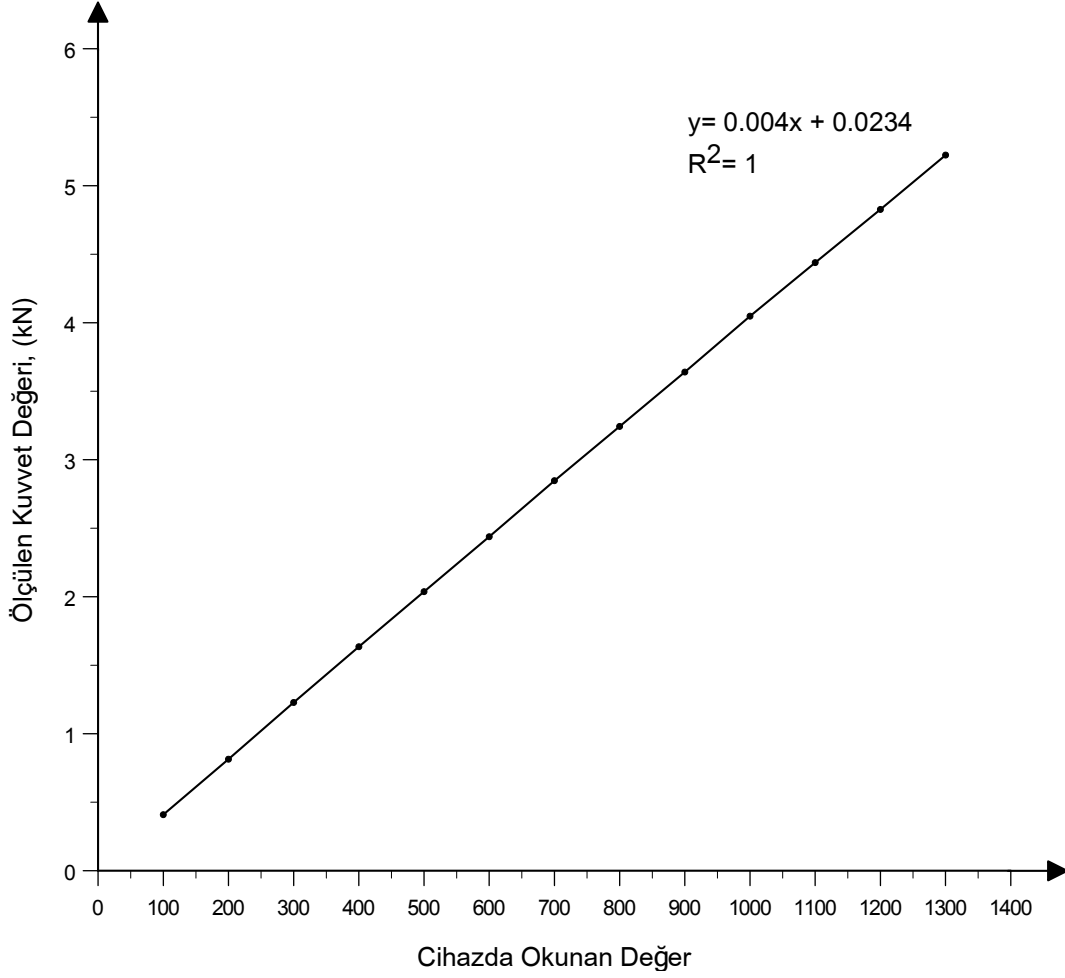
Model şerit temele uygulanan yükleri okumak için presin üst kirişine düşey ve sabit olarak takılan SMS Kalibrasyon tarafından üretilen 5 kN kapasiteli bir yük halkası kullanılmıştır. Şekil 2.7'de yük halkasının fotoğrafı ve Tablo 2.2'de yük halkasının özellikleri verilmektedir. Deneylere başlamadan önce yük halkası kalibre edilmiş ve kalibrasyon eğrisi Şekil 2.8'de verilmiştir. Model şerit temeli yüklemek için yük halkasına düşey olarak monte edilmiş ucu keskin yükleme bıçağı monte edilmiştir.



Şekil 2.7. Yük halkası ve yükleme bıçağı

Tablo 2.2. Yük halkasının özellikleri

Teknik Özellikler	Açıklama
Cihaz	
Üretici	IMPACT
Seri Numarası	09117
Ölçüm Yönü	Basma
Kapasitesi	5 kN
Ölçüm Aralığı	5 kN
Saat	
Üretici	IMPACT
Model	ANALOG
Kapasitesi	10 mm
Bölüntüsü	0.002 mm



Şekil 2.8. Yük halkasının kalibrasyon eğrisi

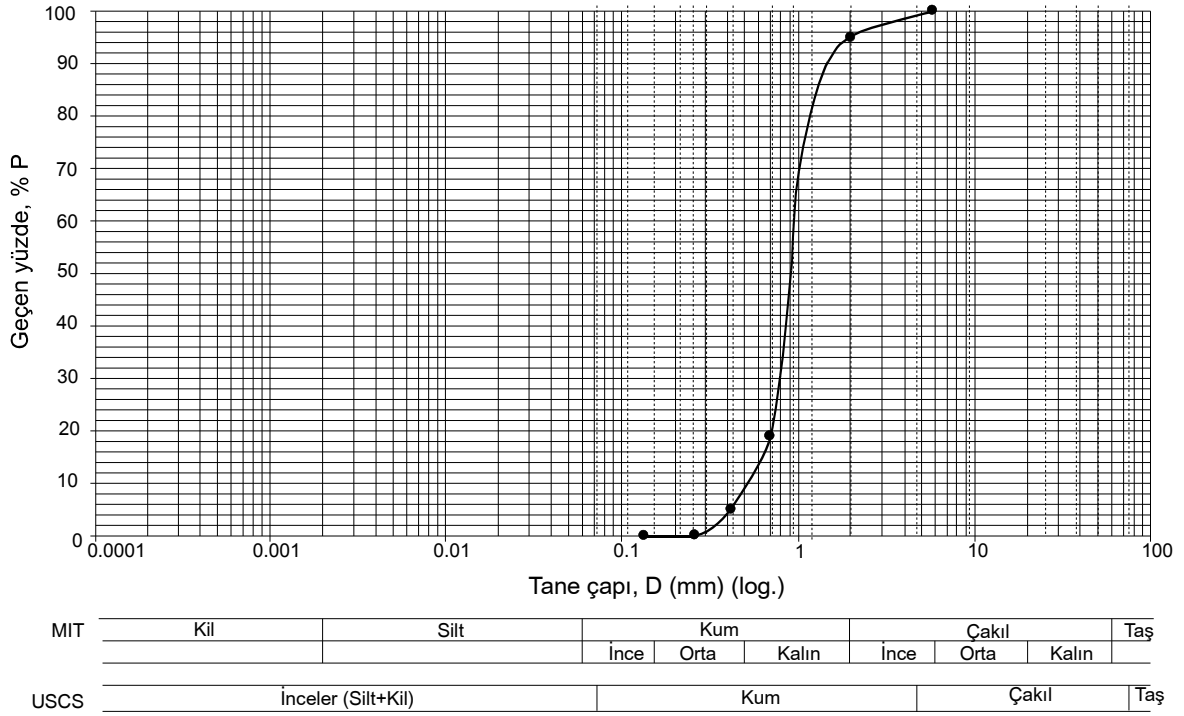
2.2.6. Deney Kumu

Zemin olarak, Rize'nin İyidere İlçesi'nin doğu sahilinden alınan kum kullanılmıştır. Kum, yabancı maddelerinden ayrıştırılması için 4 No'lu elekten elenmiş, daha sonra 200 No'lu elekte yıkanmış ve kurutulmuştur. Kurutulan kum zemin ile fiziksel özelliklerinin belirlenmesi için bazı deneyler yapılmıştır. Yapılan deneyler TS 1500, TS 1900 vb. (Aytekin, 2004) Standardları'na uygundur.

2.2.6.1. Elek Analizi

Kumun fiziksel özelliklerini belirlemek için elek analizi deneyi yapılmış ve granülometri eğrisi çizilmiştir (Şekil 2.9). Granülometri eğrisinden, Birleştirilmiş Zemin

Sınıflandırma Sistemi'ne (USCS) göre zemin, tane çapları 0.2 - 4 mm (iri - orta) arasında olan kötü derecelenmiş kum zemin (SP) olarak belirlenmiştir. Elek analizinden elde edilen sonuçlar Tablo 2.3'te verilmektedir.



Şekil 2.9. Deney kumunun granülometri eğrisi

Tablo 2.3. Elek analizi deney sonuçları

Özellikler	Birim	Değer
Zemin sınıfı	-	SP
Efektif tane çapı, D_{10}	mm	0.58
D_{30}	mm	0.80
D_{60}	mm	0.95
Üniformluluk katsayısı, C_u	-	1.64
Eğrilik katsayısı, C_r	-	1.16

2.2.6.2. Píknometre Deneyi

Kum zeminin tane yoğunluğunun belirlenmesi için piknometre deneyi yapılmış ve deney sonucunda, $\rho_s = 2.66 \text{ Mg/m}^3$ olarak belirlenmiştir.

2.2.6.3. Maksimum ve Minimum Boşluk Oranlarının Belirlenmesi

Kum zeminin maksimum ve minimum kuru yoğunluk değerleri sırasıyla, Standart Proktor Deneyi ve Hacim Bölümlü Cam Silindire Yapılan Deney sonuçlarından belirlenmiştir. Bu değerlerden, maksimum ve minimum boşluk oranları hesaplanmıştır.

Deneylerde genel kayma kırılması elde etmek için kumun rölatif sıklığı, $D_r = 0,74$ olarak alınmıştır. Tablo 2.4'te kohezyonsuz zeminlerde, rölatif sıklığa (D_r) göre zeminlerin sınıflandırılması verilmektedir.

Tablo 2.4. Rölatif sıklığa göre zeminlerin sınıflandırılması

Rölatif sıklık (D_r), %	Sıklık durumunun adı
0 - 15	Çok gevşek
15 - 35	Gevşek
35 - 65	Orta sıkı
65 - 85	Sıkı
85 - 100	Çok sıkı

D_r , ρ_{kmax} ve ρ_{kmin} değerleri Bağıntı 2.1'de yerine yazılarak, kum zeminin kuru yoğunluğu elde edilmiştir (Uzuner, 2012).

$$D_r = \frac{\rho_{kmax}}{\rho_k} \left(\frac{\rho_k - \rho_{kmin}}{\rho_{kmax} - \rho_{kmin}} \right) \quad (2.1)$$

Bu kuru yoğunluk değeri, kuru birim ağırlığa (γ_k) çevrilmiş ve 50 mm yüksekliğindeki tabaka için rölatif sıklığı (D_r) 0.74 olan gerekli kum miktarı $M_k= 7100$ g ($V= 4500$ ml, $\gamma_k= 15.8$ kN/m³) olarak belirlenmiştir.

Tablo 2.5'te, kum zemine ait sıklık değerleri gösterilmektedir.

Tablo 2.5. Kumun sıklık özellikleri

Özellikler	Birim	Değer
Tane yoğunluğu, ρ_s	Mg/m ³	2.66
Kuru yoğunluk, ρ_k	Mg/m ³	1.58
Maksimum kuru yoğunluk, ρ_{kmax}	Mg/m ³	1.658
Minimum kuru yoğunluk, ρ_{kmin}	Mg/m ³	1.395
Maksimum boşluk oranı, e_{max}	-	0.91
Minimum boşluk oranı, e_{min}	-	0.60

2.2.6.4. Kayma Direnci DeneYleri

Sıklığı, $D_r= 0.74$ olan kum zemin ile yapılan Kesme Kutusu ve Üç Eksenli (Basınç) DeneYleri sonucunda kumun içsel sürtünme açısı sırasıyla $\phi= 41^\circ$ ve $\phi= 43^\circ$ olarak belirlenmiştir.

Laboratuvar koşullarında kumun içsel sürtünme açısı; Kesme Kutusu DeneYi, Üç Eksenli (Basınç) DeneY ve Düzlem Deformasyon DeneYleri ile elde edilmektedir. Bu deneYler sonucunda, aynı zemin için farklı içsel sürtünme açıları elde edilir. Genel olarak, bu içsel sürtünme açıları için aşağıdaki ilişkinin varlığından söz edilebilir (Cornforth,1964).

$$\phi_{\text{kesme kut.}} < \phi_{\text{iç eksenli}} < \phi_{\text{düz. def.}} \quad (2.2)$$

Lee (1970), literatürdeki araştırmalar ve kendi deneysel araştırmaları sonucunda Üç Eksenli ile Düzlem Deformasyon DeneY sonuçlarından elde edilen içsel sürtünme açısı arasında 0° ile $6^\circ - 8^\circ$ fark olabileceğini bildirmiştir. Bu fark, düşük hücre basıncındaki sıkı kum durumunda en büyük; gevşek kum durumunda veya yüksek hücre basıncındaki sıkı

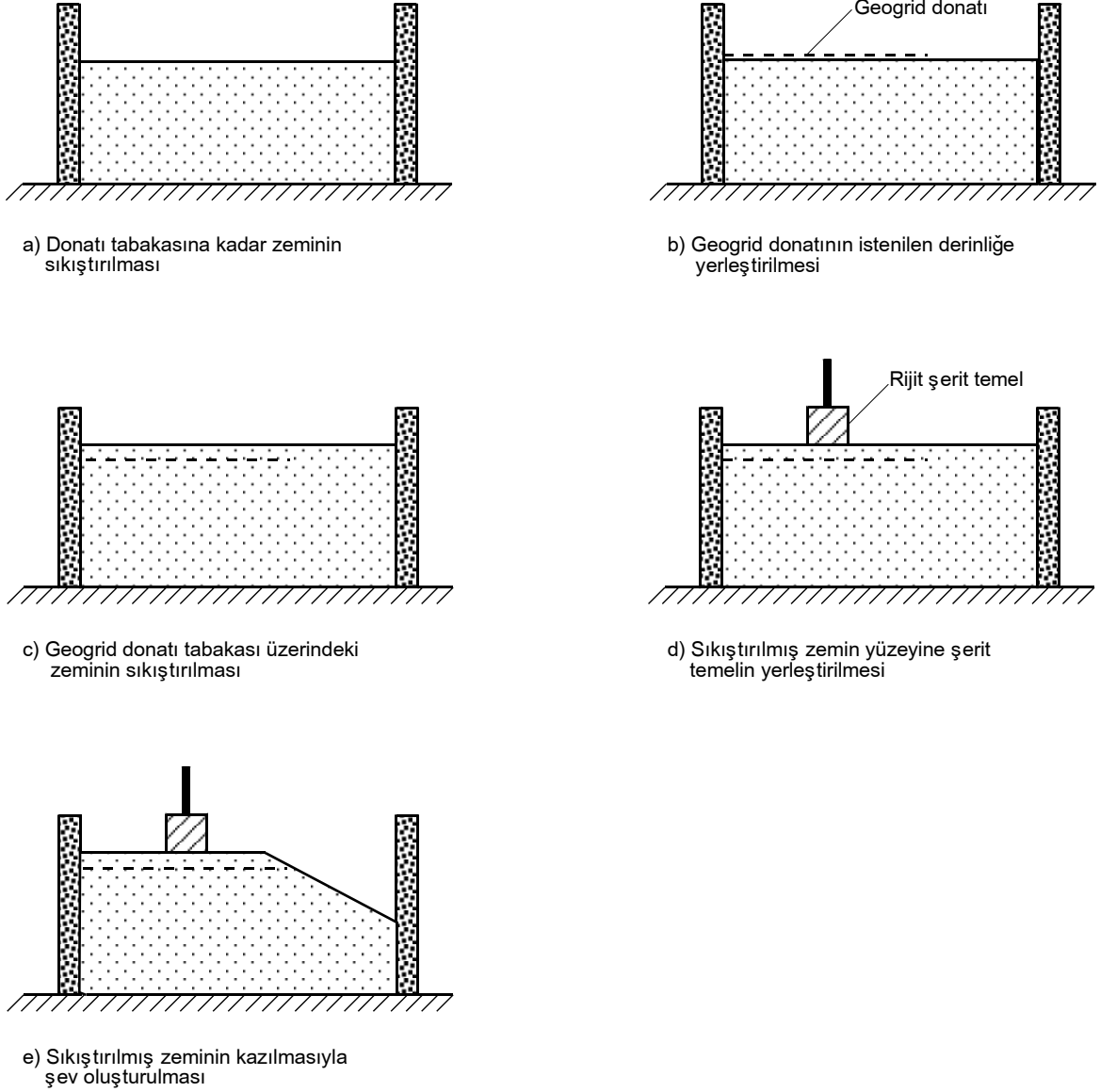
kum durumunda daha düşüktür. Literatürde yer alan teoriler düzlem deformasyon koşullarına göre geliştirildiğinden, teorilerde kullanılan içsel sürtünme açısı da (ϕ) ideal olarak düzlem deformasyon deneyleri ile belirlenmelidir (Moroğlu, 2002). Lade ve Lee (1976) tarafından, üç eksenli içsel sürtünme açısı ile düzlem deformasyon içsel sürtünme açısı arasında aşağıdaki bağıntı verilmiştir.

$$\phi_{\text{düz. def.}} = 1.5\phi_{\text{üç eksenli}} - 17 \quad (\phi_{\text{üç eksenli}} > 34^\circ) \quad (2.3)$$

Bu çalışmada; düzlem deformasyon deneyleri ile deney kumunun içsel sürtünme açısını belirleme olanağı olmadığından, Lade ve Lee (1976) tarafından önerilen Bağıntı 2.3 ile düzlem deformasyon içsel sürtünme açısı, $\phi_{\text{düz. def.}} \cong 48^\circ$ olarak belirlenmiştir.

2.2.7. Donatılı Şevli Yüzeyin Oluşturulması

Selvadurai ve Gnanendran (1989), deneysel çalışmasında şevli kum zemin oluşturmak için kompaksiyon yöntemini kullanmışlardır. Bu çalışmada, kum zemin istenilen seviyeye kadar tabakalar halinde sıkıştırıldıktan sonra şerit temel elde edilen yatay yüzeye yerleştirilmiştir. Sıkıştırılan kum zemin, istenilen şev açısını elde etmek için kazılmıştır. Şekil 2.10'da şevli yüzeyin oluşturulması görülmektedir.



Şekil 2.10. Şevli yüzeyin oluşturulması (Selvadurai ve Gnanendran, 1989)

Lee ve Manjunath (2000), 1000 mm yüksekliğinde ve genişliğinde, $\beta = 20^\circ, 26.56^\circ, 30^\circ$ şev açılarındaki kum zemini, yağmurlama yöntemi ile 50 mm'lik tabakalar halinde dökerek şev oluşturmuştur. Deneysel çalışmada; kum, deney tankının içine belli bir yükseklikten kumun serbestçe dökülebileceği gözenekli bir tabla yardımıyla dökülmüştür. Kum doldurma işlemine, istenilen şev yüksekliği elde edilene kadar devam edilmiş ve model temel doldurulan kum zemin üzerine yerleştirilmiştir. Daha sonra kum, istenilen eğimdeki şevi oluşturmak için dikkatlice kazılmıştır. Fakat kum zeminin deney tankı içerisine yatay tabakalar halinde ve şevsiz olarak yerleştirildikten sonra, şevli yüzeyin, kum zeminin istenilen açıda kazılarak kasa içerisinden çıkarılması; şevli yüzeyin istenilen

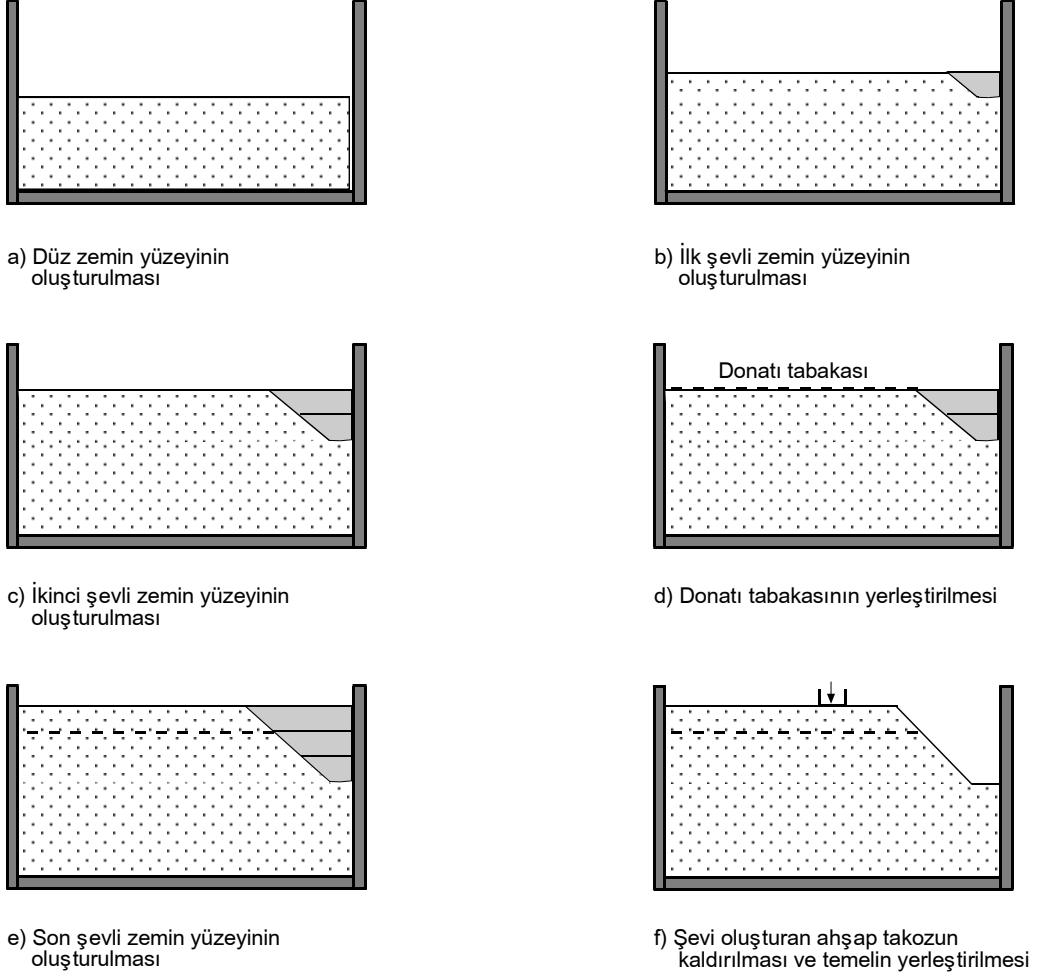
açıda ve düzgünlükte oluşturulmasında, özellikle düşük sıklık derecelerinde, şevli zeminin sıklığının ve şev açısının bozulması gibi aksaklıklara neden olduğu, yapılan deneyler sonucunda anlaşılmaktadır.

Yağmurlama yönteminde kum zemin, deney tankının içine belli bir yükseklikten, tane çapına göre daha büyük açıklıklı eleklerden geçirilerek yerleştirilmektedir. Kum zeminin sıklık derecesi, deney tankı içerisine önceden konmuş yoğunluk kapları kullanılarak belirlenmektedir. Kompaksiyon yönteminde ise, her bir tabaka için gerekli kum miktarı hesaplanarak titreşim cihazı vb. aletler yardımıyla kontrollü bir şekilde sıkıştırma işlemi gerçekleştirilmektedir.

Her iki yöntemin de avantajları ve dezavantajları bulunmaktadır. Yağmurlama yönteminde; kum zemin, kompaksiyon yöntemine göre daha üniform ve kolay bir şekilde sıkıştırılmakta fakat yüksek sıklık değerleri elde etmek güç olmaktadır. Kompaksiyon yönteminin en önemli eksikliği ise, sıkıştırma esnasında titreşim uygulanırken altta kalan tabakaların daha fazla sıkışma olasılığının bulunmasıdır.

Sonuç olarak, mevcut deneysel çalışmadaki gibi dolgu tipi problemlerde, kompaksiyon yönteminin pratikteki uygulamalara daha benzer olduğu düşünülerek, sıkıştırma işleminin kompaksiyon yöntemiyle gerçekleştirilmesine karar verilmiştir (Keskin, 2009).

Bu deneysel çalışmada, sabit rölatif sıklık ($D_r = 0.74$) değerindeki kum zemin, deney tankına kompaksiyon yöntemiyle yatay tabakalar halinde şevli yüzey oluşturulana kadar yerleştirilmiştir. Daha sonra, $\beta = 30^\circ$ sabit şev açısı oluşturacak şekilde önceden hazırlanan ahşap takozlar, üç tabaka halinde sırayla yerleştirilerek istenilen yükseklikteki şevli yüzey oluşturulmuştur. Donatılı şevli yüzeyin oluşturulma aşamaları Şekil 2.11'de gösterilmektedir. Oluşturulan bu aşamalar, istenilen açıda şevli yüzey oluşturulmasına, sıkıştırma işleminin düzgün bir şekilde oluşturulmasına ve donatı yerleştirilmesine imkân sağlamaktadır.



Şekil 2.11. Donatılı şevli yüzeyin oluşturulma aşamaları

2.3. Düzlem Deformasyon Koşulları

Zemin üzerinde bulunan veya zemine gömülü yapıların davranışlarını, gerçek ölçekli deneyler en iyi şekilde yansıtmaktadır; fakat bu tür çalışmalar pahalı olduğundan yapıların davranışları pratikte model deney düzenekleri kullanılarak incelenmektedir. Model deneylerinden, gerçek davranışı temsil eden anlamlı bilgileri elde etmek için laboratuvar deney düzeneklerinde arazi koşullarındaki benzer şartlar oluşturulmalıdır (Uzuner, 1975).

Düzlem deformasyon oluşabilmesi için iki koşulun sağlanması gerekir. Bunlar: a) Şekil düzlemine dik doğrultudaki deformasyon sıfır olmalıdır, b) Şekil düzlemine paralel yüzeylerde kayma gerilmeleri sıfır olmalıdır. Bu şartların sağlanması için, aynı kesit özellikleri sonsuz uzunluktaki bir yapıda olması gerekir. Bu çalışmada kullanılan deney düzeneğinin düzlem deformasyon koşullarını sağlaması için, model şerit temel eksenine doğrultusundaki (deney tankı düzlemine dik doğrultudaki deformasyon, ϵ_y) deformasyonu

sıfır olmalı, deney tankının içindeki zemin ile deney tankının ön ve arka yüzlerini oluşturan camlar arasındaki sürtünme sıfır olmalıdır.

Deneysel çalışmalarda mutlak olarak rijit ve sürtünmesiz ön ve arka yüzler sağlanmasa da, bunlar ile ilgili belli değerler sağlanmalıdır. Aksi halde, deney sonuçları düzlem deformasyon koşullarını yansıtmaz.

Yanikian (1973), yaptığı deneysel çalışmada, düzlem deformasyon koşulu için ε_z 'nin % 0.1 olması gerektiğini belirtmiştir.

Ko ve Davidson (1973), farklı yanal rijitlikler kullanarak yanal hareketin taşıma gücüne etkisini incelemek için 104 mm genişliğinde, 533.4 mm yüksekliğinde ve 1524 mm uzunluğundaki bir deney tankı ile taşıma gücü deneyleri yapmışlardır. Deneylerin sonucunda, yeterli miktarda yanal harekete karşı rijitlik sağlanmadığında, sınır taşıma gücü değerlerinde % 30 - % 40 azalma oluşacağını bildirmişlerdir.

Kirkpartick ve Yanikian (1975), düzlem deformasyon deneylerinde, yanal hareketin rijitliğini sağlayan farklı derecelerde ve büyük ölçekli bir model deformasyon aleti kullanarak deney düzeneklerinin ön ve arka yüzlerinde meydana gelen yanal hareketlerin etkisini araştırmışlardır. Deneyler sonucunda, ön ve arka yüzlerde meydana gelen hareketlerin model genişliğine oranının % 0.1'den küçük olması durumunda elde edilen sonuçların gerçek düzlem deformasyon sonuçlarını yansıttığını bildirmişlerdir.

Kirkpatrick ve Uzuner (1975), merkezi yüklü temellerde ön ve arka yüzlerdeki sürtünmenin taşıma gücüne etkisini deneysel olarak incelemişlerdir. Deneyler sonucunda ön ve arka yüzlerde; sürtünmeden dolayı taşıma gücünün ölçülmesinde yapılan hatanın, temel genişliğinin deney düzeneği genişliğine (B/W_m) oranının azalmasıyla arttığı gözlemlenmiştir.

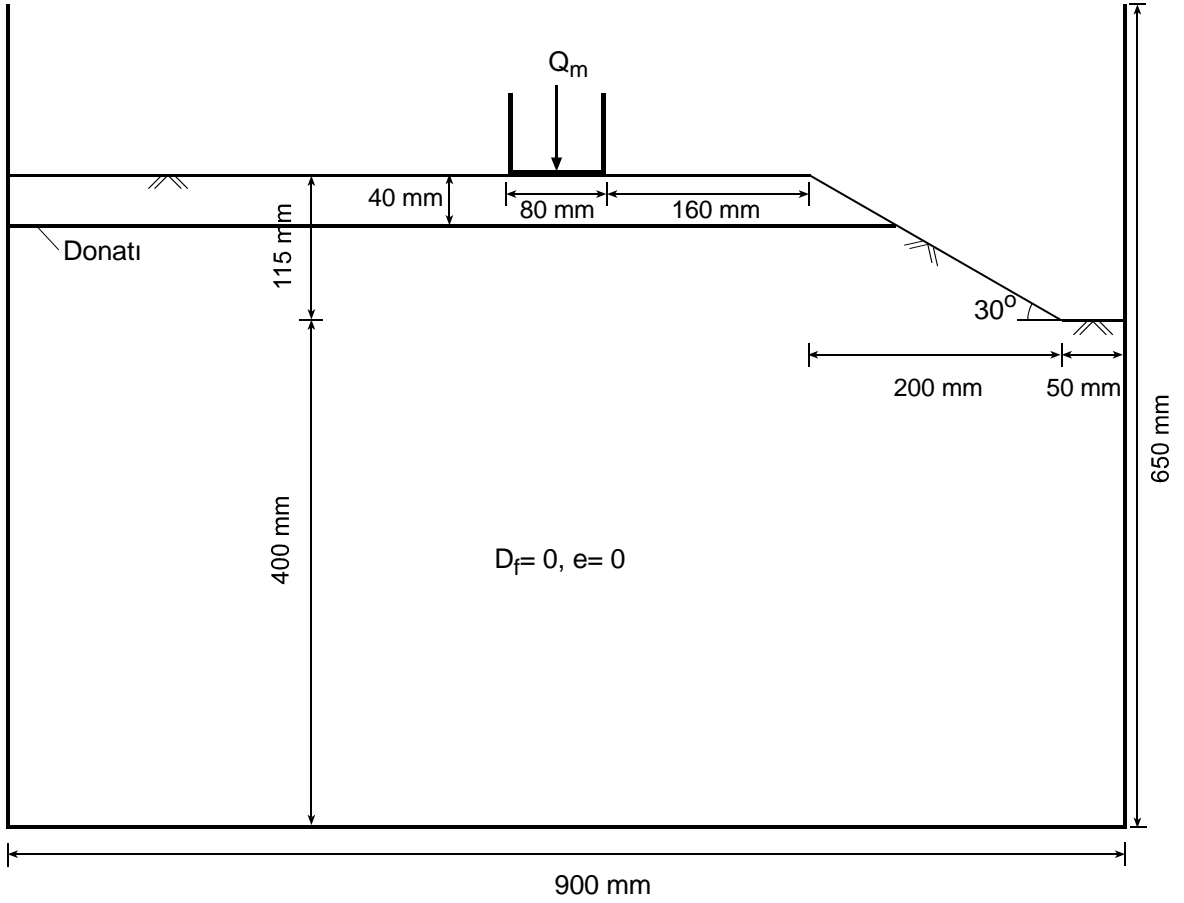
Uzuner (1975), düzlem deformasyon deneylerinde, ön ve arka yüzlerdeki sürtünmelerin sıfır olmasını ve bu amaçla, ön ve arka yüzlerdeki cam ile zemin arasında ince esnek lastik plakalar (latex membrane) veya ince bir yağ filminin oluşturulması gerektiğini belirtmiştir. Bu şart sağlanmadığında, zeminle cam yüzler arasındaki sürtünme kuvvetleri düzlem deformasyon koşullarını ihlal eder.

Kirkpatrick ve Uzuner (1975), cam - kum temasında, orta sıkı zemine oturan yüzey temelinde ($D_f = 0$) temel genişliğinin deney düzeneği genişliğine oranının bir olması ($B/W_m = 1$) durumunda yan sürtünmesinin taşıma gücüne etkisinin % 10'dan küçük olacağını gösterdiğinden dolayı, bu çalışmada yapılan deneylerde, zemin doğrudan cama

değmektedir. Ayrıca bu çalışmada sınır yük değerleri yerine sınır yük oranları kullanılarak yan sürtünme etkisinin en aza indirileceği düşünülmüştür.

2.4. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

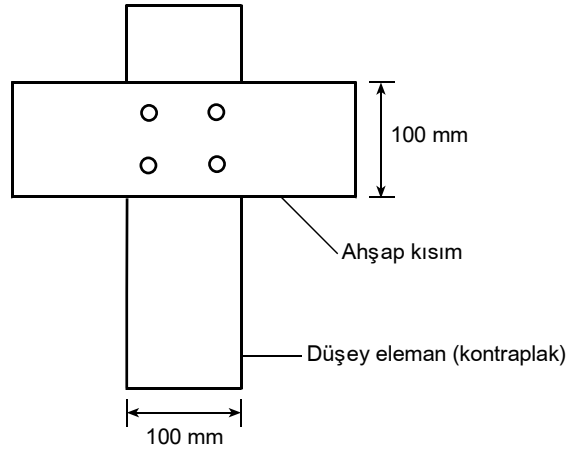
Model şerit temel, yüzey ve sığ olmak üzere farklı gömme derinliklerinde; merkezi, çekirdek içi, çekirdek sınırı ve çekirdek dışı olmak üzere farklı eksantrisitelere yüklenmiştir ve model şerit temelin geometrisi Şekil 2.12’de verilmiştir.



Şekil 2.12. Donatılı kumda şeve yakın oturan model şerit temelin geometrisi

Model şerit temel, deneye hazırlık aşamasında, yüklenmeye hazır hale getirilmiştir. Daha sonra, deney tankının altında bulunan kum tahliye delikleri, kum doldurulurken açılmamaları için iyice kapatılmıştır. Kum zemin, şevsiz yatay yüzey elde edilene kadar 50 mm'lik tabakalar halinde istenilen yüksekliğe kadar sıkıştırılmıştır. Bunun için, her bir

tabaka için gerekli kum miktarı 7100 gram olarak belirlenmiş ve deney tankına bir huni yardımıyla tank genişliği boyunca serbestçe dökülmüştür. Ön ve arka cam yüzlerde bulunan kare ağ çizgileri esas alınarak, kum yüzeyi düzeltme aleti ve fırça kullanılarak yatayda 55 mm'lik bir yükseklik elde edilmiştir. Şekil 2.13'te görüldüğü gibi, kum yüzeyi düzeltme aleti, deney tankının üst kenarları boyunca kaydırılabilen bir düzenek ve bu düzeneğe bağlı deney tankının içine inebilen bir plakadan oluşmaktadır. 55 mm'lik yükseklik, ahşap tokmak yardımıyla 50 mm'ye indirilmiştir. Böylelikle deneylerde istenilen rölatif sıklık ($D_r= 0.74$) elde edilmiştir. Bu işleme, toplam tabaka yüksekliği 400 mm olana kadar devam edilmiştir.



Şekil 2.13. Kum yüzeyi düzeltme aleti

Donatılı şevli zemin yüzeyinin oluşturulması için önceden hazırlanan ahşap takozlar üç tabaka halinde kullanılmıştır. 50 mm'lik ilk tabaka yüksekliği için birinci ahşap takoz, yatay zemin üzerine yerleştirilmiş ve 6311 gram olarak tartılan kum zemin önceki tabakalarda olduğu gibi dökülerek sıkıştırılmıştır. Aynı işlemler ikinci ve üçüncü tabakalar için de tekrarlanmıştır. Model şerit temel tabanından itibaren temel genişliğinin yarısı kadar ($B/2= 40$ mm) bir derinliğe örgülü geotekstil yatay olarak yerleştirilmiştir. Bu yerleştirme işleminden dolayı, temel tabanından itibaren oluşturulan son iki tabakadan, yüzeye yakın olanı 40 mm kalınlığında, diğeri 25 mm kalınlığındadır. İkinci tabaka olan 25 mm yükseklik için gerekli kum miktarı 2900 gram ve son tabaka olan 40 mm yükseklik için 4289 gram olarak belirlenmiştir. Sıkıştırma işlemlerinden sonra ahşap takozlar sırasıyla ve dikkatlice yerlerinden çekilerek donatılı şevli yatay zemin yüzey elde edilmiştir.

Kum zeminin deney tankının içerisine yerleştirilme işlemi tamamlandıktan sonra model şerit temel, şev tepesinden itibaren temel genişliğinin iki katı uzaklığa yerleştirilmiştir. Model şerit temel, sürtünmeyi azaltmak için deney tankına yerleştirilmeden önce temelin cam yüzlere temas eden kenarları yağlanmış ve yükleme esnasında temel ile camın temas ettiği bölgenin hemen altına, model temel ile cam arasına kum girmemesi için 10 No'lu elek üzerinde kalan kum zeminden çok az bir miktar alınarak serilmiştir. Sığ şerit temel deneyleri için, model şerit temel yerleştirildikten sonra temelin her iki tarafındaki 20 mm'lik sürşarj tabakası yüksekliği için gerekli kum miktarı hesaplanarak, kum zemin diğer tabakalardaki gibi sıkıştırılmıştır. Deney tankının çelik çerçevesinin üst profilinde yer alan bulonlar ve marangoz mingeneleri, tankın yanal deformasyonunun sınırlandırılması için tanka monte edilmiştir. Bulonların ve mingenelerin eşit torkla sıkıştırılma işlemleri için sabit tork uygulamaya yarayan bir alet kullanılmıştır. Daha sonra, deney tankı, üç eksenli deney aletinin pres başlığının üzerinden manüel kolu vasıtasıyla kaldırılmıştır. Yükleme bıçağı, yük halkası ve kirişten oluşan düzenek, model şerit temelin üzerine istenilen eksantrisite için hazırlanan V biçimindeki oyuğa yerleştirilmiş ve bulonları sıkılarak sabitlenmiştir. Deformasyon saatleri, kendileri için daha önceden hazırlanan çelik çubuğa kaynaklanmış levhalara, tankın düşey deformasyonunu ve yan yüzlerin orta noktasının deformasyonunu ölçmek için tutturulmuştur. Tüm deformasyon saatleri ve yük halkası sıfırlanmıştır. Düşey deformasyon saatleri ile model şerit temelin yapacağı düşey oturma miktarı, yatay deformasyon saatleri ile deney tankının yanal deformasyonunun ölçülmesi amaçlanmıştır. Yükleme esnasında fotoğraf çekmek için, fotoğraf makinesi sehpasına monte edilen dijital bir fotoğraf makinesi deney tankından yaklaşık 1.5 m uzaklığa yerleştirilmiştir.

Deney aşamasında, model şerit temel, üç eksenli deney aletinin 0.15 mm/dk'lık sabit bir düşey deformasyon hızına ayarlanarak yüklenmeye başlanmıştır. Deney başlangıcından itibaren; bir kronometre yardımıyla iki dakikada bir (0.30 mm'lik deformasyonlarda), sınır yüke yaklaşıldığında ise dakikada bir (0.15 mm'lik deformasyonlarda) deformasyon saatleri ve yük halkası saatindeki okumalar kaydedilmiştir. Yük halkası saatindeki okumalar ile belirli oturmalara karşılık gelen toplam düşey yük değerleri belirlenmiştir. Yükleme başladığında, yük halkası saatindeki okumalarda hızlı bir artış olmuş; sınır yüke yaklaşıldığında ise bu artışlar yavaşlamış, sınır yük değerine ulaşıldığı andan itibaren ise yük halkası saatindeki okumalar azalmaya başlamıştır. Model şerit temele uygulanan maksimum yükün bulunması için, yük halkası saati okumalarından en yüksek değer

alınarak, yük halkası kalibrasyon eğrisindeki karşılığı belirlenmiştir. Sınır yüke erişildikten sonra, yaklaşık yirmi dakika daha yük halkası okuması yapılarak deney tamamlanmıştır. Deneysel sırasında dakikada bir fotoğraf çekilmiştir.

Deney sonrası aşamasında ise deney tankı, manüel kol vasıtasıyla üç eksenli deney aletinin pres başlığının üzerine indirilmiştir. Deney tankının altında bulunan kum tahliye delikleri açılarak kum zemin tanktan boşaltılmıştır. Daha sonra yükleme bıçağı, yük halkası ve kirişten oluşan düzenek sökülüş ve model şerit temel, deney tankından çıkarılmıştır. En son olarak, tankın çelik çerçevesinin üst profilinde bulunan bulonlar sökülüştür. Yukarıdaki işlemler tekrarlanarak diğer deneyler gerçekleştirilmiştir.

Merkezi, çekirdek içi, çekirdek sınırı ve çekirdek dışı olmak üzere farklı eksantrisiteelerde; donatılı kumda yapılan deneyler, deneme deneylerinde birkaç kez, gerçek deneylerde iki kez tekrarlanarak sonuçların güvenilirliğinin sağlanması amaçlanmıştır. Şekil 2.14 - Şekil 2.21'de, bu deneylerde, yüklemeye başlamadan önce ve yükleme yapıldıktan sonraki deney düzeneğinin fotoğrafları görülmektedir.



Şekil 2.14. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



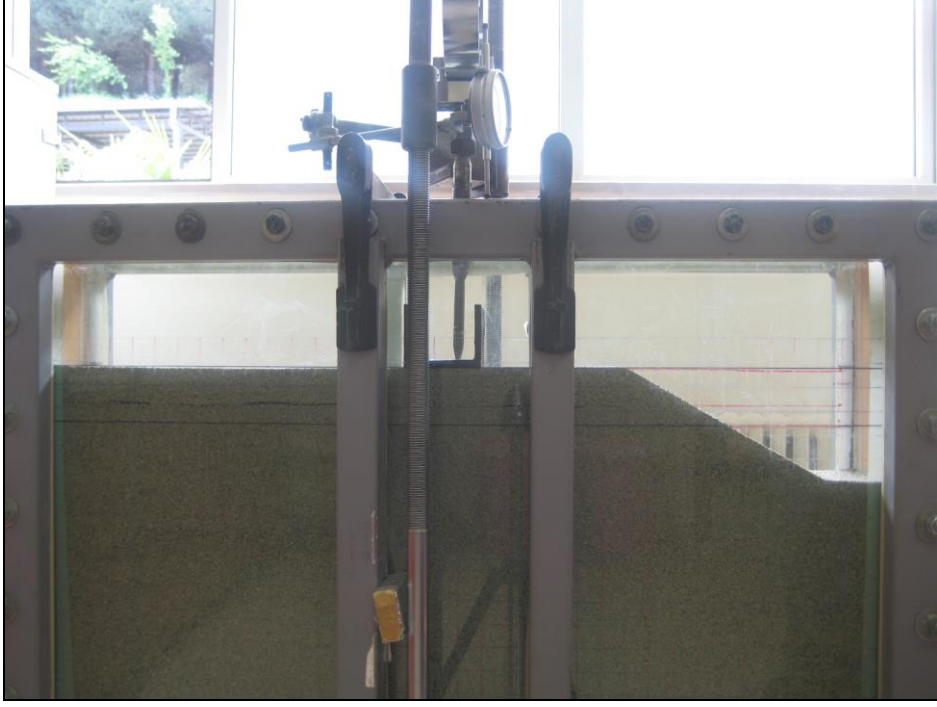
Şekil 2.15. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali



Şekil 2.16. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.17. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali



Şekil 2.18. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.19. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali



Şekil 2.20. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.21. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temel ile yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali

3. BULGULAR VE TARTIŞMALAR

3.1. Giriş

Bu deneysel çalışmanın amacı; donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ($D_f=0$) ve sığ ($D_f=20$ mm) model şerit temel ile yapılan taşıma gücü deneylerinde, sınır yüklerin eksantrisite ile değişimini, yük - oturma davranışını ve kırılma yüzeylerini araştırmaktır. Bu nedenle, kumun sıklık derecesi ($D_r=0.74$), şev açısı ($\beta=30^\circ$), temel genişliği ($B=80$ mm), temelin şev tepesine olan uzaklığı ($D_e=2B=160$ mm) ve donatının temel tabanından olan uzaklığı ($B/2=40$ mm) gibi değerler sabit tutularak deneyler yapılmıştır. Deneyler sonuçlarından, zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve yük - oturma davranışlarının eksantrisite ile değişimi elde edilmiştir. Kırılma yüzeylerini belirlemek için stereo-fotogrametri tekniğinden (Butterfield vd., 1970) yararlanılmıştır. Ayrıca deneylerde sıkı kum zemin kullanıldığından, yük - oturma eğrileri genel kayma kırılmasına uygun olarak gözlenmiştir.

3.2. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Tablo 3.1’de, donatılı kumda şeve yakın oturan model yüzey şerit temel ile farklı eksantrisitelerde yapılan deneylerle ilgili bilgiler verilmektedir.

Tablo 3.1. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerle ilgili bilgiler

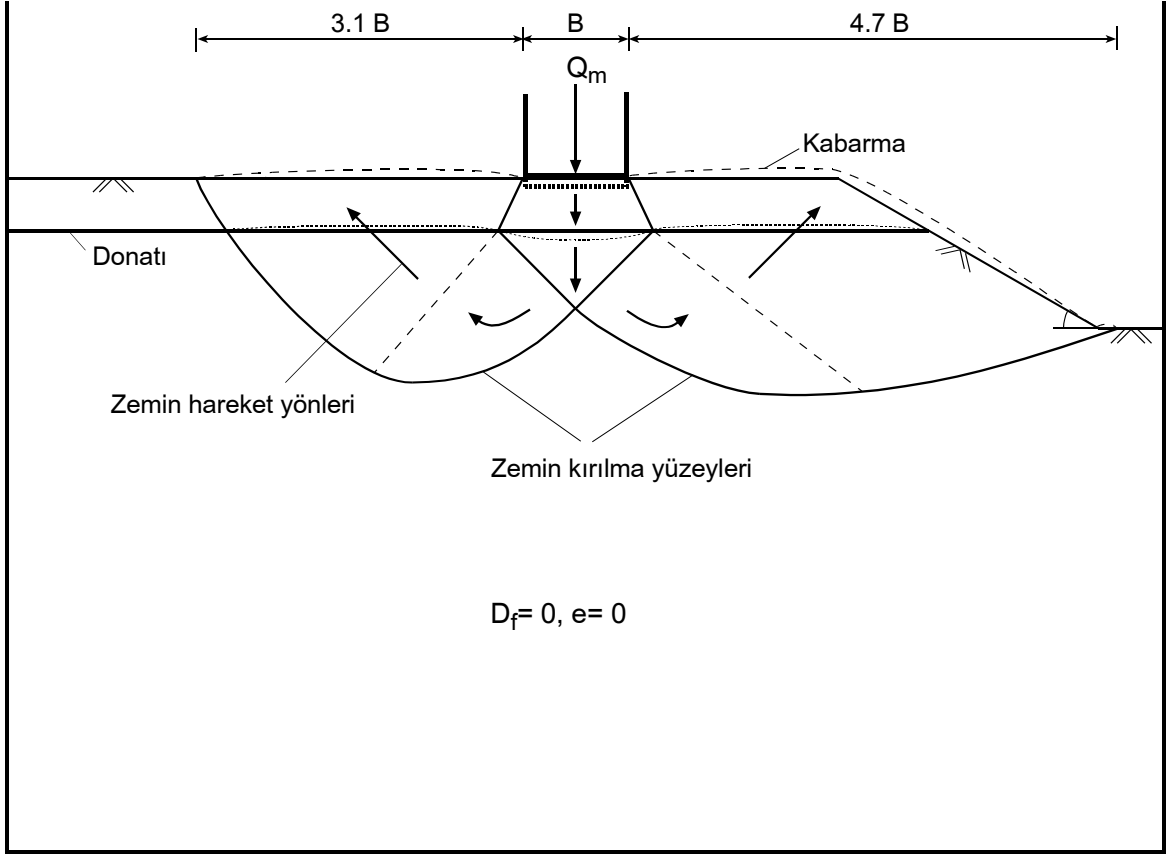
Deney No	e (mm)	B (mm)	e/B	D_e (mm)	D_e/B	D_f (mm)	D_f/B	β (°)
1a-y	0	80	0	160	2	0	0	30
1b-y	0	80	0	160	2	0	0	30
2a-y	6.67	80	1/12	160	2	0	0	30
2b-y	6.67	80	1/12	160	2	0	0	30
3a-y	13.33	80	1/6	160	2	0	0	30
3b-y	13.33	80	1/6	160	2	0	0	30
4a-y	26.67	80	1/3	160	2	0	0	30
4b-y	26.67	80	1/3	160	2	0	0	30

Notlar: (Deney No'larda y: Yüzey), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, β : Şev açısı

3.2.1. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Merkezi Yüklü Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde, model şerit temelin yüklenmesiyle temelin altında ikizkenar yamuk şeklinde bir bölge meydana gelmiştir. Donatısız kumda şeve yakın oturan şerit temel ile yapılan deneylerde, üçgen kama şeklinde olan bu bölge, donatının üçgen kamanın aşağı doğru hareketini engellemesi ve zemin-donatı arasındaki sürtünmenin, zeminin yanlara doğru hareketini engellemesinden dolayı ikizkenar yamuk şeklinde bir bölgeye dönüşmüştür. Aynı bulgu, Şadoğlu (2009) ile uyum içerisindedir. Donatı tabakası altında ise, donatısız duruma benzer şekilde aktif bölge denilen bir üçgen kama meydana gelmiştir. Aşağıya doğru hareket eden bu kama, etrafındaki zemini yanlara doğru iterek geçiş bölgesini ve yanlara doğru itilen zemin ise, bitişik zemin kitesini yukarıya doğru iterek pasif bölgeyi meydana getirmiştir. Bu zemin hareketleri sonucunda, temelin her iki yanında simetrik olmayan kırılma yüzeyleri oluşmuştur. Zemindeki donatı tabakası, bu (aktif, geçiş ve pasif) bölgeler arasında ve kırılma yüzeylerinde çekme ve makaslama gibi etkilere maruz kalmaktadır. Özellikle çekmeye maruz kalan donatıda, donatı çevresi ile zemin arasında oluşan sürtünme gerilmeleri veya kuvvetleri, donatının taşıma gücüne başlıca katkısını oluşturmaktadır.

Kırılma yüzeyleri incelendiğinde; birincil kırılma yüzeyinin şev tarafında, ikincil kırılma yüzeyinin ise düz zemin tarafında meydana geldiği görülmüştür. Birincil kırılma yüzeyi, ikincil kırılma yüzeyinden daha büyüktür, ayrıca birincil kırılma yüzeyi tarafındaki zemin yüzeyinde daha fazla kabarma meydana gelmiştir. Kabarma genişlikleri şev tarafında 4.7B, düz zemin tarafında 3.1B olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.1'de ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.1 ve Ek Tablo 1.2'de verilmiştir.

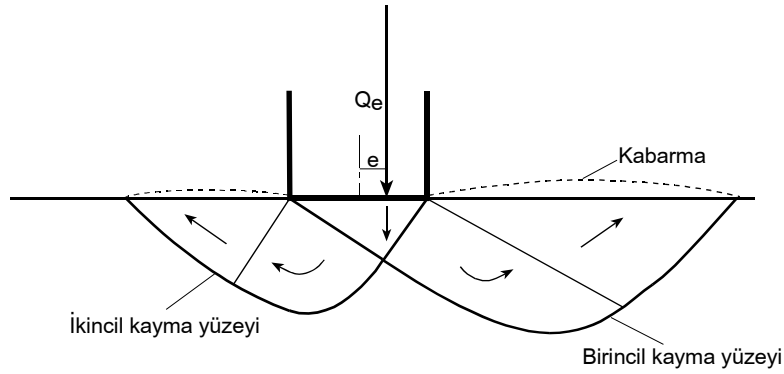


Şekil 3.1. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri

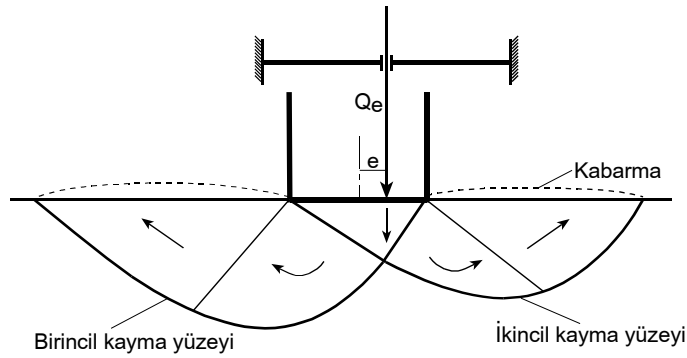
Zeminlerde oluşan kırılma yüzeyleri, eksantrik yüklü temelerde iki şekilde oluşmaktadır (Şekil 3.2) (Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Yükleme bıçağının (temelin) yanıl hareketi önlenmeden yapılan deneylerde, birincil kayma yüzeyi eksantrisite tarafında oluşurken (Şekil 3.2a) (Uzuner, 1975; Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985), yükleme bıçağının yanıl hareketi önlenmeden yapılan deneylerde de, birincil kayma yüzeyi eksantrisitenin tersi tarafta oluşmaktadır (Şekil 3.2b) (Eastwood, 1955; Dhillon, 1961).

Bu deneysel çalışmadaki koşullarda yanıl hareketin önlenmemiş olması sonucunda, birincil kayma yüzeyleri eksantrisite tarafında oluşurken, temel bir miktar yana (genellikle de eksantrisite tarafına doğru) hareket etmiş olabilir. Bu yana doğru hareket durumunda, yükleme düzeninde bir miktar (gözle görülmeyebilir) düşeyden sapma olabilir ve bu da kırılma mekanizmasını değiştirebilir (Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Uzuner (1975), kum üzerine oturan model şerit temelerde, temel altına yerleştirilen yük hücreleri ile taban gerilmeleri (normal gerilme, kayma gerilmesi) dağılışılarını ölçmüştür. Bu ölçüm

sonuçlarına göre temel merkezi olarak yüklendiğinde, taban altında meydana gelen kayma gerilmeleri, ortadan sağa ve sola doğru simetrik olarak dağılırken, temel eksantrik olarak yüklendiğinde ise, taban altında meydana gelen kayma gerilmeleri, ağırlıklı olarak ortadan eksantrisite tarafına doğru dağılmaktadır. Bu şekilde oluşan kayma gerilmeleri, temeli eksantrisite tarafına doğru bir miktar kaydırmış olabilir. Bunun sonucunda da kum kitlesinin eksantrisite tarafı diğer tarafa göre daha fazla zorlanmış olabilir.



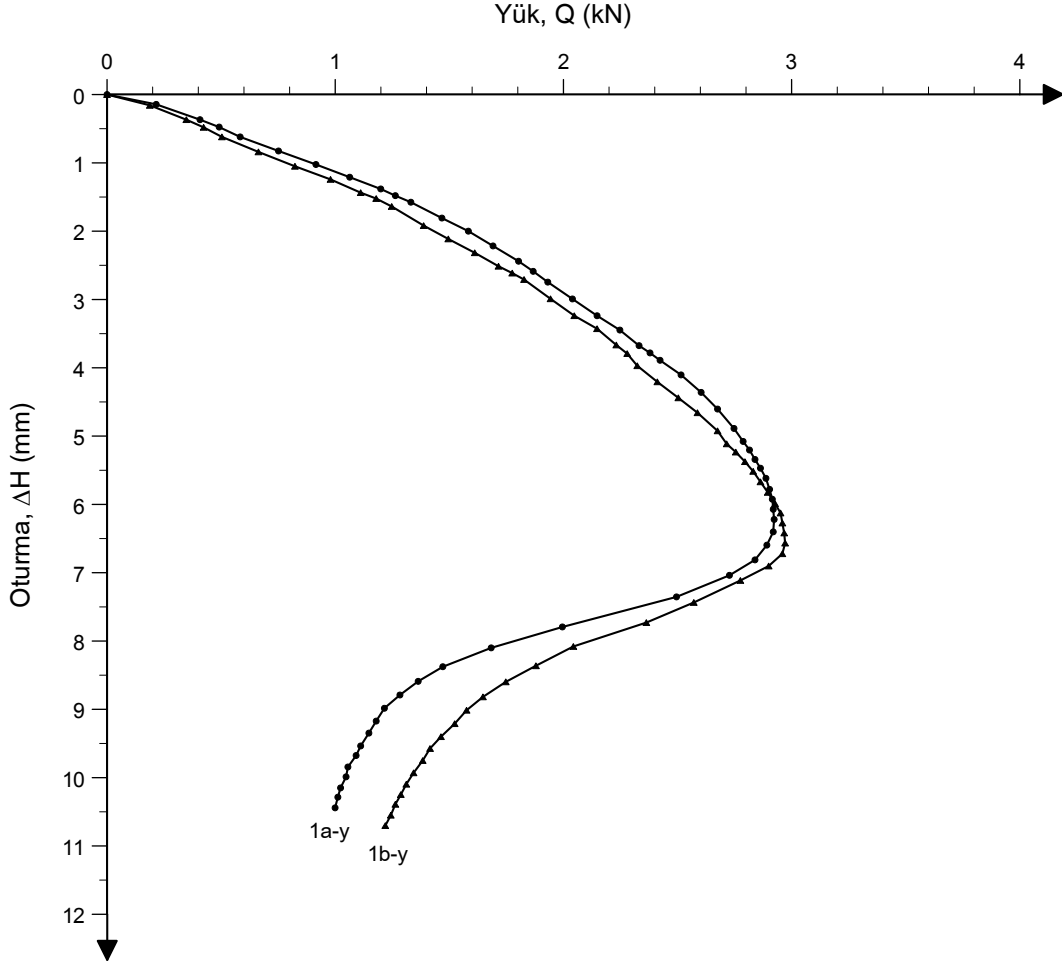
a) Yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmemiş



b) Yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmiş

Şekil 3.2. Eksantrik yüklü temelerde farklı birincil kırılma yüzeyleri

Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.3'te çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiş ve bu yük - oturma eğrilerinin genel kayma kırılmasına uygun olduğu görülmüştür.

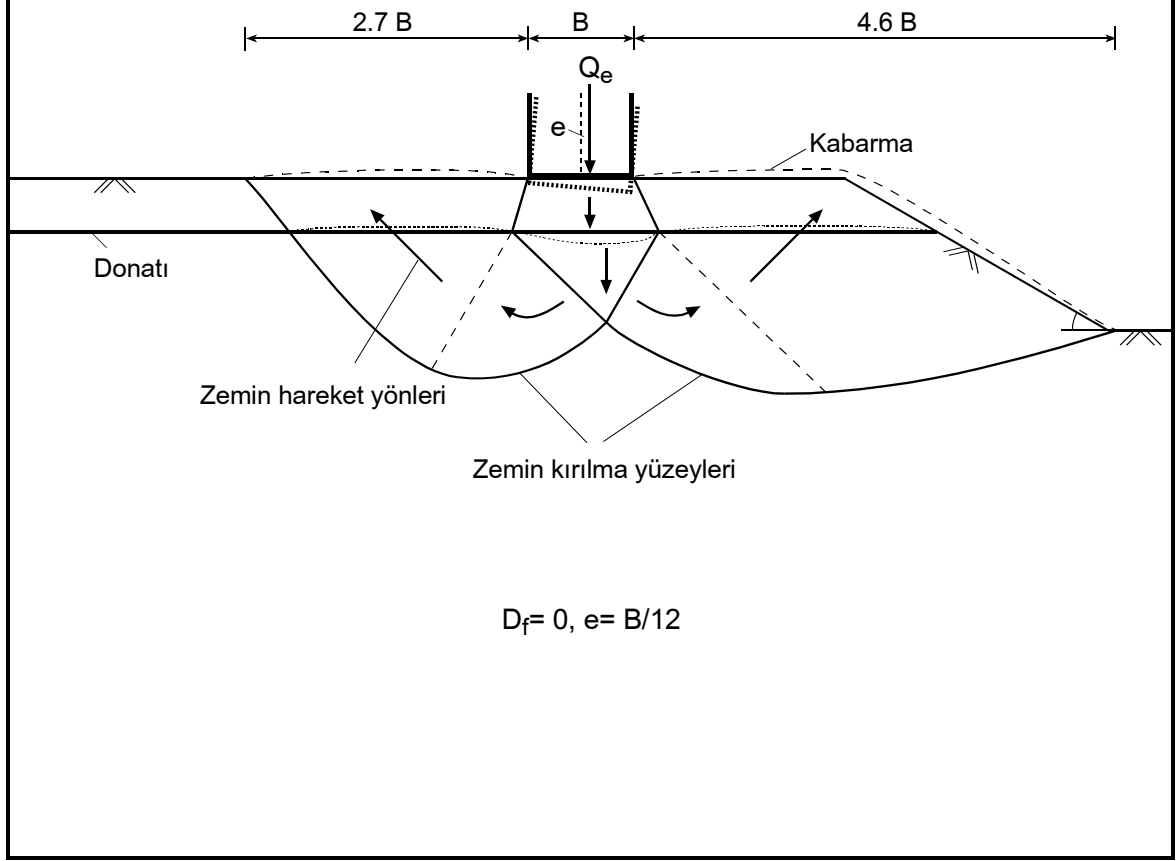


Şekil 3.3. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği

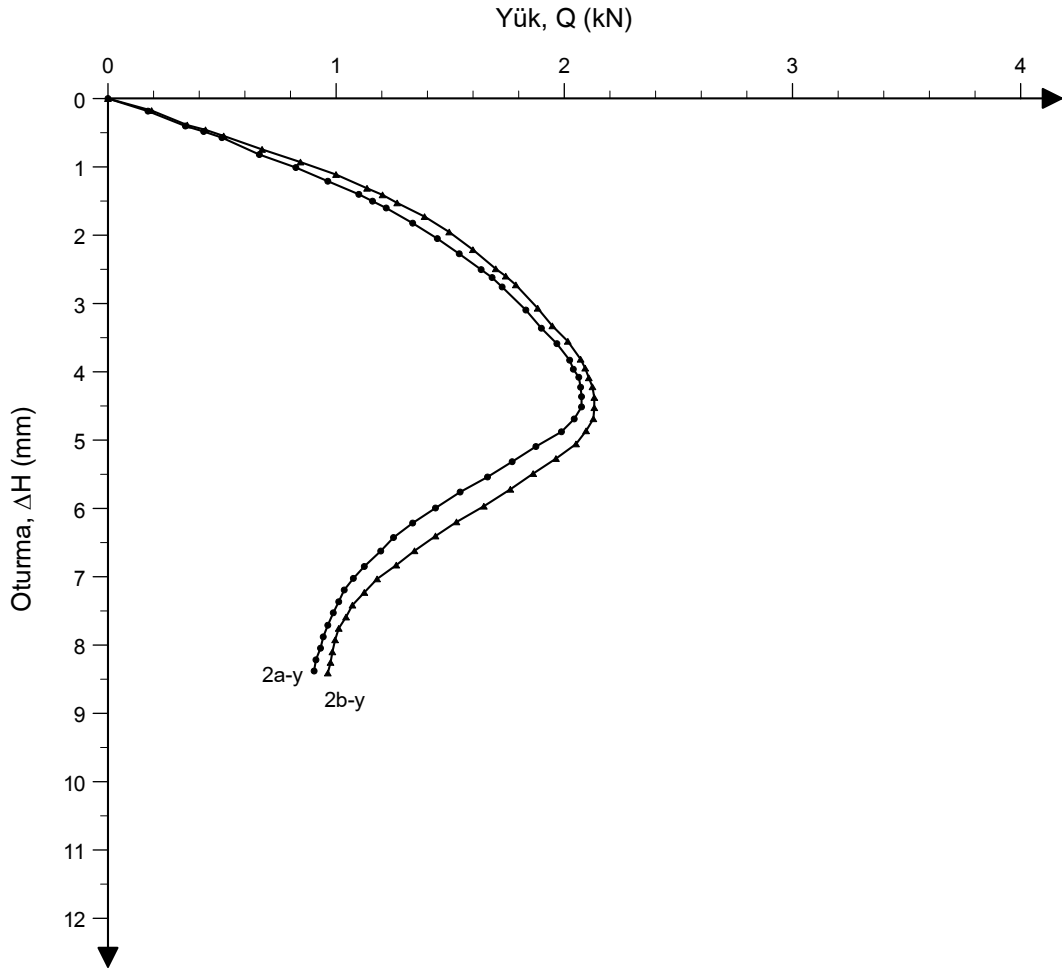
3.2.2. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisenin Çekirdek İçinde Olduğu Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde, model şerit temelin yüklenmesiyle temelin altında oluşan ikizkenar yamuk şeklindeki bölge; eksantrisenin çekirdek içinde olması durumunda, eksantrisite tarafındaki kenarının daha uzun olduğu yamuk şeklindeki bölgeye dönüşmüştür. Donatı tabakası altında ise, donatısız duruma benzer şekilde bir üçgen kama meydana gelmiştir. Kırılma yüzeyleri incelendiğinde, merkezi yüklü deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunluklarının ve kabarma genişliklerinin daha kısa olduğu görülmüştür. Kabarma genişlikleri şev tarafında 4.6B, düz zemin tarafında 2.7B olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.4'te ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.3 ve Ek Tablo 1.4'te

verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.5'te çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



Şekil 3.4. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel altında meydana gelen kırılma yüzeyleri

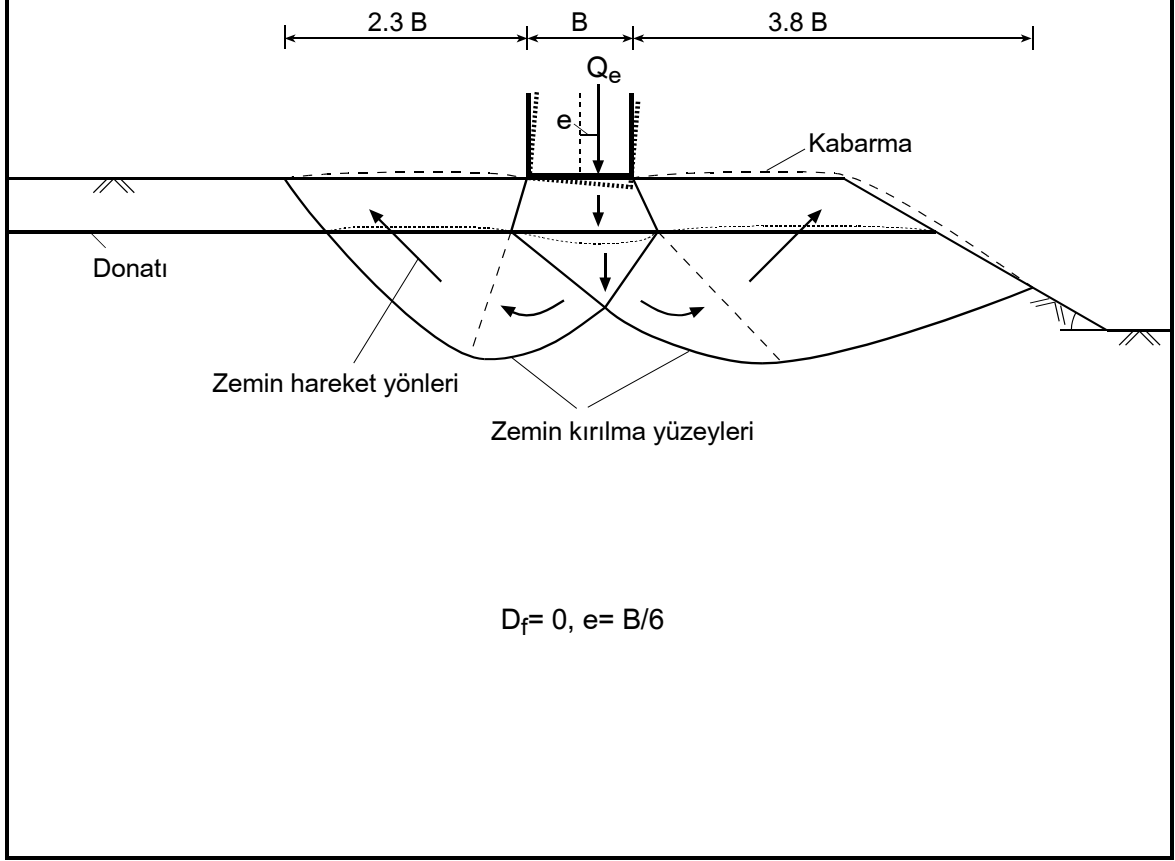


Şekil 3.5. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği

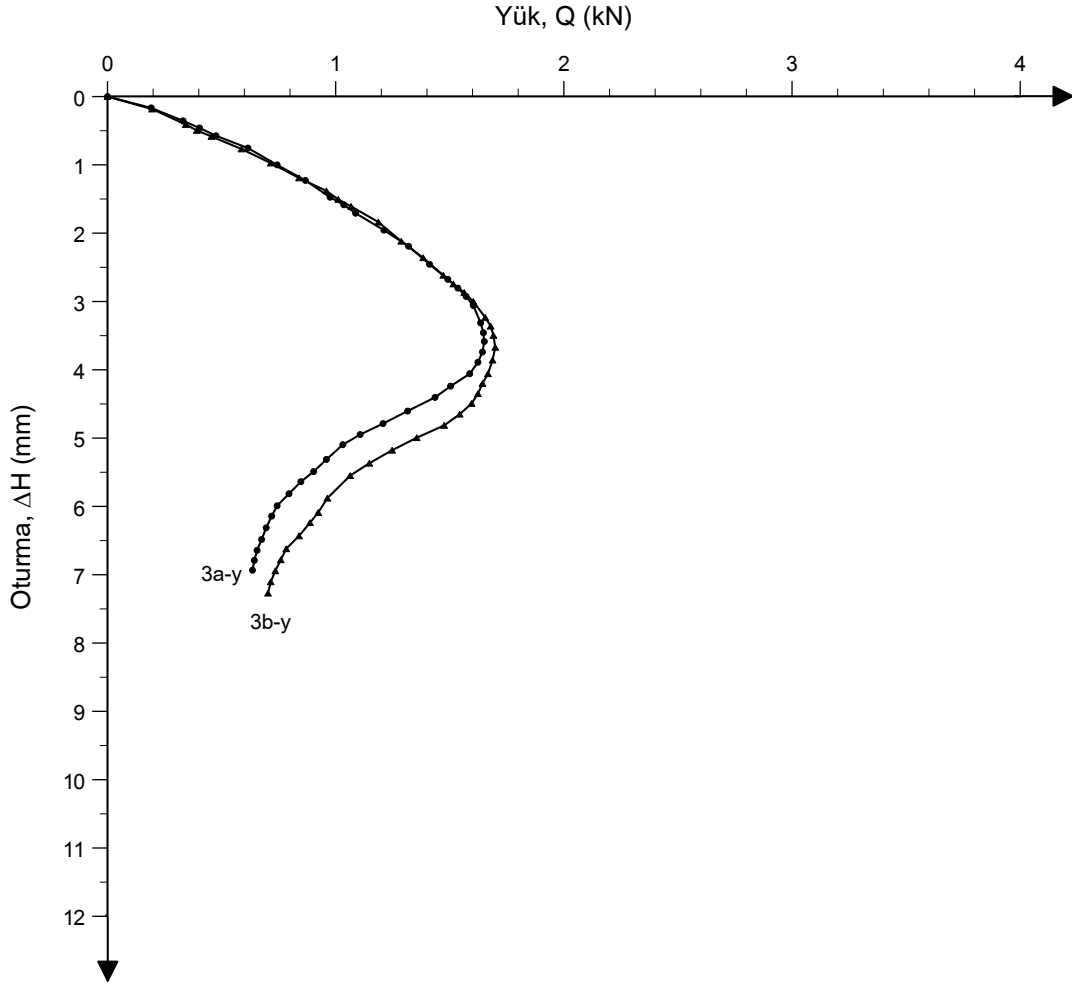
3.2.3. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde, model şerit temelin yüklenmesiyle temelin altında oluşan yamuk şeklindeki bölge; eksantrisitenin çekirdek içinde olması durumuna benzemektedir. Donatı tabakası altında ise, donatısız duruma benzer şekilde bir üçgen kama meydana gelmiştir. Kırılma yüzeyleri incelendiğinde, eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu duruma göre kırılma yüzeylerinin uzunluklarının ve kabarma genişliklerinin daha kısa olduğu görülmüştür. Kabarma genişlikleri şev tarafında $3.8B$, düz zemin tarafında $2.3B$ olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.6'da ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.5 ve Ek Tablo 1.6'da verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük

halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.7’de çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



Şekil 3.6. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri

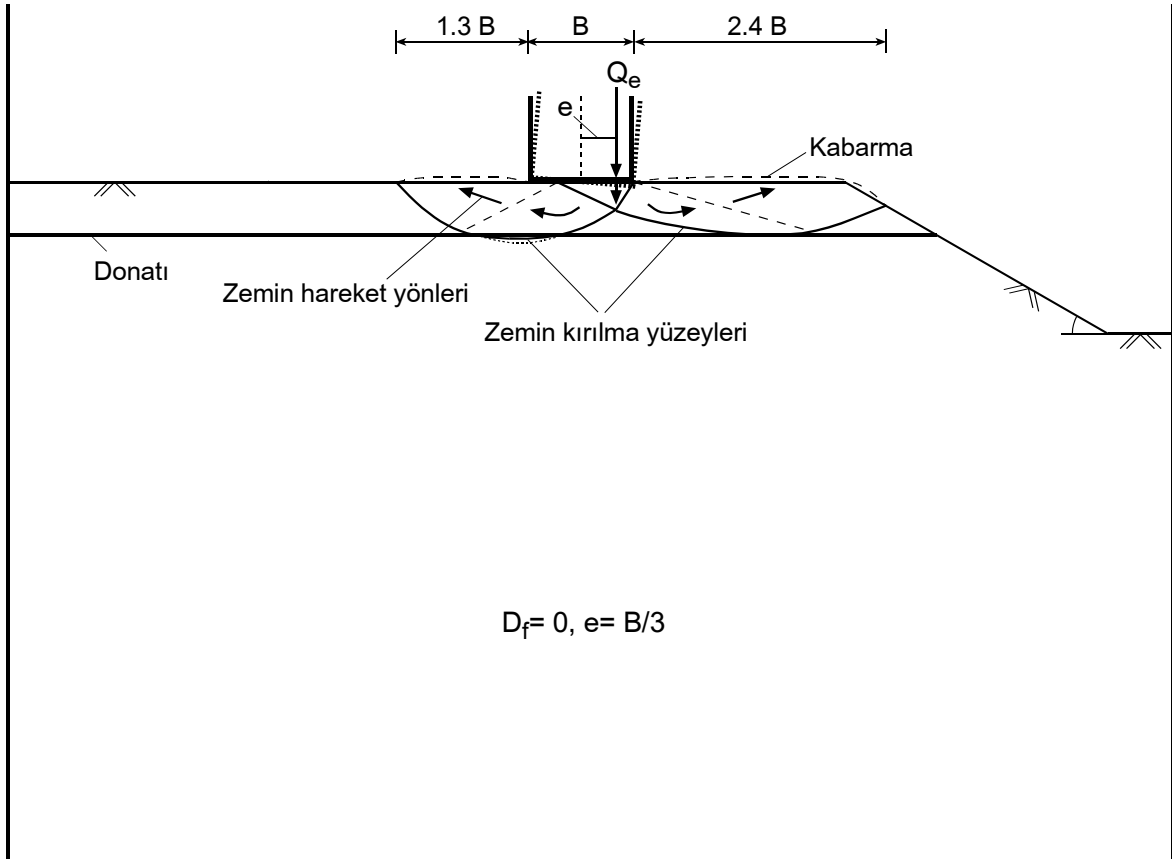


Şekil 3.7. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelin yük - oturma grafiği

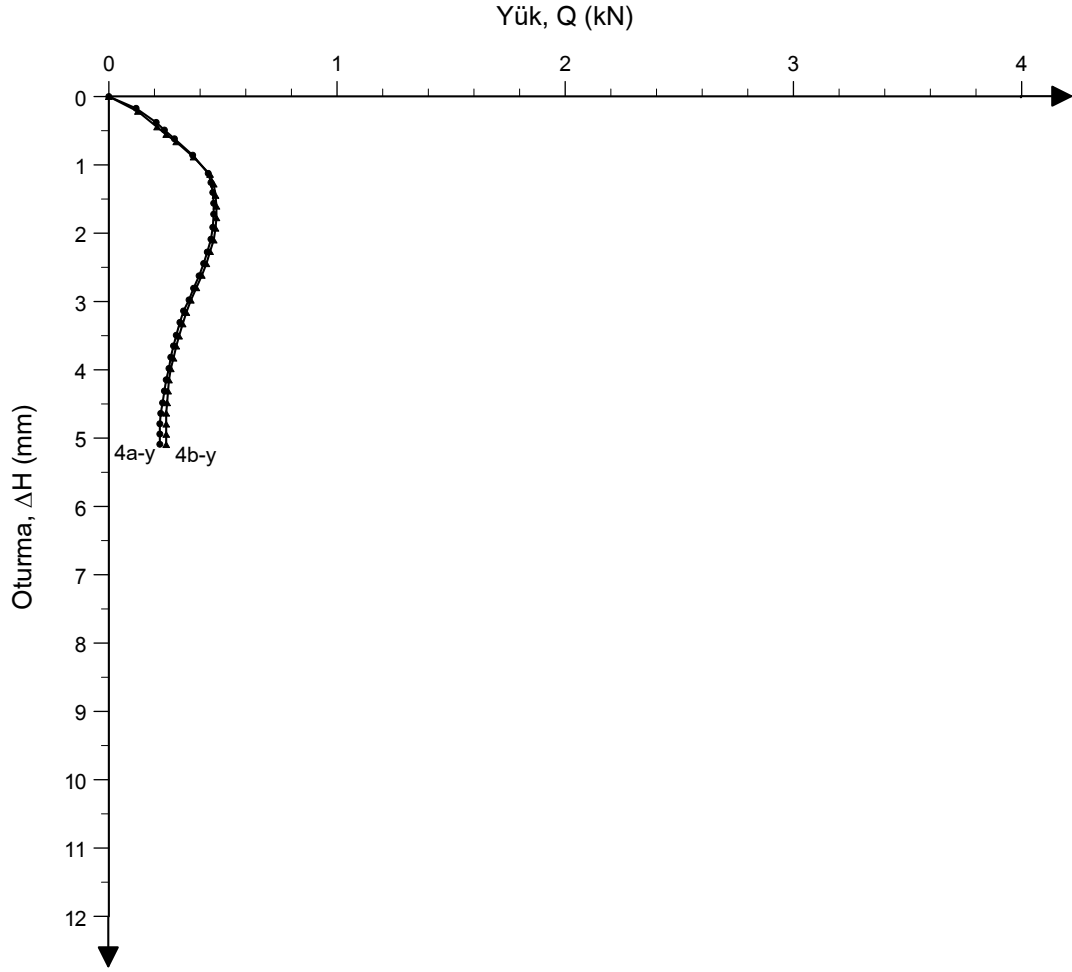
3.2.4. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Yüzey Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma mekanizması, donatısız durumdaki kırılma mekanizmasına benzemektedir. Eksantrisitenin çekirdek dışında olmasından dolayı model şerit temel ile zemin arasındaki temas genişliği azalmış ve bu azalma, model şerit temel altında meydana gelen üçgen kamanın küçülmesine sebep olmuştur. Üçgen kamanın küçülmesiyle zeminde oluşan kırılma yüzeyleri kısalmış ve kabarma genişlikleri azalmıştır. Oluşan kırılma yüzeyleri, eksantrisite tarafında donatı tabakasının üzerinde kalmış; eksantrisitenin tersi tarafta ise kısmen donatı tabakasının altına inmiştir. Bu yüzden donatının taşıma gücüne etkisi sadece eksantrisitenin tersi tarafta olmuştur. Kabarma

genişlikleri şev tarafında $2.4B$, düz zemin tarafında $1.3B$ olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.8’de ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.7 ve Ek Tablo 1.8’de verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.9’da çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



Şekil 3.8. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel altında meydana gelen kırılma yüzeyleri



Şekil 3.9. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel için yük - oturma grafiği

3.3. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Tablo 3.2'de, donatılı kumda şeve yakın oturan model sığ şerit temel ile farklı eksantrisitelerde yapılan deneylerle ilgili bilgiler verilmektedir.

Tablo 3.2. Donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerle ilgili bilgiler

Deney No	e (mm)	B (mm)	e/B	D_e (mm)	D_e/B	D_f (mm)	D_f/B	β (°)
1a-s	0	80	0	160	2	20	0.25	30
1b-s	0	80	0	160	2	20	0.25	30
2a-s	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	30
2b-s	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	30

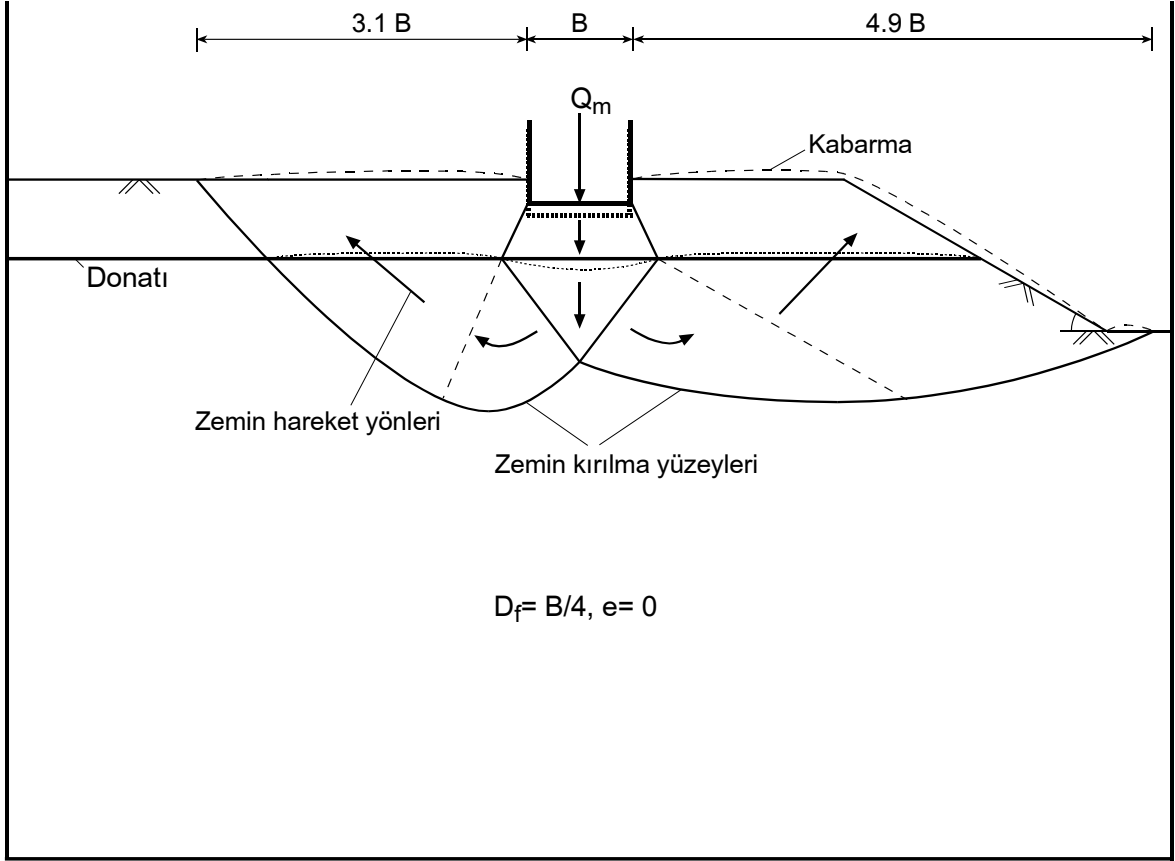
Tablo 3.2'nin devamı

3a-s	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	30
3b-s	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	30
4a-s	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	30
4b-s	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	30

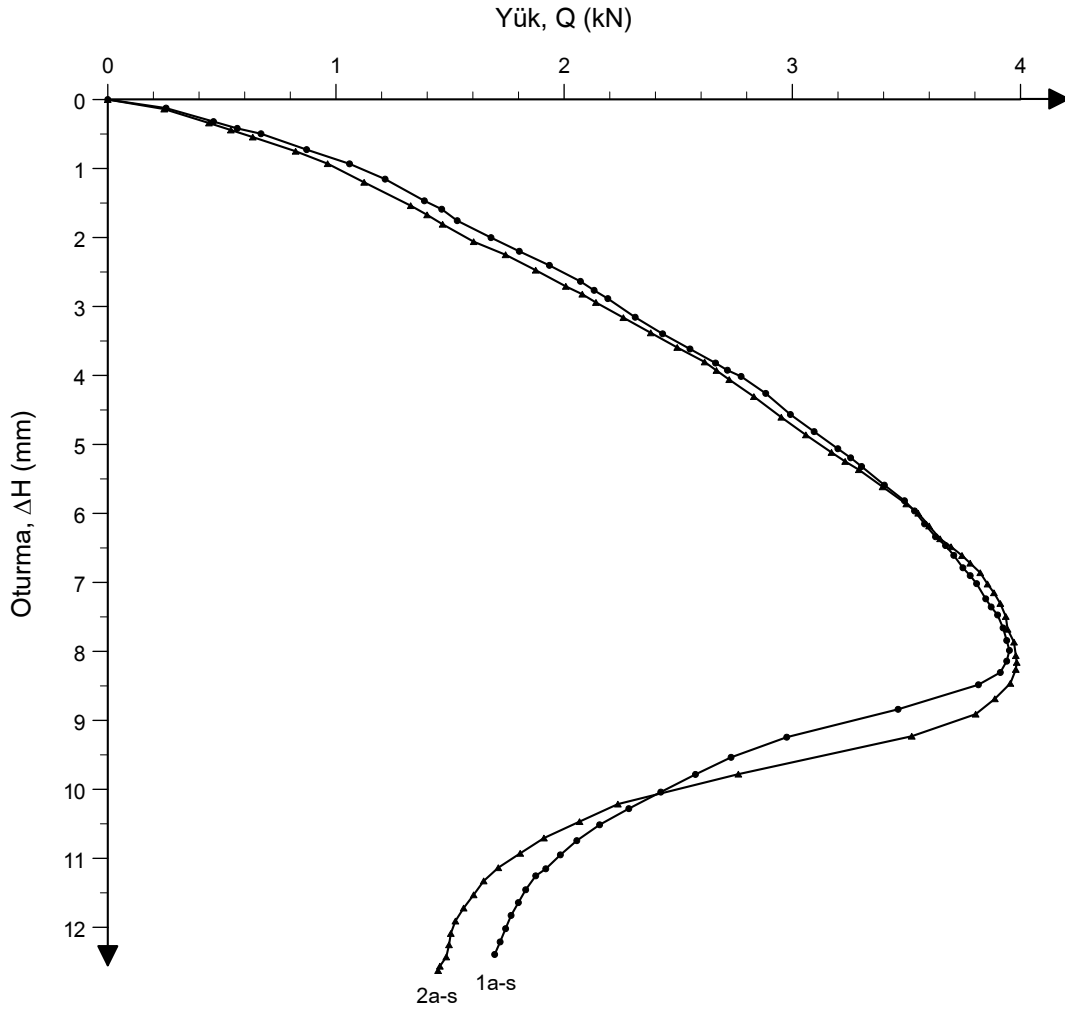
Notlar: (Deney No'larda s: Sığ), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, β: Şev açısı

3.3.1. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Merkezi Yüklü Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temel ile yapılan deneylerde, yüzey şerit temel ile yapılan deneylere benzer kırılma yüzeyleri gözlemlenmiştir. Birincil kırılma yüzeyi, şev tarafında oluşmuştur ve ikincil kayma yüzeyinden büyüktür ayrıca bu taraftaki zemin yüzündeki kabarma daha fazladır. İkincil kırılma yüzeyi ise, düz zemin tarafında oluşmuştur. Kabarma genişlikleri şev tarafında 4.9B, düz zemin tarafında 3.1B olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.10'da ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.9 ve Ek Tablo 1.10'da verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.11'de çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



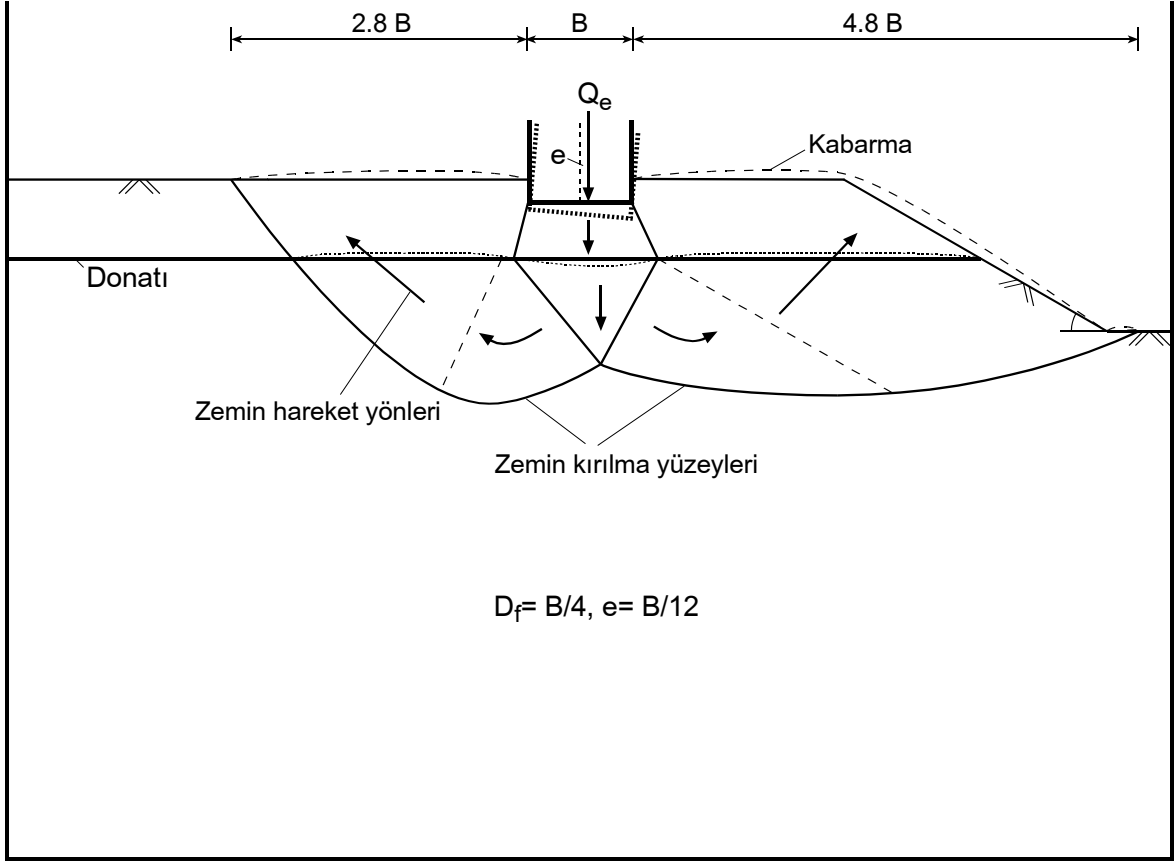
Şekil 3.10. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri



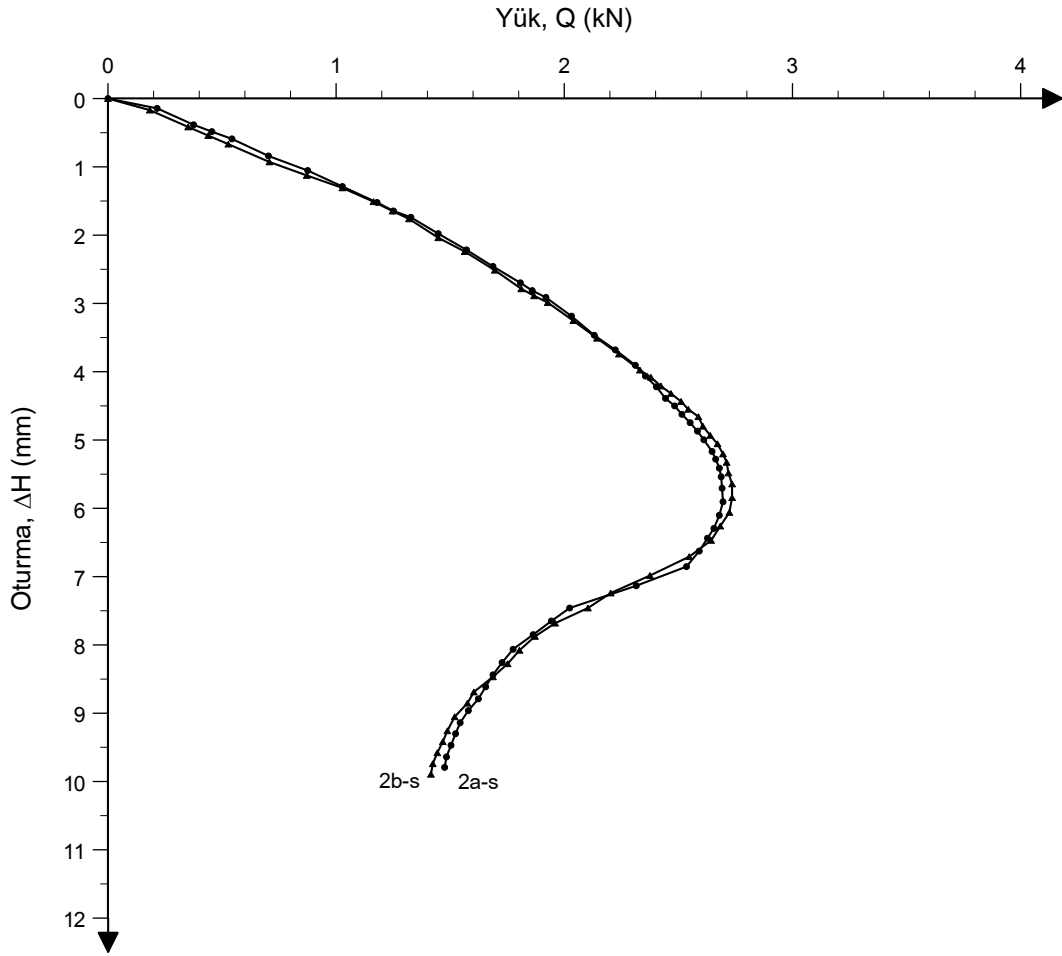
Şekil 3.11. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temelin yük - oturma grafiği

3.3.2. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerde, yüzey şerit temel ile yapılan deneylere benzer kırılma yüzeyleri gözlemlenmiştir. Merkezi yüklü deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunlukları ve kabarma genişlikleri daha kısadır. Kabarma genişlikleri şev tarafında $4.8B$, düz zemin tarafında $2.8B$ olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.12'de ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.11 ve Ek Tablo 1.12'de verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.13'te çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



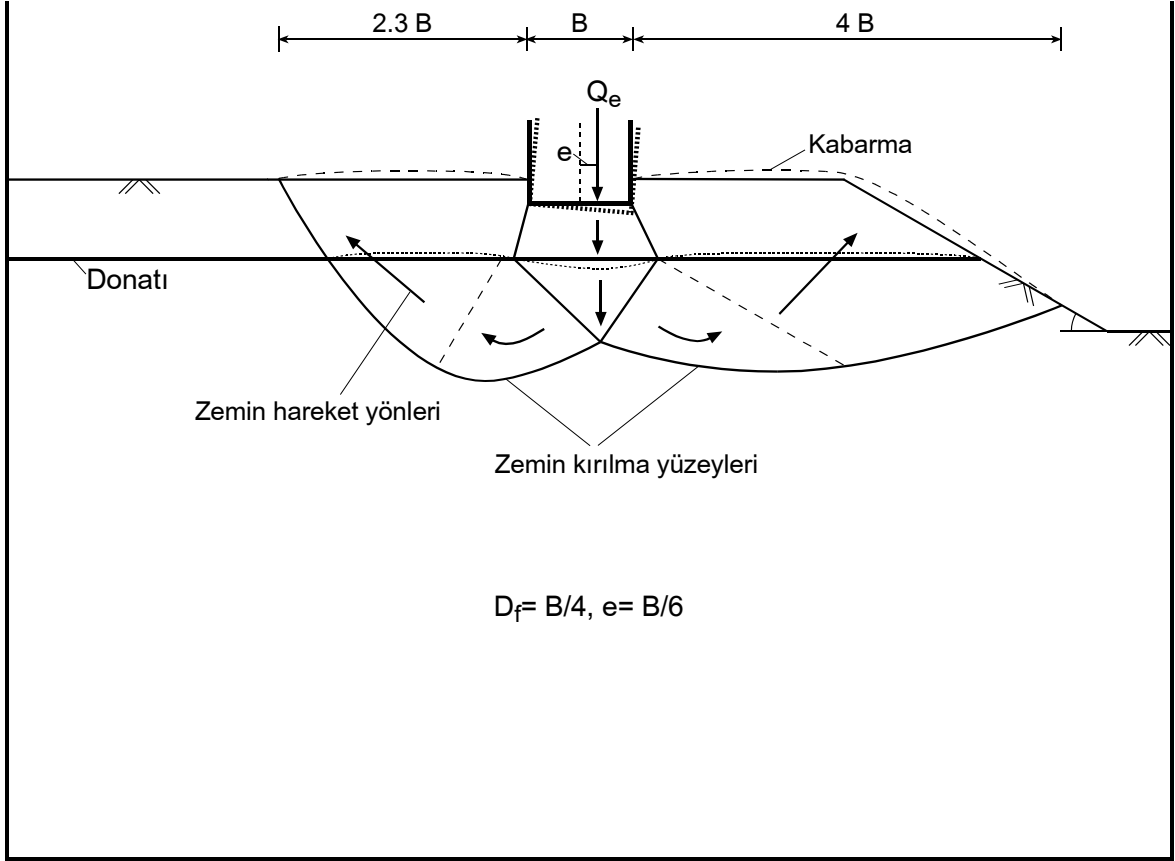
Şekil 3.12. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri



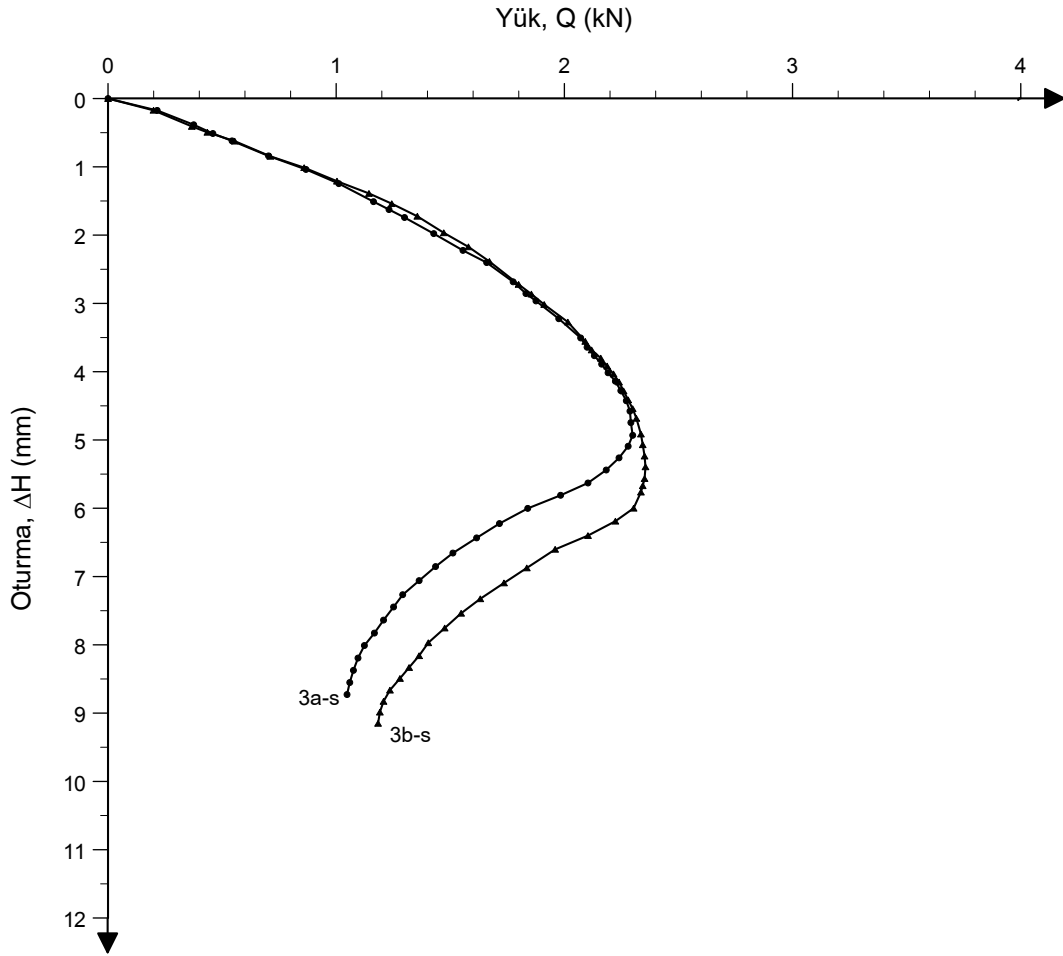
Şekil 3.13. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel için yük - oturma grafiği

3.3.3. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisenin Çekirdek Sınırında Olduğu Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerde, yüzey şerit temel ile yapılan deneylere benzer kırılma yüzeyleri gözlemlenmiştir. Eksantrisenin çekirdek içinde olduğu deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunlukları ve kabarma genişlikleri daha kısadır. Kabarma genişlikleri şev tarafında $4B$, düz zemin tarafında $2.3B$ olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.14'te ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.13 ve Ek Tablo 3.14'te verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.15'te çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



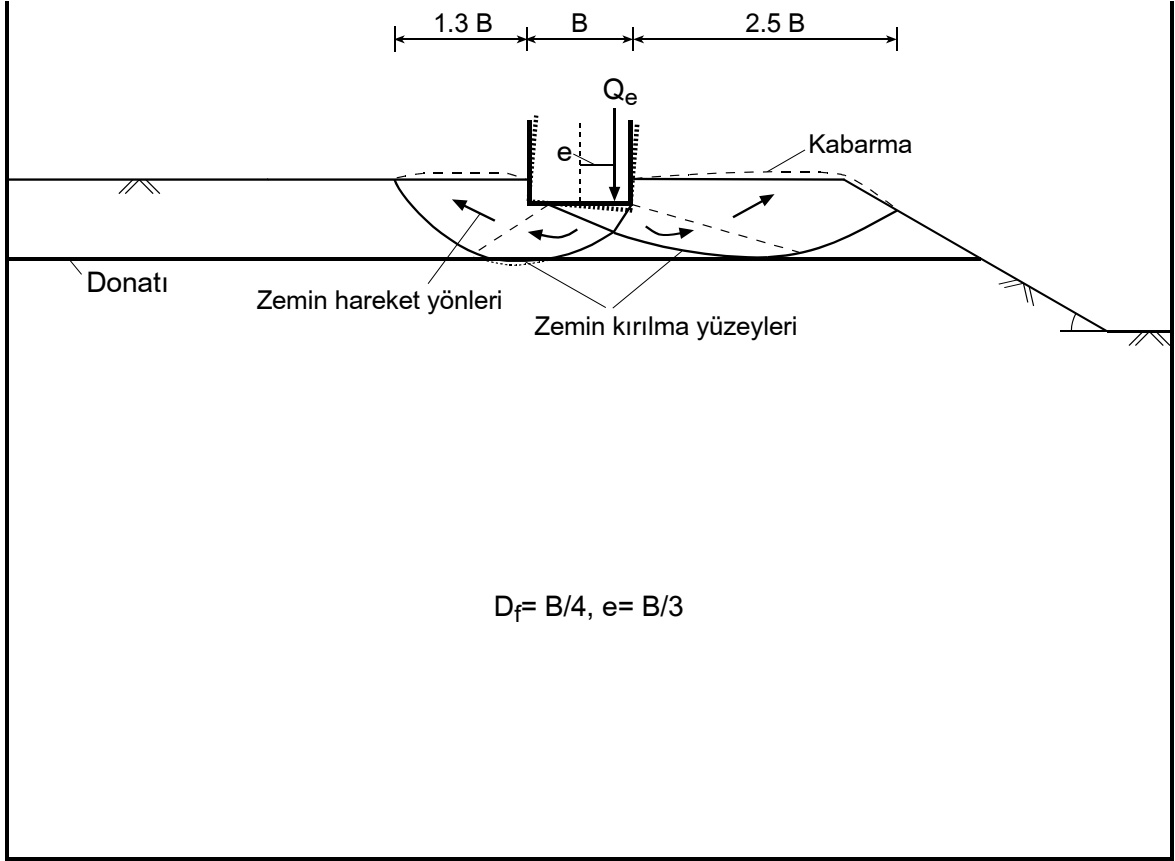
Şekil 3.14. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri



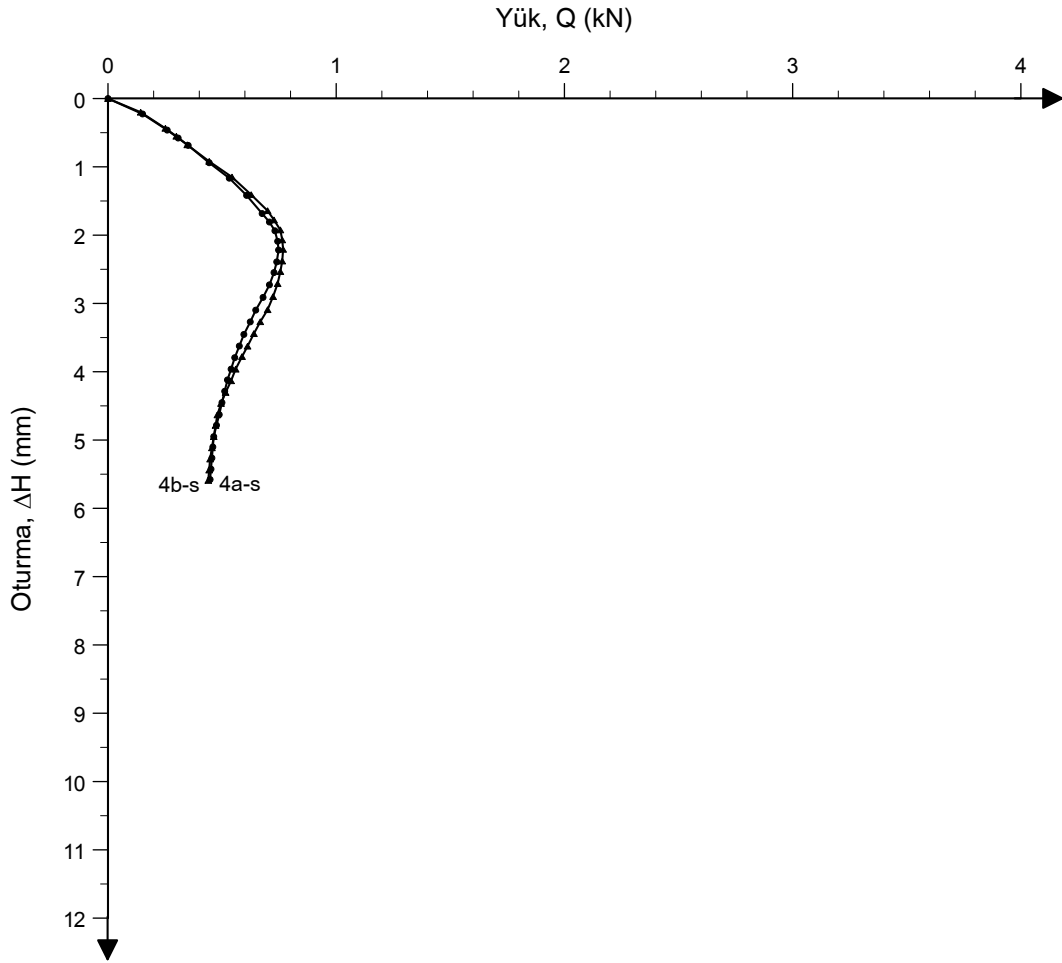
Şekil 3.15. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temel için yük - oturma grafiği

3.3.4. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneyler

Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerde, yüzey şerit temel ile yapılan deneylere benzer kırılma yüzeyleri gözlemlenmiştir. Merkezi yüklü deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunlukları ve kabarma genişlikleri daha kısadır. Kabarma genişlikleri şev tarafında $2.5B$, düz zemin tarafında $1.3B$ olarak belirlenmiştir. Elde edilen kırılma yüzeyleri Şekil 3.16'da ve deneylere ait okumalar Ek Tablo 1.15 ve Ek Tablo 1.16'da verilmiştir. Deneyler yapılırken, yük halkasından ve deformasyon saatlerinden alınan okumalardan Şekil 3.17'de çizilen yük - oturma eğrileri elde edilmiştir.



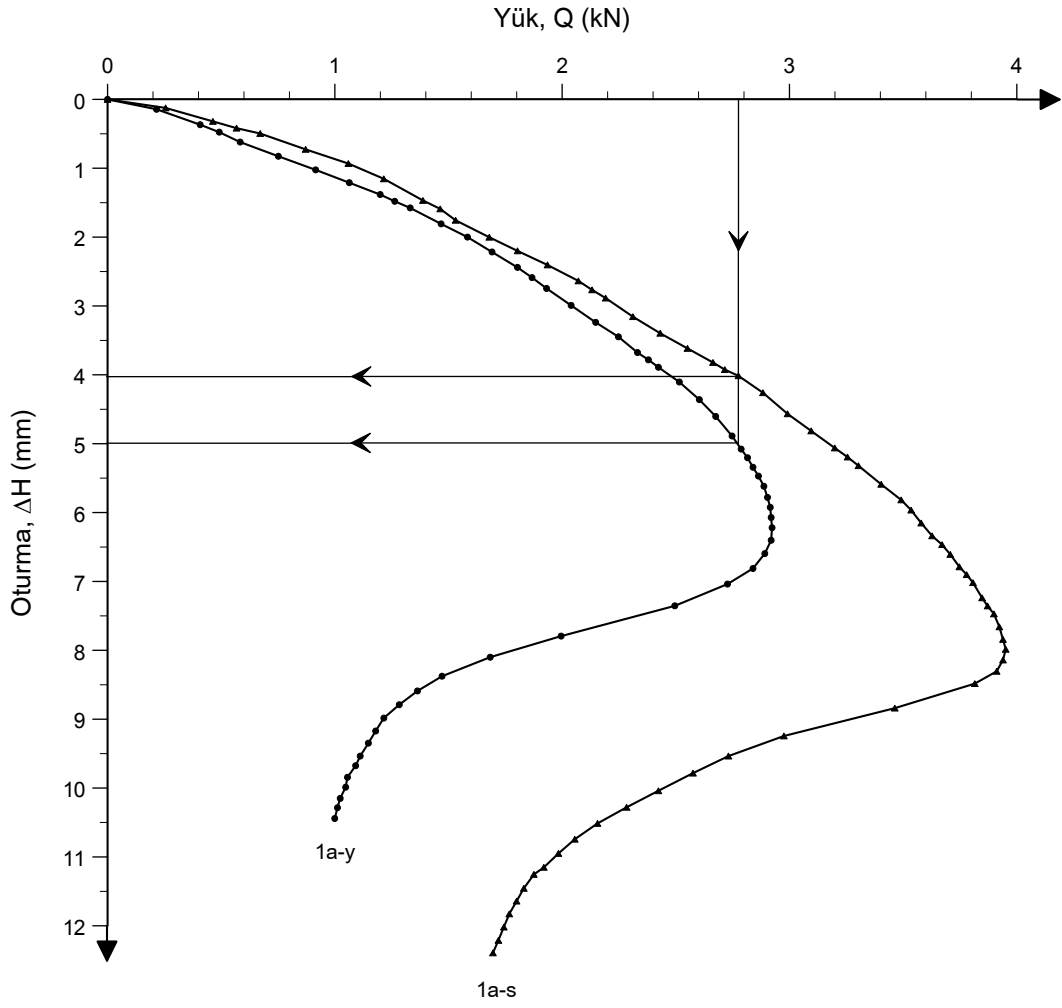
Şekil 3.16. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelin altında meydana gelen kırılma yüzeyleri



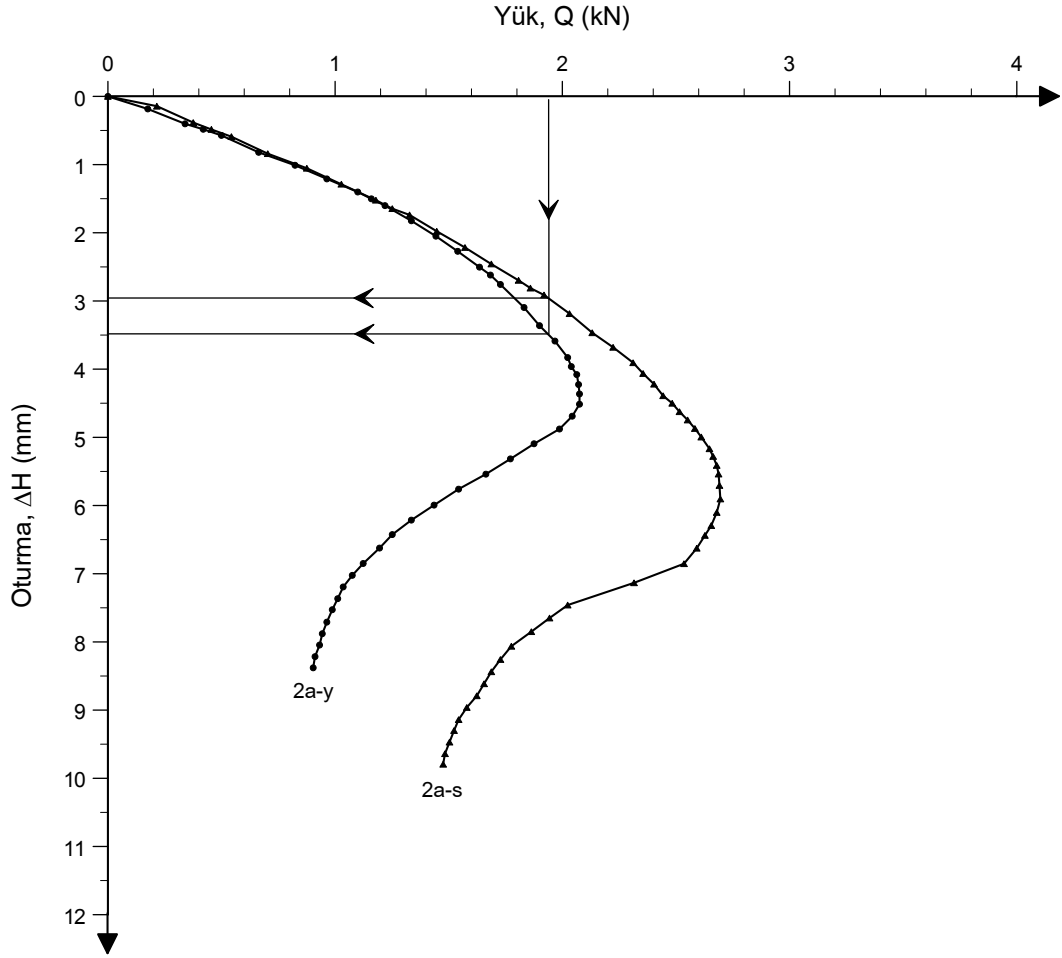
Şekil 3.17. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelin yük - oturma grafiği

3.4. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Sığ Şerit Temel Kullanımının Yük - Oturma Davranışına Etkisi

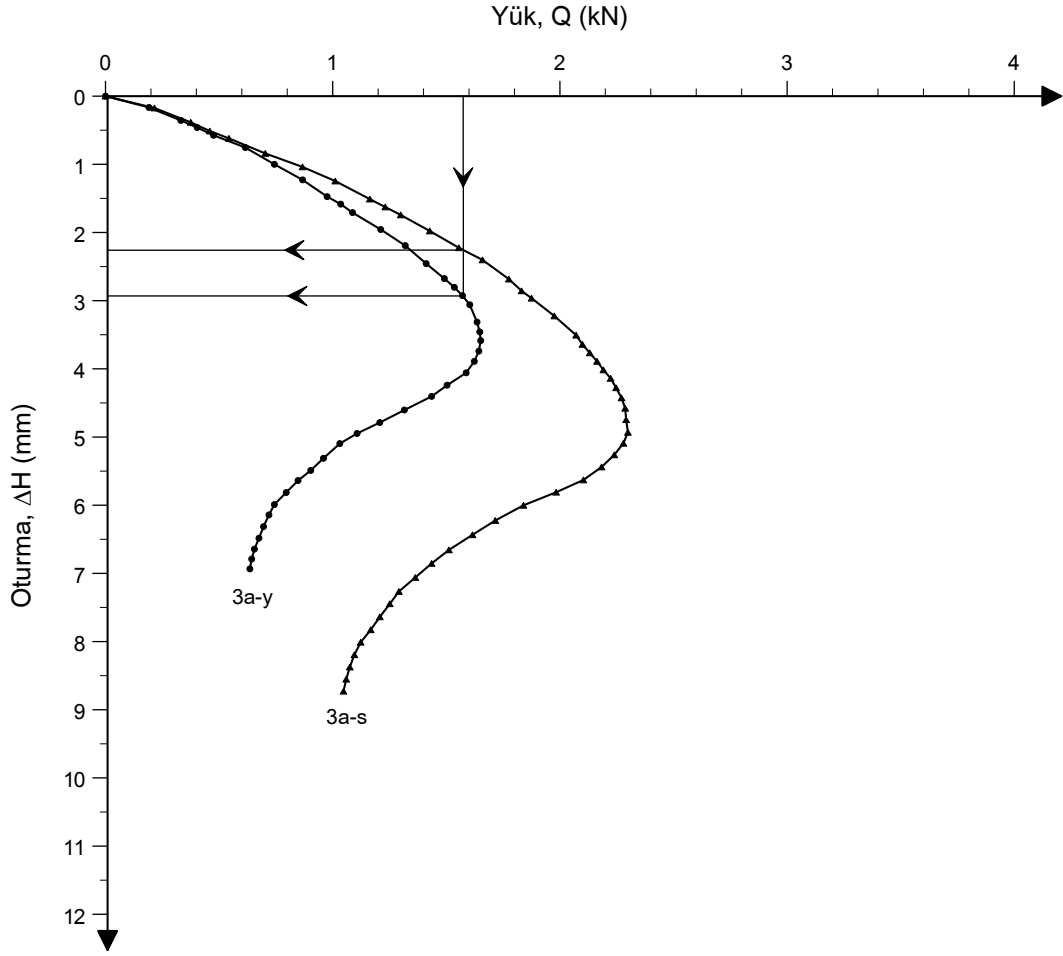
Şekil 3.18, Şekil 3.19, Şekil 3.20 ve Şekil 3.21’de, donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temelin karşılaştırmalı olarak verilen yük - oturma eğrilerinden, gömme derinliğinin varlığının, aynı sınır yükte daha az oturma değeri verdiği görülmüştür.



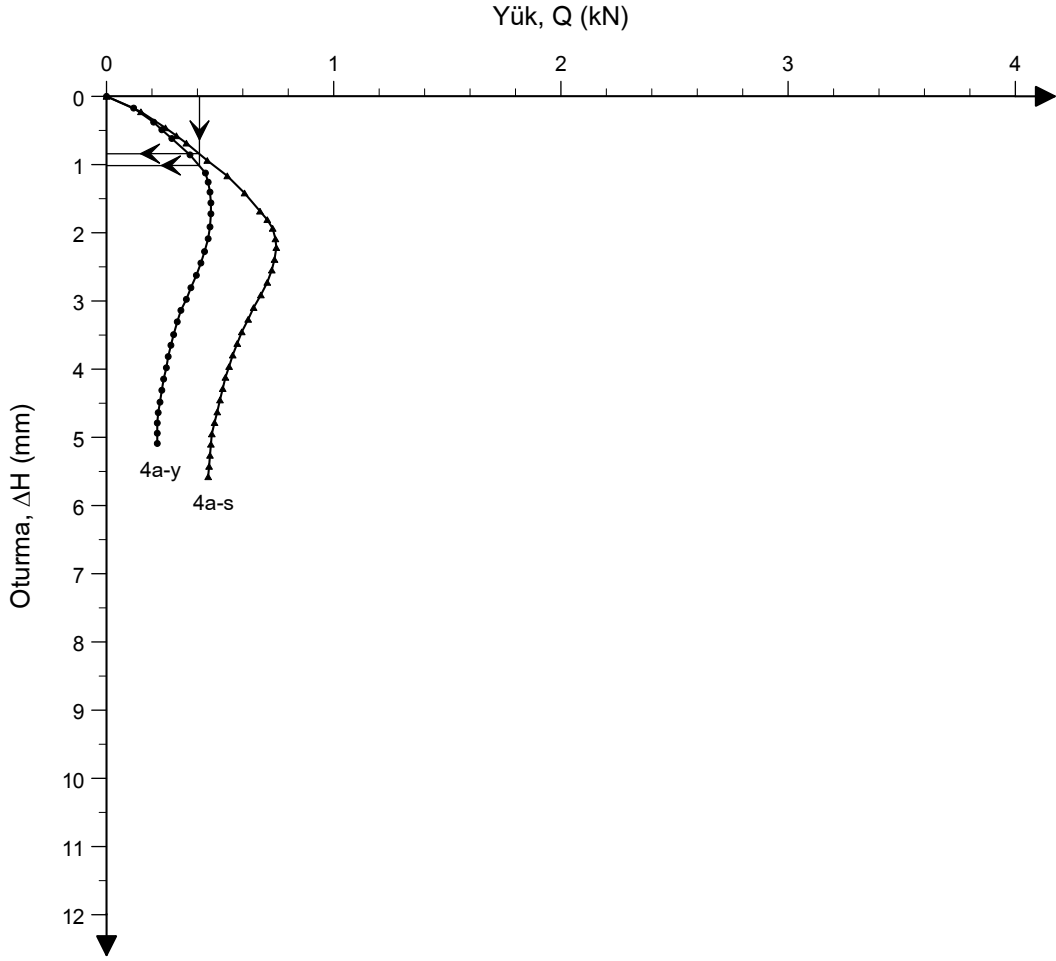
Şekil 3.18. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey (1a-y) ve sığ (1a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.19. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey (2a-y) ve sığ (2a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.20. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey (3a-y) ve sığ (3a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.21. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey (4a-y) ve sığ (4a-s) şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması

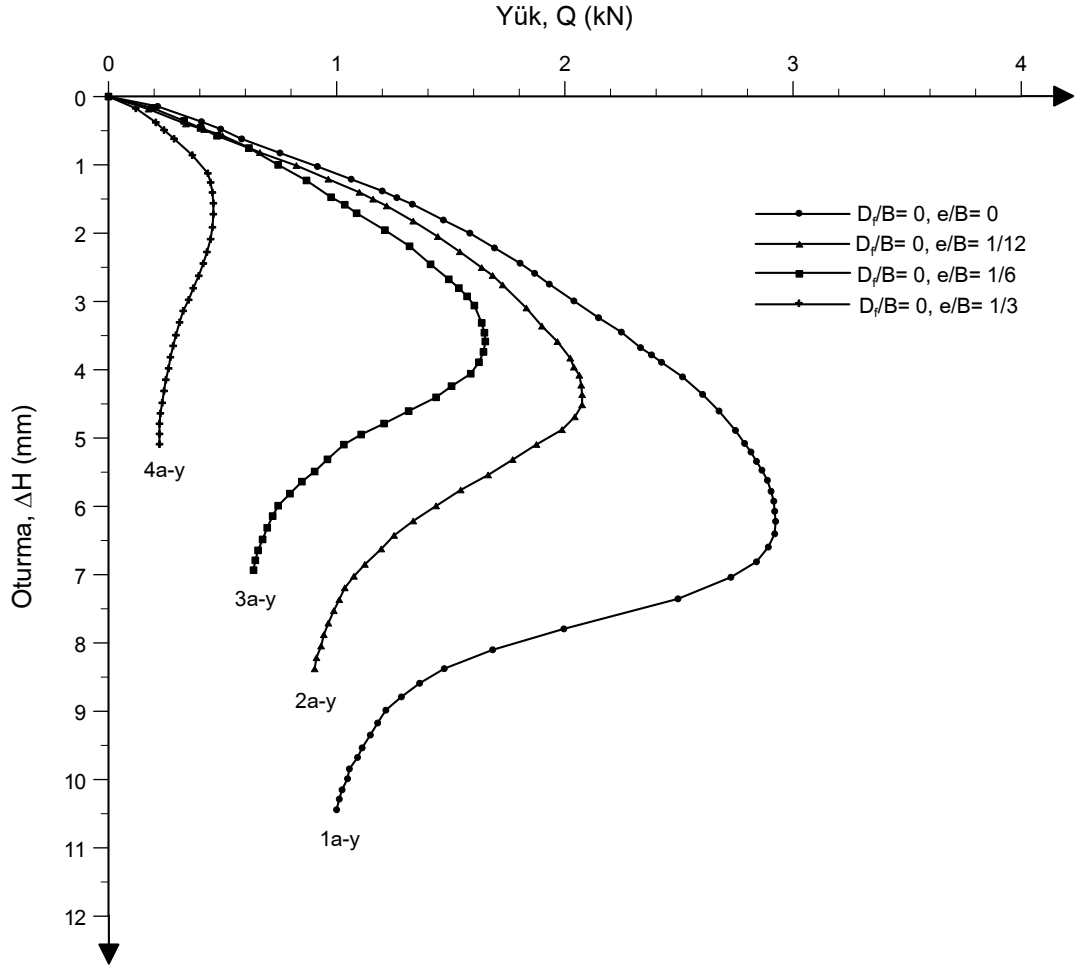
3.5. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Düşey Oturma Miktarı Arasındaki İlişki

Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deformasyon kontrollü deneylerde, artan eksantrisite ile kırılma (göçme) anında meydana gelen düşey oturma miktarı (ΔH_f) azalmıştır. Ayrıca gömme derinliğinin varlığı düşey oturma miktarında artışa neden olmuştur. Bu deneylerden elde edilen toplu yük - oturma eğrileri yüzey şerit temel için Şekil 3.22'de, sığ şerit temel için ise Şekil 3.23'te gösterilmiştir. Tablo 3.3'te artan eksantrisite ile azalan düşey oturma miktarları B cinsinden, yüzey şerit temel için merkezide % 8B, çekirdek içinde % 5.7B, çekirdek sınırında % 4.5B, çekirdek dışında % 2.2B olup sığ şerit temel için ise merkezide % 10.1B, çekirdek içinde % 7.4B, çekirdek sınırında % 6.5B, çekirdek dışında % 2.8B olarak verilmiştir.

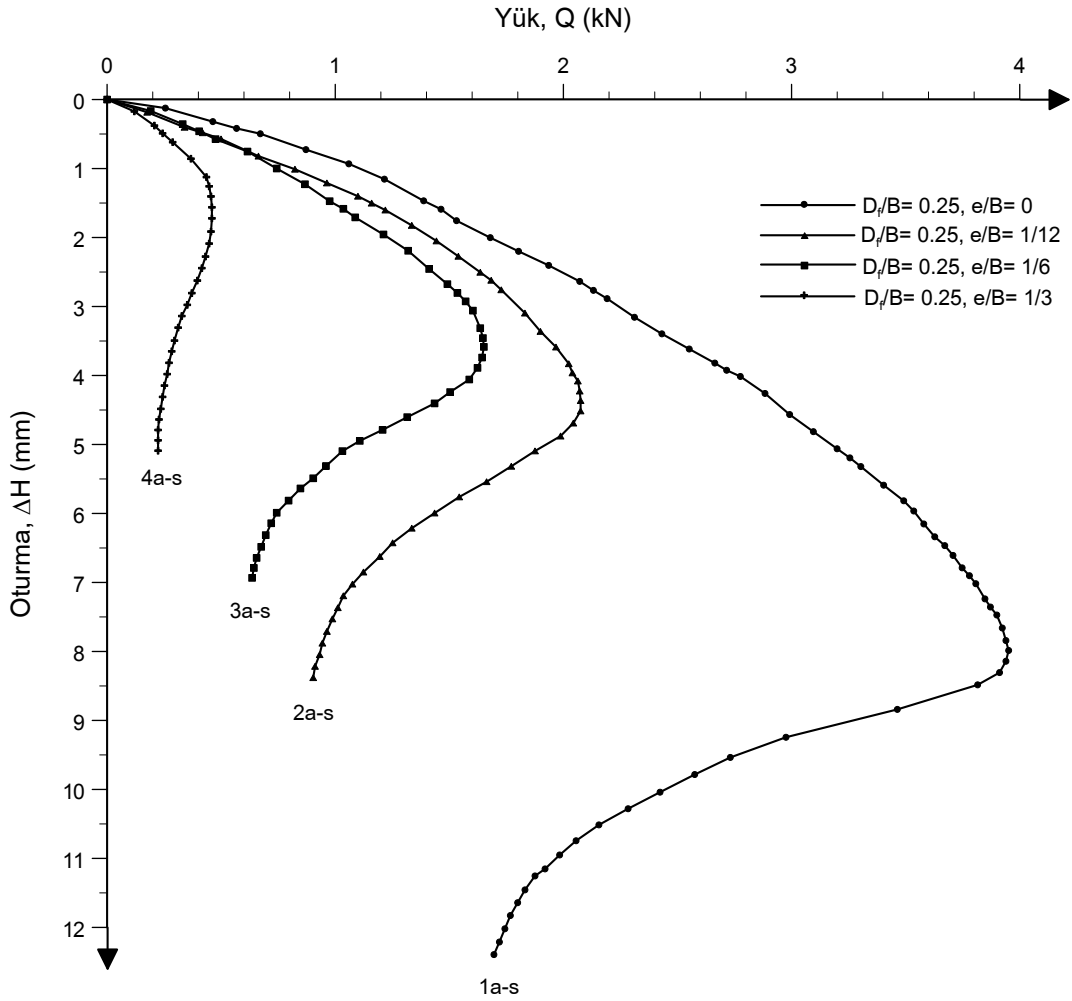
Tablo 3.3. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen düşey oturma miktarları

Deney No	e (mm)	B (mm)	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	ΔH _f (mm)	ΔH _f (%B)
1a-y	0	80	0	160	2	0	0	6.220	7.78
1b-y	0	80	0	160	2	0	0	6.566	8.21
2a-y	6.67	80	1/12	160	2	0	0	4.514	5.64
2b-y	6.67	80	1/12	160	2	0	0	4.526	5.66
3a-y	13.33	80	1/6	160	2	0	0	3.586	4.48
3b-y	13.33	80	1/6	160	2	0	0	3.672	4.59
4a-y	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.722	2.15
4b-y	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.776	2.22
1a-s	0	80	0	160	2	20	0.25	7.986	9.98
1b-s	0	80	0	160	2	20	0.25	8.160	10.20
2a-s	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	5.904	7.38
2b-s	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	5.844	7.31
3a-s	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	4.932	6.17
3b-s	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	5.394	6.74
4a-s	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.218	2.77
4b-s	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.208	2.76

Notlar: (Deney No'larda y: Yüzey, s: Sığ), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, ΔH_f: Kırılma (göçme) anındaki düşey oturma miktarı.



Şekil 3.22. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri



Şekil 3.23. Donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri

3.6. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Sınır Yük Arasındaki İlişki

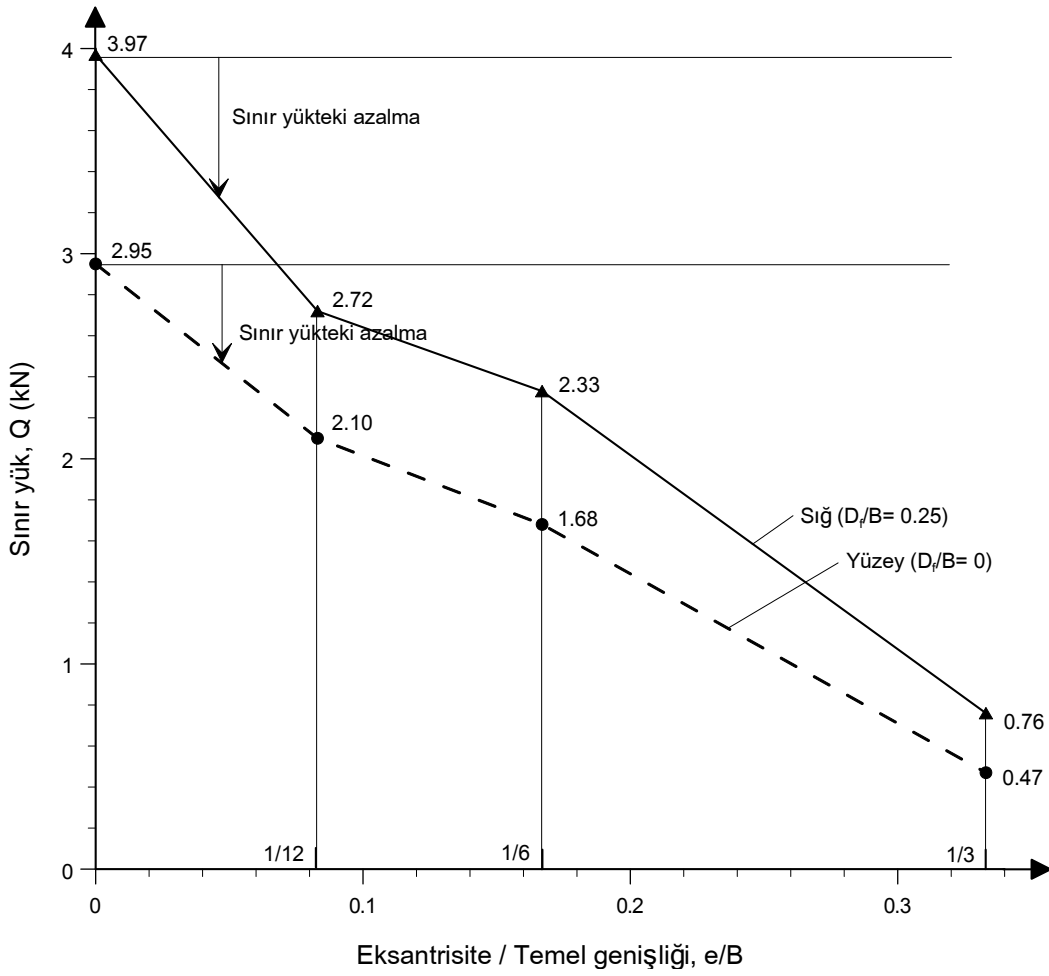
Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri Tablo 3.4'te verilmiştir. Sınır yük değerleri arasındaki fark, farklı eksantrisite için yapılan bu tekrar deneylerinde % 1 - % 3 arasında değişmiştir. Tablodan, eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma, gömme derinliğinin varlığıyla sınır yükte artma meydana geldiği görülmüştür. Gömme derinliğinin varlığı ile meydana gelen bu artış; merkezde % 35, çekirdek içinde % 29, çekirdek sınırında % 39 ve çekirdek dışında % 63 olarak verilmiştir. Buradan, eksantrisitenin artması ile gömme derinliğinin etkisinin arttığı sonucuna varılmıştır.

Tablo 3.4. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri

Deney No	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	Q _{sınır} (kN)	ΔH _f (mm)	Q _{sınır (ort.)} (kN)	Q _{sınır-s} /Q _{sınır-y}	
1a-y	0	160	2	0	0	2.923	6.220	2.95		
1b-y	0	160	2	0	0	2.971	6.566			
2a-y	1/12	160	2	0	0	2.075	4.514	2.10		
2b-y	1/12	160	2	0	0	2.131	4.526			
3a-y	1/6	160	2	0	0	1.651	3.586	1.68		
3b-y	1/6	160	2	0	0	1.699	3.672			
4a-y	1/3	160	2	0	0	0.459	1.722	0.47		
4b-y	1/3	160	2	0	0	0.471	1.776			
1a-s	0	160	2	20	0.25	3.951	7.986	3.97		1.35
1b-s	0	160	2	20	0.25	3.983	8.160			
2a-s	1/12	160	2	20	0.25	2.695	5.904	2.72		1.29
2b-s	1/12	160	2	20	0.25	2.735	5.844			
3a-s	1/6	160	2	20	0.25	2.299	4.932	2.33	1.39	
3b-s	1/6	160	2	20	0.25	2.355	5.394			
4a-s	1/3	160	2	20	0.25	0.747	2.218	0.76	1.63	
4b-s	1/3	160	2	20	0.25	0.767	2.208			

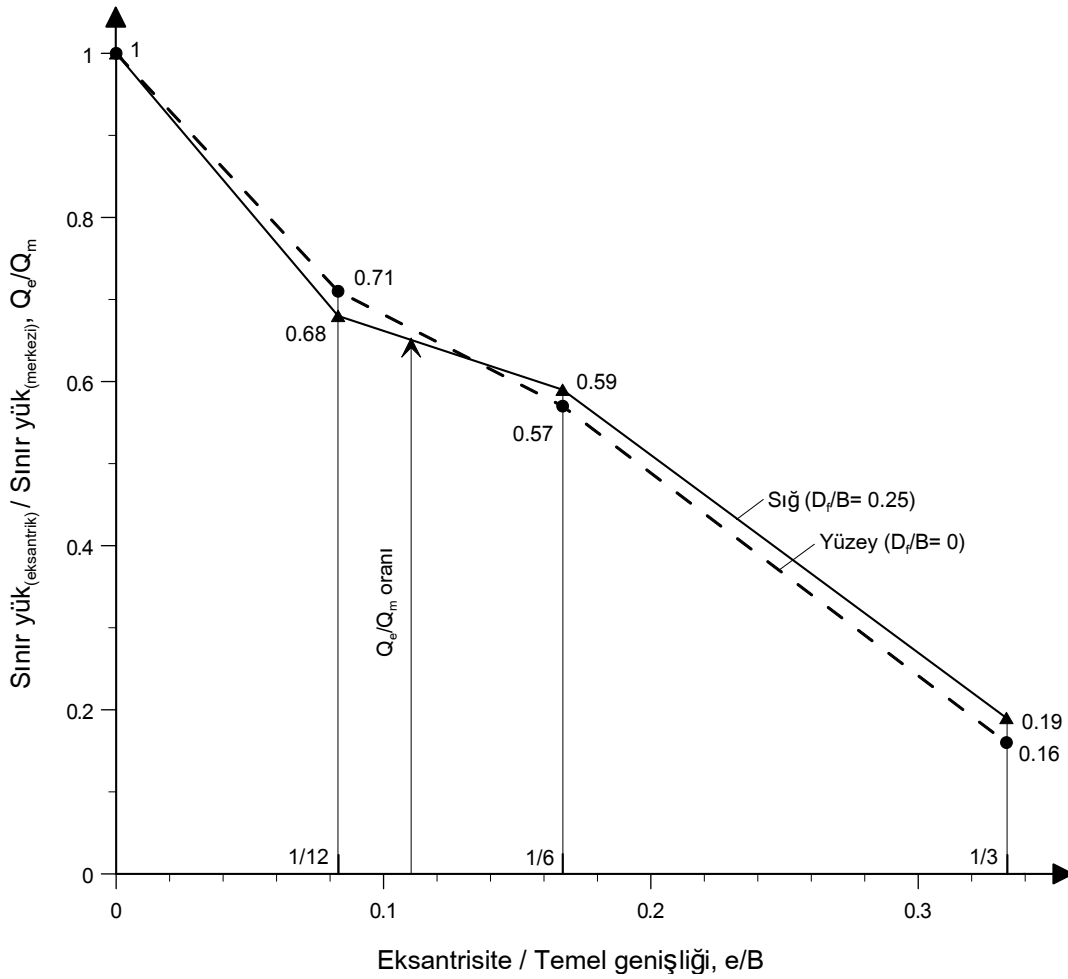
Notlar: (Deney No'larda y: Yüzey, s: Sığ), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, ΔH_f: Kırılma (göçme) anındaki düşey oturma, Q_{sınır (ort.)}: Ortalama sınır yük

Ortalama sınır yük değerleri kullanılarak çizilen Şekil 3.24'te, donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma meydana geldiği görülmüştür. Sınır yükte meydana gelen bu azalma; yüzey şerit temele göre, sığ şerit temelde biraz daha fazladır.



Şekil 3.24. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki

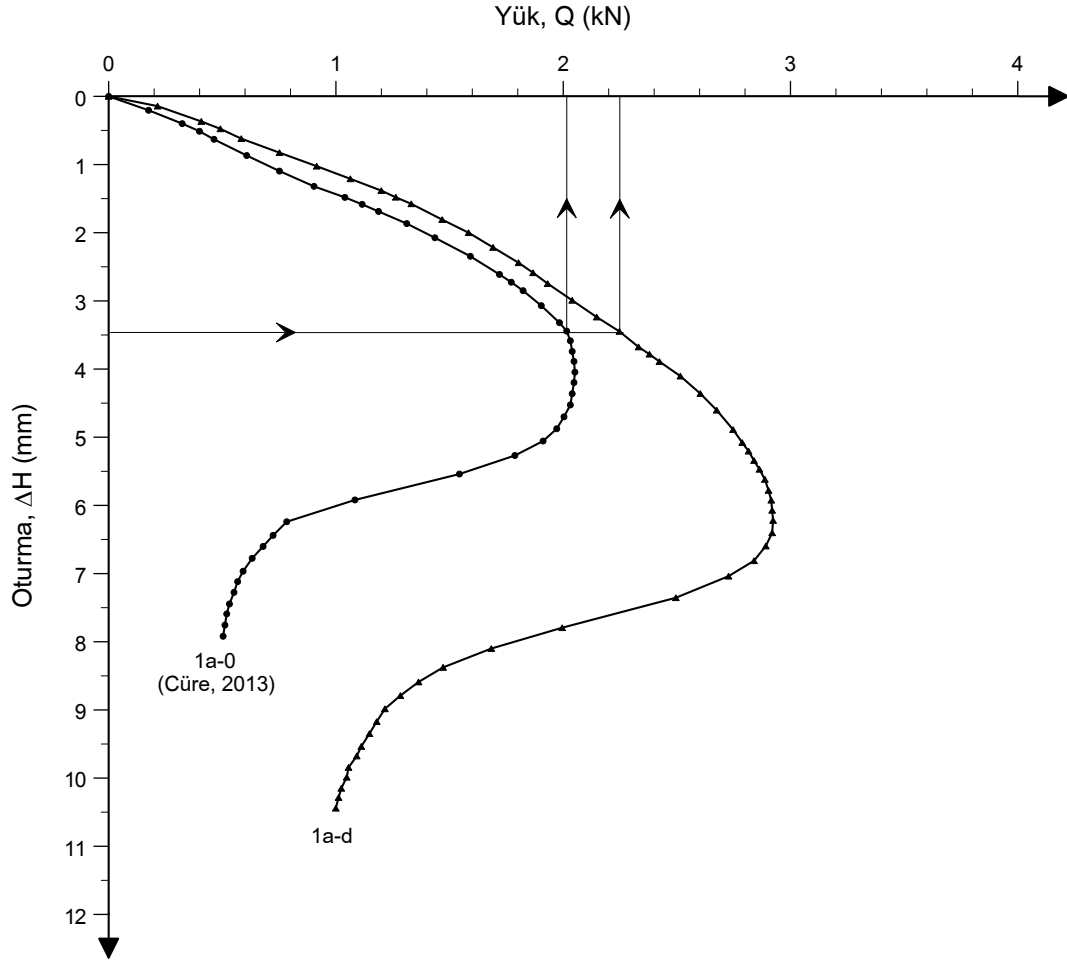
Ortalama sınır yük değerleri kullanılarak çizilen Şekil 3.25'te Q_e/Q_m oranları boyutsuz olup, değeri maksimum 1 olabilen bir katsayıdır. Eksantrik yüklü model şerit temelin sınır yükü (Q_e), aynı koşullardaki merkezi yüklü model şerit temelin sınır yükü (Q_m) ile boyutsuz olan Q_e/Q_m oranının çarpılmasıyla hesaplanabilir. Şekilden görüldüğü gibi, eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu duruma kadar sığ şerit temele ait eğrinin eğiminin yüzey şerit temele ait eğrinin eğiminden biraz daha büyük; eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu durumdan sonra ise yüzey şerit temele ait eğrinin eğiminin sığ şerit temele ait eğrinin eğiminden biraz daha büyük olduğu söylenebilir.



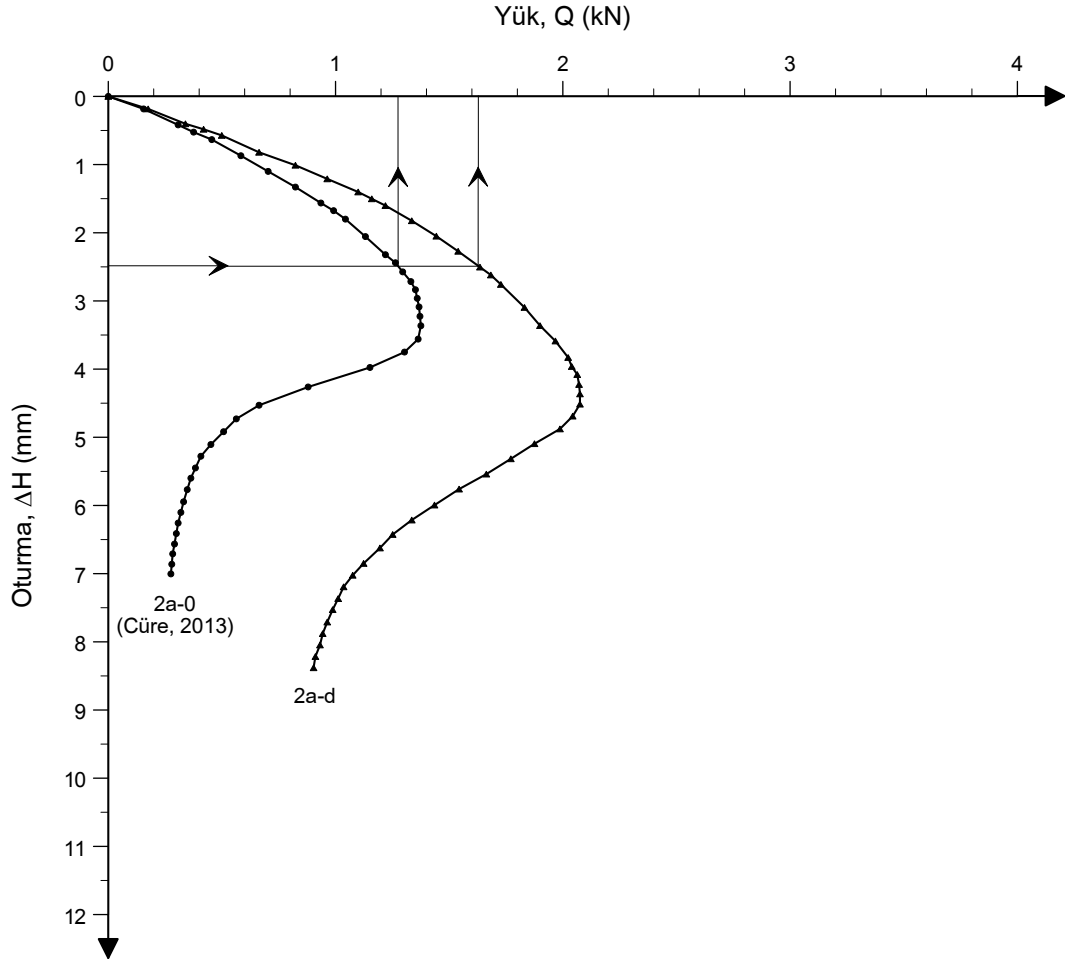
Şekil 3.25. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki

3.7. Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde Donatı Kullanımının Yük - Oturma Davranışına Etkisi

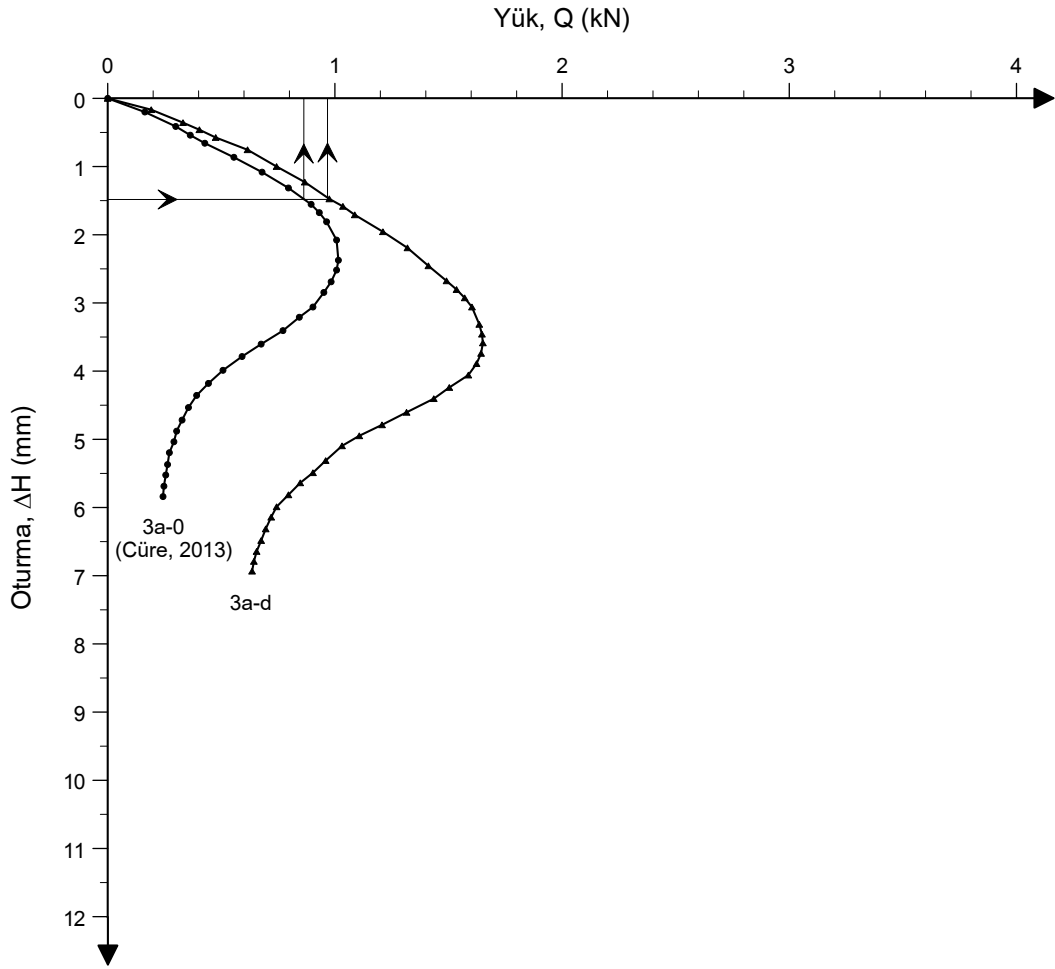
Cüre (2013) tarafından gerçekleştirilen donatısız kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen veriler kullanılarak Şekil 3.26, Şekil 3.27, Şekil 3.28, Şekil 3.29, Şekil 3.30, Şekil 3.31, Şekil 3.32 ve Şekil 3.33'de donatısız ve donatılı deneylere ait yük - oturma eğrileri karşılaştırmalı olarak verilmiştir. Şekillerden de görüldüğü gibi, yüzey ve sığ şerit temel için donatı varlığının, aynı oturma değerinde daha büyük sınır yük değerleri verdiği görülmüştür. Başka bir deyişle, örgülü geotekstil donatının, zeminin sınır yükünü arttırdığı ve aynı yük altındaki oturma değerlerini azalttığı görülmüştür.



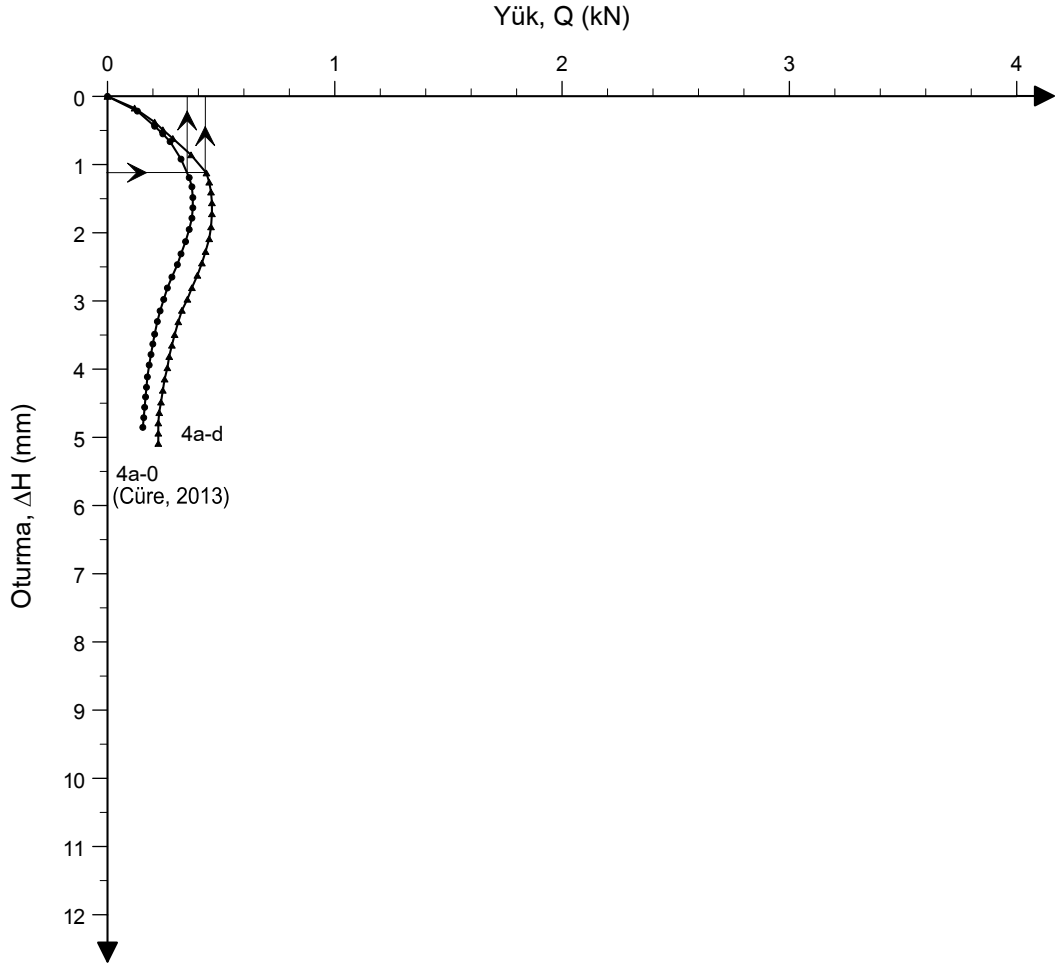
Şekil 3.26. Donatısız (1a-0) ve donatılı (1a-d) kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



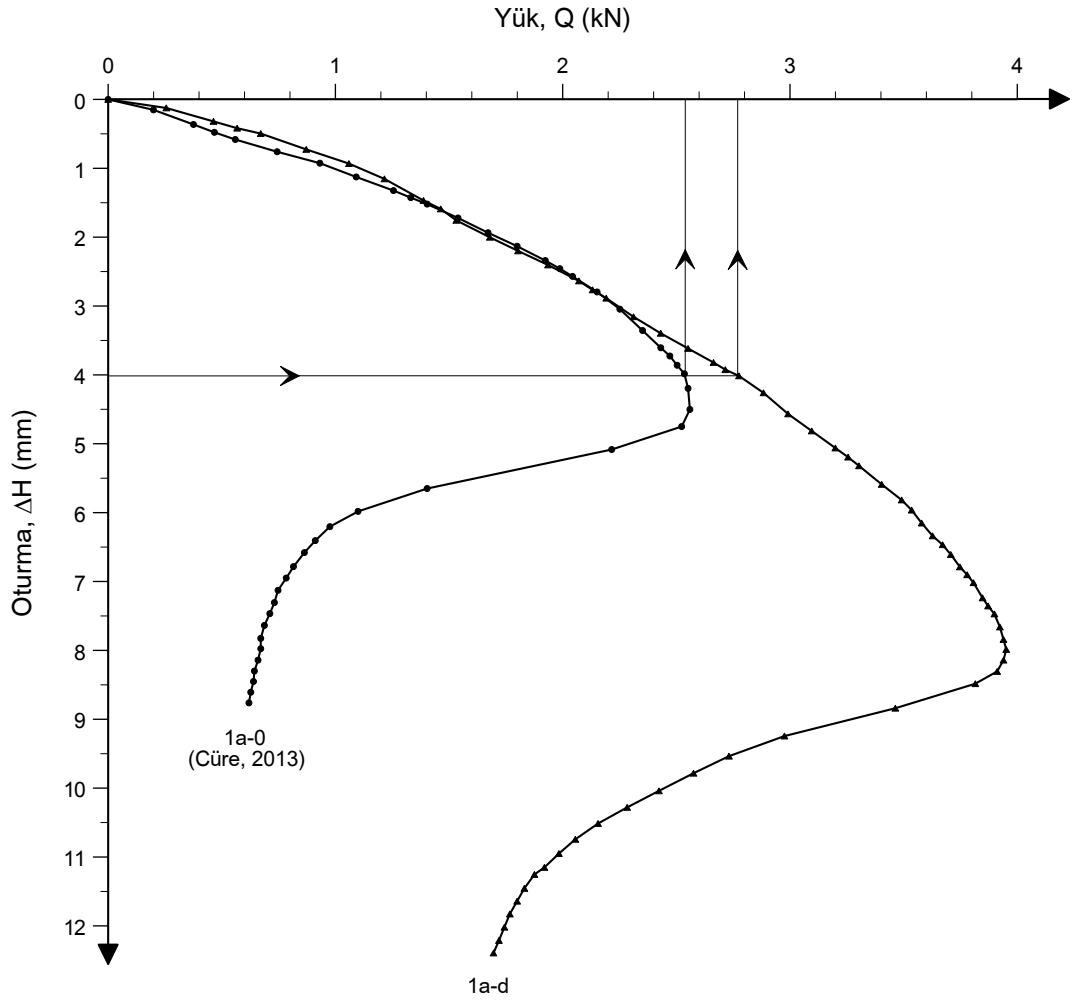
Şekil 3.27. Donatısız (2a-0) ve donatılı (2a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



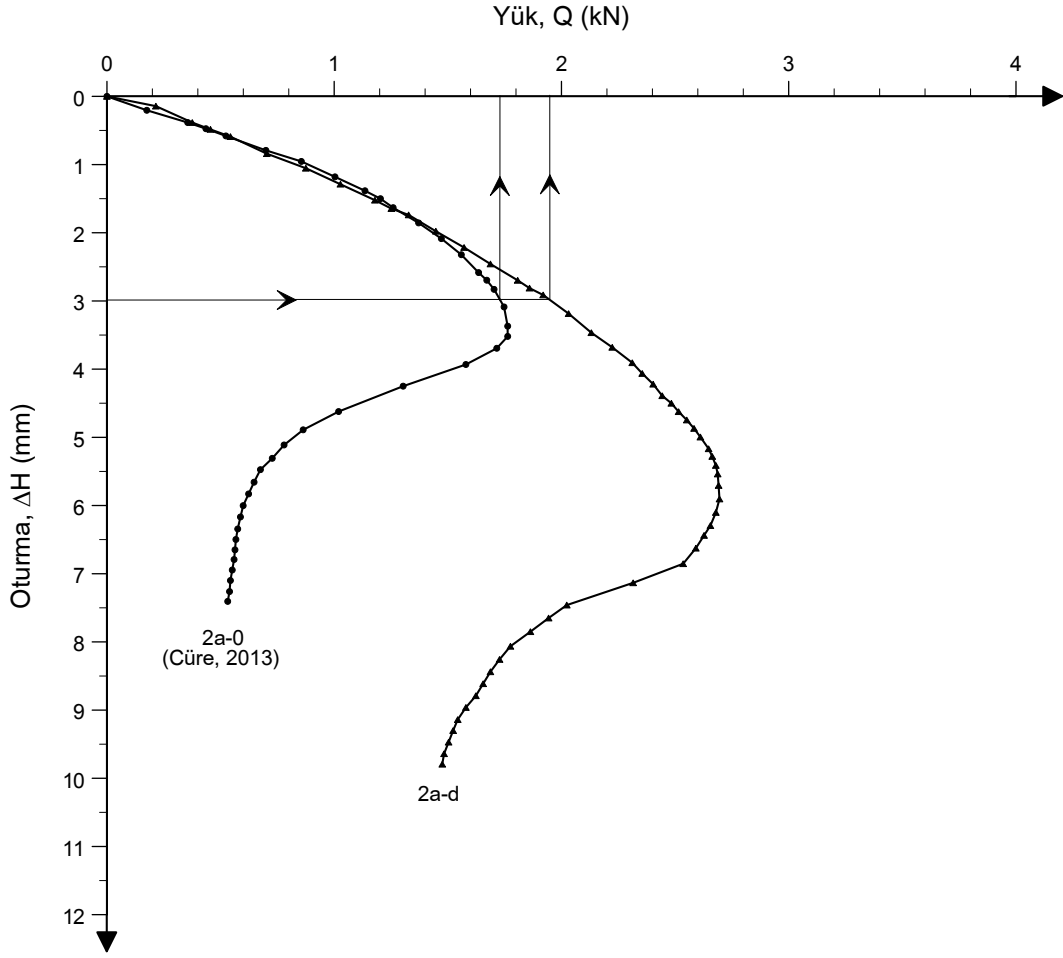
Şekil 3.28. Donatısız (3a-0) ve donatılı (3a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitinin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



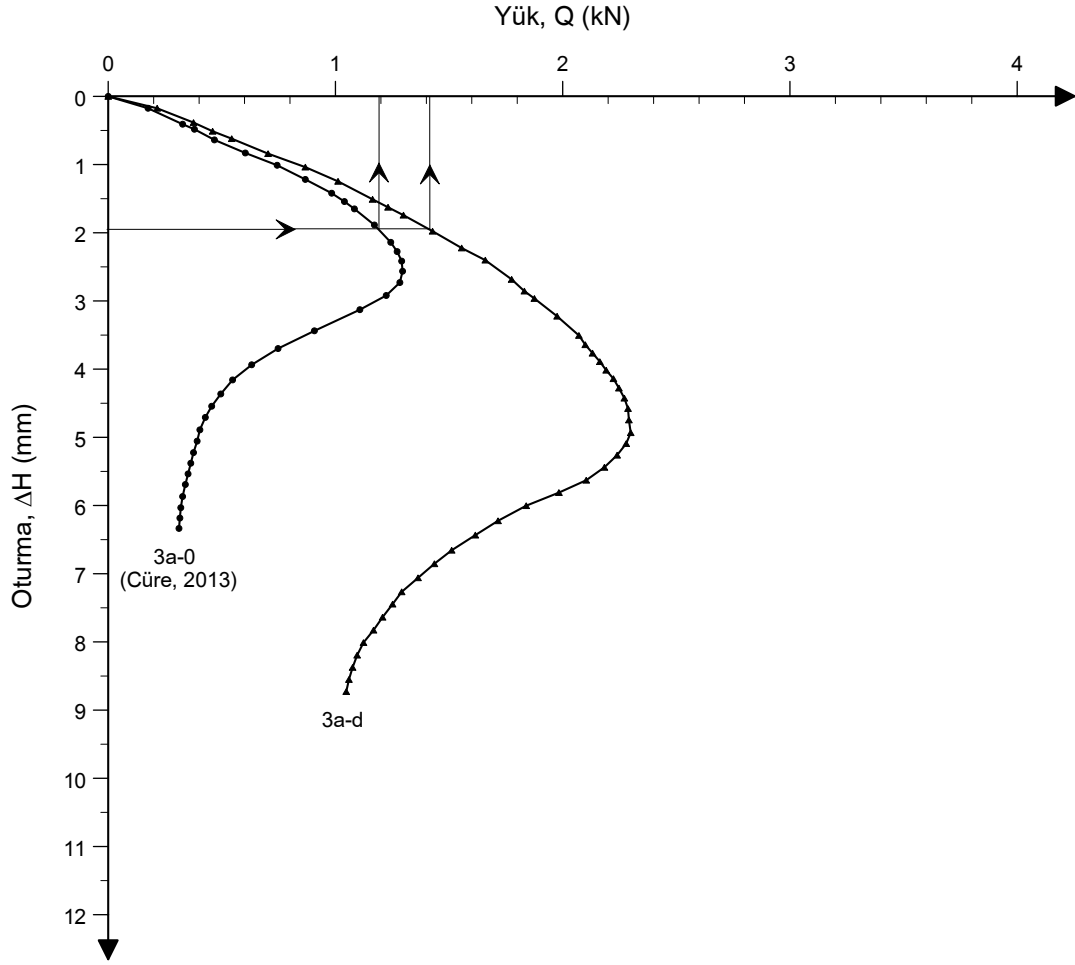
Şekil 3.29. Donatısız (4a-0) ve donatılı (4a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



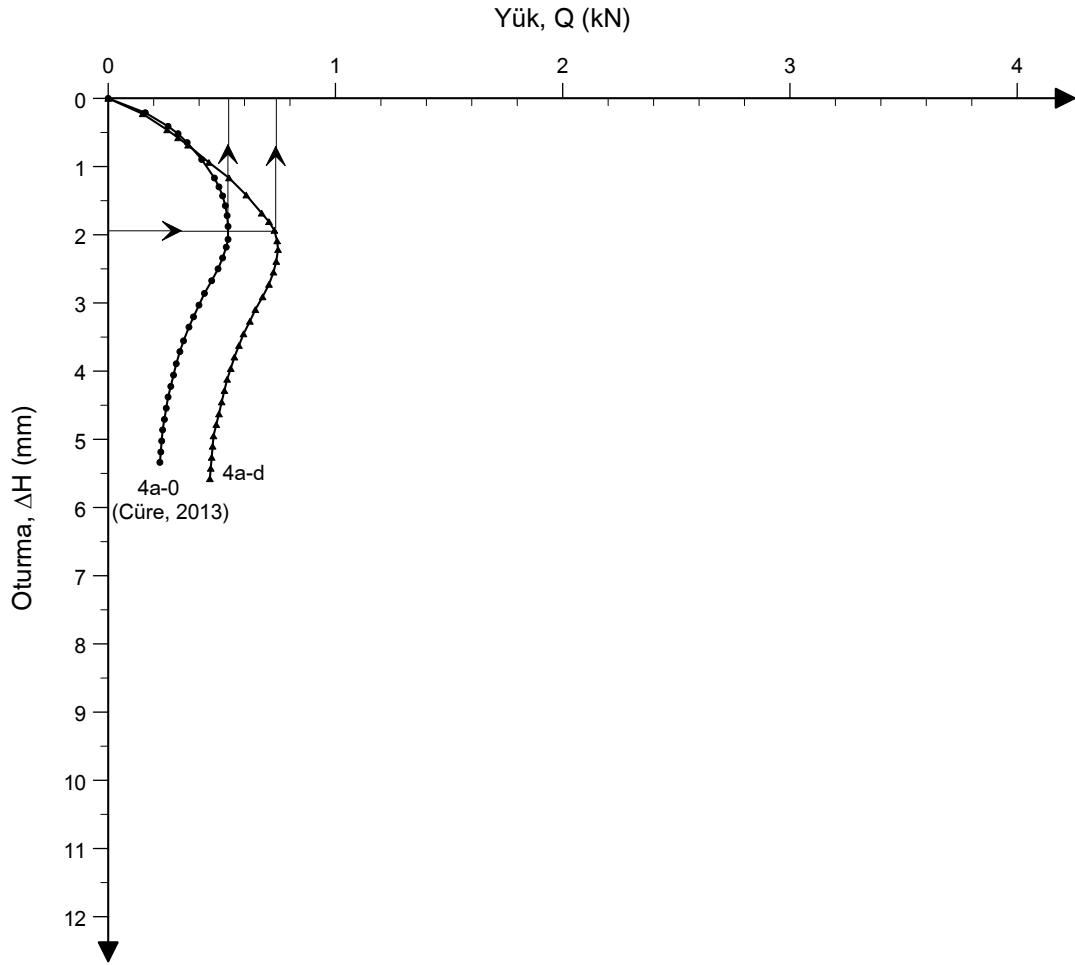
Şekil 3.30. Donatısız (1a-0) ve donatılı (1a-d) kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.31. Donatısız (2a-0) ve donatılı (2a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.32. Donatısız (3a-0) ve donatılı (3a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 3.33. Donatısız (4a-0) ve donatılı (4a-d) kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen yük - oturma eğrilerinin karşılaştırılması

3.8. Donatısız ve Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Düşey Oturma Miktarı Arasındaki İlişki

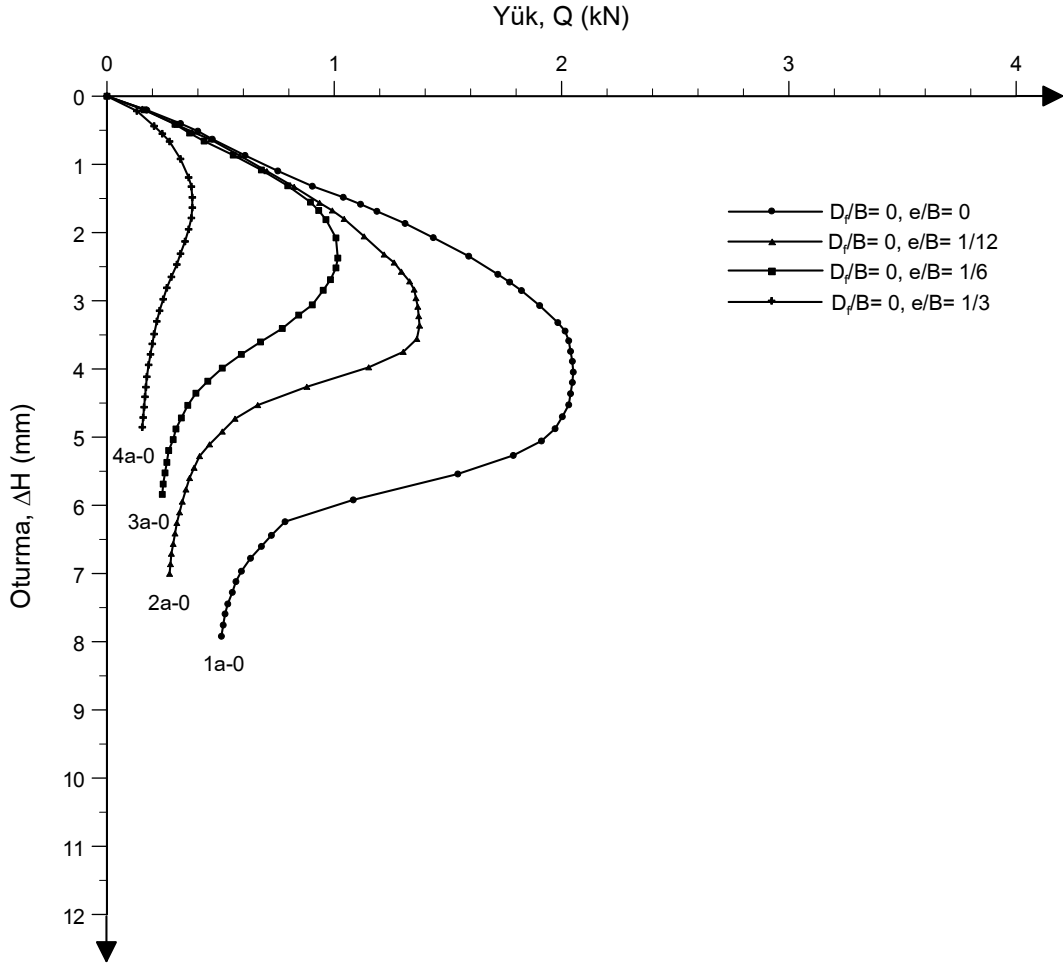
Donatısız (Cüre, 2013) ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deformasyon kontrollü deneylerde, artan eksantrisite ile kırılma (göçme) anında meydana gelen düşey oturma miktarı (ΔH_f) azalmıştır. Ayrıca donatının varlığı düşey oturma miktarında azalma sağlamıştır. Bu deneylerden elde edilen donatısız ve donatılı toplu yük - oturma eğrileri sırasıyla Şekil 3.34 ve Şekil 3.35'te gösterilmiştir. Tablo 3.5'te ise, artan eksantrisite ile azalan düşey oturma miktarları B cinsinden, donatısız deneyler için merkezide % 5.2B, çekirdek içinde % 4.2B, çekirdek sınırında % 3.1B, çekirdek

dışında % 2.1B olup; donatılı deneyler için ise merkezide % 8B, çekirdek içinde % 5.7B, çekirdek sınırında % 4.5B, çekirdek dışında % 2.2B olarak verilmiştir.

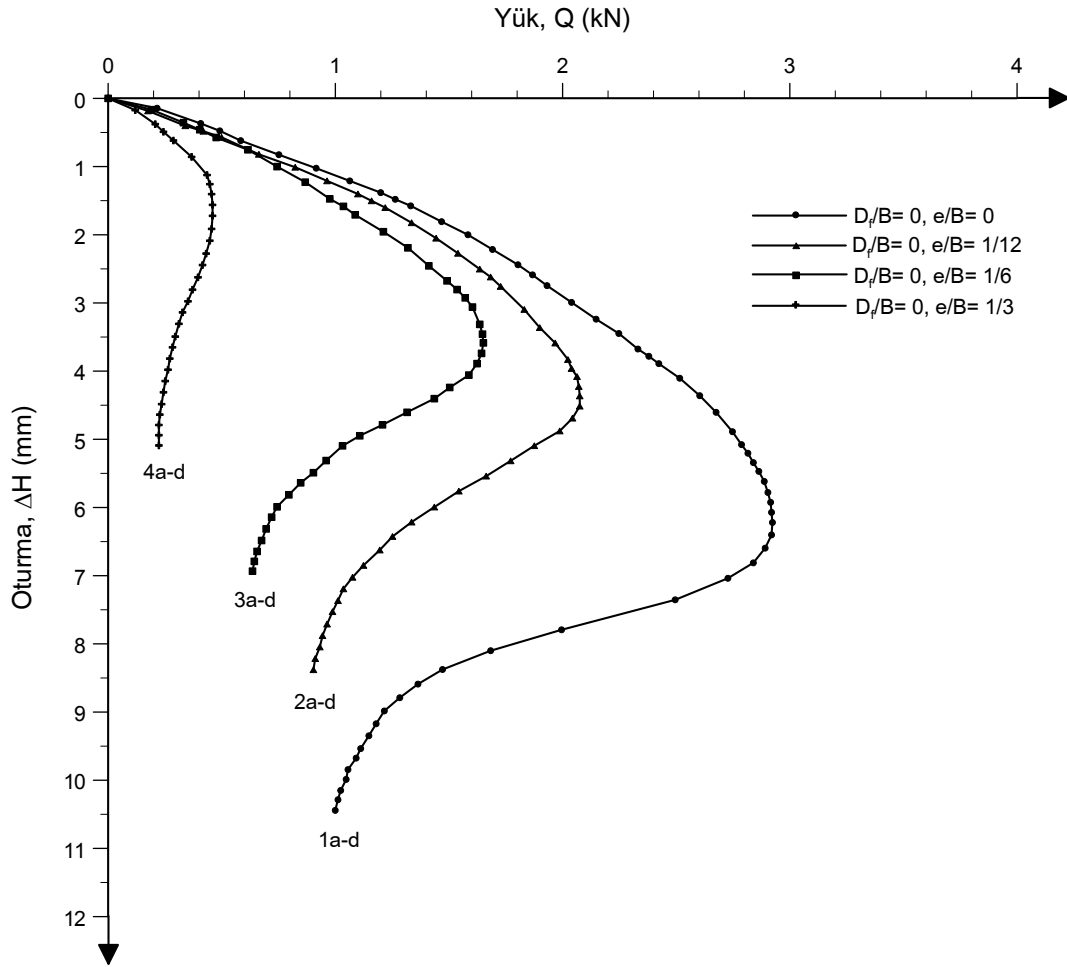
Tablo 3.5. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen düşey oturma miktarları

Deney No	Donatı	e (mm)	B (mm)	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	ΔH _f (mm)	ΔH _f (%B)
1a-0	Yok	0	80	0	160	2	0	0	4.046	5.06
1b-0	Yok	0	80	0	160	2	0	0	4.214	5.27
2a-0	Yok	6.67	80	1/12	160	2	0	0	3.364	4.21
2b-0	Yok	6.67	80	1/12	160	2	0	0	3.404	4.26
3a-0	Yok	13.33	80	1/6	160	2	0	0	2.374	2.97
3b-0	Yok	13.33	80	1/6	160	2	0	0	2.510	3.14
4a-0	Yok	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.634	2.04
4b-0	Yok	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.714	2.14
1a-d	Var	0	80	0	160	2	0	0	6.220	7.78
1b-d	Var	0	80	0	160	2	0	0	6.566	8.21
2a-d	Var	6.67	80	1/12	160	2	0	0	4.514	5.64
2b-d	Var	6.67	80	1/12	160	2	0	0	4.526	5.66
3a-d	Var	13.33	80	1/6	160	2	0	0	3.586	4.48
3b-d	Var	13.33	80	1/6	160	2	0	0	3.672	4.59
4a-d	Var	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.722	2.15
4b-d	Var	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.776	2.22

Notlar: (Deney No'larında 0: Donatısız, d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, ΔH_f: Kırılma (göçme) anındaki düşey oturma miktarı.



Şekil 3.34. Donatısız kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük -oturma eğrileri (Cüre, 2013)



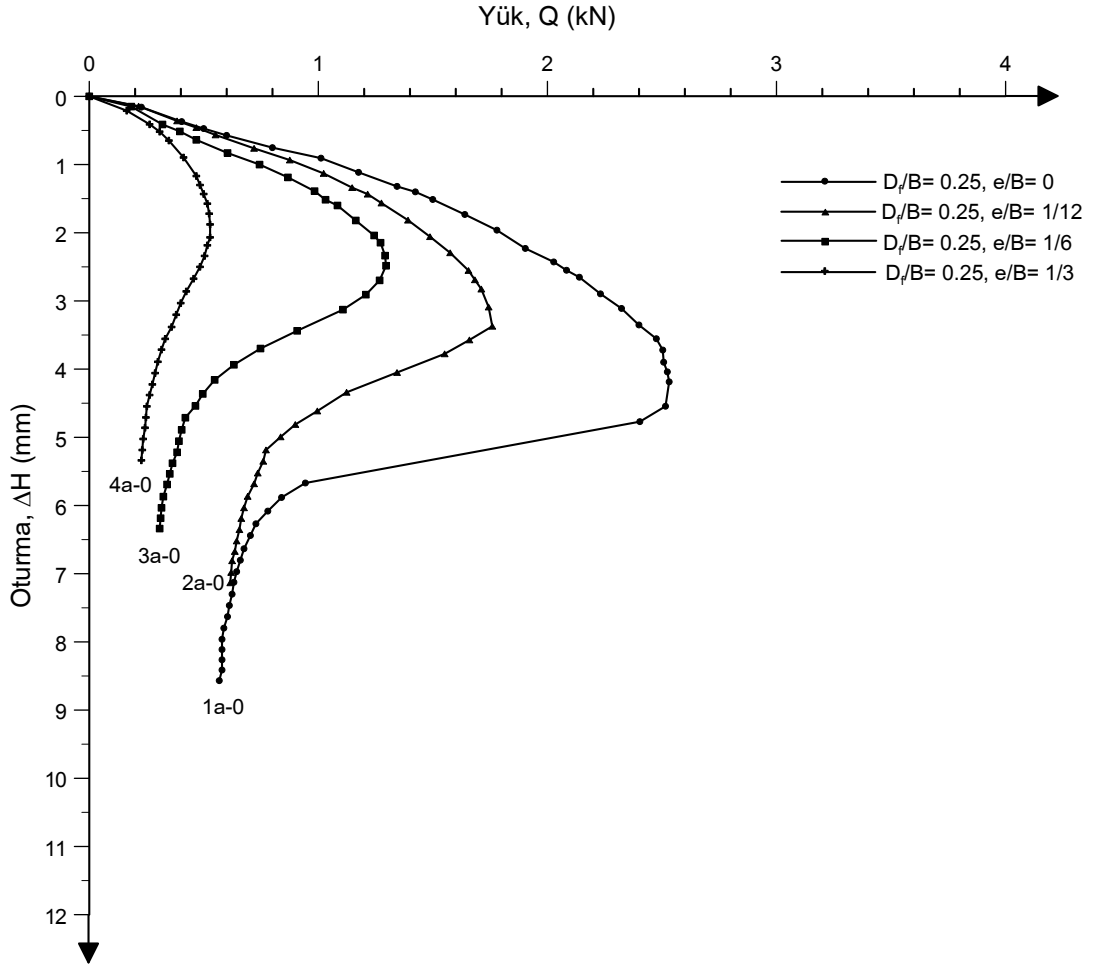
Şekil 3.35. Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük -oturma eğrileri

Donatısız (Cüre, 2013) ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deformasyon kontrollü deneylerde, artan eksantrisite ile kırılma (göçme) anında meydana gelen düşey oturma miktarı (ΔH_f) azalmıştır. Ayrıca donatının varlığı düşey oturma miktarında azalma sağlamıştır. Bu deneylerden elde edilen donatısız ve donatılı toplu yük - oturma eğrileri sırasıyla Şekil 3.36 ve Şekil 3.37'de gösterilmiştir. Tablo 3.6'da ise, artan eksantrisite ile azalan düşey oturma miktarları B cinsinden, donatısız deneyler için merkezide % 5.4B, çekirdek içinde % 4.3B, çekirdek sınırında % 3.2B, çekirdek dışında % 2.6B olup; donatılı deneyler için ise merkezide % 10.1B, çekirdek içinde % 7.4B, çekirdek sınırında % 6.5B, çekirdek dışında % 2.8B olarak verilmiştir.

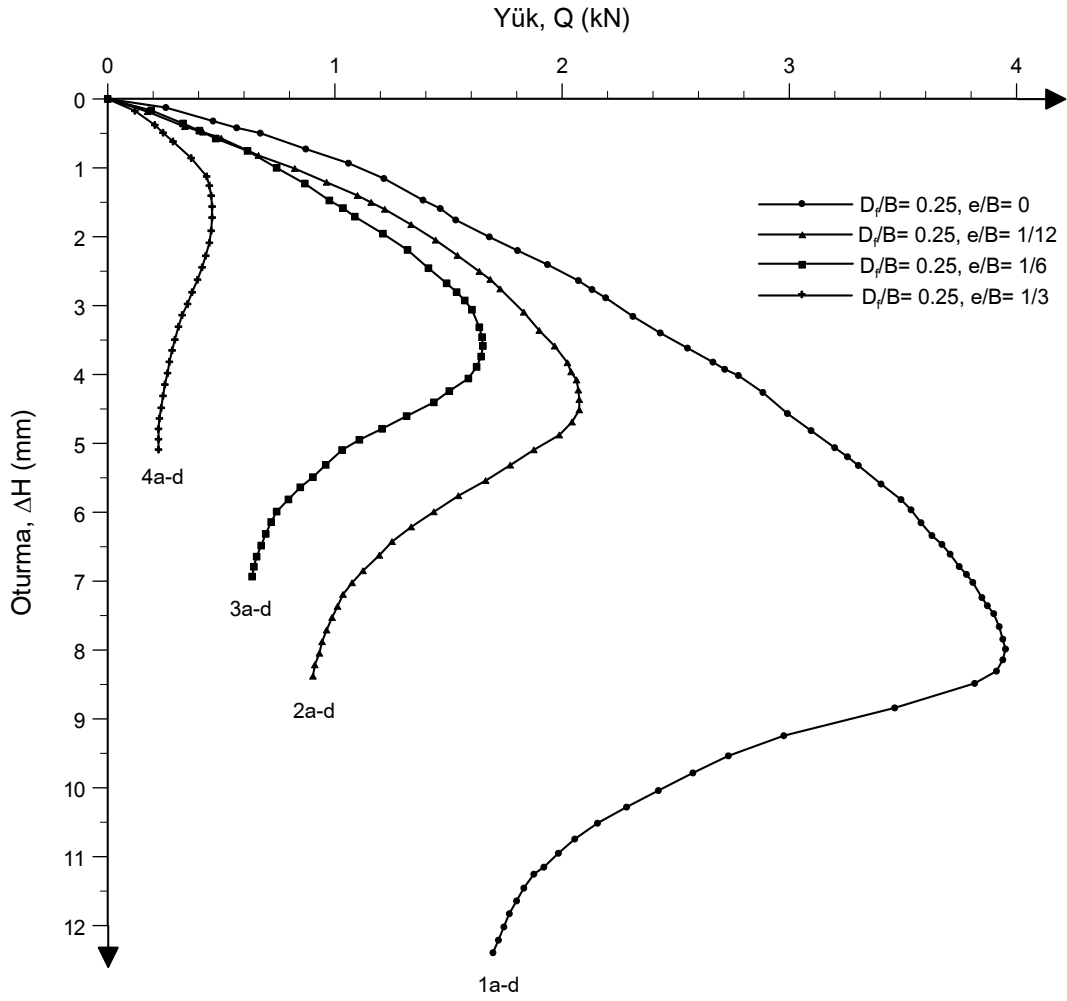
Tablo 3.6. Donatısız ve donatılı kumda Şeve yakın oturan sıĒ Şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen düşey oturma miktarları

Deney No	Donatı	e (mm)	B (mm)	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	ΔH _f (mm)	ΔH _f (%B)
1a-0	Yok	0	80	0	160	2	20	0.25	4.186	5.23
1b-0	Yok	0	80	0	160	2	20	0.25	4.502	5.63
2a-0	Yok	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	3.432	4.29
2b-0	Yok	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	3.520	4.40
3a-0	Yok	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	2.564	3.21
3b-0	Yok	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	2.474	3.09
4a-0	Yok	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.068	2.59
4b-0	Yok	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.110	2.64
1a-d	Var	0	80	0	160	2	20	0.25	7.986	9.98
1b-d	Var	0	80	0	160	2	20	0.25	8.160	10.20
2a-d	Var	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	5.904	7.38
2b-d	Var	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	5.844	7.31
3a-d	Var	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	4.932	6.17
3b-d	Var	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	5.394	6.74
4a-d	Var	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.218	2.77
4b-d	Var	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.208	2.76

Notlar: (Deney No'larında 0: Donatısız, d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin Şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, ΔH_f: Kırılma (göçme) anındaki düşey oturma miktarı.



Şekil 3.36. Donatısız kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri (Cüre, 2013)



Şekil 3.37. Donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylere ait toplu yük - oturma eğrileri

3.9. Donatısız ve Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Yüzey ve Sığ Şerit Temel ile Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Sınır Yük Arasındaki İlişki

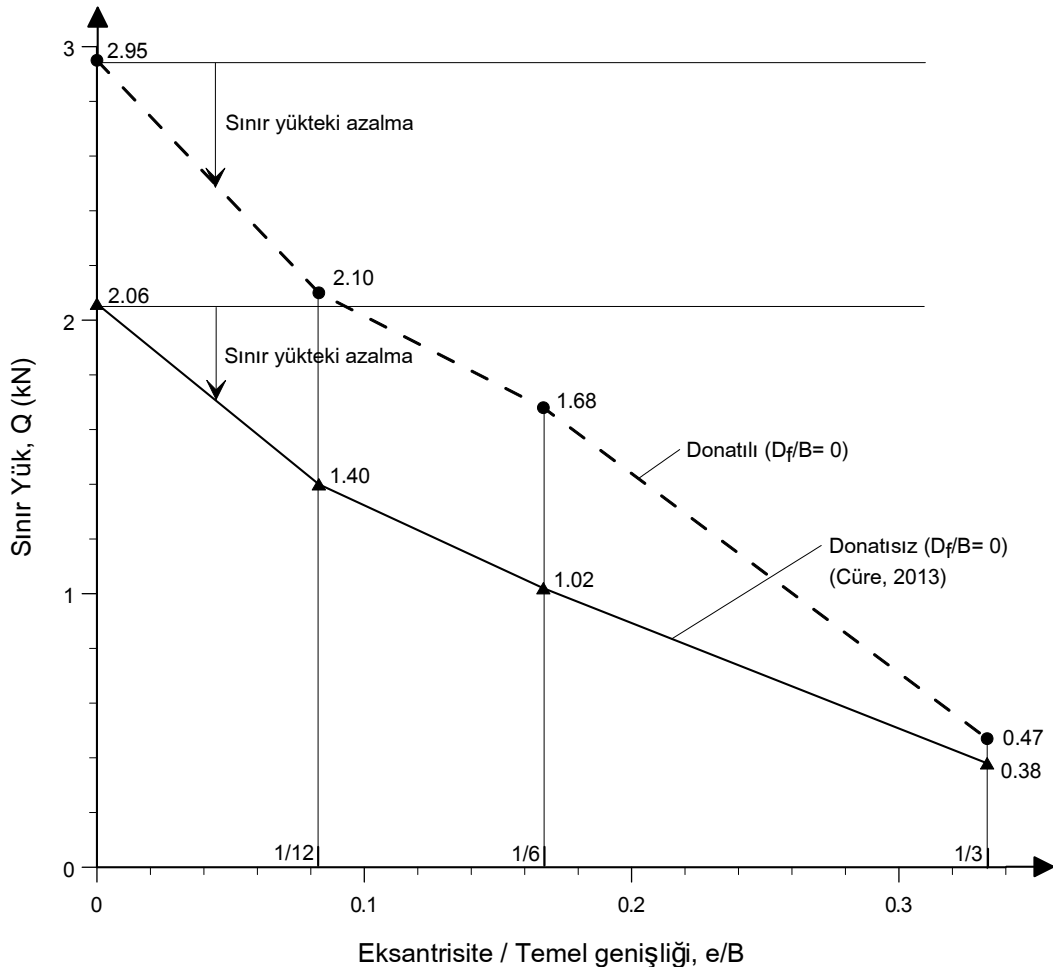
Donatısız (Cüre, 2013) ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri Tablo 3.7'de verilmiştir. Tablodan, donatının varlığı ile sınır yükte bir artış olduğu gözlemlenmiştir. Donatının varlığı ile meydana gelen bu artış; merkezde % 43, çekirdek içinde % 50, çekirdek sınırında % 65 ve çekirdek dışında % 24 olarak verilmiştir. Buradan, eksantrisitenin artması ile donatının etkisinin arttığı sonucuna varılmıştır.

Tablo 3.7. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri

Deney No	Donatı	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	Q _{sınır} (kN)	ΔH _f (mm)	Q _{sınır (ort.)} (kN)	Q _{sınır-d} / Q _{sınır-0}	
1a-0	Yok	0	160	2	0	0	2.051	4.046	2.06		
1b-0	Yok	0	160	2	0	0	2.075	4.214			
2a-0	Yok	1/12	160	2	0	0	1.375	3.364	1.40		
2b-0	Yok	1/12	160	2	0	0	1.415	3.404			
3a-0	Yok	1/6	160	2	0	0	1.015	2.374	1.02		
3b-0	Yok	1/6	160	2	0	0	1.023	2.510			
4a-0	Yok	1/3	160	2	0	0	0.375	1.634	0.38		
4b-0	Yok	1/3	160	2	0	0	0.375	1.714			
1a-d	Var	0	160	2	0	0	2.923	6.220	2.95		1.43
1b-d	Var	0	160	2	0	0	2.971	6.566			
2a-d	Var	1/12	160	2	0	0	2.075	4.514	2.10		1.50
2b-d	Var	1/12	160	2	0	0	2.131	4.526			
3a-d	Var	1/6	160	2	0	0	1.651	3.586	1.68	1.65	
3b-d	Var	1/6	160	2	0	0	1.699	3.672			
4a-d	Var	1/3	160	2	0	0	0.459	1.722	0.47	1.24	
4b-d	Var	1/3	160	2	0	0	0.471	1.776			

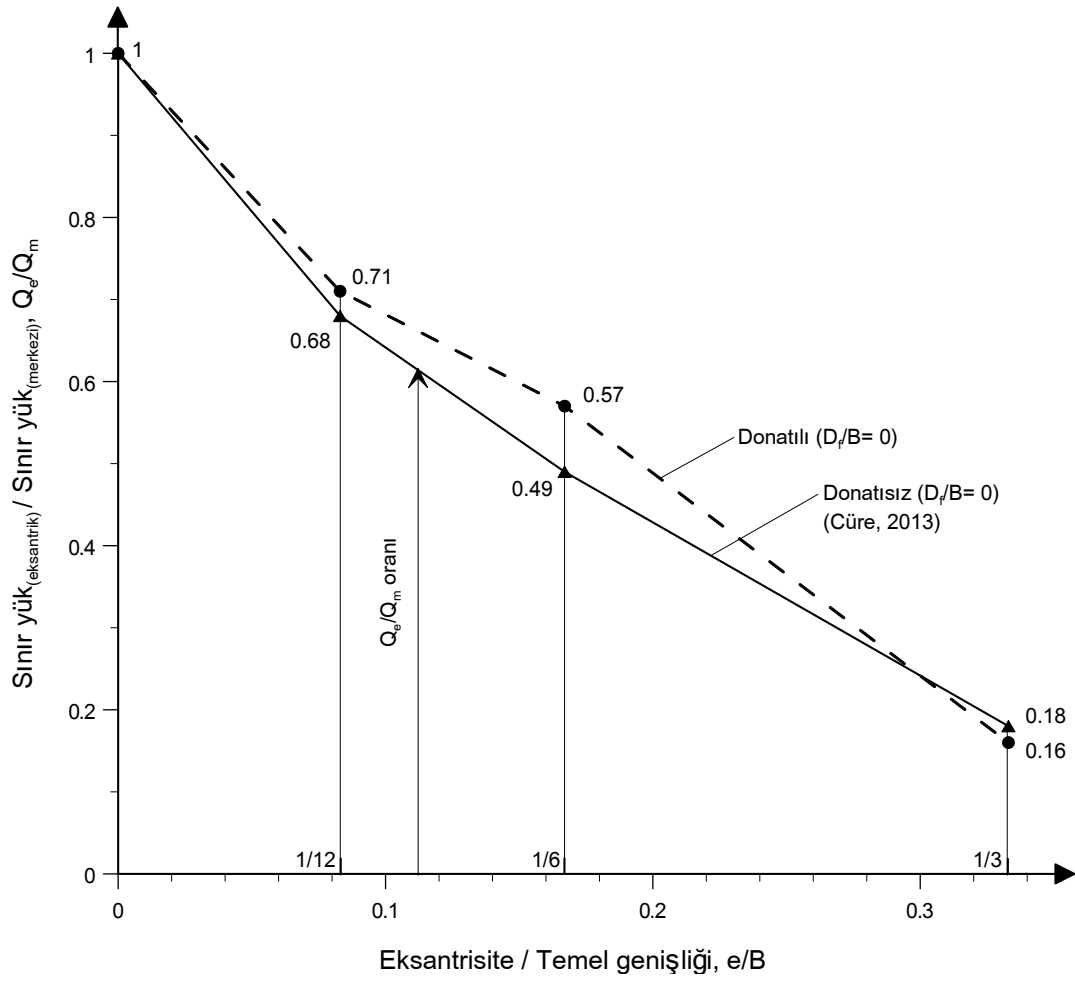
Notlar: (Deney No'larda 0: Donatısız, d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, ΔH_f: Kırılma (göçme) anındaki düşey oturma, Q_{sınır (ort.)}: Ortalama sınır yük

Ortalama sınır yük değerleri kullanılarak çizilen Şekil 3.38'de, donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma meydana geldiği görülmüştür. Sınır yükte meydana gelen bu azalma; donatısız deneylere göre, donatılı deneylerde daha fazladır.



Şekil 3.38. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki

Ortalama sınır yük değerleri kullanılarak çizilen Şekil 3.39’da eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu duruma kadar donatısız deneylere ait eğrinin eğiminin donatılı deneylere ait eğrinin eğiminden biraz daha büyük; eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu durumdan sonra ise donatılı deneylere ait eğrinin eğiminin donatısız deneylere ait eğrinin eğiminden biraz daha büyük olduğu söylenebilir.



Şekil 3.39. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey şerit temel ile yapılan deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki

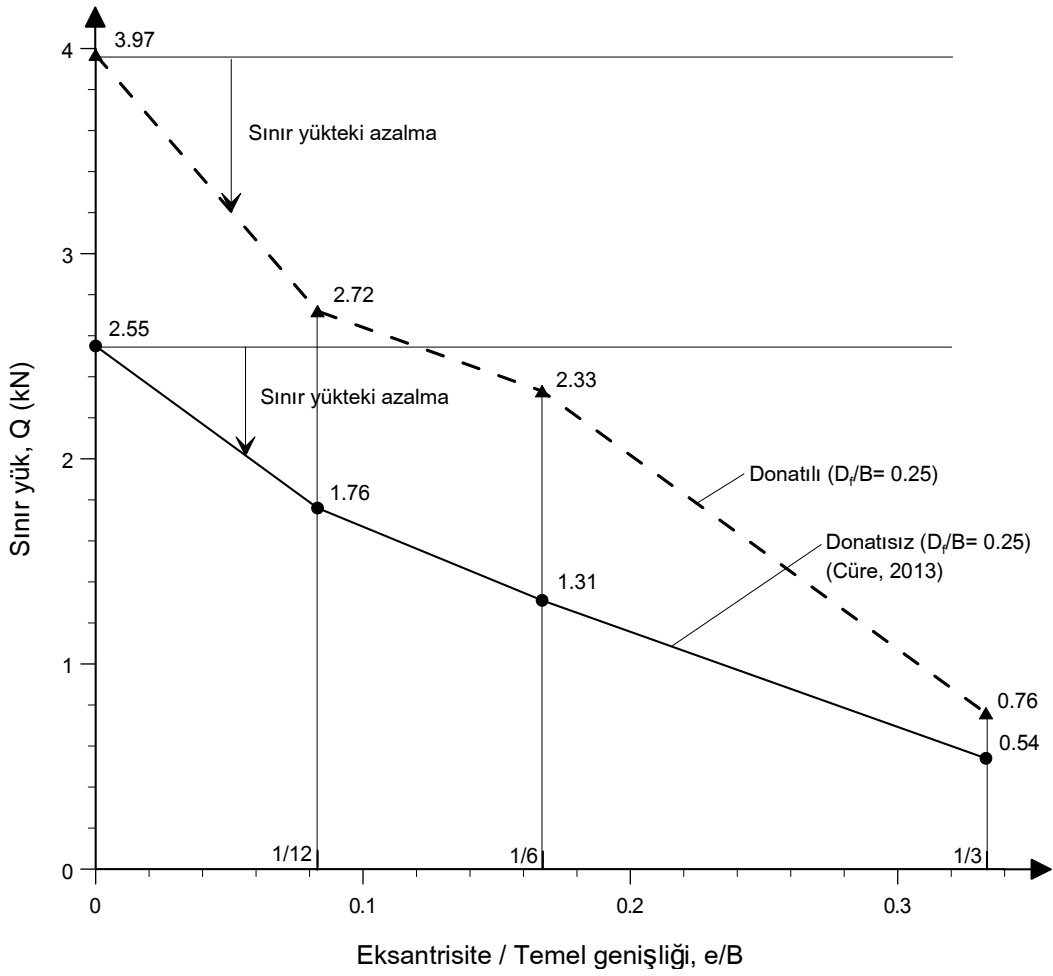
Donatısız (Cüre, 2013) ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri Tablo 3.8'de verilmiştir. Tablodan, donatının varlığı ile sınır yükte bir artış olduğu gözlemlenmiştir. Donatının varlığı ile meydana gelen bu artış; merkezde % 56, çekirdek içinde % 55, çekirdek sınırında % 78 ve çekirdek dışında % 41 olarak verilmiştir. Buradan, eksantrisitenin artması ile donatının etkisinin arttığı sonucuna varılmıştır.

Tablo 3.8. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde kırılma (göçme) anında elde edilen sınır yük değerleri

Deney No	Donatı	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	Q _{sınır} (kN)	ΔH _f (mm)	Q _{sınır} (ort.) (kN)	Q _{sınır-d} / Q _{sınır-0}	
1a-0	Yok	0	160	2	20	0.25	2.531	4.186	2.55		
1b-0	Yok	0	160	2	20	0.25	2.559	4.502			
2a-0	Yok	1/12	160	2	20	0.25	1.759	3.432	1.76		
2b-0	Yok	1/12	160	2	20	0.25	1.763	3.520			
3a-0	Yok	1/6	160	2	20	0.25	1.295	2.564	1.31		
3b-0	Yok	1/6	160	2	20	0.25	1.315	2.474			
4a-0	Yok	1/3	160	2	20	0.25	0.527	2.068	0.54		
4b-0	Yok	1/3	160	2	20	0.25	0.543	2.110			
1a-d	Var	0	160	2	20	0.25	3.951	7.986	3.97		1.56
1b-d	Var	0	160	2	20	0.25	3.983	8.160			
2a-d	Var	1/12	160	2	20	0.25	2.695	5.904	2.72		1.55
2b-d	Var	1/12	160	2	20	0.25	2.735	5.844			
3a-d	Var	1/6	160	2	20	0.25	2.299	4.932	2.33	1.78	
3b-d	Var	1/6	160	2	20	0.25	2.355	5.394			
4a-d	Var	1/3	160	2	20	0.25	0.747	2.218	0.76	1.41	
4b-d	Var	1/3	160	2	20	0.25	0.767	2.208			

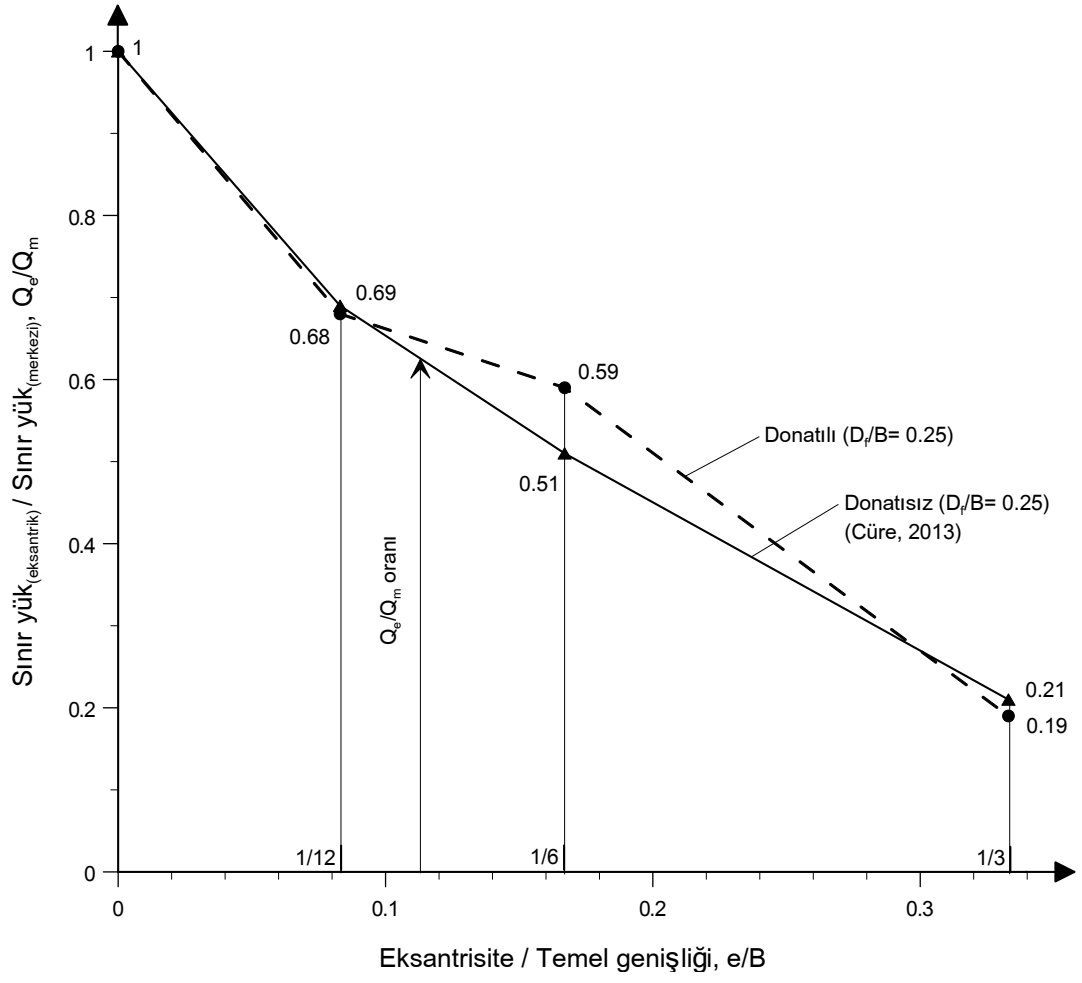
Notlar: (Deney No'larda 0: Donatısız, d: Donatılı), e: Eksantrisite, B: Temel genişliği, D_e: Temelin şeve olan uzaklığı, D_f: Temelin gömme derinliği, ΔH_f: Kırılma (göçme) anındaki düşey oturma, Q_{sınır (ort.)}: Ortalama sınır yük

Ortalama sınır yük değerleri kullanılarak çizilen Şekil 3.40'da, donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma meydana geldiği görülmüştür. Sınır yükte meydana gelen bu azalma; donatısız deneylere göre, donatılı deneylerde daha fazladır.



Şekil 3.40. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde sınır yük ve e/B arasındaki deneysel ilişki

Ortalama sınır yük değerleri kullanılarak çizilen Şekil 3.41’de donatılı deneylere ait eğrinin eğiminin donatısız deneylere ait eğrinin eğiminden genel anlamda biraz daha büyük olduğu söylenebilir.



Şekil 3.41. Donatısız ve donatılı kumda şeve yakın oturan sığ şerit temel ile yapılan deneylerde Q_e/Q_m oranı ile e/B arasındaki deneysel ilişki

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin sınır yüklerinin eksantrisite ile değişimi, yük - oturma ilişkileri ve kırılma yüzeyleri laboratuvarında oluşturulan bir deney düzeneği ile yapılan deneylerle araştırılmıştır. Düzlem deformasyon koşulları altında yapılan tüm deneylerde, temel tipi olarak genişliği $B= 80$ mm olan şerit temel seçilerek, şev tepesinden itibaren temel genişliğinin iki katı uzaklığa ($D_e= 2B= 160$ mm) yerleştirilmiş ve bu şerit temel, yüzey ($D_f= 0$) ve sığ ($D_f= 20$ mm) olmak üzere farklı gömme derinliklerinde; merkezi ($e/B= 0$), çekirdek içi ($e/B= 1/12$), çekirdek sınırı ($e/B= 1/6$) ve çekirdek dışı ($e/B= 1/3$) olmak üzere farklı eksantrisitelerde yüklenmiştir. Zemin tipi olarak, donatılı zemin uygulamalarında kohezyonlu zeminlere göre daha efektif çalışmasından dolayı seçilen kum zemin ($D_r= 0.74$), iç boyutları 0.9 m (uzunluk) $\times 0.65$ m (yükseklik) $\times 0.1$ m (genişlik) olan bir deney tankına, şev açısı $\beta= 30^\circ$ olacak şekilde yerleştirilmiştir. Donatı malzemesi olarak ise, model şerit temel tabanından itibaren temel genişliğinin yarısı kadar bir derinliğe ($B/2= 40$ mm) örgülü geotekstil yatay olarak yerleştirilmiştir.

Bu çalışmalarda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

* Donatılı kumda şeve yakın oturan şerit temel ile yapılan deneylerde, eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma meydana gelmiştir. Sınır yüklerin, kırılma yüzeyleri boyunca zeminin kayma direncini yendiği düşünülürse; bu azalma eksantrisite arttıkça kırılma yüzeylerinin azalması şeklinde açıklanabilir. Sınır yükte meydana gelen bu azalma; yüzey şerit temel için merkezi sınır yüke göre çekirdek içinde % 29, çekirdek sınırında % 43 ve çekirdek dışında % 84 iken sığ şerit temel için ise çekirdek içinde % 31, çekirdek sınırında % 41 ve çekirdek dışında % 81 şeklindedir. Yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerde eksantrisitenin artması ile sınır yüklerde meydana gelen azalmalar, donatısız deneylerde meydana gelen azalmalardan daha fazladır. Gömme derinliğinin varlığı ise, aynı yüzey temelinin sınır yüklerinde bir miktar artışa yol açmıştır. Bu, beklenen bir sonuçtur.

* Geotekstil donatı kullanılması, şevli kum zeminlerin sınır yüklerine önemli bir katkı yapmaktadır. Donatının varlığı ile meydana gelen bu katkı; yüzey şerit temel için merkezide % 43, çekirdek içinde % 50, çekirdek sınırında % 65 ve çekirdek dışında % 24; sığ şerit temel için merkezide % 56, çekirdek içinde % 55, çekirdek sınırında % 78 ve çekirdek dışında % 41 olarak bulunmuştur. Buradan, eksantrisitenin artması ile donatının

etkisinin arttığı sonucuna varılmıştır. Örgülü geotekstil donatı kullanılması, zeminin sınır yükünü arttırırken, aynı yük altındaki oturma değerlerini azaltmıştır. Donatının varlığı ile, donatı ile zemin arasında meydana gelen sürtünme gerilmeleri vb.'nin sınır yükteki artışa yol açtığı söylenebilir.

* Sıkı kumdan dolayı, genel kayma kırılması elde edilmiştir. Yüzey ve sığ şerit temellerde, eksantrisite arttıkça, sınır yükte meydana gelen düşey oturma miktarı azalmıştır. Diğer bir deyişle, eksantrisitenin artması oturma koşulunu kötüleştirmiştir. Bu düşey oturma miktarı, donatılı durumlarda daha büyüktür.

* Geotekstil donatı kullanılması, yüzey ve sığ şerit temellerin yük - oturma davranışını iyileştirmiştir. Diğer bir deyişle, aynı sınır yük değeri için, donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temel; donatısız kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temele göre daha az oturma değeri vermiştir. Gömme derinliğinin varlığı ise, yük - oturma ilişkisini (oturma koşulunu) iyileştirmiştir.

* Deneyleerde meydana gelen kırılma yüzeyleri incelendiğinde, birincil kırılma yüzeyinin şev (eksantrisite) tarafında, ikincil kırılma yüzeyinin ise diğer tarafta meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca eksantrisite arttıkça, kırılma yüzeylerinin alanı azalmıştır.

* Donatısız durumda, merkezi yüklü yüzey ve sığ temel altında oluşan ve temelle birlikte aşağıya doğru hareket eden üçgen kama, yamuk şekline dönüşmüş ve bu yamuk kamanın altında üçgen bir kama oluşmuştur. Bu üçgen kama; donatı tabakasının hemen altında meydana geldiği için, kırılma yüzeyleri daha derinde oluşmuştur. Kırılma yüzeylerinin alanının artması ile taşıma gücü artmıştır.

* Donatısız kumda yüzey ve sığ şerit temelin hemen altında simetrik olarak meydana gelen üçgen kamanın tepe noktası ve donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey ve sığ şerit temelin hemen altında simetrik oluşan yamuk ve üçgen kama, eksantrisite arttıkça eksantrisite tarafına doğru kayarak asimetric bir hale dönüşmüştür.

* Donatılı kumda şeve yakın oturan yüzey ve sığ şerit temeller ile yapılan deneylerde donatı sıyırılması veya donatı kopması gözlenmemiştir.

Bu çalışma sonrasında aşağıdaki öneriler verilebilir.

* Bu deneysel çalışmada, ölçek etkisini en aza indirmek için karşılaştırmalarda sınır yükler değil sınır yük oranları kullanılmıştır. Santrifüj deneyleri ya da büyük ölçekli deneyler ile ölçek etkisi ortadan kaldırılabilir.

* Şeve yakın oturan temellerin davranışları için sayısal hesaplamalar kullanılabilir.

* Benzer deneysel çalışmalar, donatılı kilde yapılabilir.

* Deneysel çalışmalarda, ilk donatı derinliği, donatılar arası dışey mesafe, donatı yerleşim dzeneni, donatı tipi, donatı tabaka uzunluğu ve sayısı, temelin şev tepesine uzaklığı, şev açısı, sıklık derecesi, temel genişliği gibi değişkenlerin farklı değerlerinin sınır yüke etkisi incelenebilir.

5. KAYNAKLAR

- Adams, M.T. ve Collin, J.G., 1997. Large Model Spread Footing Load Tests on Geosynthetic Reinforced Soil Foundations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123, 1, 66-72.
- Akinmusuru, J.O. ve Akinbolade, J.A., 1981. Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil, Journal of The Geotechnical Engineering Division, 107, 6, 819-827.
- Alamshahi, S. ve Hataf, N., 2009. Bearing Capacity of Strip Footings on Sand Slopes Reinforced with Geogrid and Grid-Anchor, Geotextiles and Geomembranes, 27, 217-226.
- Alawaji, H.A., 2001. Settlement and Bearing Capacity of Geogrid Reinforced Sand over Collapsible Soil, Geotextiles and Geomembranes, 19, 75-88.
- Al-Mosawe, M.J. ve Al-Dobaissi, H.H., 1992. Reinforced Earth Response to Impact Loading, Proceeding of The International Symposium on Earth Reinforcement Practice, 653-658, Fukuoka, Japan.
- Andrawes, K.Z., Kirkpatrick, W.M., Vafaeian, M. ve Uzuner, B.A., 1985. Foundations under Inclined and Eccentric Loads, Proceedings of The 8th South East Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, Malaysia, 327-334.
- Angın, Z., 2003. Sığ Temeller, Yüksek Lisans Ders Notları (Yayınlanmamış), Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, Türkiye.
- Aytekin, M., 2004. Deneysel Zemin Mekaniği, Teknik Yayınevi Mühendislik Mimarlık Yayınları, 624 s, Ankara, Türkiye.
- Bathurst, R.J. ve Jones, C.J.F.P., 2001. Earth Retaining Structures and Reinforced Slopes, in Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook, Edited by R.K. Rowe, Kluwer Academic Publishing , Chapter 17, Norwell, Massachusetts.
- Bathurst, R.J., 1993. Investigation of Footing Restraint on Stability of Large - Scale Reinforced Soil Wall Tests, in Proceedings of The 46th Annual Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, Sask., Canadian Geotechnical Society, Alliston, Ont., 389-398.
- Bathurst, R.J., Blatz, J.A. ve Burger, M.H., 2003. Performance of Instrumented Large-Scale Unreinforced and Reinforced Embankments Loaded by A Strip Footing to Failure, Canadian Geotechnical Journal, 40, 1067-1083.
- Bauer, G.E., Shields, D.H., Scott, J.D. ve Gruspier, J.E., 1981. Bearing Capacity of Footings in Granular Slopes, Proceedings of The Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 33-36.

- Blatz, J.A. ve Bathurst, R.J., 2003. Limit Equilibrium Analysis of Large - Scale Reinforced and Unreinforced Embankments Loaded by A Strip Footing, Canadian Geotechnical Journal, 40, 6, 1084-1092.
- Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design, McGraw - Hill, International Editions, Fifth Edition, 1175 p, Singapore.
- Butterfield, R., Harkness, R.H. ve Andrawes, K.Z., 1970. A Stereo - Photogrammetric Method for Measuring Displacement Fields, Geotechnique, 20, 308-314.
- Cernica, J.N., 1995. Geotechnical Engineering: Soil Mechanics, John Wiley and Sons, 480 p, New York.
- Chai, J. ve Bergado, D.T., 1993. Performance of Reinforced Embankment on Muar Clay Deposit, Soils and Foundation.
- Cornforth, D.H., 1964. Some Experiments on The Influence of Strain Conditions on The Strength of Sand, Geotechnique, 14, 2, 143-167.
- Cüre, E., 2013. Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelin Sınır Yükleri, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 185 s.
- Das, B.M., 1999. Shallow Foundations: Bearing Capacity and Settlement, CRC Press, 366 p, California.
- Das, B.M., Shin, E.C. ve Omar, M.T., 1994. The Bearing capacity of Surface Strip Foundations on Geogrid - Reinforced Sand and Clay -A Comparative Study, Geotechnical and Geological Engineering, 12, 1-14.
- De Beer, E.E., 1965. Bearing Capacity and Settlement of Shallow Foundations on Sand, Proceedings of The Symposium on Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Duke University, 15-33, North Caroline.
- DeMerchant, M.R., Valsangkar, A.J. ve Schriver, A.B., 2002. Plate Load Tests on Geogrid Reinforced Expanded Shale Lightweight Aggregate, Geotextiles and Geomembranes, 20, 173-190.
- Devata, M.S., 1984. Geogrid Reinforced Earth Embankments With Steep Side Slopes, Proceedings of The Conference on Polymer Grid Reinforcement, 82-87, London, United Kingdom.
- Dhillon, G.S., 1961. The Settlement, Tilt and Bearing Capacity of Footings under Central and Eccentric Loads, Journal of National Buildings Organization, 6, 66-78.
- Eastwood, W., 1955. The Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Foundations on Sandy Soil, The Structural Engineer, 29, 6, 181-187.

- Fragaszy, R.J. ve Lawton, E., 1984. Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110, 10, 1500-1507.
- Garnier, J., Canepa, Y., Corte, J.F. ve Bakir, N.E., 1994. Etude dela Portance de Foundations en Bord de Talus, Proceedings of The Thirteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 705-708.
- Gemperline, M.C., 1988. Centrifuge Modelling of Shallow Foundations, In Proc., ASCE Spring Convention, ASCE, 45-70.
- Genç, D., 2008. Zemin Mekaniği ve Temeller, TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası, 848 s, Ankara, Türkiye.
- Graham, J., Andrews, M. ve Shields, D.H., 1988. Stress Characteristics for Shallow Footings in Cohesionless Slopes, Canadian Geotechnical Journal, 25, 2, 238-249.
- Guido, V.A., Biesiadecki, G.L. ve Sullian, M.J., 1985. Bearing Capacity of a Geotextile Reinforced Foundation, Proceeding of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1777-1780, San Fransisco.
- Guido, V.A., Chang, K.G. ve Sweeney, M.A., 1986. Comparision of Geogrid and Geotextile Reinforced Earth Slabs, Canadian Geotechnical Journal, 23, 435-440.
- Hansen, J.B., 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity, Danish Geotechnical Institute, Bul. No. 28, 21 pp, (successor to Bul. No. 11), Copenhagen.
- Hataf, N. ve Rahimi, M.M., 2006. Experimental Investigation of Bearing Capacity of Sand Reinforced with Randomly Distributed Tire Shreds, Construction and Building Materials, 20, 910-916.
- Huang, C.C. ve Tatsuoka, F., 1988. Prediction of Bearing Capacity of Level Sandy Ground Reinforced with Strip Reinforcement, Proceedings of The International Geotechnical Symposium on Theory and Practice of Earth Reinforcement, 191-196, Balkema.
- Huang, C.C. ve Tatsuoka, F., 1990. Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground, Geotextiles and Geomembranes, 9, 1, 51-82.
- Huang, C.C. ve Tatsuoka, F., 1994. Stability Analysis for Footings on Reinforced Sand Slopes, Soils and Foundations, 34, 3, 21-37.
- Huang, C.C., Tatsuoka, F. ve Sato, Y., 1994. Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with A Footing, Soils and Foundations, 24, 2, 27-40.
- Janbu, N., 1973. Slope Stability Computations, Embankment - Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons, 47-86.

- Keskin, M.S., 2009. Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 377 s.
- Keskin, M.S., Laman, M. ve Aslan, F., 2007. Kumlu Şevlere Oturan Şerit Temellerim Analizi, Yapı Zemin, 159-164.
- Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E. ve Yen, S.C., 1993. The Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 12, 351-361.
- Kirkpatrick, W.M. ve Uzuner, B.A., 1975. Measurement Errors in Model Foundations Tests, In: Istanbul Conference on Soil Mechanics, 98-106, İstanbul, Türkiye.
- Kirkpatrick, W.M. ve Yanikian, H.A., 1975. Side Friction in Plane Strain Tests, In: Proceedings of The Fourth South East Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Malaysia, 76-84.
- Kirkpatrick, W.M., Andrawes, K.Z., Uzuner, B.A. ve Vafaeian, M., 1979. Rupture Surfaces and Failure Mechanism in Sand Foundation, Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 301-304, Singapore.
- Ko, H. ve Davidson, L.W., 1973. Bearing Capacity of Footings in Plane Strain, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 1, 1-23.
- Koerner, M.R., 1988. Soft Soil Stabilization Using Geosynthetics, Elsevier, Applied Science, London, New York.
- Koerner, R.M., 2005. Designing with Geosynthetics, Fifth Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, 816 s.
- Köhler, F. ve Scheiding, A., Çeviren, Acun, N., 1960. Temel Zemini ve Yapı, 2. Baskı, 460 s, İstanbul, Türkiye.
- Kumar, A. ve Saran, S., 2003b. Closely Spaced Footings on Geogrid Reinforced Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129, 7, 660-664.
- Kumar, S.V.A. ve Ilamparuthi, K., 2009. Response of Footing on Sand Slopes, Indian Geotechnical Society Chennai Chapter, Students Paper Competition, 9-12.
- Kumbasar, V. ve Kip, F., 1999. Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Kitabevi, Beyoğlu, İstanbul, Türkiye.
- Lade, P.V. ve Lee, K.L., 1976. Engineering Properties of Soils, Report UCLA-ENG-7652, University of California, 145 p, Los Angeles.
- Laman, M., Yıldız, L., Keskin, M.S. ve Uncuoğlu, E., 2007. Donatılı Kum Şeve Oturan Şerit Temelin Deneysel Olarak İncelenmesi, İMO Teknik Dergi, 277, 4197-4217.

- Lee, K.L., 1970. Comparison of Plane Strain and Triaxial Tests on Sand, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96, 3, 901-923.
- Lee, K.M. ve Manjunath, V.R., 2000. Experimental and Numerical Studies of Geosynthetic - Reinforced Sand Slopes Loaded with A Footing, Canadian Geotechnical Journal, 37, 828-842.
- Meyerhof, G.G., 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, 2, 4, 301-332.
- Meyerhof, G.G., 1953. The Bearing Capacity of Foundations under Eccentric and Inclined Loads, Proceedings of The Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 440-445, Zurich.
- Meyerhof, G.G., 1957. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes, Proceedings of The Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3a, 26, 384-386, London.
- Michalowski, R.L., 2004. Limit Loads on Reinforced Foundation Soils, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 130, 4, 381-390.
- Mittal, S., Shah, M.Y. ve Verma, N.K., 2009. Experimental Study of Footings on Reinforced Earth Slopes, International Journal of Geotechnical Engineering, 3, 2, 251-259.
- Moroğlu, B., 2002. Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelin Taşıma Gücü, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 84 s.
- Moroğlu, B., Uzuner, B.A. ve Şadoğlu, E., 2005. Behaviour of The Model Surface Strip Footing on Reinforced Sand, Indian Journal of Engineering and Material Sciences, 12, 5, 419-426.
- Omar, M.T., 2006. Ultimate Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid - Reinforced Sand, University of Sharjah of Pure and Applied Sciences, 3, 2, 35-51.
- Omar, M.T., Das, B.M., Puri, V.K. ve Yen, S.C., 1993. Ultimate Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sand with Geogrid Reinforcement, Canadian Geotechnical Journal, 30, 545-549.
- Özalay, M., Yetimoğlu, T. ve Sağlamer, A., 1998. Yumuşak Zeminler Üzerine İnşa Edilen Dolguların Geotekstil ile Güçlendirilmesi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 7. Ulusal Kongresi, İstanbul, 2, 480-489.
- Patel, M.M., 1982. Influence od Shape of Footing on The Performance of The Reinforced Sand, Proceeding of The Conference on Construction Practices and Instrumentation in Geotechnical Engineering, 265-269.

- Patra, C.R., Das, B.M. ve Atalar, C., 2005. Bearing Capacity of Embedded Strip Foundation on Geogrid - Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 23, 5, 454-462.
- Patra, C.R., Das, B.M., Bhoi, M. ve Shin, E.C., 2006. Eccentrically Loaded Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 24, 4, 254-259.
- Poulos, H.G. ve Davis, E.H., 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, Series in Soil Engineering, John Wiley and Sons, Inc., 411 p, New York.
- Prandtl, L., 1921. Über Die Eindringungsfestigkeit Plastischer Baustoffe und Die Festigkeit von Schneiden, Zeitschrift Fur Angewandte, Mathematik und Mechanik, 1, 1, 15-20.
- Samtani, N.C. ve Sonpal, R.C., 1989. Laboratory Tests of Strip Footing on Reinforced Cohesive Soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, 9, 1326-1330.
- Saran, S. ve Reddy, B.S., 1990. Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings Adjacent to Cohesionless Slopes, Indian Geotechnical Journal, 20, 2, 119-142.
- Sawwaf, M.E., 2007. Behavior of Strip Footing on Geogrid - Reinforced Sand over A Soft Clay Slope, Geotextiles and Geomembranes, 25, 1, 50-60.
- Selvadurai, A.P.S. ve Granendran, C.T., 1989. An Experimental Study of A Footing Located on A Sloped Fill: Influence of A Soil Reinforcement Layer, Canadian Geotechnical Journal, 26, 3, 467-473.
- Shields, D., Chandler, N. ve Garnier, J., 1990. Bearing Capacity of Foundations in Slopes, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 116, 3, 528-537.
- Shields, D.H., Scott, J.D., Bauer, G.E., Deschemes, J.H. ve Barsvary, A.K., 1977. Bearing Capacity of Foundation near slopes, Proceedings of The Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 715-720.
- Shin, E.C. ve Das, B.M., 2000. Experimental Study of Bearing Capacity of A Strip Foundation on Geogrid Reinforced Sand, Geosynthetics International, 7, 1, 59-71.
- Shin, E.C., Das, B.M., Lee, E.S. ve Atalar, C., 2002. Bearing Capacity of Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand, Geotechnical and Geological Engineering, 20, 169-180.
- Skempton, A.W. ve Mac Donald, D.H., 1956. Allowable Settlement of Buildings, Proceedings Institute for Civil Engineers, 3, 5, 727-768, London.
- Şadoğlu, E., 2009. Donatılı Kuma Oturan Eksantrik Yüklü Model Sığ Şerit Temelin Taşıma Gücü, Doktora Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 142 s.

- Şadoğlu, E., Cüre, E., Moroğlu, B. ve Uzuner, B.A., 2009. Ultimate Loads for Eccentrically Loaded Model Shallow Strip Footings on Geotextile - Reinforced Sand, Geotextiles and Geomembranes, 27, 176-182.
- Tan, Ö. ve Çelik, S., 1999. Geogrid Donatılı Kumlarda Taşıma Gücünün Model Deneylele Araştırılması, 10. Mühendislik Sempozyumu, Isparta, 414-420.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., 528 p, New York, USA.
- TS 1500, 1974. İnşaat Mühendisliğinde Zeminlerin Sınıflandırılması, TSE, Ankara, Türkiye.
- TS 1900, 1987. İnşaat Mühendisliğinde Zemin Laboratuvar Deneyleri, TSE, Ankara, Türkiye.
- Türk Deprem Yönetmeliği, 2007. Specification for Structures to Be Built in Disaster Areas, Ministry of Public Works and Settlement, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Türkiye.
- URL - 1, <http://www.geosentetikler.net/geogrid>. 23 Nisan 2013.
- URL - 2, <http://www.geosentetikler.net/geomembran>. 23 Nisan 2013.
- URL - 3, <http://www.geosentetikler.net/geonet>. 23 Nisan 2013.
- URL - 4, <http://www.geosentetikler.net/geotekstil>. 23 Nisan 2013.
- URL - 5, <http://www.geosentetikler.net/geokompozit>. 23 Nisan 2013.
- Uzuner, B.A., 1975. Centrally and Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand, Ph.D. Thesis, Strathclyde University, 149 p, Glosgow, Scotland.
- Uzuner, B.A., 1980. Taneli Zeminlere Oturan Sığ Temellerin Oturmaları, Doçentlik Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Mühendislik Mimarlık Fakültesi, Trabzon, 65 s.
- Uzuner, B.A., 2011. Temel Mühendisliğine Giriş, Derya Kitabevi, 4. Basım, 380 s, Trabzon, Türkiye.
- Uzuner, B.A., 2012. Temel Zemin Mekaniği, Derya Kitabevi, 8. Basım, 697 s, Trabzon, Türkiye.
- Verma, B.P. ve Char, A.N.R., 1986. Bearing Capacity Tests on Reinforced Sand Subgrades, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, 112, 7, 701-706.
- Vesic, A.S., 1975. Bearing Capacity of Shallow Foundations: in Foundation Engineering Handbook, Winterkorn, H.F. and Fang, H.Y., Eds., Van Nostrand Reinhold Co., 121 p.

- Vidal, H., 1968. La Terre Arme, Annales de L'Intitut Technique du Batiment et des Travaux Publics, 888-938 (as referred by Das, 1999).
- Wasti, Y. ve Bütün, M.D., 1996. Behaviour of Model Footings on Sand Reinforced with Discrete Inclusions, Geotextiles and Geomembranes, 14, 575-584.
- Wasti, Y., 1992. Geotekstillerin Kullanım ve Seçim Esasları, Vateks A.Ş., Teknik Yayınları.
- Yanikian, A.A., 1973. The Influence of Side Friction in Plane Strain Model Tests, M.Sc. Thesis, Strathclyde University, 123 p, Glosgow, Scotland.
- Yetimoğlu, T., Wu, T.J.H. ve Sağlamer, A., 1994. Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Sand, Journal of Geotechnical Engineering, 120,12, 2083-2099.
- Yıldız, A.A., 2002. Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 213 s.
- Yoo, C., 2001. Laboratory Investigation of Bearing Capacity Behavior of Strip Footing on Geogrid - Reinforced Sand Slope, Geotextiles and Geomembranes, 19, 279-298.

6. EKLER

Ek 1. Donatılı Kumda Şeve Yakın Oturan Model Şerit ile Yapılan Taşıma Gücü Deneyleri

Ek Tablo 1.1. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan 1a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	48	0.00	0.144	0.2154
4	56	0	96	0.00	0.368	0.4074
5	71	0	117	0.00	0.476	0.4914
6	90	0	140	0.00	0.620	0.5834
8	119	0	182	0.00	0.826	0.7514
10	147	0	223	0.00	1.024	0.9154
12	173	0	260	0.00	1.210	1.0634
14	197	0	294	0.00	1.382	1.1994
15	210	0	310	0.00	1.480	1.2634
16	223	0	327	0.00	1.576	1.3314
18	253	1	361	0.02	1.808	1.4674
20	278	1	390	0.02	2.000	1.5834
22	305	1	417	0.02	2.216	1.6914
24	333	1	445	0.02	2.440	1.8034
25	351	1	461	0.02	2.588	1.8674
26	370	1	477	0.02	2.746	1.9314
28	400	1	504	0.02	2.992	2.0394
30	430	2	531	0.04	3.238	2.1474
32	456	2	556	0.04	3.448	2.2474
34	483	2	577	0.04	3.676	2.3314
35	496	2	589	0.04	3.782	2.3794
36	509	2	600	0.04	3.890	2.4234
38	535	2	623	0.04	4.104	2.5154
40	565	2	645	0.04	4.360	2.6034
42	593	2	663	0.04	4.604	2.6754
44	625	2	681	0.04	4.888	2.7474
45	646	3	691	0.06	5.078	2.7874
46	660	3	698	0.06	5.204	2.8154

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.1'in devamı

47	675	3	704	0.06	5.342	2.8394
48	689	3	710	0.06	5.470	2.8634
49	705	3	716	0.06	5.618	2.8874
50	722	3	720	0.06	5.780	2.9034
51	737	3	723	0.06	5.924	2.9154
52	752	3	724	0.06	6.072	2.9194
53	767	3	725	0.06	6.220	2.9234
54	785	3	724	0.06	6.402	2.9194
55	803	3	717	0.06	6.596	2.8914
56	822	3	704	0.06	6.812	2.8394
57	839	3	676	0.06	7.038	2.7274
58	859	3	618	0.06	7.354	2.4954
59	878	3	493	0.06	7.794	1.9954
60	893	3	415	0.06	8.100	1.6834
61	910	3	362	0.06	8.376	1.4714
62	926	3	335	0.06	8.590	1.3634
63	942	3	315	0.06	8.790	1.2834
64	958	3	298	0.06	8.984	1.2154
65	975	3	289	0.06	9.172	1.1794
66	991	3	281	0.06	9.348	1.1474
67	1008	3	272	0.06	9.536	1.1114
68	1021	3	267	0.06	9.676	1.0914
69	1036	3	258	0.06	9.844	1.0554
70	1050	3	256	0.06	9.988	1.0474
71	1065	3	250	0.06	10.150	1.0234
72	1078	3	247	0.06	10.286	1.0114
73	1093	3	244	0.06	10.442	0.9994

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.2. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey şerit temel ile yapılan 1b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	41	0.00	0.158	0.1874
4	53	0	81	0.00	0.368	0.3474
5	68	0	100	0.00	0.480	0.4234
6	86	0	120	0.00	0.620	0.5034
8	116	0	160	0.00	0.840	0.6634
10	145	0	200	0.00	1.050	0.8234
12	172	0	239	0.00	1.242	0.9794
14	198	0	272	0.00	1.436	1.1114
15	210	0	289	0.00	1.522	1.1794
16	225	0	306	0.00	1.638	1.2474
18	260	0	341	0.00	1.918	1.3874
20	285	0	368	0.00	2.114	1.4954
22	311	1	397	0.02	2.316	1.6114
24	336	1	423	0.02	2.514	1.7154
25	349	1	438	0.02	2.614	1.7754
26	361	1	451	0.02	2.708	1.8274
28	395	1	480	0.02	2.990	1.9434
30	425	1	506	0.02	3.238	2.0474
32	449	1	531	0.02	3.428	2.1474
34	477	2	552	0.04	3.666	2.2314
35	492	2	564	0.04	3.792	2.2794
36	512	2	575	0.04	3.970	2.3234
38	540	2	597	0.04	4.206	2.4114
40	568	2	620	0.04	4.440	2.5034
42	594	2	641	0.04	4.658	2.5874
44	625	2	663	0.04	4.924	2.6754
45	646	2	673	0.04	5.114	2.7154
46	660	2	683	0.04	5.234	2.7554
47	676	2	693	0.04	5.374	2.7954
48	692	2	702	0.04	5.516	2.8314
49	709	3	710	0.06	5.670	2.8634
50	726	3	718	0.06	5.824	2.8954
51	744	3	726	0.06	5.988	2.9274
52	759	3	732	0.06	6.126	2.9514

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.2'nin devamı

53	774	3	734	0.06	6.272	2.9594
54	789	3	736	0.06	6.418	2.9674
55	804	3	737	0.06	6.566	2.9714
56	819	3	734	0.06	6.722	2.9594
57	834	3	719	0.06	6.902	2.8994
58	849	3	688	0.06	7.114	2.7754
59	871	3	637	0.06	7.436	2.5714
60	890	3	585	0.06	7.730	2.3634
61	909	3	505	0.06	8.080	2.0434
62	929	3	464	0.06	8.362	1.8794
63	946	3	431	0.06	8.598	1.7474
64	963	3	406	0.06	8.818	1.6474
65	979	3	388	0.06	9.014	1.5754
66	996	3	375	0.06	9.210	1.5234
67	1012	3	360	0.06	9.400	1.4634
68	1027	3	348	0.06	9.574	1.4154
69	1043	3	340	0.06	9.750	1.3834
70	1059	3	330	0.06	9.930	1.3434
71	1074	3	322	0.06	10.096	1.3114
72	1088	3	316	0.06	10.248	1.2874
73	1101	3	310	0.06	10.390	1.2634
74	1116	3	305	0.06	10.550	1.2434
75	1130	3	299	0.06	10.702	1.2194

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.3. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 2a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	26	0	38	0.00	0.184	0.1754
4	56	0	79	0.00	0.402	0.3394
5	68	0	99	0.00	0.482	0.4194
6	81	0	119	0.00	0.572	0.4994
8	114	0	160	0.00	0.820	0.6634
10	141	0	200	0.00	1.010	0.8234
12	168	0	235	0.00	1.210	0.9634
14	194	0	269	0.00	1.402	1.0994
15	207	0	284	0.00	1.502	1.1594
16	220	0	299	0.00	1.602	1.2194
18	248	0	328	0.00	1.824	1.3354
20	276	0	355	0.00	2.050	1.4434
22	303	0	379	0.00	2.272	1.5394
24	331	1	403	0.02	2.504	1.6354
25	345	1	415	0.02	2.620	1.6834
26	361	1	426	0.02	2.758	1.7274
28	400	1	452	0.02	3.096	1.8314
30	430	1	469	0.02	3.362	1.8994
32	456	1	486	0.02	3.588	1.9674
34	483	1	500	0.02	3.830	2.0234
35	497	2	504	0.04	3.962	2.0394
36	510	2	510	0.04	4.080	2.0634
37	525	2	512	0.04	4.226	2.0714
38	539	2	513	0.04	4.364	2.0754
39	554	2	513	0.04	4.514	2.0754
40	570	2	505	0.04	4.690	2.0434
41	586	2	491	0.04	4.878	1.9874
42	602	2	463	0.04	5.094	1.8754
43	619	2	437	0.04	5.316	1.7714
44	636	2	410	0.04	5.540	1.6634
45	652	2	380	0.04	5.760	1.5434
46	670	2	353	0.04	5.994	1.4354
47	687	2	328	0.04	6.214	1.3354
48	704	2	307	0.04	6.426	1.2514

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.3'ün devamı

49	721	2	293	0.04	6.624	1.1954
50	740	2	275	0.04	6.850	1.1234
51	755	2	263	0.04	7.024	1.0754
52	770	2	253	0.04	7.194	1.0354
53	786	2	247	0.04	7.366	1.0114
54	801	2	241	0.04	7.528	0.9874
55	818	2	235	0.04	7.710	0.9634
56	834	2	230	0.04	7.880	0.9434
57	850	2	227	0.04	8.046	0.9314
58	866	2	222	0.04	8.216	0.9114
59	882	2	220	0.04	8.380	0.9034

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.4. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 2b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q(kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	26	0	42	0.00	0.176	0.1914
4	55	0	81	0.00	0.388	0.3474
5	66	0	101	0.00	0.458	0.4274
6	79	0	121	0.00	0.548	0.5074
8	107	0	163	0.00	0.744	0.6754
10	134	0	205	0.00	0.930	0.8434
12	160	0	244	0.00	1.112	0.9994
14	187	0	278	0.00	1.314	1.1354
15	200	0	295	0.00	1.410	1.2034
16	215	0	311	0.00	1.528	1.2674
18	241	0	341	0.00	1.728	1.3874
20	269	0	368	0.00	1.954	1.4954
22	300	0	394	0.00	2.212	1.5994
24	333	1	419	0.02	2.492	1.6994
25	346	1	430	0.02	2.600	1.7434
26	361	1	441	0.02	2.728	1.7874
28	400	1	465	0.02	3.070	1.8834
30	429	1	481	0.02	3.328	1.9474
32	455	2	498	0.04	3.554	2.0154
34	484	2	512	0.04	3.816	2.0714
35	498	2	517	0.04	3.946	2.0914
36	513	2	521	0.04	4.088	2.1074
37	527	2	525	0.04	4.220	2.1234
38	543	2	527	0.04	4.376	2.1314
39	558	2	527	0.04	4.526	2.1314
40	574	2	526	0.04	4.688	2.1274
41	590	2	518	0.04	4.864	2.0954
42	607	2	507	0.04	5.056	2.0514
43	624	2	485	0.04	5.270	1.9634
44	641	2	460	0.04	5.490	1.8634
45	659	2	435	0.04	5.720	1.7634
46	678	2	406	0.04	5.968	1.6474
47	695	2	376	0.04	6.198	1.5274
48	711	2	353	0.04	6.404	1.4354

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.4'ün devamı

49	728	2	330	0.04	6.620	1.3434
50	745	2	310	0.04	6.830	1.2634
51	761	2	289	0.04	7.032	1.1794
52	778	2	275	0.04	7.230	1.1234
53	794	2	262	0.04	7.416	1.0714
54	810	2	255	0.04	7.590	1.0434
55	825	2	247	0.04	7.756	1.0114
56	841	2	243	0.04	7.924	0.9954
57	858	2	240	0.04	8.100	0.9834
58	873	2	238	0.04	8.254	0.9754
59	888	2	235	0.04	8.410	0.9634

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.5. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 3a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	25	0	42	0.00	0.166	0.1914
4	51	0	77	0.00	0.356	0.3314
5	65	0	95	0.00	0.460	0.4034
6	80	0	113	0.00	0.574	0.4754
8	105	0	148	0.00	0.754	0.6154
10	136	0	180	0.00	1.000	0.7434
12	165	0	211	0.00	1.228	0.8674
14	195	0	238	0.00	1.474	0.9754
15	209	0	253	0.00	1.584	1.0354
16	224	0	266	0.00	1.708	1.0874
18	255	0	297	0.00	1.956	1.2114
20	284	0	324	0.00	2.192	1.3194
22	315	0	347	0.00	2.456	1.4114
24	341	0	367	0.00	2.676	1.4914
25	356	1	378	0.02	2.804	1.5354
26	370	1	387	0.02	2.926	1.5714
27	385	1	395	0.02	3.060	1.6034
28	412	1	403	0.02	3.314	1.6354
29	427	1	406	0.02	3.458	1.6474
30	440	1	407	0.02	3.586	1.6514
31	455	1	405	0.02	3.740	1.6434
32	469	1	400	0.02	3.890	1.6234
33	484	1	391	0.02	4.058	1.5874
34	498	1	370	0.02	4.240	1.5034
35	511	1	353	0.02	4.404	1.4354
36	525	1	323	0.02	4.604	1.3154
37	538	1	296	0.02	4.788	1.2074
38	549	1	271	0.02	4.948	1.1074
39	560	1	252	0.02	5.096	1.0314
40	578	1	234	0.02	5.312	0.9594
41	593	1	220	0.02	5.490	0.9034
42	605	1	206	0.02	5.638	0.8474
43	620	1	193	0.02	5.814	0.7954
44	635	1	180	0.02	5.990	0.7434

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.5'in devamı

45	649	1	174	0.02	6.142	0.7194
46	665	1	168	0.02	6.314	0.6954
47	681	1	163	0.02	6.484	0.6754
48	696	1	158	0.02	6.644	0.6554
49	710	1	155	0.02	6.790	0.6434
50	724	1	153	0.02	6.934	0.6354

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.6. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 3b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük QkN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	27	0	43	0.00	0.184	0.1954
4	57	0	80	0.00	0.410	0.3434
5	68	0	92	0.00	0.496	0.3914
6	80	0	108	0.00	0.584	0.4554
8	105	0	141	0.00	0.768	0.5874
10	132	0	173	0.00	0.974	0.7154
12	160	0	204	0.00	1.192	0.8394
14	185	0	234	0.00	1.382	0.9594
15	200	0	247	0.00	1.506	1.0114
16	213	0	261	0.00	1.608	1.0674
18	242	0	291	0.00	1.838	1.1874
20	275	0	316	0.00	2.118	1.2874
22	304	0	340	0.00	2.360	1.3834
24	334	0	362	0.00	2.616	1.4714
25	349	0	373	0.00	2.744	1.5154
26	364	0	385	0.00	2.870	1.5634
27	379	1	395	0.02	3.000	1.6034
28	405	1	408	0.02	3.234	1.6554
29	419	1	414	0.02	3.362	1.6794
30	433	1	417	0.02	3.496	1.6914
31	451	1	419	0.02	3.672	1.6994
32	469	1	416	0.02	3.858	1.6874
33	488	1	411	0.02	4.058	1.6674
34	501	1	405	0.02	4.200	1.6434
35	515	1	400	0.02	4.350	1.6234
36	528	1	393	0.02	4.494	1.5954
37	541	1	380	0.02	4.650	1.5434
38	554	1	363	0.02	4.814	1.4754
39	566	1	333	0.02	4.994	1.3554
40	579	1	306	0.02	5.178	1.2474
41	593	1	281	0.02	5.368	1.1474
42	607	1	260	0.02	5.550	1.0634
43	635	1	235	0.02	5.880	0.9634
44	654	1	225	0.02	6.090	0.9234

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.6'nin devamı

45	667	1	216	0.02	6.238	0.8874
46	684	1	204	0.02	6.432	0.8394
47	700	1	190	0.02	6.620	0.7834
48	715	1	184	0.02	6.782	0.7594
49	730	1	178	0.02	6.944	0.7354
50	745	1	173	0.02	7.104	0.7154
51	761	1	170	0.02	7.270	0.7034

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.7. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 4a-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	22	0	24	0.00	0.172	0.1194
4	47	0	46	0.00	0.378	0.2074
5	60	0	55	0.00	0.490	0.2434
6	75	0	66	0.00	0.618	0.2874
8	103	0	86	0.00	0.858	0.3674
10	133	0	103	0.00	1.124	0.4354
11	147	0	106	0.00	1.258	0.4474
12	162	0	108	0.00	1.404	0.4554
13	178	0	109	0.00	1.562	0.4594
14	194	0	109	0.00	1.722	0.4594
15	213	0	108	0.00	1.914	0.4554
16	230	0	106	0.00	2.088	0.4474
17	248	0	102	0.00	2.276	0.4314
18	264	0	98	0.00	2.444	0.4154
19	281	0	93	0.00	2.624	0.3954
20	298	0	87	0.00	2.806	0.3714
21	314	0	82	0.00	2.976	0.3514
22	329	0	76	0.00	3.138	0.3274
23	345	0	72	0.00	3.306	0.3114
24	363	0	68	0.00	3.494	0.2954
25	378	0	65	0.00	3.650	0.2834
26	394	0	62	0.00	3.816	0.2714
27	410	0	60	0.00	3.980	0.2634
28	426	0	57	0.00	4.146	0.2514
29	442	0	55	0.00	4.310	0.2434
30	459	0	53	0.00	4.484	0.2354
31	474	0	51	0.00	4.638	0.2274
32	489	0	50	0.00	4.790	0.2234
33	504	0	50	0.00	4.940	0.2234
34	519	0	50	0.00	5.090	0.2234

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.8. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temel ile yapılan 4b-y deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	27	0	26	0.00	0.218	0.1274
4	54	0	47	0.00	0.446	0.2114
5	67	0	57	0.00	0.556	0.2514
6	80	0	68	0.00	0.664	0.2954
8	106	0	87	0.00	0.886	0.3714
10	135	0	105	0.00	1.140	0.4434
11	150	0	109	0.00	1.282	0.4594
12	167	0	111	0.00	1.448	0.4674
13	183	0	112	0.00	1.606	0.4714
14	200	0	112	0.00	1.776	0.4714
15	215	0	111	0.00	1.928	0.4674
16	232	0	109	0.00	2.102	0.4594
17	248	0	105	0.00	2.270	0.4434
18	265	0	101	0.00	2.448	0.4274
19	281	0	96	0.00	2.618	0.4074
20	298	0	90	0.00	2.800	0.3834
21	315	0	84	0.00	2.982	0.3594
22	332	0	79	0.00	3.162	0.3394
23	348	0	75	0.00	3.330	0.3234
24	365	0	71	0.00	3.508	0.3074
25	379	0	68	0.00	3.654	0.2954
26	396	0	65	0.00	3.830	0.2834
27	411	0	62	0.00	3.986	0.2714
28	427	0	60	0.00	4.150	0.2634
29	443	0	59	0.00	4.312	0.2594
30	460	0	58	0.00	4.484	0.2554
31	475	0	57	0.00	4.636	0.2514
32	491	0	57	0.00	4.796	0.2514
33	506	0	57	0.00	4.946	0.2514
34	521	0	57	0.00	5.096	0.2514

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.9. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sıg şerit temel ile yapılan 1a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	58	0.00	0.124	0.2554
4	54	0	110	0.00	0.320	0.4634
5	69	0	136	0.00	0.418	0.5674
6	82	0	162	0.00	0.496	0.6714
8	115	0	212	0.00	0.726	0.8714
10	145	0	259	0.00	0.932	1.0594
12	175	0	298	0.00	1.154	1.2154
14	215	0	341	0.00	1.468	1.3874
15	231	0	360	0.00	1.590	1.4634
16	251	1	377	0.02	1.756	1.5314
18	283	1	414	0.02	2.002	1.6794
20	309	1	445	0.02	2.200	1.8034
22	336	1	478	0.02	2.404	1.9354
24	366	1	512	0.02	2.636	2.0714
25	382	1	527	0.02	2.766	2.1314
26	397	1	542	0.02	2.886	2.1914
28	430	1	572	0.02	3.156	2.3114
30	460	1	602	0.02	3.396	2.4314
32	488	1	632	0.02	3.616	2.5514
34	514	1	660	0.02	3.820	2.6634
35	527	1	673	0.02	3.924	2.7154
36	539	1	688	0.02	4.014	2.7754
38	569	1	715	0.02	4.260	2.8834
40	605	1	742	0.02	4.566	2.9914
42	635	1	768	0.02	4.814	3.0954
44	665	2	794	0.04	5.062	3.1994
45	681	2	808	0.04	5.194	3.2554
46	696	2	820	0.04	5.320	3.3034
48	728	2	845	0.04	5.590	3.4034
50	755	2	867	0.04	5.816	3.4914
51	772	2	878	0.04	5.964	3.5354
52	793	2	889	0.04	6.152	3.5794
53	814	2	901	0.04	6.338	3.6274
54	829	2	912	0.04	6.466	3.6714
55	845	2	921	0.04	6.608	3.7074

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.9'un devamı

56	865	2	931	0.04	6.788	3.7474
57	878	2	939	0.04	6.902	3.7794
58	891	2	946	0.04	7.018	3.8074
59	915	2	956	0.04	7.238	3.8474
60	928	3	962	0.06	7.356	3.8714
61	941	3	969	0.06	7.472	3.8994
62	961	3	975	0.06	7.660	3.9234
63	980	3	979	0.06	7.842	3.9394
64	995	3	982	0.06	7.986	3.9514
65	1010	3	979	0.06	8.142	3.9394
66	1025	3	972	0.06	8.306	3.9114
67	1038	3	948	0.06	8.484	3.8154
68	1056	3	860	0.06	8.840	3.4634
69	1072	3	738	0.06	9.244	2.9754
70	1089	3	677	0.06	9.536	2.7314
71	1106	3	638	0.06	9.784	2.5754
72	1124	3	600	0.06	10.040	2.4234
73	1141	3	565	0.06	10.280	2.2834
74	1158	3	533	0.06	10.514	2.1554
75	1176	3	508	0.06	10.744	2.0554
76	1193	3	490	0.06	10.950	1.9834
77	1210	3	474	0.06	11.152	1.9194
78	1218	3	463	0.06	11.254	1.8754
79	1236	3	452	0.06	11.456	1.8314
80	1253	3	444	0.06	11.642	1.7994
81	1270	3	436	0.06	11.828	1.7674
82	1288	3	430	0.06	12.020	1.7434
83	1306	3	424	0.06	12.212	1.7194
84	1323	3	418	0.06	12.394	1.6954

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.10. Donatılı kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü sıg şerit temel ile yapılan 1b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	25	0	56	0.00	0.138	0.2474
4	55	0	105	0.00	0.340	0.4434
5	70	0	129	0.00	0.442	0.5394
6	85	0	153	0.00	0.544	0.6354
8	115	0	200	0.00	0.750	0.8234
10	140	0	235	0.00	0.930	0.9634
12	175	0	275	0.00	1.200	1.1234
14	219	0	326	0.00	1.538	1.3274
15	236	0	344	0.00	1.672	1.3994
16	253	0	361	0.00	1.808	1.4674
18	285	0	395	0.00	2.060	1.6034
20	311	0	430	0.00	2.250	1.7434
22	340	0	463	0.00	2.474	1.8754
24	370	0	496	0.00	2.708	2.0074
25	385	0	514	0.00	2.822	2.0794
26	400	1	529	0.02	2.942	2.1394
28	428	1	559	0.02	3.162	2.2594
30	456	1	589	0.02	3.382	2.3794
32	483	1	618	0.02	3.594	2.4954
34	510	1	648	0.02	3.804	2.6154
35	525	1	661	0.02	3.928	2.6674
36	541	1	675	0.02	4.060	2.7234
38	571	1	702	0.02	4.306	2.8314
40	607	1	732	0.02	4.606	2.9514
42	638	1	759	0.02	4.862	3.0594
44	669	1	787	0.02	5.116	3.1714
45	685	1	802	0.02	5.246	3.2314
46	700	1	817	0.02	5.366	3.2914
48	730	1	843	0.02	5.614	3.3954
50	760	2	869	0.04	5.862	3.4994
51	776	2	882	0.04	5.996	3.5514
52	797	2	894	0.04	6.182	3.5994
53	818	2	906	0.04	6.368	3.6474
54	832	2	918	0.04	6.484	3.6954

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.10'un devamı

55	847	2	930	0.04	6.610	3.7434
56	860	2	939	0.04	6.722	3.7794
57	876	2	950	0.04	6.860	3.8234
58	894	2	958	0.04	7.024	3.8554
59	908	2	965	0.04	7.150	3.8834
60	925	2	972	0.04	7.306	3.9114
61	945	3	978	0.06	7.494	3.9354
62	964	3	980	0.06	7.680	3.9434
63	984	3	987	0.06	7.866	3.9714
64	1004	3	989	0.06	8.062	3.9794
65	1014	3	990	0.06	8.160	3.9834
66	1024	3	989	0.06	8.262	3.9794
67	1043	3	983	0.06	8.464	3.9554
68	1062	3	966	0.06	8.688	3.8874
69	1080	3	945	0.06	8.910	3.8034
70	1098	3	875	0.06	9.230	3.5234
71	1115	3	685	0.06	9.780	2.7634
72	1132	3	553	0.06	10.214	2.2354
73	1149	3	511	0.06	10.468	2.0674
74	1165	3	472	0.06	10.706	1.9114
75	1182	3	446	0.06	10.928	1.8074
76	1198	3	422	0.06	11.136	1.7114
77	1214	3	406	0.06	11.328	1.6474
78	1232	3	395	0.06	11.530	1.6034
79	1249	3	384	0.06	11.722	1.5594
80	1266	3	375	0.06	11.910	1.5234
81	1283	3	370	0.06	12.090	1.5034
82	1299	3	368	0.06	12.254	1.4954
83	1316	3	365	0.06	12.430	1.4834
84	1328	3	358	0.06	12.564	1.4554
85	1334	3	356	0.06	12.628	1.4474

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.11. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan 2a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	48	0.00	0.144	0.2154
4	56	0	88	0.00	0.384	0.3754
5	70	0	108	0.00	0.484	0.4554
6	85	0	130	0.00	0.590	0.5434
8	118	0	170	0.00	0.840	0.7034
10	148	0	213	0.00	1.054	0.8754
12	179	0	251	0.00	1.288	1.0274
14	210	0	289	0.00	1.522	1.1794
15	226	0	307	0.00	1.646	1.2514
16	239	0	326	0.00	1.738	1.3274
18	269	0	356	0.00	1.978	1.4474
20	299	0	387	0.00	2.216	1.5714
22	329	0	416	0.00	2.458	1.6874
24	359	1	446	0.02	2.698	1.8074
25	373	1	459	0.02	2.812	1.8594
26	386	1	474	0.02	2.912	1.9194
28	419	1	502	0.02	3.186	2.0314
30	452	1	527	0.02	3.466	2.1314
32	478	1	550	0.02	3.680	2.2234
34	505	1	572	0.02	3.906	2.3114
35	523	1	583	0.02	4.064	2.3554
36	541	1	595	0.02	4.220	2.4034
37	560	1	605	0.02	4.390	2.4434
38	573	1	615	0.02	4.500	2.4834
39	587	1	623	0.02	4.624	2.5154
40	601	2	632	0.04	4.746	2.5514
41	615	2	640	0.04	4.870	2.5834
42	629	2	647	0.04	4.996	2.6114
43	648	2	656	0.04	5.168	2.6474
44	660	2	660	0.04	5.280	2.6634
45	674	2	664	0.04	5.412	2.6794
46	687	2	666	0.04	5.538	2.6874
47	704	2	667	0.04	5.706	2.6914
48	724	2	668	0.04	5.904	2.6954

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.11'in devamı

49	743	2	664	0.04	6.102	2.6794
50	761	2	658	0.04	6.294	2.6554
51	774	2	651	0.04	6.438	2.6274
52	791	2	642	0.04	6.626	2.5914
53	811	2	628	0.04	6.854	2.5354
54	828	2	573	0.04	7.134	2.3154
55	846	2	500	0.04	7.460	2.0234
56	861	2	480	0.04	7.650	1.9434
57	877	2	460	0.04	7.850	1.8634
58	894	2	438	0.04	8.064	1.7754
59	911	2	426	0.04	8.258	1.7274
60	927	2	416	0.04	8.438	1.6874
61	943	2	408	0.04	8.614	1.6554
62	959	2	400	0.04	8.790	1.6234
63	974	2	389	0.04	8.962	1.5794
64	990	2	380	0.04	9.140	1.5434
65	1005	2	375	0.04	9.300	1.5234
66	1021	2	370	0.04	9.470	1.5034
67	1037	2	365	0.04	9.640	1.4834
68	1052	2	363	0.04	9.794	1.4754

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.12. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temel ile yapılan 2b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	25	0	40	0.00	0.170	0.1834
4	58	0	82	0.00	0.416	0.3514
5	75	0	104	0.00	0.542	0.4394
6	92	0	126	0.00	0.668	0.5274
8	127	0	171	0.00	0.928	0.7074
10	155	0	212	0.00	1.126	0.8714
12	181	0	251	0.00	1.308	1.0274
14	208	0	285	0.00	1.510	1.1634
15	226	0	306	0.00	1.648	1.2474
16	241	0	324	0.00	1.762	1.3194
18	275	0	356	0.00	2.038	1.4474
20	301	0	385	0.00	2.240	1.5634
22	335	0	418	0.00	2.514	1.6954
24	368	0	447	0.00	2.786	1.8114
25	381	1	461	0.02	2.888	1.8674
26	394	1	476	0.02	2.988	1.9274
28	426	1	504	0.02	3.252	2.0394
30	457	1	530	0.02	3.510	2.1434
32	485	1	554	0.02	3.742	2.2394
34	513	1	577	0.02	3.976	2.3314
35	526	1	589	0.02	4.082	2.3794
36	541	1	600	0.02	4.210	2.4234
37	554	1	611	0.02	4.318	2.4674
38	568	1	622	0.02	4.436	2.5114
39	581	1	630	0.02	4.550	2.5434
40	594	1	641	0.02	4.658	2.5874
41	609	1	646	0.02	4.798	2.6074
42	624	2	654	0.04	4.932	2.6394
43	638	2	662	0.04	5.056	2.6714
44	654	2	668	0.04	5.204	2.6954
45	667	2	672	0.04	5.326	2.7114
46	683	2	674	0.04	5.482	2.7194
47	700	2	678	0.04	5.644	2.7354
48	720	2	678	0.04	5.844	2.7354

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.12'nin devamı

49	741	2	675	0.04	6.060	2.7234
50	759	2	665	0.04	6.260	2.6834
51	778	2	655	0.04	6.470	2.6434
52	797	2	631	0.04	6.708	2.5474
53	816	2	588	0.04	6.984	2.3754
54	833	2	545	0.04	7.240	2.2034
55	850	2	520	0.04	7.460	2.1034
56	865	2	484	0.04	7.682	1.9594
57	880	2	462	0.04	7.876	1.8714
58	897	2	445	0.04	8.080	1.8034
59	914	2	432	0.04	8.276	1.7514
60	930	2	416	0.04	8.468	1.6874
61	948	2	395	0.04	8.690	1.6034
62	963	2	388	0.04	8.854	1.5754
63	980	2	374	0.04	9.052	1.5194
64	999	2	366	0.04	9.258	1.4874
65	1014	2	361	0.04	9.418	1.4674
66	1029	2	355	0.04	9.580	1.4434
67	1044	2	350	0.04	9.740	1.4234
68	1059	2	348	0.04	9.894	1.4154

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.13. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sıg şerit temel ile yapılan 3a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	27	0	48	0.00	0.174	0.2154
4	56	0	88	0.00	0.384	0.3754
5	73	0	109	0.00	0.512	0.4594
6	88	0	130	0.00	0.620	0.5434
8	118	0	170	0.00	0.840	0.7034
10	146	0	211	0.00	1.038	0.8674
12	174	0	247	0.00	1.246	1.0114
14	208	0	285	0.00	1.510	1.1634
15	223	0	302	0.00	1.626	1.2314
16	238	0	319	0.00	1.742	1.2994
18	268	0	351	0.00	1.978	1.4274
20	299	0	383	0.00	2.224	1.5554
22	322	0	409	0.00	2.402	1.6594
24	356	0	438	0.00	2.684	1.7754
25	376	0	452	0.00	2.856	1.8314
26	389	0	463	0.00	2.964	1.8754
28	420	0	488	0.00	3.224	1.9754
30	453	0	512	0.00	3.506	2.0714
31	468	0	519	0.00	3.642	2.0994
32	482	0	527	0.00	3.766	2.1314
33	496	1	535	0.02	3.890	2.1634
34	510	1	542	0.02	4.016	2.1914
35	524	1	550	0.02	4.140	2.2234
36	539	1	556	0.02	4.278	2.2474
37	555	1	562	0.02	4.426	2.2714
38	571	1	566	0.02	4.578	2.2874
39	588	1	567	0.02	4.746	2.2914
40	607	1	569	0.02	4.932	2.2994
41	622	1	564	0.02	5.092	2.2794
42	637	1	554	0.02	5.262	2.2394
43	652	1	540	0.02	5.440	2.1834
44	667	1	520	0.02	5.630	2.1034
45	679	1	490	0.02	5.810	1.9834
46	691	1	454	0.02	6.002	1.8394

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.13'ün devamı

47	707	1	423	0.02	6.224	1.7154
48	723	1	398	0.02	6.434	1.6154
49	740	1	372	0.02	6.656	1.5114
50	756	1	353	0.02	6.854	1.4354
51	773	1	335	0.02	7.060	1.3634
52	790	1	317	0.02	7.266	1.2914
53	806	1	307	0.02	7.446	1.2514
54	823	1	296	0.02	7.638	1.2074
55	840	1	286	0.02	7.828	1.1674
56	856	1	275	0.02	8.010	1.1234
57	873	1	268	0.02	8.194	1.0954
58	890	1	263	0.02	8.374	1.0754
59	907	1	259	0.02	8.552	1.0594
60	924	1	256	0.02	8.728	1.0474

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.14. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sıg şerit temel ile yapılan 3b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	26	0	44	0.00	0.172	0.1994
4	58	0	86	0.00	0.408	0.3674
5	70	0	103	0.00	0.494	0.4354
6	89	0	133	0.00	0.624	0.5554
8	119	0	172	0.00	0.846	0.7114
10	143	0	209	0.00	1.012	0.8594
12	170	0	245	0.00	1.210	1.0034
14	195	0	280	0.00	1.390	1.1434
15	215	0	305	0.00	1.540	1.2434
16	239	0	333	0.00	1.724	1.3554
18	269	0	362	0.00	1.966	1.4714
20	295	0	389	0.00	2.172	1.5794
22	321	0	412	0.00	2.386	1.6714
24	361	0	444	0.00	2.722	1.7994
25	378	0	458	0.00	2.864	1.8554
26	396	0	472	0.00	3.016	1.9114
28	427	0	498	0.00	3.274	2.0154
30	459	0	517	0.00	3.556	2.0914
31	473	0	524	0.00	3.682	2.1194
32	487	0	534	0.00	3.802	2.1594
33	500	0	541	0.00	3.918	2.1874
34	513	0	548	0.00	4.034	2.2154
35	526	0	554	0.00	4.152	2.2394
36	540	1	559	0.02	4.282	2.2594
37	554	1	564	0.02	4.412	2.2794
38	568	1	569	0.02	4.542	2.2994
39	583	1	573	0.02	4.684	2.3154
40	607	1	578	0.02	4.914	2.3354
41	623	1	580	0.02	5.070	2.3434
42	640	1	582	0.02	5.236	2.3514
43	656	1	583	0.02	5.394	2.3554
44	673	1	582	0.02	5.566	2.3514
45	683	1	580	0.02	5.670	2.3434
46	692	1	578	0.02	5.764	2.3354

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.14'ün devamı

47	714	1	570	0.02	6.000	2.3034
48	729	1	550	0.02	6.190	2.2234
49	744	1	520	0.02	6.400	2.1034
50	757	1	484	0.02	6.602	1.9594
51	778	1	453	0.02	6.874	1.8354
52	795	1	428	0.02	7.094	1.7354
53	813	1	402	0.02	7.326	1.6314
54	830	1	381	0.02	7.538	1.5474
55	848	1	363	0.02	7.754	1.4754
56	866	1	345	0.02	7.970	1.4034
57	883	1	335	0.02	8.160	1.3634
58	898	1	324	0.02	8.332	1.3194
59	912	1	314	0.02	8.492	1.2794
60	927	1	303	0.02	8.664	1.2354
61	942	1	296	0.02	8.828	1.2074
62	957	1	292	0.02	8.986	1.1914
63	973	1	290	0.02	9.150	1.1834

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.15. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan 4a-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	29	0	32	0.00	0.226	0.1514
4	58	0	59	0.00	0.462	0.2594
5	72	0	71	0.00	0.578	0.3074
6	85	0	82	0.00	0.686	0.3514
8	115	0	105	0.00	0.940	0.4434
10	142	0	127	0.00	1.166	0.5314
12	171	0	146	0.00	1.418	0.6074
14	201	0	163	0.00	1.684	0.6754
15	215	0	171	0.00	1.808	0.7074
16	229	0	177	0.00	1.936	0.7314
17	245	0	180	0.00	2.090	0.7434
18	258	0	181	0.00	2.218	0.7474
19	275	0	179	0.00	2.392	0.7394
20	290	0	176	0.00	2.548	0.7274
21	307	0	171	0.00	2.728	0.7074
22	324	0	164	0.00	2.912	0.6794
23	341	0	156	0.00	3.098	0.6474
24	357	0	150	0.00	3.270	0.6234
25	374	0	143	0.00	3.454	0.5954
26	390	0	138	0.00	3.624	0.5754
27	406	0	133	0.00	3.794	0.5554
28	422	0	129	0.00	3.962	0.5394
29	437	0	125	0.00	4.120	0.5234
30	453	0	122	0.00	4.286	0.5114
31	469	0	119	0.00	4.452	0.4994
32	486	0	116	0.00	4.628	0.4874
33	501	0	113	0.00	4.784	0.4754
34	517	0	110	0.00	4.950	0.4634
35	532	0	109	0.00	5.102	0.4594
36	548	0	108	0.00	5.264	0.4554
37	564	0	107	0.00	5.426	0.4514
38	579	0	106	0.00	5.578	0.4474

Ek 1'in devamı

Ek Tablo 1.16. Donatılı kumda şeve yakın oturan eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temel ile yapılan 4b-s deneyi sırasında alınan okumalar ve hesaplanan yük - oturma değerleri

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	26	0	30	0.00	0.200	0.1434
4	55	0	57	0.00	0.436	0.2514
5	69	0	69	0.00	0.552	0.2994
6	84	0	81	0.00	0.678	0.3474
8	113	0	105	0.00	0.920	0.4434
10	141	0	130	0.00	1.150	0.5434
12	171	0	151	0.00	1.408	0.6274
14	198	0	169	0.00	1.642	0.6994
15	213	0	176	0.00	1.778	0.7274
16	229	0	183	0.00	1.924	0.7554
17	244	0	185	0.00	2.070	0.7634
18	258	0	186	0.00	2.208	0.7674
19	275	0	185	0.00	2.380	0.7634
20	290	0	183	0.00	2.534	0.7554
21	307	0	180	0.00	2.710	0.7434
22	325	0	175	0.00	2.900	0.7234
23	343	0	169	0.00	3.092	0.6994
24	359	0	161	0.00	3.268	0.6674
25	375	0	154	0.00	3.442	0.6394
26	392	0	147	0.00	3.626	0.6114
27	406	0	141	0.00	3.778	0.5874
28	423	0	134	0.00	3.962	0.5594
29	439	0	129	0.00	4.132	0.5394
30	455	0	123	0.00	4.304	0.5154
31	470	0	118	0.00	4.464	0.4954
32	486	0	114	0.00	4.632	0.4794
33	501	0	112	0.00	4.786	0.4714
34	517	0	110	0.00	4.950	0.4634
35	533	0	108	0.00	5.114	0.4554
36	549	0	106	0.00	5.278	0.4474
37	565	0	105	0.00	5.440	0.4434
38	580	0	104	0.00	5.592	0.4394

ÖZGEÇMİŞ

Emel TÜRKER, ilk öğrenimini Trabzon 24 Şubat İlkokulu'nda, orta öğrenimini Trabzon Cumhuriyet Ortaokulu'nda, lise öğrenimini Trabzon Fatih Süper Lisesi'nde tamamladı ve aynı yıl üniversite sınavını kazanarak Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'ne girdi. 2003 yılında mezun olduğu bölümden aynı yıl Fen bilimleri Enstitüsü'nde Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Aralık 2005'te Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nün açtığı sınavı kazanarak, Şubat 2006'da bu bölümün Geoteknik Anabilim Dalı'na Araştırma Görevlisi olarak atandı. 2005-2006 öğretim yılı Haziran döneminde Yüksek Lisans öğrenimini tamamlayarak İnşaat Yüksek Mühendisi ünvanı aldı. 2006-2007 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde Doktora öğrenimine başladı. İyi derecede İngilizce bilmektedir.