

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL ŞERİT
TEMELİN SINIR YÜKLERİ**

DOKTORA TEZİ

İnş. Yük. Müh. Evrim CÜRE

**TEMMUZ 2013
TRABZON**

**KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

**KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL ŞERİT
TEMELİN SINIR YÜKLERİ**

İnş. Yük. Müh. Evrim CÜRE

**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
Evrim CÜRE Tarafından Hazırlanan

KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL ŞERİT
TEMELİN SINIR YÜKLERİ

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

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

Tez çalışmamın her aşamasında benden gerek bilgi, gerekse deneyimlerini esirgemeyen danışman hocam Sayın Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER'e teşekkürlerimi sunarım.

Bu tez çalışmasında benimle birlikte olan, tüm çalışmam boyunca desteğini hissettiğim Arş. Gör. Emel TÜRKER'e teşekkür ederim.

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

Bana sonsuz destek olan ve sıkıntılarımı paylaşan eşim Olcay CÜRE'ye ve oğlum Doruk CÜRE'ye teşekkür ederim.

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

Evrin CÜRE

Trabzon 2013

TEZ BEYANNAMESİ

Doktora Tezi olarak sunduğum “Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrik Yüklü Model Şerit Temelin Sınır Yükleri” 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

Evrin CÜRE

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa No</u>
ÖNSÖZ	III
TEZ BEYANNAMESİ.....	IV
İÇİNDEKİLER.....	V
ÖZET	VIII
SUMMARY	IX
ŞEKİLLER DİZİNİ	X
TABLolar DİZİNİ.....	XV
SEMBOLLER DİZİNİ	XVII
1. GENEL BİLGİLER.....	1
1.1. Giriş.....	1
1.2. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar.....	2
1.2.1. Taşıma Gücü Koşulu	2
1.2.2. Oturma Koşulu	3
1.2.3. Ekonomik Olma Koşulu.....	3
1.2.4. Toptan Göçme Koşulu.....	3
1.3. Kumda Şeve Yakın Oturan Temeller	4
1.3.1. Kumda Şeve Yakın Oturan Temellerin Taşıma Gücü Hesabında Kullanılan Yöntemler.....	4
1.3.1.1. Limit Denge.....	4
1.3.1.2. Plastik Denge.....	6
1.3.1.3. Limit Analiz	7
1.3.1.3.1. Alt Sınır Teoremi.....	8
1.3.1.3.2. Üst Sınır Teoremi	9
1.3.1.4. Taşıma Gücü Hesabında Kullanılan Analitik Yöntemlerin Karşılaştırılması ...	10
1.3.2. Kumda Şeve Yakın Oturan Merkezi Yüklü Temellerin Taşıma Gücü	10
1.3.2.1. Teorik Çalışmalar	11
1.3.2.1.1. Meyerhof (1957).....	11
1.3.2.1.2. Mizuno vd. (1960).....	15
1.3.2.1.3. Kovalev (1964).....	21
1.3.2.1.4. Hansen (1970)	28

1.3.2.1.5.	Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971)	29
1.3.2.1.6.	Absi (1972).....	33
1.3.2.1.7.	Chen (1974).....	35
1.3.2.1.8.	Vesic (1975)	41
1.3.2.1.9.	Bowles (1975)	41
1.3.2.1.10.	Bowles (1977)	43
1.3.2.1.11.	Graham vd. (1988)	44
1.3.2.1.12.	Saran vd. (1989)	49
1.3.2.1.13.	Shields vd. (1990).....	64
1.3.2.1.14.	Bowles (1996).....	66
1.3.2.1.15.	Soriano vd. (2001)	69
1.3.2.2.	Deneysel Çalışmalar	72
1.3.3.	Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrik Yüklü Temellerin Taşıma Gücü	77
1.3.3.1.	Teorik Çalışma	77
1.3.3.1.1.	Saran-Reddy Yaklaşımı	77
2.	YAPILAN ÇALIŞMALAR	95
2.1.	Giriş	95
2.2.	Deney Düzeneği	95
2.2.1.	Deney Tankı	95
2.2.2.	Model Şerit Temel.....	97
2.2.3.	Yükleme Düzeneği	98
2.2.4.	Yük Halkası	99
2.2.5.	Deney Kumu.....	100
2.2.5.1.	Elek Analizi	100
2.2.5.2.	Piknometre Deneyi	101
2.2.5.3.	Maksimum ve Minimum Boşluk Oranlarının Belirlenmesi.....	102
2.2.5.4.	Kayma Direnci Deneyleri.....	102
2.2.6.	Şevli Yüzeyin Oluşturulması.....	103
2.3.	Düzlem Deformasyon Koşulları.....	104
2.4.	Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler	106
3.	BULGULAR VE TARTIŞMALAR	113
3.1.	Giriş	113
3.2.	Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler.....	113
3.2.1.	Merkezi Yüklü Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler	115

3.2.2.	Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler	119
3.2.3.	Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler	123
3.2.4.	Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler	127
3.3.	Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler.....	131
3.3.1.	Merkezi Yüklü Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler	131
3.3.2.	Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler.....	135
3.3.3.	Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler	139
3.3.4.	Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler	143
3.4.	Sığ Şerit Temel Kullanılmasının Yük-Oturma Davranışına Etkisi	147
3.5.	Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneylerde Eksantrisite-Düşey Oturma İlişkisi	151
3.6.	Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneylerde, Eksantrisite ile Sınır Yükte Meydana Gelen Azalmanın Tablodan ve Grafiklerden İncelenmesi	154
3.7.	Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneylerde Değişen Eksantrisite ile Elde Edilen Sınır Yük Değerlerinin Önceki Yaklaşımlarla Karşılaştırılması.	157
4.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	161
5.	KAYNAKLAR.....	163
6.	EKLER	169
ÖZGEÇMİŞ		

Doktora Tezi

ÖZET

KUMDA ŞEVE YAKIN OTURAN EKSANTRİK YÜKLÜ MODEL ŞERİT TEMELİN SINIR YÜKLERİ

Evrin CÜRE

Karadeniz Teknik Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Danışman: Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER
2013, 168 Sayfa, 17 Ek Sayfa

Eksantrik yüklü temeller bazen şev yakınına inşa edilebilirler. Böyle durumda, temelin taşıma gücü açısından tasarımı önem kazanır. Bu çalışmada, kumda şeve yakın oturan merkezi ($e/B=0$) ve eksantrik ($e/B=1/12$, $e/B=1/6$, $e/B=1/3$) yüklenmiş yüzey ($D_f=0$) ve sığ ($D_f=20$ mm) model şerit temelin sınır yükünün eksantrisite ile değişimi, yük-oturma davranışı ve kırılma yüzeyleri deneysel olarak araştırılmıştır. Kumun sıklık derecesi ($D_r=0.74$), şev açısı ($\beta=30^\circ$), temel genişliği ($B=80$ mm) ve temelin şev tepesine olan uzaklığı ($D_e=2B=160$ mm) gibi parametreler sabit tutulmuş ve iç boyutları 0.9 m (uzunluk) \times 0.65 m (yükseklik) \times 0.1 m (genişlik) olan bir deney tankı kullanılmıştır.

Kumda şeve yakın oturan şerit temelle yapılan deneylerde, eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma olmuştur. Bu azalmalar, Saran ve Reddy Teorik Yaklaşımı ile genel olarak uyumludur. Deneylerde meydana gelen kırılma yüzeyleri incelendiğinde; birincil kayma yüzeyinin şev (eksantrisite) tarafında, ikincil kayma yüzeyinin ise diğer tarafta meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca eksantrisitenin artmasıyla kırılma yüzeylerinin uzunlukları azalmıştır. Yüzey ve sığ şerit temelin hemen altında simetrik olarak meydana gelen üçgen kamanın tepe noktası, eksantrisite arttıkça eksantrisite tarafına doğru kayarak asimetric bir hale dönüşmüştür.

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

PhD. Thesis

SUMMARY

ULTIMATE LOADS OF ECCENTRICALLY LOADED MODEL STRIP FOOTING
ADJACENT TO SLOPE ON SAND

Evrin CÜRE

Karadeniz Technical University
The Graduate School of Natural and Applied Sciences
Civil Engineering Graduate Programme
Supervisor: Prof. Dr. Bayram Ali UZUNER
2013, 169 Pages, 17 Appendix Pages

Eccentrically loaded footings are sometimes built near to slopes. In this case, design of footing takes on a new meaning in terms of bearing capacity of footing. In this study; changing of ultimate load with eccentricity, load-settlement behaviour and failure surfaces of centrally ($e/B=0$) and eccentrically ($e/B=1/12$, $e/B=1/6$, $e/B=1/3$) loaded surface ($D_f=0$) and shallow ($D_f=20$ mm) model strip footing adjacent to slope on sand were investigated experimentally. Relative density of sand ($D_r=0.74$), slope angle ($\beta=30^\circ$), footing width ($B=80$ mm) and distance of the edge of the footing from the crest of the slope ($D_e=2B=160$ mm) were constant and the internal dimensions of the tank used in the tests were 0.9 m (length) \times 0.65 m (height) \times 0.1 m (width).

In tests done with strip footing adjacent to slope on sand, the ultimate loads decrease with increasing eccentricity. These decreases are in a good agreement with Saran and Reddy Theoretical Approach. When the failure surfaces are observed from the tests, it is seen that primary failure surface occurs at the slope (eccentricity) side and secondary failure surface occurs at the other side. Also, the length of the failure surfaces decreases with increasing eccentricity. Crest point of triangle wedge occurred symmetrically under the surface and shallow strip footing transforms asymmetrical form towards eccentricity side with increasing eccentricity.

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

ŞEKİLLER DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1. Taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılan başlıca yöntemler (Deschenes, 1978)	4
Şekil 1.2. Taşıma gücü bölgeleri (Terzaghi, 1943)	5
Şekil 1.3. Kayma yüzeyi açığı (Deschenes, 1978)	7
Şekil 1.4. Gerilme alanları (Deschenes, 1978)	8
Şekil 1.5. Hız alanları (Deschenes, 1978).....	9
Şekil 1.6. Şev yüzüne yerleştirilen şerit temelin plastik bölgeleri (Meyerhof, 1957) .	12
Şekil 1.7. Kohezyonsuz zeminde şev yüzüne oturan şerit temel için Meyerhof taşıma gücü katsayıları (Meyerhof, 1957).....	13
Şekil 1.8. Şev üzerine yerleştirilen şerit temelin plastik bölgeleri (Meyerhof, 1957) .	14
Şekil 1.9. Kohezyonsuz zeminde şev üzerine oturan şerit temel için Meyerhof taşıma gücü katsayıları (Meyerhof, 1957).....	15
Şekil 1.10. Mizuno'nun kırılma mekanizması (Mizuno vd., 1960).....	16
Şekil 1.11. Mohr gerilme dairesi (Mizuno vd., 1960)	17
Şekil 1.12. Kamalara ayrılan geçiş bölgesi (Mizuno vd., 1960).....	18
Şekil 1.13. Geçiş bölgesi için Mohr kırılma dairesi (Mizuno vd., 1960)	20
Şekil 1.14. Mizuno taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Mizuno vd., 1960)	21
Şekil 1.15. Mohr dairesi ve iki boyutlu düzlemde bir eleman (Kovalev, 1964).....	22
Şekil 1.16. Kovalev'in yaklaşık kayma mekanizması (Kovalev, 1964).....	24
Şekil 1.17. Giroud'un kabulleri (Giroud ve Tran - Vo - Nhiem, 1971).....	30
Şekil 1.18. Şevdeki başlangıç gerilmeleri (Giroud ve Tran - Vo - Nhiem, 1971).....	30
Şekil 1.19. Caquot ve Kérisel'in denge yöntemi (Absi, 1972).....	35
Şekil 1.20. Hız alanları (Chen, 1974)	36
Şekil 1.21. BC boyunca hız diyagramı (Chen, 1974)	37
Şekil 1.22. Bir elemana etkiyen yerçekimi kuvveti (Chen, 1974).....	39
Şekil 1.23. Üst sınır çözümü için şev tepesindeki $N_{\gamma q}$ değerleri (Chen, 1974)	41
Şekil 1.24. Bowles'ın grafiksel çözümü (Bowles, 1975)	42
Şekil 1.25. Şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen temeller (Bowles, 1977)	44
Şekil 1.26. Temel derinliği ve konumu için kırılma bölgelerinin şematik gösterimi (a) $D/B > 0$ ve (b) $H/B > 0$ (Graham vd., 1988).....	47

Şekil 1.27.	D/B= 0 için hesaplanan taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Graham vd., 1988)	48
Şekil 1.28.	D/B= 0.5 için hesaplanan taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Graham vd., 1988)	48
Şekil 1.29.	D/B= 1.0 için hesaplanan taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Graham vd., 1988)	49
Şekil 1.30.	Limit denge ve limit analiz yaklaşımlarında kabul edilen kırılma yüzeyi(Saran vd., 1989)	50
Şekil 1.31.	ADE elastik kamasına etkiyen kuvvetler (Saran vd., 1989)	50
Şekil 1.32.	AEKJ zemin kütleline etkiyen kuvvetler (Saran vd., 1989)	51
Şekil 1.33.	DEFN zemin kütleline etkiyen kuvvetler (Saran vd., 1989)	51
Şekil 1.34.	Hız diyagramı (Saran vd., 1989)	55
Şekil 1.35.	N_{γ} katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B= 0.0$, $D_e/B= 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)	59
Şekil 1.36.	N_{γ} katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B= 1.0$, $D_e/B= 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)	60
Şekil 1.37.	N_q katsayısının değişen D_e/B değerleri için ϕ ile değişimi ($D_f/B= 0.0$) (Saran vd., 1989)	61
Şekil 1.38.	N_q katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B= 1.0$, $D_e/B= 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)	62
Şekil 1.39.	N_c katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B= 0.0$, $D_e/B= 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)	63
Şekil 1.40.	N_c katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B= 1.0$, $D_e/B= 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)	64
Şekil 1.41.	Temellerin yerleşimleri (Shields vd., 1990)	65
Şekil 1.42.	Problemin geometrisi (Soriano vd., 2001)	70
Şekil 1.43.	Farklı araştırmacıların önerdiği azaltma faktörü, t_{γ} 'nın karşılaştırılması (Soriano vd., 2001)	72
Şekil 1.44.	Gemperline deneylerinde temellerin yerleşimi (Gemperline, 1988)	75
Şekil 1.45.	Kırılma yüzeyi (Saran ve Reddy, 1990)	78
Şekil 1.46.	A'BE elastik kamasına etkiyen kuvvetler (Saran ve Reddy, 1990)	80
Şekil 1.47.	BEIJ zemin kütleline etkiyen kuvvetler (Saran ve Reddy, 1990)	82
Şekil 1.48.	A'EHG zemin kütleline etkiyen kuvvetler (Saran ve Reddy, 1990)	85
Şekil 1.49.	Farklı temas genişliği değişimleri için x 'in e/B 'ye bağlı değişimleri (Saran ve Reddy, 1990)	87
Şekil 1.50.	N_{γ} katsayısının $e/B= 0$ ve $D_f/B= 0$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)	89

Şekil 1.51.	N_γ katsayısının $e/B= 0$ ve $D_f/B= 0.5$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)	90
Şekil 1.52.	N_γ katsayısının $e/B= 0.1$ ve $D_f/B= 0$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)	91
Şekil 1.53.	N_γ katsayısının $e/B= 0.1$ ve $D_f/B= 0.5$ durumunda ϕ , β ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)	92
Şekil 1.54.	N_q katsayısının $e/B= 0$ ve $D_f/B= 0.5$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)	93
Şekil 1.55.	N_q katsayısının $e/B= 0.1$ ve $D_f/B= 0.5$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)	94
Şekil 2.1.	Deney tankının şematik görünümü.....	96
Şekil 2.2.	Deney tankının fotoğrafı.....	97
Şekil 2.3.	Model şerit temelin şematik görünümü	98
Şekil 2.4.	Yükleme düzeneğinin şematik görünümü	99
Şekil 2.5.	Yük halkasının ve yüklem bacağına fotoğrafı	99
Şekil 2.6.	Deney kumunun granülometri eğrisi	101
Şekil 2.7.	Şev yüzeyin oluşturulması.....	104
Şekil 2.8.	Şerit temelin geometrisi.....	106
Şekil 2.9.	Merkezi yüklü şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali	109
Şekil 2.10.	Merkezi yüklü şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali... ..	109
Şekil 2.11.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali	110
Şekil 2.12.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali	110
Şekil 2.13.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali	111
Şekil 2.14.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali	111
Şekil 2.15.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali	112
Şekil 2.16.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali	112
Şekil 3.1.	Eksantrik yüklü temellerin kırılma yüzeyleri	114
Şekil 3.2.	Merkezi yüklü yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri.....	118
Şekil 3.3.	Merkezi yüklü yüzey şerit temele ait yük- oturma grafiği	119
Şekil 3.4.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri.....	122

Şekil 3.5	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği	123
Şekil 3.6.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri	126
Şekil 3.7.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği	127
Şekil 3.8.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri	130
Şekil 3.9.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği	131
Şekil 3.10.	Merkezi yüklü sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri	134
Şekil 3.11.	Merkezi yüklü sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği	135
Şekil 3.12.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri.....	138
Şekil 3.13.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temele ait yük - oturma grafiği	139
Şekil 3.14.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri.....	142
Şekil 3.15.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği	143
Şekil 3.16.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri	146
Şekil 3.17.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği	147
Şekil 3.18.	Merkezi yüklü yüzey (1a-y) ve sığ (1a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri	148
Şekil 3.19.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey (2a-y) ve sığ (2a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri.....	149
Şekil 3.20.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey (3a-y) ve sığ (3a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri	150
Şekil 3.21.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey (4a-y) ve sığ (4a-s) şerit temel ile yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri.....	151
Şekil 3.22.	Yüzey şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri.....	152
Şekil 3.23.	Sığ şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri.....	153
Şekil 3.24.	Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylere ait sınır yük-e/B ilişkisi.....	156
Şekil 3.25.	Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylere ait Q_e/Q_m - e/B ilişkisi.....	157
Şekil 3.26.	Yüzey şerit temelle yapılan deney ve Saran-Reddy Yaklaşımı kullanılarak yazılan bilgisayar programı sonuçlarından elde edilen Q_e/Q_m oranlarının karşılaştırılması.....	159

Şekil 3.27. Sıg şerit temelle yapılan deney ve Saran-Reddy Yaklaşımı kullanılarak yazılan bilgisayar programı sonuçlarından elde edilen Q_e/Q_m oranlarının karşılaştırılması 160

TABLULAR DİZİNİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 1.1. A_2 değerleri (Kovalev, 1964).....	27
Tablo 1.2. B_2 değerleri (Kovalev, 1964).....	27
Tablo 1.3. B/H değerleri (Kovalev, 1964)	28
Tablo 1.4. R/H değerleri (Kovalev, 1964)	28
Tablo 1.5. Taşıma gücü katsayısı, $N_{q\alpha}$ değerleri (Giroud ve Tran-Vo-Nhiem, 1971)..	32
Tablo 1.6. Taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma\alpha}$ değerleri (Giroud ve Tran-Vo-Nhiem, 1971)..	33
Tablo 1.7. İçsel sürtünme açısına bağlı m_1 değerleri (Bowles, 1975)	43
Tablo 1.8. Limit denge ve limit analiz yaklaşımlarından elde edilen sonuçların karşılaştırılması (Saran vd., 1989).....	58
Tablo 1.9. Şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen zeminler için taşıma gücü katsayıları, N_c' ve N_q' (Bowles, 1996)	67
Tablo 2.1. Yük halkasının özellikleri.....	100
Tablo 2.2. Elek analizi deney sonuçları	101
Tablo 2.3. Kumun özellikleri	102
Tablo 3.1. Merkezi yüklü yüzey şerit temelle yapılan 1a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	116
Tablo 3.2. Merkezi yüklü yüzey şerit temelle yapılan 1b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	117
Tablo 3.3. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelle yapılan 2a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	120
Tablo 3.4. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelle yapılan 2b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	121
Tablo 3.5. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 3a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	124
Tablo 3.6. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 3b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	125
Tablo 3.7. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 4a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	128
Tablo 3.8. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 4b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler	129
Tablo 3.9. Merkezi yüklü sığ şerit temelle yapılan 1a-s deneyi sırasında yapılan ölçümleri.....	132

Tablo 3.10.	Merkezi yüklü sığ şerit temelle yapılan 1b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler.....	132
Tablo 3.11.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelle yapılan 2a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler	136
Tablo 3.12.	Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelle yapılan 2b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler	137
Tablo 3.13.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelle yapılan 3a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler	140
Tablo 3.14.	Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelle yapılan 3b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler	141
Tablo 3.15.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelle yapılan 4a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler	144
Tablo 3.16.	Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelle yapılan 4b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler	145
Tablo 3.17.	Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylerde kırılma anında oluşan düşey oturmalar	154
Tablo 3.18.	Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deney sonuçları.....	155
Tablo 3.19.	Merkezi yüklü yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylerden elde edilen sonuçların bazı yaklaşımlarla karşılaştırılması.....	158
Tablo 3.20.	Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deney ve geliştirilen bilgisayar programı sonucu elde edilen sınır yüklerin karşılaştırılması.....	158

SEMBOLLER DİZİNİ

A_0	Düz zemin olması durumundaki sürşarj alanı
A_1	Şevli zemin durumundaki EFG veya EFGH sürşarj alanı
A_2	Zemin ağırlığından dolayı oluşan taşıma gücü katsayısı
B	Temel genişliği
b	Temelin şev tepesinden olan yatay uzaklığı (Meyerhof, 1957)
B_2	Sürşarj yükünden dolayı oluşan taşıma gücü katsayısı
C, C_a	Kohezyon kuvvetleri
C_a'	Mobilize kohezyon kuvveti
c	Zemininin kohezyonu
C_i	Zeminin kohezyonundan dolayı dilim tabanındaki kaymaya karşı koyan bileşen
C_r	Eğrilik katsayısı
C_u	Üniformluluk katsayısı
D	Tane çapı
D	Temel derinliği (Giroud ve Tran-Vo-Nhiem, 1971; Graham, 1988; Shields vd., 1990)
d	Temelin şev tepesine olan uzaklığı (Soriano vd., 2001)
D_{10}	Efektif tane çapı
D_{30}	% 30 geçene karşılık gelen tane çapı
D_{60}	% 60 geçene karşılık gelen tane çapı
D_{DE}	Enerji kaybı oranı
D_e	Temelin şev tepesine olan uzaklığı
D_f	Temel gömme derinliği
D_r	Kumun rölatif sıklığı
e	Eksantrisite
E_i	Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki normal kuvvet
e_{max}	Maksimum boşluk oranı
e_{min}	Minimum boşluk oranı
F	Normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesi (Saran vd., 1989)
F_0	BC düzlemine etkiyen bileşke kuvvet
F_m	BS yüzeyindeki üçgen dağılmış gerilmenin bileşke kuvveti

f_m	BS yüzeyindeki üçgen dağılmış gerilmenin S noktasındaki gerilme değeri
$F_{m+1/2}$	BT yüzeyindeki üçgen dağılmış gerilmenin bileşke kuvveti
$f_{m+1/2}$	BT yüzeyindeki üçgen dağılmış gerilmenin T noktasındaki gerilme değeri
$F_{m-1/2}$	BR yüzeyindeki üçgen dağılmış gerilmenin bileşke kuvveti
$f_{m-1/2}$	BR yüzeyindeki üçgen dağılmış gerilmenin R noktasındaki gerilme değeri
F_n	BD düzlemine etkileyen bileşke kuvvet
G	Deney tankının uzunluğu
g	Yerçekimi kuvveti
G_{Lm}	BRS kamasının ağırlığı
G_{Rm}	BRT kamasının ağırlığı
H	Deney tankının yüksekliği
H	Kayma yüzeyi yüksekliği (Kovalev, 1964)
H	Temelin şev tepesinden olan uzaklığı (Graham vd., 1988)
i_γ	Eğim katsayısı (Bauer vd., 1981)
i_q	Eğimli yükün etkisini dikkate alan değiştirilmiş faktör
k	Presiyometre deneyinden elde edilen sabit
K_a	Aktif toprak basıncı katsayısı
K_p	Pasif toprak basıncı katsayısı
L	Deney tankının genişliği
L	Temel uzunluğu
L_f	Temel ile kırılma yüzeyinin zeminle temas ettiği nokta arasındaki yatay mesafe
L_m	RS kayma yüzeyi boyunca etkileyen tepki kuvveti
m	Mobilizasyon katsayısı
m_1	İçsel sürtünme açısına bağlı yarıçap katsayısı
M_k	Kum miktarı
$N_{\gamma q}$	Düşey yük için deneysel taşıma gücü katsayısı
$N_{\gamma q}^*$	Eğimli yük için deneysel taşıma gücü katsayısı
$N_{\gamma qR}$	Referans temelinin taşıma gücü katsayısı
N_c', N_q', N_γ'	Azaltılmış taşıma gücü katsayıları
$N_{c\alpha}, N_{q\alpha}, N_{\gamma\alpha}$	Şev varlığındaki taşıma gücü katsayıları
N_c, N_q, N_γ	Taşıma gücü katsayıları

$N_{cq}, N_{\gamma q}$	Meyerhof taşıma gücü katsayıları
p	Derinlik basıncı (γD) (Kovalev, 1964)
p	Kırılma anındaki yük (Soriano vd., 2001)
p_0	BC düzlemine etkiyen basınç (Mizuno vd., 1960)
p_0	Presiyometre deneyinde belli bir seviyedeki sükûnetteki toplam yatay basınç
p_L	Presiyometre deneyindeki yatay limit basınç
P_m	A'E yüzeyindeki toprak basıncı
p_n	BD düzlemine etkiyen gerilme
p_o'	Temel taban düzeyindeki düşey efektif gerilme
P_p	Pasif toprak basıncı
$P_{p\gamma}$	AEKJ zemin kütleinin ağırlığından dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pc}	Kohezyondan dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pmy}	DEFN zemin kütleinin ağırlığından dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pmc}	Kohezyondan dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pmq}	Sürşarj yükünden dolayı oluşan pasif toprak direnci
P_{pq}	Sürşarj yükünden dolayı oluşan pasif toprak direnci
q	Şev tarafındaki sürşarj yükü (Saran vd., 1989)
q	Taşıma gücü veya temele etkiyen düşey basınç (Mizuno vd., 1960)
q'	Düz zemin tarafındaki sürşarj yükü
q_0	Arazide temel derinliğindeki toplam düşey gerilme
q_{emin}	Zeminin emin taşıma gücü
q_L	Presiyometre deneyindeki düşey limit basınç
$q_{sınır}$	Sınır taşıma gücü
q_{tmax}	Maksimum temel taban basıncı
q_u	Zeminin serbest basınç mukavemeti
Q_e	Eksantrik yüklü model şerit temelin sınır yükü
Q_{emin}	Zeminin emniyetle taşıyabileceği yük
Q_m	Merkezi yüklü model şerit temelin sınır yükü
$Q_{sınır}$	Şerit temelin sınır yükü
$Q_{sınır (ort.)}$	Ortalama sınır yükü
Q_t	Temel yükü
R	Şev açısı, β' 'nin (-) olması durumunda elde edilen Coulomb pasif toprak basıncı katsayısının (K_{min}), şev açısı β' 'nin (+ veya 0) olması durumunda elde edilen Coulomb pasif toprak basıncı katsayısına (K_{max}) oranı

R_0	ADC elastik kamasının bir parçası olan DC doğrusunun uzunluğu
r_0	BC düzleminin boyu
r_0	Logaritmik spiralin başlangıç yarıçapı (BE) (Saran ve Reddy, 1990)
r_1	Düz zemin tarafındaki logaritmik spiralin yarıçapı (BI)
r_m	BS boyunca uzunluk
R_m	ST kayma yüzeyi boyunca etkiyen tepki kuvveti
$r_{m+1/2}$	BT boyunca uzunluk
$r_{m-1/2}$	BR boyunca uzunluk
r_n	Normali ile ϕ açısı yapan BD düzleminin bilinmeyen uzunluğu
s	Boyut katsayısı (Bauer vd., 1981)
s	Sığ
S_m	BRT kamasının tabanı boyunca sabit kabul edilen tepki gerilmesi
SP	Kötü derecelenmiş kum zemin
t_γ	Azaltma faktörü
t_0	Uygulanan yük düşey olduğu zaman taşıma gücünü değiştirmek için gerekli olan faktör
USCS	Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırma Sistemi
V	Kum hacmi
V_p	Düşey hız
W	AEKJ zemin kütlelerinin ağırlığı (Saran vd., 1989)
W_1	HDC içindeki zemin ağırlığı (Bowles, 1975)
W_2	AHCB içindeki zemin ağırlığı (Bowles, 1975)
W_3	FBAE içindeki zemin ağırlığı (Bowles, 1975)
W_m	Deney düzeneği genişliği
W_q	AJ uzunluğunca etkiyen sürşarj yükü
x_1	Temas genişliği katsayısı
y	Yüzey
% P	Geçen yüzde
α	Eğimli yükün düşeyle yaptığı açı (Bauer vd., 1981)
α	Şev açısı (Mizuno vd., 1960)
α_1	Şev tarafındaki üçgen kama açısı
α_2	Düz zemin tarafındaki üçgen kama açısı
α_m	Radyal doğru BS ve kayma yüzeyi arasındaki açı
β	Eşdeğer serbest yüzeyin yatayla yaptığı açı (Chen, 1974)

β	Şev açısı
γ_k	Kuru birim ağırlığı
γ_s	Tane birim ağırlığı
γ	Zeminin birim ağırlığı
δ_m	F_m kuvveti ile BS doğrusunun normali arasındaki açı
δ	Uygulanan yükün düşeyle yapmış olduğu radyan cinsinden açı (Soriano vd., 2001)
ΔH_f	Kırılma (göçme) anında meydana gelen düşey oturma miktarı
ΔW	MN doğrusu üzerindeki zeminin ağırlığı
ϵ_z	z doğrultusundaki düzlem deformasyon
ζ_{cg}, ζ_{qg} ve ζ_{yg}	Şevin varlığını dikkate alan azaltma katsayıları (Hansen, 1970)
η	Kayma düzlemi ile eşdeğer serbest yüzey arasındaki açı (Chen, 1974)
θ_n	ABD açısı
θ	Şev tarafındaki logaritmik spiral açısı (derece) (Saran vd., 1989)
θ_0	ABC (BAC) kama açısı
θ_1	Düz zemin tarafındaki logaritmik spirial açısı
μ	Kayma yüzeyleri olan PC ve PC' düzlemlerinin büyük asal gerilme düzlemi, BP ile yaptığı açı (Kovalev, 1964)
ν	Poisson oranı
ξ	Temel köşesindeki rijit kama açısı
ρ_k	Kuru yoğunluk
ρ_{kmax}	Maksimum kuru yoğunluk
ρ_{kmin}	Minimum kuru yoğunluk
ρ_s	Kum zeminin tane yoğunluğu
σ_x	Bir noktaya x yönünde etkiyen normal gerilme
σ_y	Bir noktaya y yönünde etkiyen normal gerilme
σ_z	Bir noktaya z yönünde etkiyen normal gerilme
σ	Zeminin normal gerilmesi
τ_{xz}	Bir noktadaki x-z yönündeki kayma gerilmesi
τ	Düz yüzey tarafındaki zeminin kayma gerilmesi (Saran ve Reddy, 1990)
ϕ_m	Mobilize içsel sürtünme açısı
ϕ	Zeminin içsel sürtünme açısı
ψ	Büyük asal gerilmenin düşeyle yaptığı açı
Ψ	Değiştirilmiş şev açısı

1. GENEL BİLGİLER

1.1. Giriş

Üzerindeki yapıdan gelen yükleri, kendi ağırlığı ile birlikte güvenle taşıyan ve bu yükleri yapıya zarar vermeyecek ölçüde oturmalarla zemine aktaran yapı elemanları temeller olarak adlandırılır. Temellerin görevi; yapısal bütünlüğü korumanın yanında, üzerinde buldukları zeminleri de aşırı gerilmelere zorlamamaktır. Çünkü aşırı gerilmeler zeminde aşırı oturmalara neden olur.

Temel tasarımlarında hem geoteknik, hem de yapısal gereksinimler ekonomik olarak karşılanmalıdır.

Eski temel tasarımları; sadece geçmişteki örneklere, önsezi ve yaygın kaniya dayandırılmaktaydı. Yapı mühendisleri, temellerin boyutlandırılması ve inşası için deneme-yanılma yoluyla kurallar geliştirmişlerdir.

Bu ampirik kurallar, geçmişte karşılaşılan zemin koşulları ve yapılara uygulandığında genellikle kabul edilebilir sonuçlar ortaya koymuştur. Bununla birlikte, inşaat mühendisleri kuralları yeni koşullara uyguladıklarında sonuçlar genellikle yıkıcı olmuştur. Bu problem, özellikle 19. yy sonlarında yeni bina inşaat yöntemlerinin ortaya çıkmaya başladığı zaman sıkıntı vermiştir. Çelik ve betonarmenin devreye girmesi, rijit kâgir yapılardan uzaklaşarak daha esnek çerçeveli yapılara bir geçişe yol açmıştır. Bu yeni malzemelerle binaların öncekilere göre daha uzun ve ağır olmasına izin verilmiştir. Bunların yanında kötü zemin ortamlarının yerleşime açılmaları, temel tasarımı ve inşasını daha da zorlaştırmış ve eski kuralların daha fazla uygulanmasını ortadan kaldırmıştır.

Yapıların daha büyük ve ağır olarak inşa edilmeleriyle birlikte mühendisler temel tasarımı ve yapımı hakkındaki bilgileri de geliştirmişlerdir. Basitçe, gözlemsel kurallar yerine temellerin davranışını araştırmaya ve daha rasyonel tasarım metotları geliştirmeye yönelmişlerdir.

1920 li yıllarda kararlı bir biçimde önemli katkılarla başlayan geoteknik mühendisliği, temel mühendisliği için iyi bir teorik taban sağlamıştır. Bu gelişmeler, 20. yy boyunca devam etmiştir. Bu çalışmalar sonucu, daha önce inşası imkânsız sahalarda bile temel yapımı olanaklı hale gelmiş ve birçok yeni yöntem geliştirilmiştir.

Bazı durumlarda, temellerin şev üzerine veya yakınına inşa edilmek zorunda kalabilir. Böyle durumda, temelin yükleri güvenli bir şekilde zemine aktarmasının yanında şev dengesinin de sağlanması gerekir. Mühendisler, şev üzerine veya yakınına inşa edilecek temelin derinliğini ve şeve olan uzaklığını belirlemek durumunda kalırlar. Bu da; temellerin tasarımını, temellerin güvenli ve ekonomik olmalarının sağlanması açısından daha karmaşık hale getirir.

Günümüzde, düz yüzeyli zeminlere oturan temellerin taşıma gücünü araştıran birçok çalışma yapılmıştır (Eastwood, 1955; Meyerhof, 1956; Chummar, 1972; Ko ve Davidson, 1973; Yanikian, 1973; Kirkpatrick ve Uzuner, 1975; Uzuner, 1975; Purkayastha ve Char, 1977; Vafaeian, 1978; Kirkpatrick vd., 1979; Uzuner ve Kirkpatrick, 1980; Pfeifle ve Das, 1989; Tan, 1989; Nova ve Montrasio, 1991; Andrawes vd., 1996; Briaud ve Gibbens, 1999; vd.).

Kumda şeve yakın oturan temellerin taşıma gücü ile ilgili ise bugüne kadar sınırlı sayıda çalışma yapılmıştır (Meyerhof, 1963; Menard, 1964; Chen, 1975; Shields vd., 1977; Bauer vd., 1981; Gemperline, 1988; Saran vd., 1989; Garnier vd., 1994; vd.). Bu çalışmalar incelendiğinde, yapılan araştırmaların daha çok merkezi yüklü temellerin taşıma gücü ile ilgili olduğu görülmüştür. Fakat günümüzde hemen hemen tüm temeller yapılarla etkileyen yanal yüklerden dolayı momentlerin etkisi altındadır. Türk Deprem Yönetmeliği'ne (2007) göre, merkezi yüklü temellere bir miktar eksantrisite verilerek tüm temeller eksantrik yüklü olarak tasarlanır. Dolayısıyla bu çalışmada, kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü şerit temelin sınır yükleri, yük-oturma davranışı ve kırılma yüklerinin laboratuvar model deneyleri ile belirlenmesi araştırılmıştır.

1.2. Temellerin Sağlaması Gereken Koşullar

1.2.1. Taşıma Gücü Koşulu

Üzerine etkileyen 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 bağıntıda; $q_{t_{\max}}$: 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.

1.2.2. 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).

1.2.3. Ekonomik Olma Koşulu

Temellerle ilgili harcamaların toplamı, yapının toplam maliyetinin % 20'lerine kadar varabilir. Temelleri projelendiren inşaat mühendisi; taşıma gücü ve oturma koşullarını gözетerek, 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).

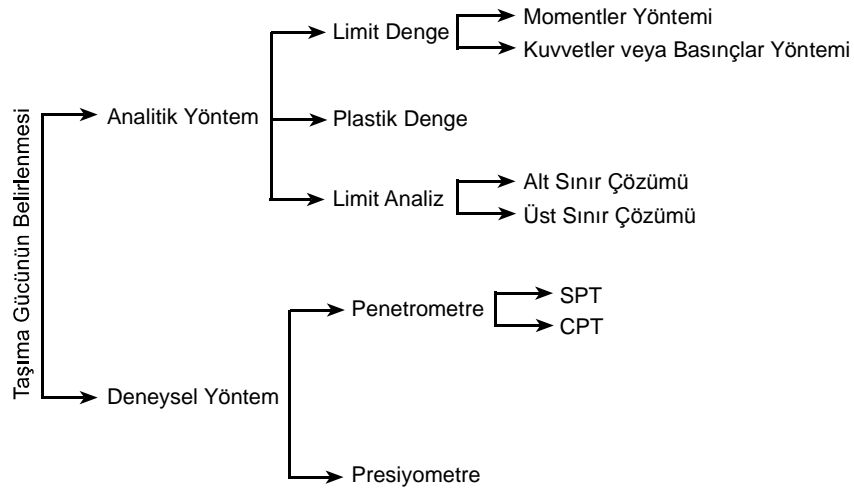
1.2.4. Toptan Göçme Koşulu

Şeve yakın oturan temelde, kayma meydana gelmemelidir ve kaymaya karşı belli bir güvenlik olmalıdır. Bunun için, seçilen yöntemle şevin stabilite analizi yapılır.

1.3. Kumda Şeve Yakın Oturan Temeller

1.3.1. Kumda Şeve Yakın Oturan Temellerin Taşıma Gücü Hesabında Kullanılan Yöntemler

Şekil 1.1'de, donatısız kumda şeve yakın oturan temellerin taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılan başlıca yöntemler verilmektedir. Bu yöntemler, analitik ve deneysel olmak üzere iki ana gruba ayrılır.



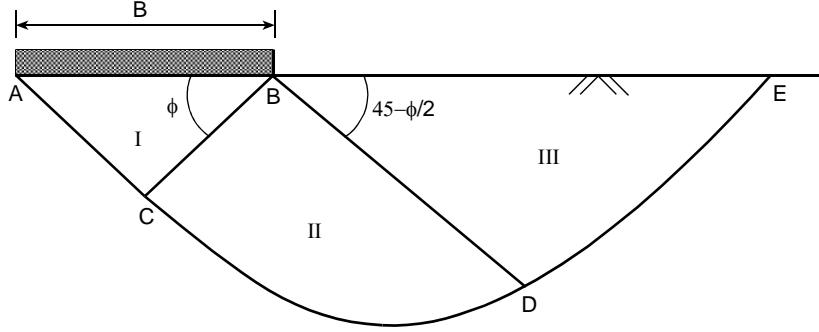
Şekil 1.1. Taşıma gücünün belirlenmesinde kullanılan başlıca yöntemler (Deschenes, 1978)

1.3.1.1. Limit Denge

Limit Denge Yöntemi, kayma düzlemini tahmini olarak belirleyen bir yaklaşımdır. Bu yöntem kayma yüzeyini, genellikle düzlem, dairesel veya logaritmik spiral şeklindeki basit bir kayma yüzeyi olarak ve zemini rijit-plastik kabul eder. Bu yöntemde, kayma düzlemi üzerindeki gerilme dağılımlarının belirlenmesi gerekir. Kayma yüzeyi ve gerilme dağılımları belirlendikten sonra denge şartı sağlanmalıdır. Amaç; statik yükler, basınçlar veya momentler açısından en güvensiz kayma yüzeyini belirlemektir (Deschenes, 1978).

Terzaghi (1943), limit denge yöntemini, taşıma gücü ve dayanma duvarı problemlerine uygulayan ilk kişidir. Terzaghi (1943); Prandtl (1920) tarafından ağırlığı ihmal edilen zemin için çözülmüş kayma modelini, ağırlığı olan zemin için önermiştir. Bu durumda; kayma yüzeyi üç (I, II ve III) bölgeye ayrılır (Şekil 1.2). Birinci bölge; zeminin

içine itildiği için, temelin bir parçası gibi davranan aktif bir kamadır. İkinci bölge, aktif bölge (I) ve pasif bölge (III) arasında geçiş bölgesi olarak adlandırılan radyal kayma bölgesidir. Üçüncü bölge ise, pasif bölgedir. Bu bölgeler, Mohr gerilme dairesi tarafından tanımlanmıştır. Prandtl (1920) tarafından oluşturulan kayma modelinde, geçiş bölgesi olarak adlandırılan radyal kayma bölgesi logaritmik bir spiraldir.



Şekil 1.2. Taşıma gücü bölgeleri (Terzaghi, 1943)

Terzaghi (1943), logaritmik spiralin merkezi olan temelin B köşesine göre alınan momentlerin dengesinden kendi taşıma gücü katsayısı, N_γ değerlerini hesaplamıştır. Meyerhof (1951), birinci bölgeyi Terzaghi gibi kabul etmiştir fakat logaritmik spiralin merkezini temelin B köşesi olarak değil de, BD doğrusunun B noktasına yakın BCDE bölgesi içinde herhangi bir yer olarak kabul etmiştir. Daha sonra, Meyerhof (1955), birinci bölgeyi değiştirmiş fakat temelin B köşesini logaritmik spiralin merkezine dönüştürmüş ve en küçük N_γ değerlerini bulana kadar ABC aktif kama açısını değiştirmiştir.

Diğer araştırmacılar ise; Terzaghi ve Meyerhof'un kullandığı kırılma düzlemlerini farklı kabul ederek bu yöntemi uygulamışlardır. Hansen (1957), kayma yüzeyi içindeki kuvvetlerin dengesini göz önüne alan bazı yöntemleri yeniden değerlendirmiştir. Mizuno (1948), Prandtl'ın kayma yüzeyini kullanmıştır. Bu kayma analizleri, kuvvetlerin statik dengesini ve temelin köşesinden kayma yüzeyine kadar olan radyal düzlemlere etki eden gerilme dağılımlarını dikkate almıştır. De Beer (1965), var olan teoriler ile deneysel sonuçlar arasında bir ilişki kurmayı denemiş ve çalışmasının sonucunda, teorilerin iyileştirilmesini önermiştir. Çalışmasında kullanılan teorilerin çoğu limit dengeye dayanmaktadır. Vesic (1973) ise; benzer bir süreç uygulayarak, taşıma gücü değerlerini uygulamadaki mühendislere faydalı olacak şekilde tablolar halinde vermiştir.

Limit denge yöntemi, taşıma gücü problemleri için yaklaşık bir çözümdür ve geoteknik mühendisliği tasarımına uygulama kolaylığı getirmiştir. Bu yöntemin başlıca hatası ise, kayma düzlemi boyunca gerilme dağılımları üzerine kabuller yapmasıdır. Chen (1974), limit denge yönteminin bu hatası ile ilgili şöyle bir yorum yapmıştır: Gerilme dağılımları, kabul edilen kayma düzleminin içinde ve dışındaki herhangi bir yerinde tanımlanamadığı için kabul edilen kayma düzlemiyle uyumlu, denge ve gerilme sınır şartlarını sağlayan bir gerilme dağılımının var olduğu kesin olarak söylenemez.

1.3.1.2. Plastik Denge

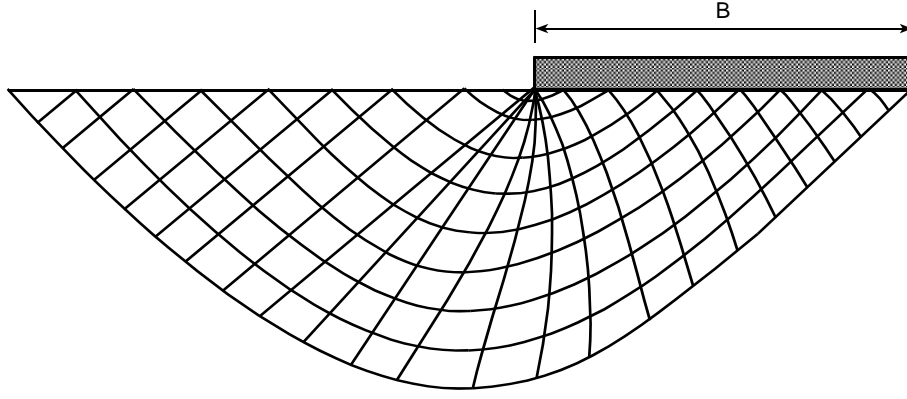
Bu yöntem, zemini rijit-plastik kabul eder. Mohr-Coulomb hipotezinin bir denklemi Bağlantı 1.2'de ve iki boyutlu denge denklemleri Bağlantı 1.3'te verilmektedir. Bağlantı 1.3, bir noktaya x yönünde etkiyen normal gerilme, σ_x ; aynı noktaya z yönünde etkiyen normal gerilme, σ_z ve o noktadaki kayma gerilmesi, τ_{xz} 'nin olduğu plastik diferansiyel denge denklemlerini verir.

$$\sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2}{4} + \tau_{xz}^2} - \frac{\sigma_z + \sigma_x}{2} \sin \phi = c \cos \phi \quad (1.2)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} - \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0$$

$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} - \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \quad (1.3)$$

Sınır gerilme koşullarıyla birlikte bu diferansiyel denklemler, plastik akışa yaklaşıldığında, temelin altındaki zeminde meydana gelen gerilmeleri araştırmak için kullanılabilir. Bu durum, Şekil 1.3'ten de görüldüğü gibi kayma yüzeylerinin kayma doğrultusunda ağlar oluşturmasına sebep olur.



Şekil 1.3. Kayma yüzeyi ağı (Deschenes, 1978)

Sokolovski (1965), sonlu farklar yöntemine dayanan sayısal bir çalışma yaparak taşıma gücü problemi için birden çok sonuç elde etmiştir. Scott (1963), Harr (1966), Graham (1966) ve Lee (1968) de taşıma gücü katsayıları ve toprak basıncı katsayılarını bulmak için bu yöntemi kabul etmişlerdir.

Bu yöntemin başlıca hatası, zeminin gerilme-şekil değiştirme özelliklerini ihmal etmesidir. Oysaki zemin için mantıklı olan akış kuralı, kayma yüzeyi boyunca meydana gelen yer değiştirmeyi dikkate alan bir çözüm elde etmeyi göz önüne almalıdır.

1.3.1.3. Limit Analiz

Plastisite teorisi, Drucker, Greenberg ve Prager tarafından geliştirilen sınır teorileri ve limit analiz teknikleri ile iyileştirilmiştir (Chen, 1974). Bu yöntem; taşıma gücü problemi karmaşık ve kırılma anındaki yükü belirlemek neredeyse imkânsız olmasına rağmen, plastik çökmenin meydana geldiği andaki yükün bulunmasına imkân verir.

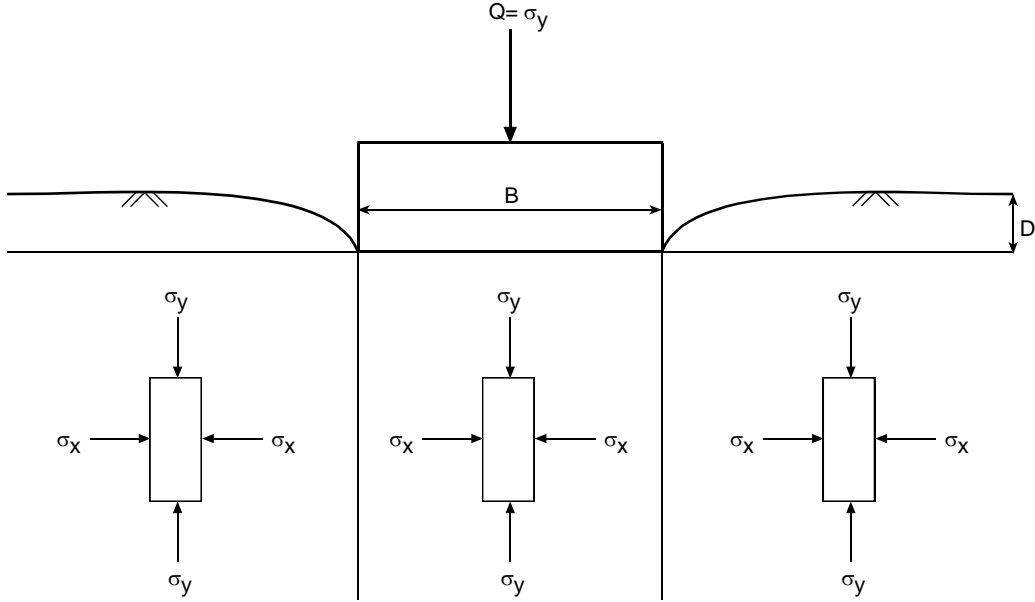
Limit analiz teoremini zemin mekaniğine uygulamak için bazı kabuller yapılmıştır.

- Zemin, elasto-plastik veya rijit-plastik bir davranış gösterir.
- Mohr-Coulomb veya diğer kırılma hipotezleri geçerlidir.
- Problemin kinematığı, akış kuralına göre verilir.
- Kırılma geometrisinde küçük değişiklikler vardır.
- Teorik denklemler geçerlidir.

Limit analiz yöntemi, alt sınır teoremi ve üst sınır teoremi olmak üzere iki gruba ayrılabilir.

1.3.1.3.1. Alt Sınır Teoremi

Alt sınır teoremi; denge denklemleri, gerilme sınır koşulları ve gerilme dağılışı ile sınır yükten küçük veya sınır yüküne eşit olan yükü doğrulayan gerilme dağılışının bulunup bulunmamasını ifade eder. Alt sınır değerlerini elde etmek için kullanılan bu yöntem, statik gerilme alanı olarak da adlandırılır (Şekil 1.4).



Şekil 1.4. Gerilme alanları (Deschenes, 1978)

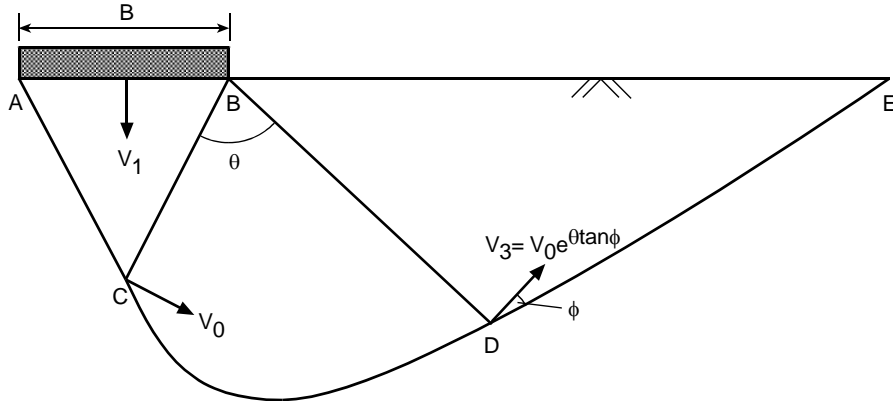
Alt sınır teoremini zemin mekaniğine uygulamak için bazı kabuller yapılmıştır.

- Diferansiyel denge denklemlerini herhangi bir yerde doğrulayan gerilme dağılışı veya statik gerilme alanı bulunmalıdır.
- Sınırdaki gerilme alanı, sınır gerilme şartını sağlamalıdır.
- Statik gerilme alanı hiçbir yerde plastik deformasyona uğramamalıdır.

Bu yöntem, Lee(1968) ve Chen (1974) tarafından yazılan kitaplarda açıklanmıştır. Lysmer (1970), kabul edilebilir başka bir alt sınır teoremi önermiştir. Fakat bu teorem, bilgisayara yönelik ve sonlu elemanlar yöntemine benzemektedir.

1.3.1.3.2. Üst Sınır Teoremi

Üst sınır teoreminde; dış yük tarafından yapılan işin hızı, kinematik hız alanında oluşan iç enerji kaybının hızına eşit veya hızından büyük ise, yük sınır yüke eşit veya sınır yükten büyük olmalıdır. Limit analiz yönteminde; alt ve üst sınırlar çakışması sonucu sınır yük, doğru çökme yükünü verir. Üst sınır değerlerini elde etmek için kullanılan bu yöntem, tanımlanmış matematik kurallarını kullanan hız alanlarının oluşması üzerine kuruludur. (Şekil 1.5).



Şekil 1.5. Hız alanları (Deschenes, 1978)

Üst sınır teoremini zemin mekaniğine uygulamak için bazı kabuller yapılmıştır.

- Çökmenin geçerli mekanizmasının, mekanik sınır şartlarını sağladığı kabul edilmelidir.
- Yük; kabul edilen mekanizmaya göre yer değiştirdiği için, dış yükün (zemin ağırlığı dâhil) enerji tüketimi hesaplanmalıdır.
- Mekanizmayla bağlantılı plastik deformasyona uğramış alanlardaki iç enerji kaybı hesaplanmalıdır.
- En kritik üst sınır çözümü, genellikle iş denklemiyle elde edilir.

Bu yöntem; Wu (1968), Lee(1968) ve Chen (1974) tarafından yazılan kitaplarda açıklanmıştır.

1.3.1.4. Taşıma Gücü Hesabında Kullanılan Analitik Yöntemlerin Karşılaştırılması

Limit denge yöntemi, akma şartını ve denge koşullarını dikkate alır. Bu yöntem, kayma düzlemi boyunca oluşan gerilme dağılımlarının varlığını kabul ederken; hız alanlarını kabul etmez.

Plastik denge yöntemi, akma şartını, denge koşullarını ve gerilme sınır koşullarını dikkate alır. Fakat bu yöntemde hızlar bilinmez.

Limit analiz yöntemi ise, öncelikle katı mekaniği için geliştirilmiş fakat zemin mekaniğine iyi bir şekilde uygulanmıştır. Limit analiz yöntemi, zemin özelliklerinin değişimini de dikkate alan taşıma gücü sonuçları verdiği için; taşıma gücü problemlerini çözmeye daha sınırlı olan diğer iki yöntemden daha gerçekçidir.

Limit denge yöntemi ve plastik denge yönteminde gerilme durumu, kayma yüzeyi boyunca veya zemin kütlelerinin her yerinde değil de yük etrafındaki yerel plastik bölgede etkilidir. Bundan dolayı da bu iki yöntem, tam bir çözümü vermez.

Chen ve Davidson (1973); Prandtl'in kırılma mekanizmasına benzer bir kırılma mekanizması kabul ederek ve limit analizin üst sınır teoremini kullanarak, içsel sürtünme açısı, kohezyonu ve ağırlığı olan bir zemin için farklı gömme derinliklerinde taşıma gücü değerleri hesaplamışlardır. Elde ettikleri sonuçları, limit denge ve plastik denge çözümleri ile karşılaştırmışlardır. Chen ve Davidson (1973); pürüzsüz yüzeysel temeller için elde ettikleri limit analiz çözümlerinin plastik denge çözümleri ile; pürüzlü sığ temeller için elde ettikleri limit analiz çözümlerinin ise, Meyerhof çözümleri ile uyumlu olduğunu görmüşlerdir. Buradan da, üst sınır değerlerinin, limit denge yöntemi ile elde edilen Meyerhof değerlerine yakın olduğu anlaşılmıştır. Bu tür çalışmalardan dolayı, limit analiz yöntemi birçok araştırmacı tarafından ilgi görmemiştir. Bunun yerine taşıma gücünün belirlenmesinde, limit denge yöntemi daha yaygın olarak kullanılmıştır.

1.3.2. Kumda Şeve Yakın Oturan Merkezi Yüklü Temellerin Taşıma Gücü

Bu bölümde, kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü temellerin taşıma gücünü belirlemek için yapılan teorik ve deneysel çalışmalar ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

1.3.2.1. Teorik Çalışmalar

Meyerhof (1957); şev tepesine veya şev tepesinden herhangi bir uzaklığa yerleştirilen yüzeysel temellerin taşıma gücü ile ilgili ilk teorik çalışmayı sunmuştur. Meyerhof'un $N_{\gamma q}$ taşıma gücü katsayısının olumsuz etkisi, kum zemin tamamen kuru veya suya doygun olmaması durumunda ortaya çıkmaktadır. Yeraltı su düzeyi; temelin gömme derinliğinden itibaren ise, kumun değişen birim ağırlığı göz önüne alınarak $N_{\gamma q}$ taşıma gücü katsayısında değişiklik yapılmaktadır.

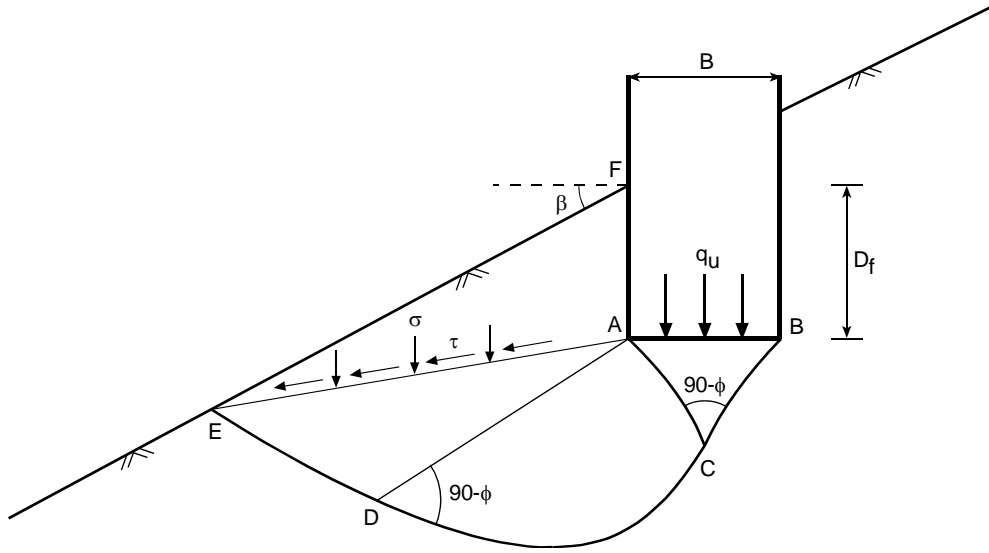
Şev tepesine veya şev tepesinden herhangi bir uzaklığa yerleştirilen temellerin taşıma gücü ile ilgili yapılan bütün teorik çalışmalar düzlem şekil değiştirme koşullarını kabul eder. Bu teorik çalışmalar Meyerhof (1957), Mizuno vd. (1960), Kovalev (1964), Hansen (1970), Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971), Absi (1972), Chen (1974), Vesic (1975), Bowles (1975), Bowles (1977), Graham (1988), Saran vd. (1989), Shields vd. (1990), Bowles (1996) ve Soriano vd. (2001) şeklinde sıralanabilir. Bu teorik çalışmalardan Meyerhof, Giroud ve Bowles, şev tepesine veya şev tepesinden herhangi bir uzaklığa yerleştirilen temellerin taşıma gücü üzerine çalışma yaparken, diğer araştırmacılar sadece şev tepesine oturan temellerin taşıma gücü üzerine çalışma yapmışlardır.

Meyerhof, Giroud, Bowles ve Mizuno, limit dengeyi kullanarak çözümler elde etmişlerdir. Kovalev ve Absi ise, plastik denge yöntemini kullanmışlardır. Chen, limit analiz yöntemi ve hız alanlarını kullanarak zemini elasto-plastik bir malzeme olarak kabul etmiştir. Chen'in dışındaki tüm teorik çalışmalar zemini rijit-plastik kabul etmiştir. Hansen, kendi taşıma gücü katsayılarını elde etmek için basit bir varsayım yapmıştır. Bugüne kadar yapılan bütün teorik çalışmalar, $N_{\gamma q}$ taşıma gücü katsayısının hesaplanması üzerinedir.

1.3.2.1.1. Meyerhof (1957)

Meyerhof (1957), kohezyonsuz zeminlerde şev yüzüne ve şev üzerine yerleştirilen şerit temeller için $N_{\gamma q}$ taşıma gücü katsayıları önermiştir. Şev yüzüne yerleştirilen bir şerit temel yüklendiğinde şev tarafındaki zeminde meydana gelen plastik bölgeler, düz yüzeye yerleştirilen benzer bir şerit temel yüklendiğinde meydana gelen plastik bölgelerden daha küçüktür ve bunun sonucu olarak sınır taşıma gücü de daha azdır. Meyerhof (1957), sığ bir

şerit temelin kayma yüzeyinin üç bölgeden oluştuğunu kabul eder. Şekil 1.6'dan da görüldüğü gibi birinci bölge, merkezi elastik bölge (ABC); ikinci bölge, radyal kayma bölgesi (ACD) ve üçüncü bölge, karışık kayma bölgesi (ADEF)'dir. AE düzlemine etkiyen normal (σ) ve kayma (τ) gerilmesi olarak adlandırılır. β ise, şevin yatayla yaptığı açıdır.

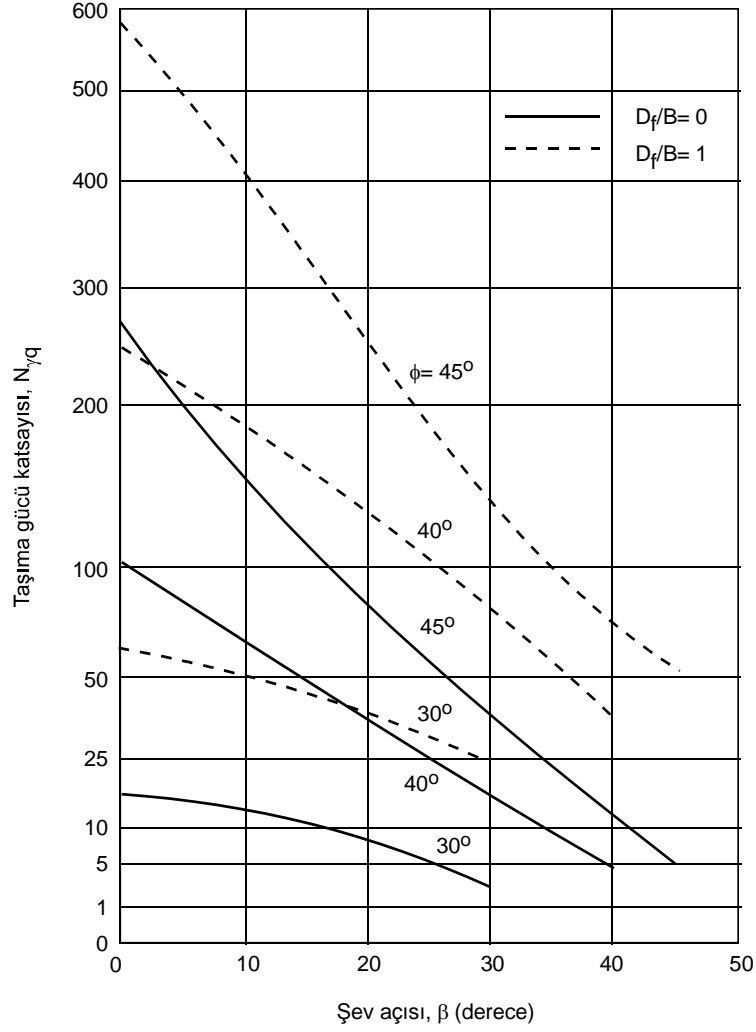


Şekil 1.6. Şev yüzüne yerleştirilen şerit temelin plastik bölgeleri (Meyerhof, 1957)

Meyerhof'a (1957) göre, sınır (nihai, son) taşıma gücünün genel formülü Bağıntı 1.4 ile verilmektedir.

$$q_u = cN_{cq} + 0.5\gamma BN_{\gamma q} \quad (1.4)$$

Burada, c : Kohezyon (kN/m^2), N_{cq} ve $N_{\gamma q}$: Temelin D_f/B , β ve ϕ parametrelerine bağlı olan Meyerhof taşıma gücü katsayıları (birimsiz), γ : Zeminin birim ağırlığı (kN/m^3) ve B : Temelin genişliği (m)'dir. Bağıntı 1.4, kohezyonlu zeminler ($\phi=0$) için Bağıntı 1.5, kohezyonsuz zeminler ($c=0$) için ise, Bağıntı 1.6 şeklinde yazılabilir. Kohezyonsuz zeminlerde şev yüzüne oturan şerit temeller için Meyerhof taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ Şekil 1.7'de verilmektedir. Şekil 1.7'den de görüldüğü gibi, taşıma gücü katsayıları dolayısıyla da sınır taşıma gücü, şevin eğiminin artarak $\beta=\phi$ (dengesiz şev durumu) olması durumunda azalmaktadır.

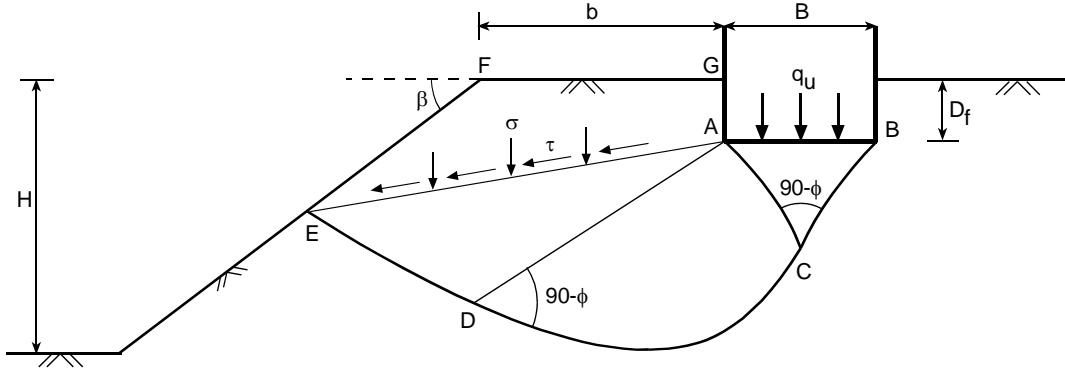


Şekil 1.7. Kohezyonsuz zeminlerde şev yüzüne oturan şerit temel için Meyerhof taşıma gücü katsayıları (Meyerhof, 1957)

$$q_u = cN_{cq} \quad (1.5)$$

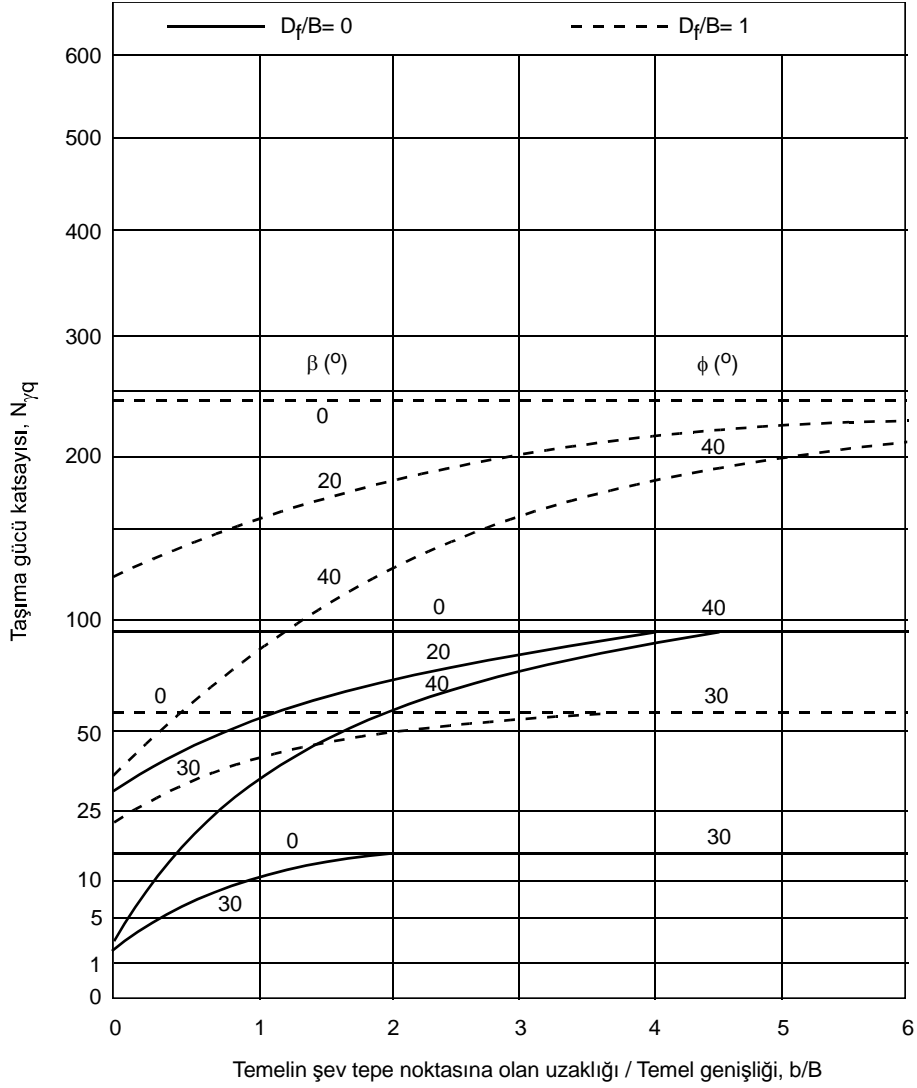
$$q_u = 0.5\gamma BN_{\gamma q} \quad (1.6)$$

Şev üzerine yerleştirilen bir şerit temel yüklendiğinde, şev tarafındaki zeminde meydana gelen plastik bölgeler Şekil 1.8’de gösterilmektedir.



Şekil 1.8. Şev üzerine yerleştirilen şerit temelin plastik bölgeleri (Meyerhof, 1957)

Kohezyonsuz zeminlerde şev üzerine yerleştirilen bir şerit temel için Meyerhof taşıma gücü katsayıları $N_{\gamma q}$, Şekil 1.9'da verilmektedir. Şekil 1.9'dan da görüldüğü gibi, taşıma gücü katsayıları dolayısıyla da sınır taşıma gücü; şev açısı arttıkça azalırken, temelin şeve olan uzaklığı arttıkça artar. Temel genişliğinin yaklaşık 2-6 katı uzaklığa yerleştirilen bir şerit temel için sınır taşıma gücü, şev açısından bağımsız olur ve düz bir zemine yerleştirilen bir şerit temelin taşıma gücüyle aynı değerde olur.



Şekil 1.9. Kohezyonsuz zeminde şev üzerine oturan şerit temel için Meyerhof taşıma gücü katsayıları (Meyerhof, 1957)

1.3.2.1.2. Mizuno vd. (1960)

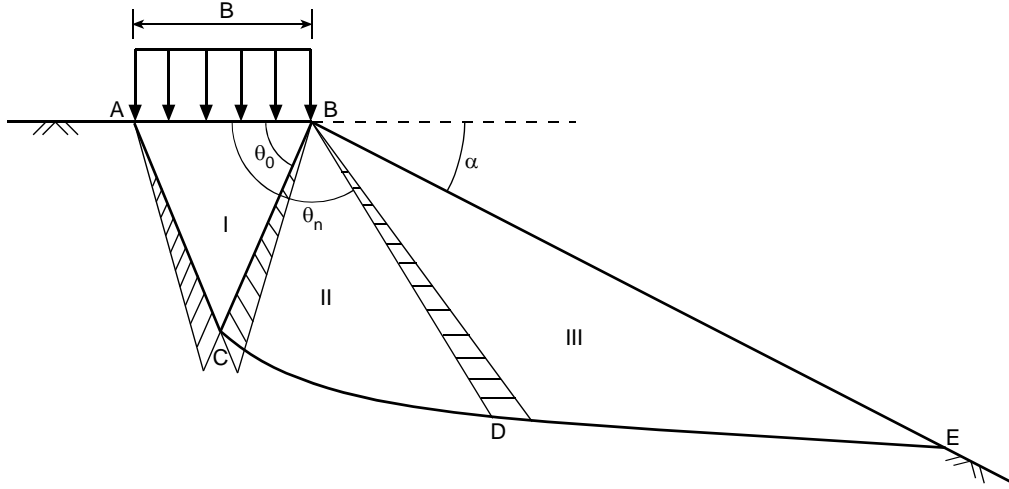
Mizuno, 1948 yılında düz zeminin taşıma gücünü hesaplamak için önerdiği yöntemi 1960 yılında şevli zemine uygulamıştır.

Mizuno vd. (1960), limit denge koşullarını dikkate alarak, temelin altındaki zeminde oluşan kayma bölgesini üç bölgeye ayırmıştır (Şekil 1.10). I. bölge, ABC aktif basınç kamasıdır ve Meyerhof'un kullandığına benzer bir yöntemle bulunmuştur. Bu bölgede, ABC açısı = BAC açısı = $\theta_0 = 45 + \phi/2$ değerindedir.

p_0 gerilmesi, BC düzlemi boyunca $90 - \phi$ açısıyla etkir ve Bağıntı 1.7'deki gibi ifade edilir.

$$p_0 = 2r_0q \cot \theta_0 + \frac{B}{2}\gamma \quad (1.7)$$

Burada; p_0 : BC düzlemi boyunca etkiyen basınç, r_0 : BC düzleminin uzunluğu, q : Taşıma gücü veya temele etkiyen düşey basınç ve θ_0 : ABC (BAC) açısı'dır.

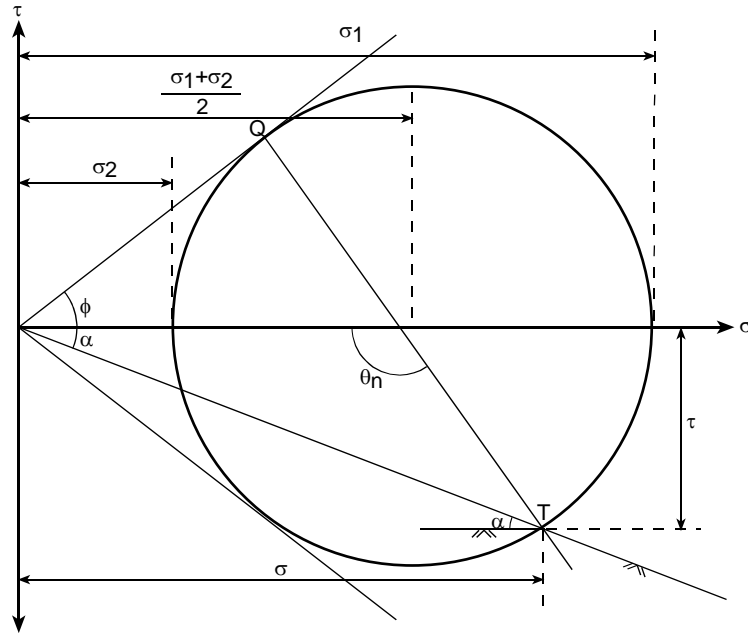


Şekil 1.10. Mizuno'nun kırılma mekanizması (Mizuno vd., 1960)

III. bölge, Şekil 1.11'deki Mohr dairesinden bulunmuştur. Şekil 1.10'daki BD doğrusu, Mohr dairesinde Q kutbundan T kırılma noktasına çizilen TQ doğrusuna paraleldir. Bu düzleme etkiyen gerilme Bağlantı 1.8'de verilmektedir.

$$p_n = \frac{\gamma r_n \sin(\theta_n + \alpha) \sec \alpha \cos \phi}{1 - \sqrt{1 - \cos^2 \phi \sec^2 \alpha}} \quad (1.8)$$

Burada; r_n : Normali ile ϕ açısı yapan BD düzleminin bilinmeyen uzunluğu, θ_n : ABD açısı ve α : Şev açısı'dır. DE doğrusu, BD düzlemine etkiyen p_n gerilmesi ile aynı yöndedir. II. bölge, kayma yüzeyi C'den D'ye çizilen yarı dairesel yay olan bir geçiş bölgesidir.



Şekil 1.11. Mohr gerilme dairesi (Mizuno vd., 1960)

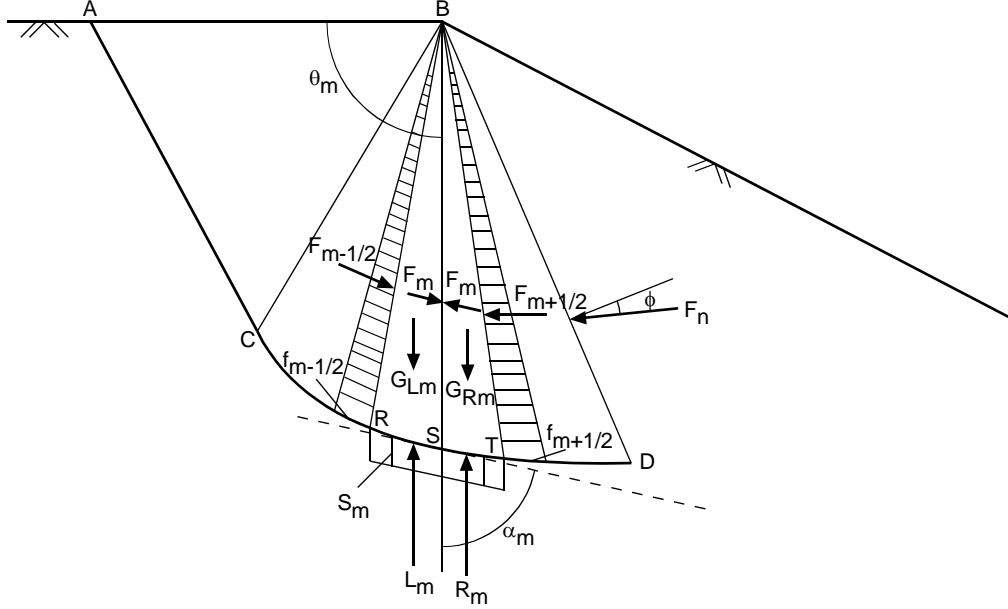
Mizuno vd. (1960), BC ve BD düzlemleri boyunca meydana gelen gerilmelerin üçgen dağıldığını dikkate alarak her iki düzlemdeki bileşkeyi bulmuştur. BC düzlemindeki p_0 gerilmesi, AC düzlemine paralel yönde etkiyen bir bileşkeye sahiptir. r_0 değeri, θ_0 açısı ve temel genişliğinden bulunan BC uzunluğuna eşittir. r_n değeri, BD düzlemi ile aynı doğrultuda olan bir bilinmeyendir. Bağntı 1.9'da, BC düzlemine etkiyen bileşke kuvvet; Bağntı 1.10'da ise BD düzlemine etkiyen bileşke kuvvet verilmektedir.

$$F_0 = \frac{1}{2} p_0 \frac{B}{2} \sec \theta_0 \quad (1.9)$$

$$F_n = \frac{1}{2} r_n p_n \quad (1.10)$$

Şekil 1.12'den de görüldüğü gibi, BCD geçiş bölgesi birçok küçük kamaya ayrılmış ve daha sonra bunlardan BRT küçük kamasının dengesi dikkate alınarak bu kama, BRS ve BST olmak üzere iki eşit kamaya bölünmüştür. Sol taraftaki BRS kamasına etkiyen kuvvetler; sırasıyla BR ve BS yüzeylerinde üçgen dağılmış gerilmelerin bileşkeleri olan $F_{m-1/2}$ ve F_m , RS kayma yüzeyi boyunca etkiyen tepki kuvveti L_m ve kamanın ağırlığı G_{Lm} 'dir. Benzer olarak, sağ taraftaki BST kamasına etkiyen kuvvetler; sırasıyla BS ve BT

yüzeylerinde üçgen dağılmış gerilmelerin bileşkeleri olan F_m ve $F_{m+1/2}$, ST kayma yüzeyi boyunca etkiyen tepki kuvveti R_m ve kamanın ağırlığı G_{Rm} 'dir.



Şekil 1.12. Kamalara ayrılan geçiş bölgesi (Mizuno vd., 1960)

BRT kamasının tabanı boyunca sabit kabul edilen tepki gerilmesi S_m , Şekil 1.13'te gösterilen Mohr dairesinden bulunabilir. Tepki kuvvetleri olan L_m ve R_m sırasıyla, Bağıntı 1.11 ve Bağıntı 1.12 ile bulunabilir.

$$L_m = S_m \overline{RS} \quad (1.11)$$

$$R_m = S_m \overline{ST} \quad (1.12)$$

Üçgen kamaların ağırlıkları olan G_{Lm} ve G_{Rm} ise, sırasıyla Bağıntı 1.13 ve Bağıntı 1.14 ile bulunabilir.

$$G_{Lm} = \gamma \text{Alan}(\text{BRS}) \quad (1.13)$$

$$G_{Rm} = \gamma \text{Alan}(\text{BST}) \quad (1.14)$$

BR, BS ve BT düzlemleri boyunca meydana gelen üçgen dağılışların R, S ve T noktalarındaki $f_{m-1/2}$, f_m ve $f_{m+1/2}$ gerilmeleri tarafından hesaplanan bileşke kuvvetler, $F_{m-1/2}$, F_m ve $F_{m+1/2}$ sırasıyla Bağntı 1.15, Bağntı 1.16 ve Bağntı 1.17 ile bulunabilir.

$$F_{m-1/2} = \frac{1}{2} f_{m-1/2} \overline{BR} \quad (1.15)$$

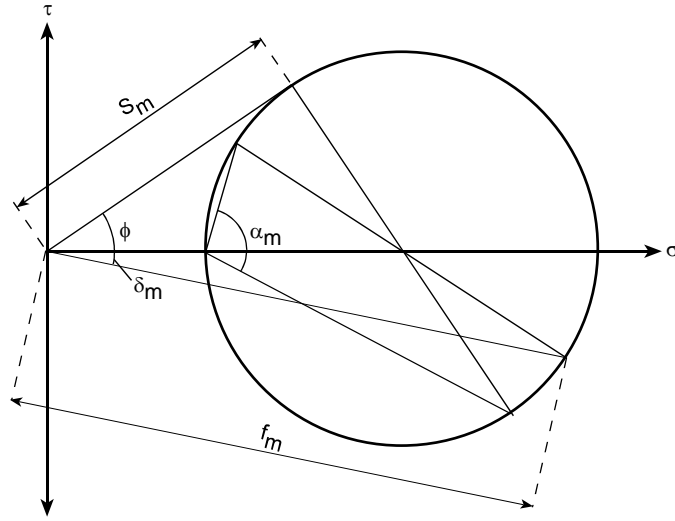
$$F_m = \frac{1}{2} f_m \overline{BS} \quad (1.16)$$

$$F_{m+1/2} = \frac{1}{2} f_{m+1/2} \overline{BT} \quad (1.17)$$

Radyal BS doğrusu ve kayma yüzeyi arasındaki α_m açısı Mohr dairesinden bulunabilir. δ_m açısı, F_m kuvveti ile BS radyal doğrusunun normali arasındaki açıdır. BR doğrusu boyunca $r_{m-1/2}$ uzunluğu bilinirse; δ_m açısına kabul yapılarak, α_m açısı, BS doğrusu boyunca r_m uzunluğu ve G_{Lm} kama ağırlığı hesaplanabilir. Bileşke kuvvet, F_m , Bağntı 1.18 ile de hesaplanabilir.

$$F_m = \frac{1}{2} f_m r_m \quad (1.18)$$

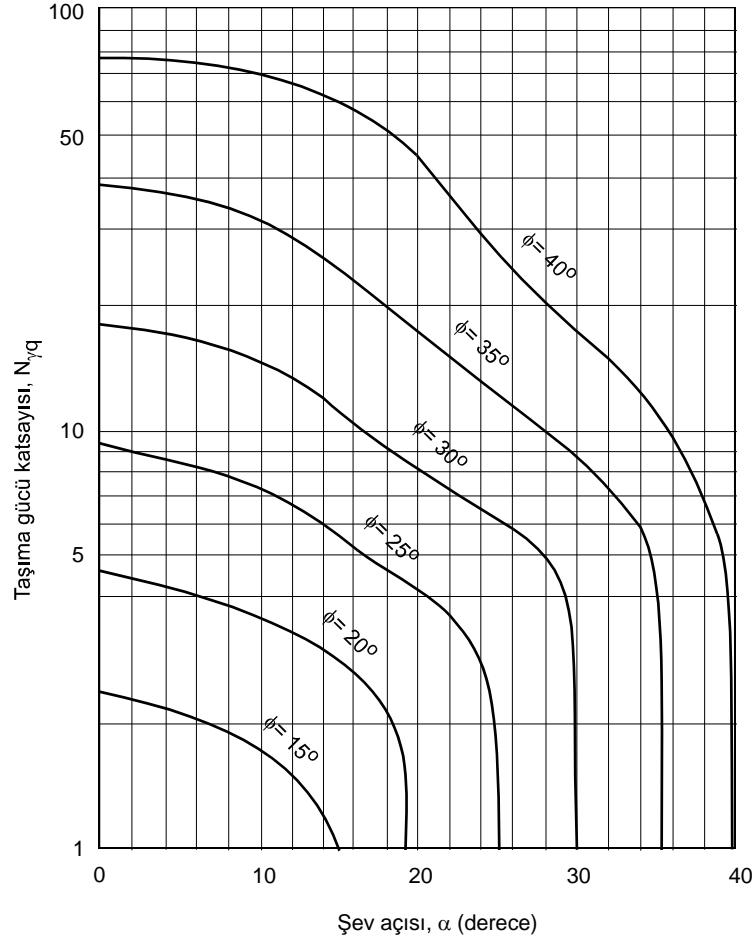
Bileşke kuvvet, $F_{m-1/2}$ ve kamanın ağırlığı, G_{Lm} ; bileşke kuvvet, F_m ve tepki kuvveti, L_m 'nin doğrultuları çakışana kadar farklı δ_m değerleri denenerek F_m değeri ve dolayısıyla da f_m değeri bulunur. Daha sonra T noktası belirlenir ve $F_{m+1/2}$ değeri, BST kamasının alanı için denge koşulları yardımıyla hesaplanır.



Şekil 1.13. Geçiş bölgesi için Mohr kırılma dairesi (Mizuno vd., 1960)

Yapılan tüm işlemler, BT düzlemi ile BD düzlemi, dolayısıyla da T noktası ile D noktası çakışana kadar her bir kama için tekrarlanır. BD düzleminin, normali ile ϕ açısı yapan bilinmeyen uzunluğu, r_n artık belirlenmiştir ve BD düzlemindeki gerçek F_n kuvveti Bağlantı 1.10 ile bulunabilir. Geçiş bölgesi içindeki bileşke kuvvetler, $F_{m-1/2}$, F_m ve $F_{m+1/2}$ $F_{m-1/2}$ değerleri; F_0 ile aynı değeri alana kadar her bir kama için hesaplanır. Hesaplanan F_0 değerinden p_0 değeri bulunur. Sonuç olarak taşıma gücü, q , Bağlantı 1.7 ile elde edilir.

Mizuno vd. (1960), çalışmasının sonucunda elde ettiği taşıma gücü katsayıları $N_{\gamma q}$ değerlerini grafik olarak vermiştir (Şekil 1.14). Mizuno vd. (1960), Meyerhof'un (1957) aksine şevdeki gerilmeleri dikkate almış ve kayma yüzeyi ile radyal düzleme etkileyen kuvvetlerin aynı doğrultuda olduğunu bildirmiştir. Ayrıca yalnızca şev tepesindeki bir temel için taşıma gücü katsayıları elde etmiş; temelin farklı gömme derinliklerinin ve temelin şevden farklı uzaklıklarının taşıma gücü üzerindeki etkisi için bir çalışma yapmamıştır. Şekil 1.14'ten de görüldüğü gibi; şev açısı (α), içsel sürtünme açısına (ϕ) eşit olduğu zaman, Mizuno taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$, genel bir değer almaktadır.



Şekil 1.14. Mizuno taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Mizuno vd., 1960)

1.3.2.1.3. Kovalev (1964)

Sokolovski (1960), plastik dengeye dayalı taşıma gücü çözümleri vermiştir. Ancak bu çözümlerin uzun olmasından dolayı, Kovalev (1964) bu çözümlere yaklaşık bir yöntem önermiştir. Bu çözümün elde edilmesi için, Sokolovski'nin (1960) kayma yüzeyi temel alınarak bazı temel prensipler tanımlanmıştır.

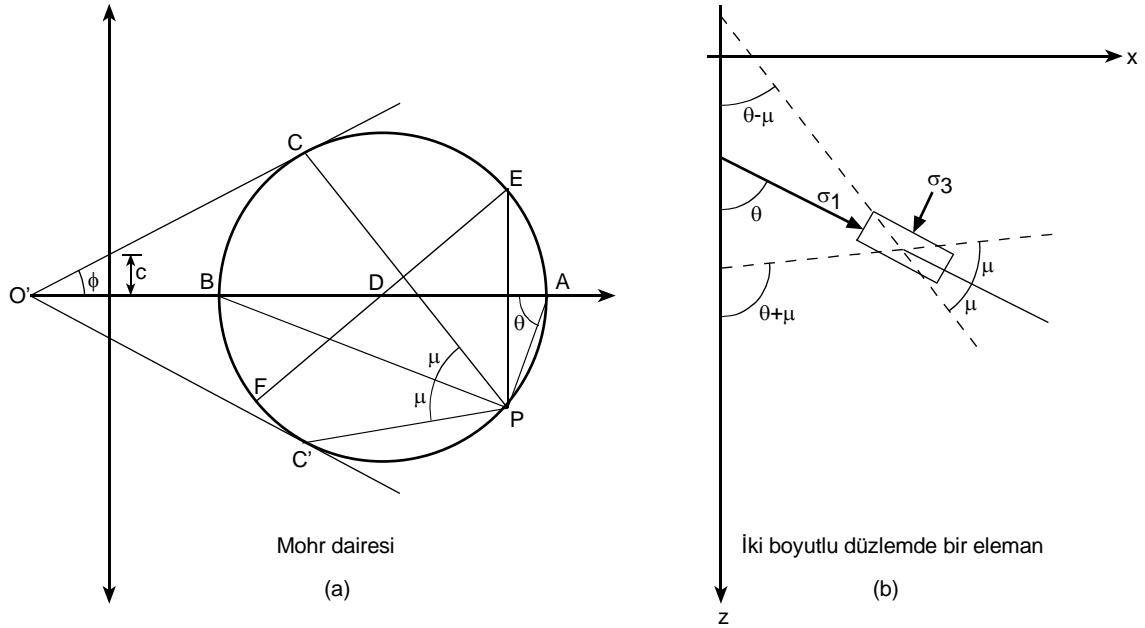
Kırılma anında Mohr-Coulomb akma şartı gerilme bileşenlerine (σ_x , σ_z , τ_{xz}) göre Bağıntı 1.19'daki verilebilir.

$$\sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2}{4} + \tau_{xz}^2} - \frac{(\sigma_z + \sigma_x)}{2} \sin \phi = c \cos \phi \quad (1.19)$$

Bağıntı 1.19, Bağıntı 1.20 şeklinde de yazılabilir.

$$\sqrt{\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2}{4} + \tau_{xz}^2} = \frac{\sin \phi}{2} (\sigma_x + \sigma_z + 2c \cot \phi) \quad (1.20)$$

Düzlemdeki bir elemana uygulanan gerilmeler, Şekil 1.15b'de; bu gerilmelerin Mohr dairesinde gösterilişi Şekil 1.15a'da verilmektedir.



Şekil 1.15. Mohr dairesi ve iki boyutlu düzlemde bir eleman (Kovalev, 1964)

Şekil 1.15b'de eleman üzerindeki büyük asal gerilme, σ_1 , z eksenine θ açısı yapmaktadır. Şekil 1.15a'da Mohr dairesinde işaretlenen P noktasından iki kırılma zarfına çizilen paralellerden C ve C' noktaları belirlenir. Bu noktalar, kırılma zarflarının Mohr dairesinin teğet noktalarıdır. Kayma yüzeyleri olan PC ve PC' düzlemleri, büyük asal gerilme düzlemi BP ile $\pm\mu$ açısı yapar. Bu açı, Bağıntı 1.21 ile hesaplanabilir.

$$\mu = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (1.21)$$

Şekil 1.15b'deki kayma yüzeyleri z eksenine $\theta \pm \mu$ açısı yapar. Mohr dairesi üzerindeki normal gerilme Bağıntı 1.22 veya Bağıntı 1.23 ile bulunabilir.

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z + 2c \cot \phi) \quad (1.22)$$

veya

$$\sigma = \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \phi) \quad (1.23)$$

Bunun sonucunda, gerilme bileşenleri, σ_x , σ_z , τ_{xz} , Bağıntı 1.24, Bağıntı 1.25 ve Bağıntı 1.26 ile hesaplanabilir.

$$\sigma_x = \sigma(1 + \sin \phi \cos 2\theta) - c \cot \phi \quad (1.24)$$

$$\sigma_z = \sigma(1 - \sin \phi \cos 2\theta) - c \cot \phi \quad (1.25)$$

$$\tau_{xz} = \sigma \sin \phi \sin 2\theta \quad (1.26)$$

Burada; σ : Mohr dairesinde, O'D uzunluğunu temsil eden gerilme ve θ : Büyük asal gerilmenin x eksenine ile yaptığı açı'dır.

Gerilme bileşenleri, σ_x , σ_z , τ_{xz} , Mohr dairesinde, P noktasından sırasıyla x ve z eksenlerine paraleller çizilerek elde edilen E ve F noktalarını temsil eder. Zemin, taşıma gücü problemlerinde statik dengede olduğu için, gerilmelerin aynı zamanda Bağıntı 1.27 ve Bağıntı 1.28'deki iki boyutlu denge denklemlerini sağlaması gerekir. Bu bağıntılarda; aşağı yön pozitif olacak şekilde z eksenine düşey kabul edilir.

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \quad (1.27)$$

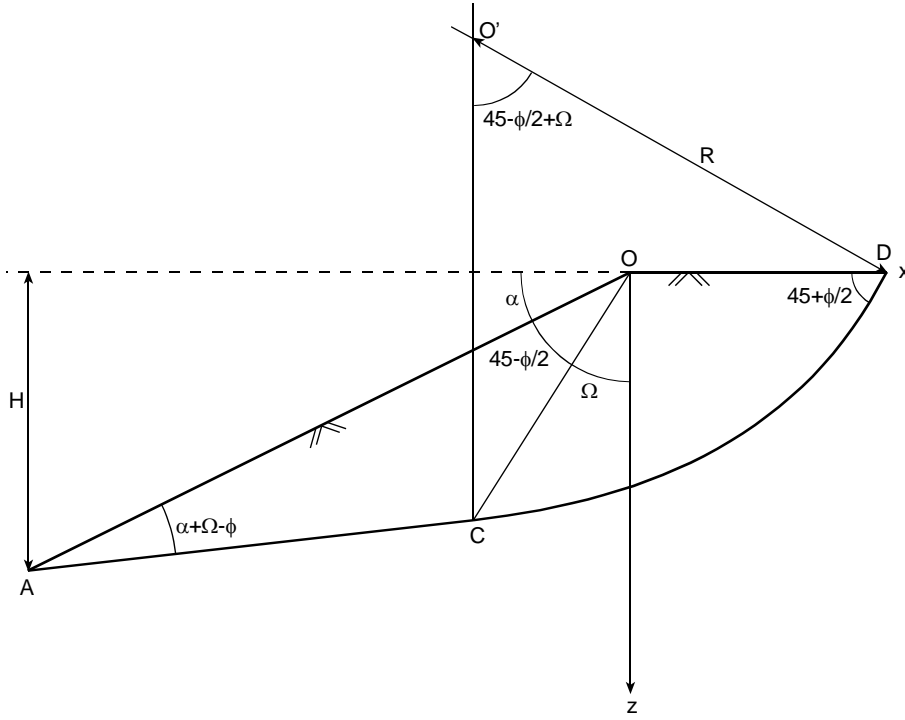
$$\frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma \quad (1.28)$$

Sokolovski (1965) tarafından Bağıntı 1.24, Bağıntı 1.25 ve Bağıntı 1.26; Bağıntı 1.27 ve Bağıntı 1.28'de yerine yazılarak, kayma yüzeyini ifade eden iki diferansiyel denklem

takımı elde edilmiştir. Kovalev (1964) ise, bu diferansiyel denklemlerden sadece bir tanesini kayma yüzeyine uygun olarak kullanmıştır. Bu diferansiyel denklem, Bağıntı 1.29'da gösterilmektedir.

$$\frac{d\sigma}{ds} - 2\sigma \tan \phi \frac{d(\theta + \alpha)}{ds} = -\gamma \frac{\cos(\theta + \alpha)}{\cos \phi} \quad (1.29)$$

Kovalev (1964), kohezyonsuz zeminde şev tepesine yerleştirilen temeller için Şekil 1.16'da gösterilen bir kayma geometrisi sunmuştur.



Şekil 1.16. Kovalev'in yaklaşık kayma mekanizması (Kovalev, 1964)

Bu kayma geometrisi, AC doğrusu ve CD yayı olmak üzere iki kısma ayrılmıştır. C noktası, OC ve AC doğrularının kesişim noktasıdır. Bu noktanın bulunması için, Ω açısının Bağıntı 1.30 ile bulunması gerekir.

$$\Omega = \frac{1}{2} \left[90 - \sin^{-1} \left(\frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \right) - \alpha + \phi \right] \quad (1.30)$$

AOC açısının değeri $45-\phi/2$ 'dir. C noktasından O' noktasına çizilen R düşey doğrusunun uzunluğu Bağıntı 1.31'de verilmektedir.

$$R = \frac{H \sin(\Omega + \alpha - \phi) \cos\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} - \alpha\right) \sin\left(\frac{3\pi}{8} - \frac{\Omega}{2} + \frac{\phi}{4}\right)}{\sin \beta \cos\left(\frac{\pi}{4} - \Omega - \alpha + \frac{3\phi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{8} - \frac{\Omega}{2} + \frac{3\phi}{4}\right) \sin\left(\frac{\pi}{4} + \Omega - \frac{\phi}{2}\right)} \quad (1.31)$$

Temel genişliği, B'nin bir fonksiyonu olan kayma yüzeyi yüksekliği, H, Bağıntı 1.32'de verilmektedir.

$$\frac{B}{H} = \frac{\sin(\Omega + \alpha - \phi) \sin\left(\frac{\pi}{8} + \frac{\Omega}{2} + \alpha - \frac{5\phi}{4}\right)}{\sin \alpha \cos\left(\frac{\pi}{4} - \Omega - \alpha + \frac{3\phi}{2}\right) \sin\left(\frac{\pi}{8} - \frac{\Omega}{2} + \frac{3\phi}{4}\right)} \quad (1.32)$$

O' bulunduktan ve R belirlendikten sonra CD dairesel yayı çizilebilir. Bağıntı 1.29'un çözülebilmesi için Şekil 1.16'da gösterilen D ve O noktalarındaki normal gerilmeler sırasıyla Bağıntı 1.33 ve Bağıntı 1.34'te verilmektedir.

$$\begin{aligned} \sigma_{(D)} = & \left[\frac{p \cos \alpha}{1 - \sin \phi \cos\left(\sin^{-1} \frac{\sin \alpha}{\sin \phi} - \alpha\right)} + \frac{\gamma H \sin \Omega \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)}{\cos \phi \sin \alpha \cos\left(\frac{\pi}{4} - \alpha - \Omega + \frac{3\phi}{2}\right)} \right. \\ & \left. - \frac{\gamma R (\cos \Omega - 2 \tan \phi \sin \Omega)}{\cos \phi (4 \tan^2 \phi + 1)} \right] e^{\tan \phi \left(\frac{\pi}{2} - \phi + 2\Omega\right)} \\ & + \frac{\gamma \left[R \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) + 2 \tan \phi \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \right]}{\cos \phi (4 \tan^2 \phi + 1)} \quad (1.33) \end{aligned}$$

$$\sigma_{(O)} = \frac{p \cos \alpha}{1 - \sin \phi \cos 2(\theta - \alpha)} e^{2\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \tan \phi} \quad (1.34)$$

D ve O noktalarındaki düşey gerilmeler ise sırasıyla Bağntı 1.35 ve Bağntı 1.36 ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_{z(O)} = \sigma_{(O)} (1 + \sin \phi) \quad (1.35)$$

$$\sigma_{z(D)} = \sigma_{(D)} (1 + \sin \phi) \quad (1.36)$$

Meyerhof denklemi ile aynı olan Bağntı 1.38'deki taşıma gücü denklemi, Bağntı 1.37'deki gibi gösterilebilir.

$$q = A_2 \gamma B + B_2 p \quad (1.37)$$

Burada; A_2 : Zemin ağırlığından dolayı oluşan taşıma gücü katsayısı, B_2 : Sürşarj yükünden dolayı oluşan taşıma gücü katsayısı, p : Derinlik basıncı (γD)'dir.

$$q = \frac{N_\gamma}{2} \gamma B + N_q \gamma D \quad (1.38)$$

$N_\gamma/2 = A_2$ ve $N_q = B_2$ olduğundan; taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$, Bağntı 1.39 ile gösterilebilir.

$$N_{\gamma q} = 2A_2 + 2 \frac{D}{B} B_2 \quad (1.39)$$

Kovalev'in (1964) elde ettiği A_2 , B_2 , B/H ve R/H değerleri sırasıyla Tablo 1.1, Tablo 1.2, Tablo 1.3 ve Tablo 1.4'te verilmektedir.

Tablo 1.1. A_2 değerleri (Kovalev, 1964)

$\alpha \backslash \phi$	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
20°	4.03	5.48	7.26	9.73	13.04	18.16	25.45	36.10	53.00
25°	2.61	3.82	5.28	7.15	9.80	13.38	18.41	25.71	36.89
30°	-	-	-	4.61	6.61	9.20	12.91	17.76	25.01
35°	-	-	-	-	-	5.11	7.82	11.27	16.11

Tablo 1.2. B_2 değerleri (Kovalev, 1964)

$\alpha \backslash \phi$	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
20°	5.44	6.78	8.46	10.56	12.90	16.64	21.14	27.01	34.71
25°	3.60	4.83	6.26	7.44	10.02	12.70	16.15	20.62	26.48
30°	-	-	-	5.25	6.99	9.12	11.78	15.13	19.55
35°	-	-	-	-	-	5.42	7.64	10.35	13.55

Tablo 1.3. B/H değerleri (Kovalev, 1964)

$\alpha \backslash \phi$	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
20°	1.85	1.89	1.89	1.87	1.83	1.78	1.73	1.67	1.61
25°	0.93	1.32	1.38	1.43	1.44	1.44	1.42	1.39	1.36
30°	-	-	-	0.94	1.09	1.16	1.19	1.19	1.18
35°	-	-	-	-	-	0.63	0.91	1.00	1.03

Tablo 1.4. R/H değerleri (Kovalev, 1964)

$\alpha \backslash \phi$	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°
20°	0.78	0.80	0.79	0.76	0.72	0.66	0.59	0.52	0.44
25°	0.25	0.40	0.46	0.49	0.48	0.47	0.44	0.40	0.36
30°	-	-	-	0.23	0.29	0.32	0.32	0.31	0.29
35°	-	-	-	-	-	0.13	0.19	0.22	0.22

1.3.2.1.4. Hansen (1970)

Hansen (1970), Bağıntı 1.40'ta gösterildiği gibi, birden fazla değişken içeren düzelti miş ve genişletilmiş bir taşıma gücü formülü elde etmiştir.

$$q_u = cN_c \zeta_{cg} + \gamma D_f N_q \zeta_{qg} + 0.5 \gamma B N_\gamma \zeta_{\gamma g} \quad (1.40)$$

Bu formül, Meyerhof formülünden farklı olarak şevin varlığını dikkate alan Bağntı 1.41'de verilen azaltma katsayılarını içerir. Bu azaltma katsayıları, düz zemin üzerindeki temele etkiyen yükün eğimine bağlı olduklarından dikkate alınmışlardır. Düz zemin durumunda azaltma katsayıları, eğimli yükün yatay ve düşey bileşenlerinin oranının bir fonksiyonudur. Bu yüzden; şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen bir temele etkiyen düşey yük durumu, düz zemine yerleştirilen bir temele etkiyen eğimli yük durumu ile aynıdır. Zemin yüzeyinin yatay olmaması durumunda ise, bu azaltma katsayıları sadece şev açısının bir fonksiyonu olup, Hansen'e (1970) göre, şev tepesine yerleştirilen bir temelin taşıma gücü zemin özelliklerinden bağımsızdır. Örneğin; 2:1 eğimli bir şev durumunda, azaltma katsayısı ϕ açısından bağımsız olup değeri 0.24 olan bir sabittir. Fakat N_γ ve N_q değerleri, ϕ açısına bağlıdır.

$$\zeta_{qg} = \zeta_{\gamma g} = (1 - 0.5 \tan \alpha)^5 \quad (1.41)$$

1.3.2.1.5. Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971)

Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971), şev yüzünde veya tepesindeki temeller için genel bir çözüm önermiştir. Daha sonra bu çözüm, şev üzerindeki herhangi bir uzaklıktaki temel durumuna uygulanarak; kohezyonsuz zemin ($c=0$), kohezyonlu zemin ($\phi=0$) ve genel zemin ($\tau=c+\sigma_n \tan \phi$) için çözümler yapılmıştır. Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971) tarafından, süperpozisyon ilkesine dayanılarak elde edilen taşıma gücü denklemi Bağntı 1.42'de verilmektedir.

$$q = cN_{c\alpha} + \gamma D \cos \alpha N_{q\alpha} + \frac{1}{2} N_{\gamma\alpha} \gamma B \quad (1.42)$$

Ancak bu çalışma, sadece kohezyonsuz zemin durumu için uygun olmuştur. Elde edilen denklemde, $N_{c\alpha}$ ve c terimleri olmadığından δ' açısı, α şev açısına eşittir (Şekil 1.18b). $N_{q\alpha}$ değeri, Meyerhof gibi ağırlıksız zemin üzerine etkiyen sürşarj yükü dikkate alınarak elde edilmiştir. Şekil 1.17'deki S_1O_1O üçgeni, temel köşesi ile β_1 açısı yapan temel altındaki elastik kamayı temsil eder.

$$\Gamma = \sin^{-1} \frac{\sin \alpha}{\sin \phi} \quad (1.44)$$

Kayma yüzeyi boyunca etkiyen kayma gerilmesi ve kuvvetler dikkate alınarak, sürşarj terimi için gerekli olan taşıma gücü katsayısı, $N_{q\alpha}$, Bağıntı 1.45'te gösterilmektedir.

$$N_{q\alpha} = \frac{\cos \alpha (1 + \sin \phi)}{1 - \sin \phi \cos(\Gamma - \alpha)} e^{(\pi - \Gamma - \alpha) \tan \phi} \quad (1.45)$$

Şekil 1.18'de gösterilen ve OS_2 düzlemine etkiyen düşey sürşarj yükünün değeri $\gamma D \cos \alpha$ 'dır. Bir dayanma duvarı gibi düşünülen S_1OS_2 kamasının OS_1 kısmı dikkate alınarak, zemin ağırlığı terimi için gerekli olan taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma\alpha}$, Bağıntı 1.46'da gösterilmektedir. Bu taşıma gücü katsayısı, Terzaghi ve Meyerhof ifadelerine benzerdir.

$$N_{\gamma\alpha} = \frac{1}{2} \left[\frac{\cos(\beta_1 - \phi) K_p - \tan \beta_1}{\cos^2 \beta_1} \right] \quad (1.46)$$

Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971), β_1 'in değişen değerleri ile pasif toprak basıncı katsayısı, K_p 'nin farklı değerleri için $N_{\gamma\alpha}$ 'nın minimum değerini bulmayı amaçlamaktadır. $N_{\gamma\alpha}$ 'nın bulunan minimum değerine karşılık gelen β_1 açısı $45 - \phi/2$ 'ye eşit olmayıp Meyerhof'un (1955) bulduğu 1.2 ϕ değeri ile neredeyse aynıdır.

Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971), şev tepesinden belli bir uzaklığa yerleştirilen temellerin taşıma gücü için geliştirdiği bu yöntemi, eşdeğer şev yöntemi olarak adlandırmıştır.

Tablo 1.5 ve Tablo 1.6'da verilen taşıma gücü katsayıları, $N_{q\alpha}$ ve $N_{\gamma\alpha}$ sadece şev tepesine yerleştirilen temeller için hazırlanmış olup şev tepesinden belli bir uzaklığa yerleştirilen temeller için taşıma gücü katsayıları tablolar halinde verilmemiştir.

Sonuç olarak; $N_{\gamma q}$ değeri, Bağıntı 1.47 ile bulunabilir.

$$N_{\gamma q} = N_{\gamma\alpha} + 2 \frac{D}{B} \cos \alpha N_{q\alpha} \quad (1.47)$$

Tablo 1.6. Taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma\alpha}$ değerleri (Giroud ve Tran-Vo-Nhiem, 1971)

$\alpha \backslash \phi$	50°	45°	40°	35°	30°	25°	20°
0°	720	254	100	41	18	8	4
5°	550	193	75	33	14	6	3
10°	400	142	58	26	11	5	2
15°	281	107	43	20	9	4	2
20°	200	76	32	15	7	4	2
25°	139	55	24	11	5	3	1
30°	95	38	16	7	2	2	-
35°	61	25	10	4	-	-	-
40°	37	15	5	-	-	-	-
45°	21	7	-	-	-	-	-
50°	10	-	-	-	-	-	-

1.3.2.1.6. Absi (1972)

Potansiyel bir kayma yüzeyindeki denge için Caquot (1934) tarafından Bağıntı 1.48 ve Bağıntı 1.49 kullanılmıştır.

$$\frac{d\sigma'}{d\theta} = 3\gamma \sin \theta \quad (1.48)$$

$$\frac{d\tau}{d\theta} = 2\sigma - \sigma' - \gamma \cos \theta \quad (1.49)$$

Aktif ve pasif toprak basıncı katsayıları, K_a ve K_p tabloları ise Caquot ve Kérisel (1948) tarafından aşağıda verilen parametrelere göre düzenlenmiştir.

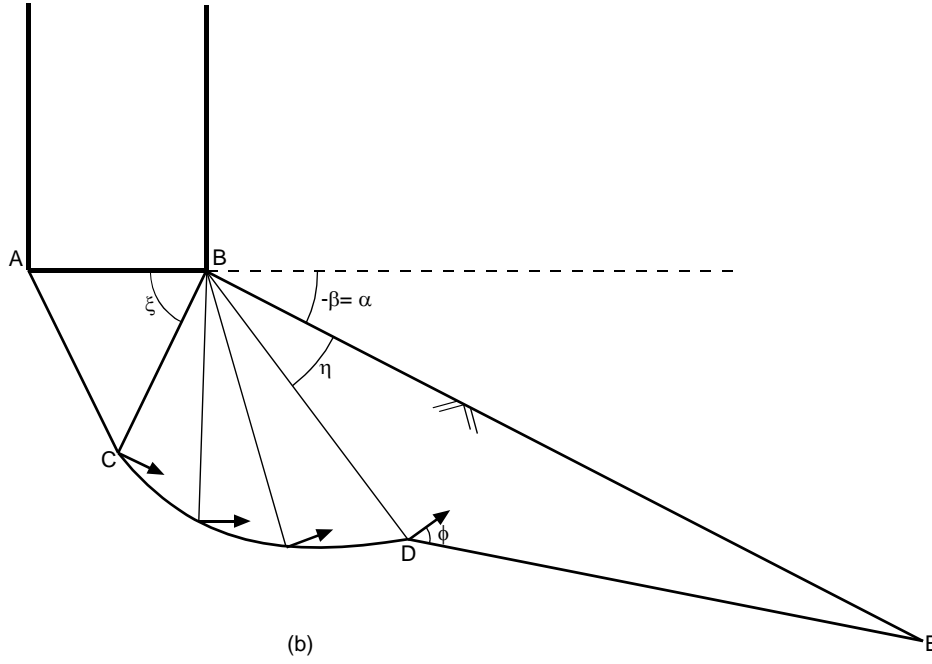
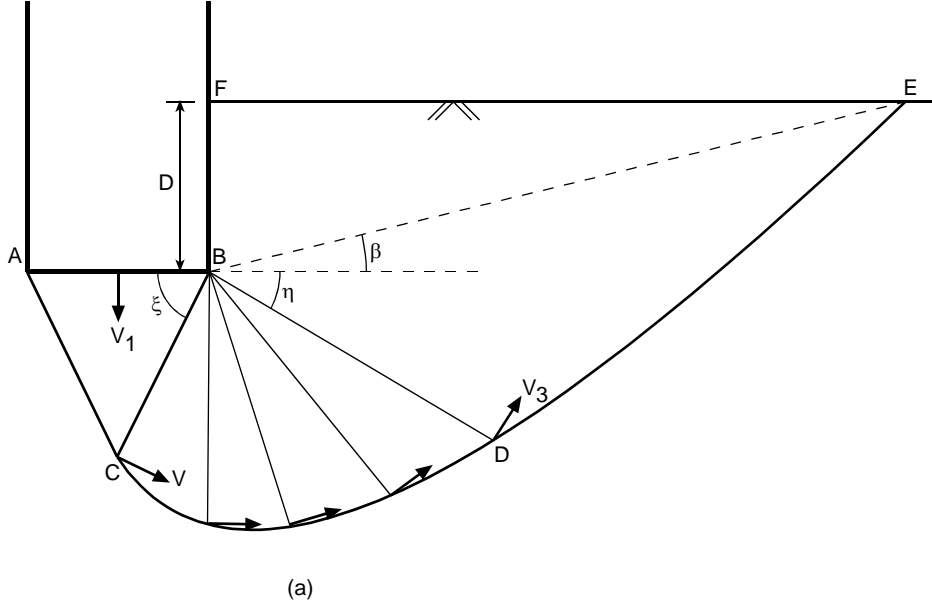
- Kayma direnci açısı
- Duvar arkası ile zemin arasındaki sürtünme açısı
- Duvar eğimi
- Duvar üzerindeki yükün eğimi

Absi (1972), bu kayma yöntemini şevli zemine uyarlayarak elde ettiği kayma yüzeyini iki bölgeye ayırmıştır. I. bölge Rankine pasif bölgesi olup II. bölgede, gerilme dağılışı OT ve OB boyunca sınır koşullarından belirlenmektedir. Bu sınır koşullarına göre çözümlenen Bağıntı 1.48 ve Bağıntı 1.49 için sayısal bir çözüm Caquot (1934) tarafından verilmiştir (Şekil 1.19). Bu çözüme göre taşıma gücünün belirlenmesi için Bağıntı 1.50, taşıma gücü katsayımı belirlenmesi için ise Bağıntı 1.51 kullanılmıştır.

$$q = \int_0^{B/2} \frac{B}{2} \gamma K_p x dx = \gamma K_p \frac{B^2}{4} \quad (1.50)$$

$$N_\gamma = N_{\gamma q} = \frac{K_p}{2} \quad (1.51)$$

Bu yöntem sadece ağırlığı olan kohezyonsuz zeminde şev tepesine yerleştirilen temel için geçerlidir.



Şekil 1.20. Hız alanları (Chen, 1974)

Şekil 1.21'deki hızlar arasındaki ilişki, Bağıntı 1.52 ve Bağıntı 1.53 ile bulunabilir.

$$V_r = \frac{V_0 \sin \xi}{\cos(\xi - \phi)} \quad (1.52)$$

$$V_1 = \frac{V_0 \cos \phi}{\cos(\xi - \phi)} \quad (1.53)$$

$$D_{DE} = cV_0r_0 \frac{\sin \eta \cos \phi e^{2(\pi+\beta-\xi-\eta)\tan \phi}}{\cos(\eta+\phi)} \quad (1.56)$$

Her bir küçük rijit üçgenin alanı ile birim ağırlığının çarpılmasıyla elde edilen zemin ağırlığı tarafından yapılan işteki oranın, bu küçük üçgenlerdeki hızın düşey bileşeni ile çarpılması; hareket halindeki ABC kaması boyunca yapılan işin oranını verir (Bağıntı 1.57).

$$W_{ABC} = -\gamma V_0 r_0^2 - \frac{\sin \xi \cos \xi \cos \phi}{\cos(\xi - \phi)} = -\gamma V_0 r_0^2 h_1(\xi) \quad (1.57)$$

Burada; $h_1(\xi)$, Bağıntı 1.56 ile bulunur.

BCD logaritmik spiral bölgesindeki zemin ağırlığı tarafından yapılan dış iş oranı (Bağıntı 1.58), her bir küçük üçgenin düşey hız bileşeni ile ağırlığının çarpılıp bulunan değerlerin her bir üçgen için toplanmasıyla elde edilir. Üçgen elemana etkiyen, $dF = 1/2 \gamma r^2 d\theta$ olan yerçekimi kuvveti Şekil 1.22'de gösterilmektedir.

$$W_{BCD} = [V \cos(\theta + \xi)] \left[\frac{1}{2} \gamma r^2 d\theta \right] \quad (1.58)$$

Buradaki V hızı ve r uzunluğu sırasıyla Bağıntı 1.59 ve Bağıntı 1.60'da verilmektedir.

$$V = V_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (1.59)$$

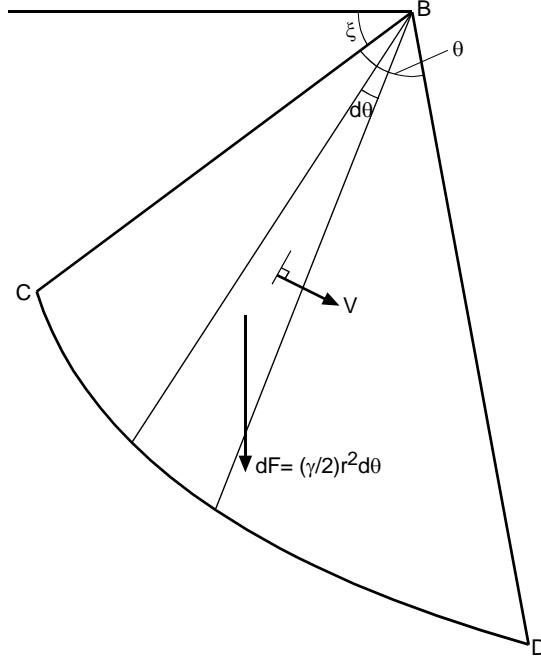
$$r = r_0 e^{\theta \tan \phi} \quad (1.60)$$

Zemin tarafından yapılan toplam dış iş oranı ise, Bağıntı 1.61'de verilmektedir.

$$W_{BCD} = \frac{1}{2} \gamma \theta r^2 V \cos(\theta + \xi) d\theta = -\frac{\gamma V_0 r_0^2}{2} h_2(\xi, \eta) \quad (1.61)$$

Burada; $h_2(\xi, \eta)$, Bağıntı 1.62 ile bulunur.

$$h_2(\xi, \eta) = \frac{(3 \tan \phi \cos \xi + \sin \xi) + [3 \tan \phi \cos(\beta - \eta) + \sin(\beta - \eta)] e^{3(\pi + \beta - \xi - \eta) \tan \phi}}{(1 + 9 \tan^2 \phi)} \quad (1.62)$$



Şekil 1.22. Bir elemana etkiyen yerçekimi kuvveti (Chen, 1974)

BDEF bölgesindeki dış iş oranı Bağntı 1.63 ile hesaplanabilir.

$$W_{BDEF} = \frac{\gamma V_0 r_0^2}{2} h_3(\xi, \eta) \quad (1.63)$$

Burada; $h_3(\xi, \eta)$, Bağntı 1.64 ile bulunur.

$$h_3(\xi, \eta) = \frac{\sin \eta \cos \phi}{\cos(\eta + \phi)} + \frac{\sin \beta \cos \beta \cos^2 \phi}{\cos^2(\eta + \phi)} \cos(\beta - \eta) e^{3(\pi + \beta - \xi - \eta) \tan \phi} \quad (1.64)$$

Temel yükü, W_f 'den dolayı meydana gelen iş oranı Bağntı 1.65 ile bulunabilir.

$$W_f = q V_0 r_0 \frac{2 \cos \phi \cos \xi}{\cos(\xi - \phi)} \quad (1.65)$$

Sonuç olarak; zeminin üst sınır taşıma gücü Bağntı 1.66 ile bulunabilir.

$$\frac{q(\xi, \eta)}{c} = N_c(\xi, \eta) + GN_\gamma(\xi, \eta) \quad (1.66)$$

Burada; G: Zemin ağırlığı parametresi olup değeri $\gamma B/2c$ 'ye eşittir. Taşıma gücü katsayıları, $N_c(\xi, \eta)$ ve $N_\gamma(\xi, \eta)$, $\eta > \beta$ koşuluna göre sırasıyla Bağntı 1.67 ve Bağntı 1.68'den hesaplanabilir.

$$N_c(\xi, \eta) = \cot \phi \frac{\cos \eta \cos(\xi - \phi) e^{2(\pi + \beta - \xi - \eta) \tan \phi}}{\cos \xi \cos(\eta + \phi)} \quad (1.67)$$

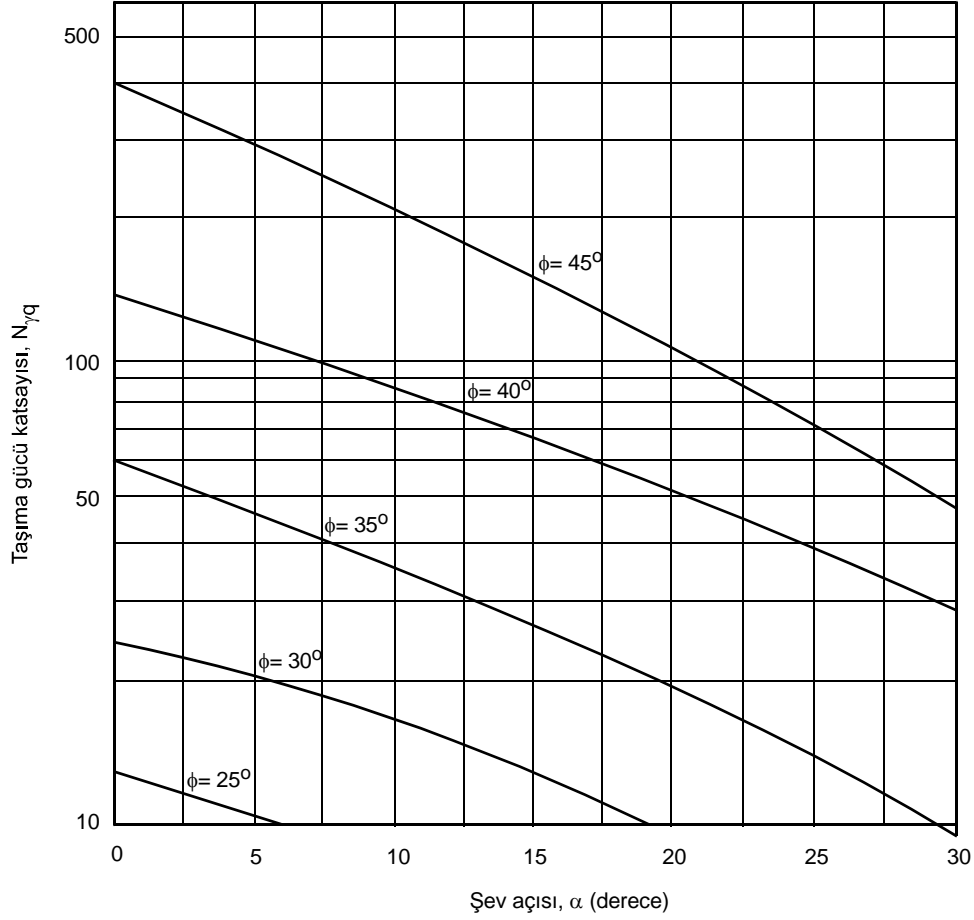
$$N_\gamma(\xi, \eta) = \frac{\cos(\xi - \phi)}{2 \cos \phi \cos^2 \xi} [h_1(\xi) + h_2(\xi, \eta) + h_3(\xi, \eta)] \quad (1.68)$$

Verilen ϕ , G ve D/B değerleri için en iyi üst sınır, ξ ve η değişkenlerini dikkate alan $q_0(\xi, \eta)/c$ fonksiyonunu minimize ederek bulunur.

Şev tepesine yerleştirilen bir temelin taşıma gücü, yukarıdaki çözümün basit bir değişimi ile doğrudan elde edilebilir. Şekil 1.20'deki BEF alanının sıfır olması ($-\pi/2 < \beta < 0$ durumu), bu çözümün şev için olduğunu gösterir. Bu durum için taşıma gücü katsayısı, N_γ Bağntı 1.69 ile hesaplanabilir.

$$N_\gamma(\xi, \eta) = \frac{\cos(\xi - \phi)}{2 \cos \phi \cos^2 \xi} [h_1(\xi) + h_2(\xi, \eta)] + \frac{\cos(\xi - \phi) \sin \eta}{2 \cos(\eta + \phi) \cos^2 \xi} \cos(\beta - \eta) e^{3(\pi + \beta - \xi - \eta) \tan \phi} \quad (1.69)$$

Şekil 1.23'ten de görüldüğü gibi, şev tepesine yerleştirilen pürüzlü bir temel için Prandtl'in (1920) mekanizmasından hesaplanan minimum N_γ değerleri, ϕ ve $\alpha = \beta$ açılarının değişen değerlerine göre Chen (1974) tarafından hesaplanmıştır.



Şekil 1.23. Üst sınır çözümü için şev tepesindeki $N_{\gamma q}$ değerleri (Chen, 1974)

1.3.2.1.8. Vesic (1975)

Vesic (1975), Hansen'in (1970) şev varlığını dikkate alarak geliştirdiği taşıma gücü formülünde bulunan azaltma katsayıları için değişiklik yapmıştır. Bu azaltma katsayıları, Bağıntı 1.70'de verilmektedir.

$$\zeta_{qg} = \zeta_{\gamma g} = (1 - \tan \alpha)^2 \quad (1.70)$$

1.3.2.1.9. Bowles (1975)

Bowles (1975), şev yüzüne yerleştirilen bir temelin taşıma gücünü belirlemek için Hansen'in (1957) limit denge yöntemine dayalı grafiksel bir çözüm önermiştir. Şekil 1.24'te görülen bu grafiksel çözüm, temel altından şeve doğru çizilen ve üç kısımdan

Tablo 1.7. İçsel sürtünme açısına bağlı m_1 değerleri (Bowles, 1975)

ϕ (derece)	m_1
0	1.00
10	1.18
20	1.48
30	2.00
40	3.09

HDC zemin ağırlığına karşılık gelen W_1 , AHCB zemin ağırlığına karşılık gelen W_2 ve FBAE zemin ağırlığına karşılık gelen W_3 hesaplanır. Daha sonra, kayma yüzeyinin üç kısmı boyunca oluşan sürtünme direnci, temel taban basıncı q ve W_1 , W_2 , W_3 ağırlıklarından bulunur. Şev stabilite analizi için kullanılan İsveç Dilim Yöntemi'ne benzer şekilde; kayma yüzeyi boyunca mobilize olmuş kayma kuvvetlerinin toplamı, kayma yüzeyi boyunca oluşan kayma gerilmesine eşitlenerek zemin taşıma gücü q bulunur.

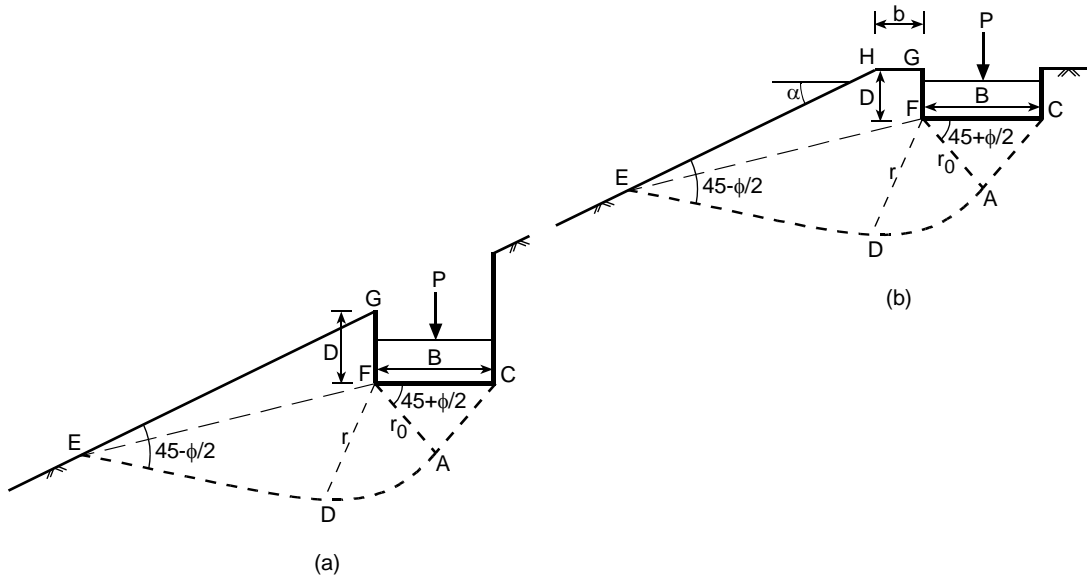
Bowles (1975); literatürde taşıma gücü değerlerini değil de, taşıma gücünün belirlenmesinde izlenen adımları sunmuştur.

1.3.2.1.10. Bowles (1977)

Şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen temeller için taşıma gücü çözümü, Bowles (1977) tarafından geliştirilmiştir (Şekil 1.25). Bu yöntemde de kırılma mekanizması üç bölgeden oluşur. Birinci bölge temelin altında oluşan FAC aktif kamasıdır. İkinci bölge, üçüncü bölge EDF ile birinci bölge FAC elastik kamasını birleştiren AD logaritmik spiral yaydır. E noktasında; kayma yüzeyi, şev yüzeyi ile yatayla $45-\phi/2$ açısı yapar. Şev yüzeyi, asıl düzlem olarak kabul edildiği için; Bowles (1977) bu açıyı $45-\phi/2$ olarak almıştır.

Bu yöntemde azaltılmış taşıma gücü katsayısı N_q' , şevli zemin durumundaki EFG veya EFGH sürşarj alanının (A_1) (Şekil 1.25a veya b), düz zemin olması durumundaki sürşarj alanının (A_0) oranına bağlı olarak Bağıntı 1.71 ile hesaplanmaktadır.

$$N_q' = N_q \frac{A_1}{A_0} \quad (1.71)$$



Şekil 1.25. Şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen temeller (Bowles, 1977)

Bowles (1977), taşıma gücü katsayısı N_γ 'nin sadece temel altındaki CFA zemin kamasına bağlı olduğundan, şevin etkisinin bu katsayıda herhangi bir azaltma oluşturmadığını belirtmiştir. Fakat bu durum, şevin bu katsayı üzerindeki etkisini gösteren önceki çalışmalarla çelişmektedir. Çünkü N_γ sadece temel altındaki CFA zemin kamasına değil aynı zamanda EGFĐ veya EHGFD pasif kamasına ve logaritmik spiral bölgesine de bağlıdır.

Sonuç olarak bu kabul, şev tepesine veya şev tepesinden herhangi bir uzaklığa yerleştirilen bir temel için yanlış taşıma gücü sonuçları verir. Çünkü bu sonuçların, düz zemine yerleştirilen bir temel için elde edilen sonuçlarla aynı olduğu görülmüştür.

1.3.2.1.11. Graham vd. (1988)

Graham vd. (1988), kumlu şevlere oturan şerit temellerde, taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ 'nin elde edilebilmesi için, gerilme özellikleri yöntemini kullanarak bir çözüm geliştirmişlerdir. Bu çözüm için, daha önce Bağntı 1.24, Bağntı 1.25 ve Bağntı 1.26'da ifade edilen gerilme bileşenleri Bağntı 1.27 ve Bağntı 1.28'de ifade edilen iki boyutlu denge denklemlerinde yerlerine yazılarak, Bağntı 1.72'deki hiperbolik diferansiyel denklemi elde edilmiştir. Bu diferansiyel denklem elde edilirken kum zemin drenaj koşulları altında ve bundan dolayı tüm gerilmeler efektif gerilmedir.

$$\xi, \eta = \left\{ (\log \sigma) / 2 \tan \phi \right\} \pm \psi \quad (1.72)$$

Burada; ψ : Büyük asal gerilmenin düşeyle yaptığı açı'dır. Bu bağıntı, değişkenlerine ayrılarak Bağıntı 1.73 ve Bağıntı 1.74 şeklinde yazılabilir.

$$\frac{d\xi}{dz} = b, \quad b = \frac{-\sin(\psi - \mu)}{\{2\sigma \tan \phi \cos(\psi + \mu)\}} \quad \frac{dx}{dz} = \tan(\psi + \mu) \text{ doğrultusu boyunca} \quad (1.73)$$

$$\frac{d\eta}{dz} = a, \quad a = \frac{\sin(\psi + \mu)}{\{2\sigma \tan \phi \cos(\psi - \mu)\}} \quad \frac{dx}{dz} = \tan(\psi - \mu) \text{ doğrultusu boyunca} \quad (1.74)$$

Burada; $\mu = 45 - \phi/2$ 'dir. Bu denklemlerin sağlanabilmesi için her bir kayma doğrusu için bilinen sınır şartlarının geçerli olması gerekir.

Kohezyonsuz bir zeminde B genişliğindeki yüzeysel bir temel için hesaplanan taşıma gücü Bağıntı 1.75 ile hesaplanabilir.

$$q_u = 0.5B\gamma N_\gamma \quad (1.75)$$

Burada; taşıma gücü katsayısı N_γ , zeminin içsel sürtünme açısı, ϕ 'ye bağlıdır.

Temel yüzeye değil de belli bir D derinliğine yerleştirildiğinde ise taşıma gücü Bağıntı 1.76 ile hesaplanabilir.

$$q_u = 0.5B\gamma N_{\gamma q} \quad (1.76)$$

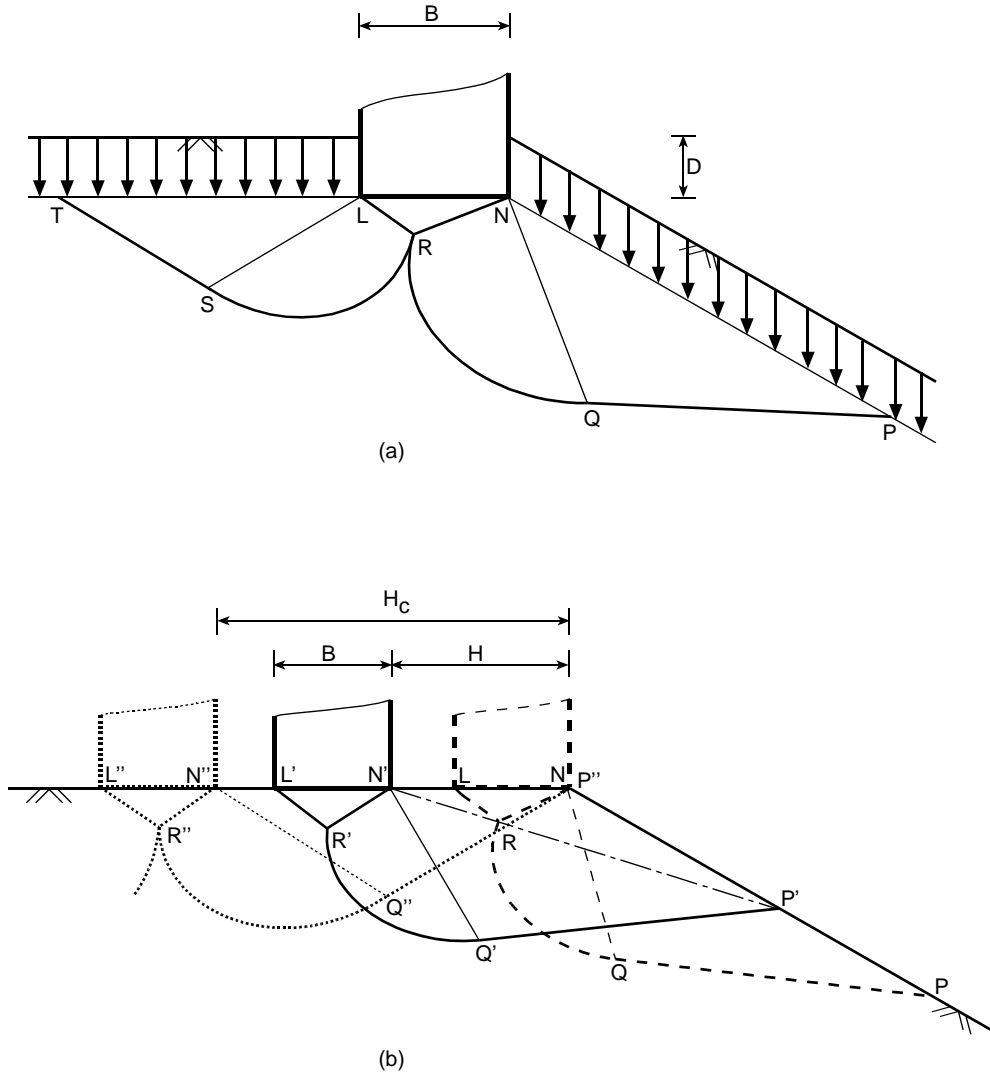
Burada; taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$, yalnızca zeminin içsel sürtünme açısı, ϕ 'ye değil; D/B'ye de bağlıdır.

Andrews (1986), şevli zeminlerde, temelin altındaki zeminin kırılmayan bölgesinde oluşan ve elastik kama olarak adlandırılan kamanın, aksenal çizginin her iki tarafında simetrik olduğunu gözlemlemiştir. Gözlemlenen bu simetrinin aksine, Peynircioğlu (1948), Mizuno vd. (1960), Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971) ve Kimura vd. (1985), şev üzerindeki yüzeysel temeller ile yapılan fiziksel modellerden elde edilen fotoğraflardan kırılma bölgelerinin aynı zamanda elastik kamanın asimetric olduğunu görmüşlerdir. Vesic

(1973) ve Kimura vd. (1985) ise, yaptıkları bazı analizlerle temelin altında iki küçük kama değil de yalnızca geometrisi belirli olmayan bir kama olduğunu bildirmişlerdir.

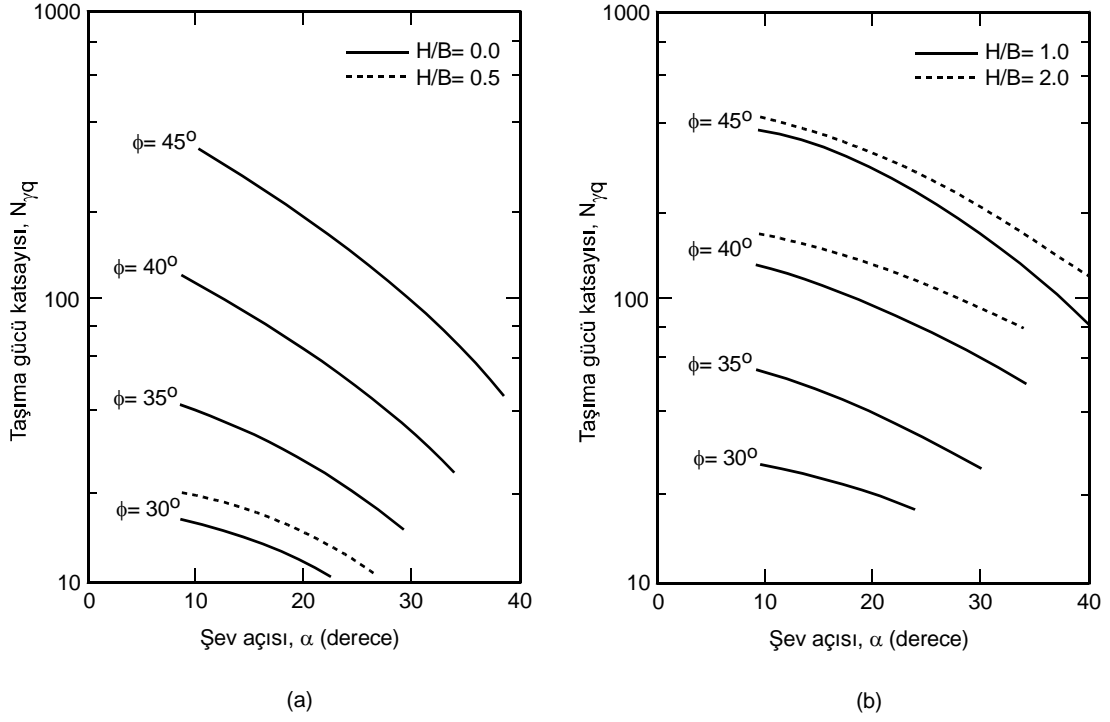
Graham ve Stuart (1971), temel tabanındaki gerilme dağılışının, temelin altında oluşan kamanın açılara büyük oranda bağlı olduğu için yüzeysel bir temelin taşıma gücünün, temelin altındaki kamanın geometrisi için yapılan kabullere bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Pürüzsüz temeller için bu açılar $45+\phi/2$, pürüzlü temeller için ise bu açılar ϕ 'ye eşittir. Bu çalışmada, temelin altındaki kamanın geometrisini belirlemek için dört kabul yapılmış, her kabulde de düz zemin tarafındaki kama açısı ϕ 'ye eşit olarak alınmıştır. Bu kabullerde; temelin dönmeden düşey olarak hareket ettiğini, ihmal edilebilecek kadar az oturma yaptığını ve hem şev hem de düz zemin tarafına kadar uzanan kayma yüzeylerinin oluştuğu gözlemlenmiştir. Bu durum, zeminin rijit-plastik davranışını göstermiştir.

Graham vd. (1988), şev tepesindeki temellerin analizler için uygun olmasına rağmen uygulamada çoğu temellerin belli bir D derinliğinde (Şekil 1.26a) ve şev tepesinden belli bir H uzaklığında (Şekil 1.26b) yerleştirildiklerini bildirmiştir. Sığ temel durumunda da, temelin altında oluşan kama asimetrik olup aynı kabul dikkate alınmıştır. Şev tepesinden itibaren olan H mesafesi arttıkça temelin altında oluşan asimetrik olan kama simetrik hale gelir. Çünkü H mesafesi arttıkça, şevin taşıma gücüne etkisi azalmış ve temel sanki düz zemine yerleştirilmiş gibi davranarak temel altında açılar ϕ 'ye eşit olan simetrik bir kamanın oluşmuştur.

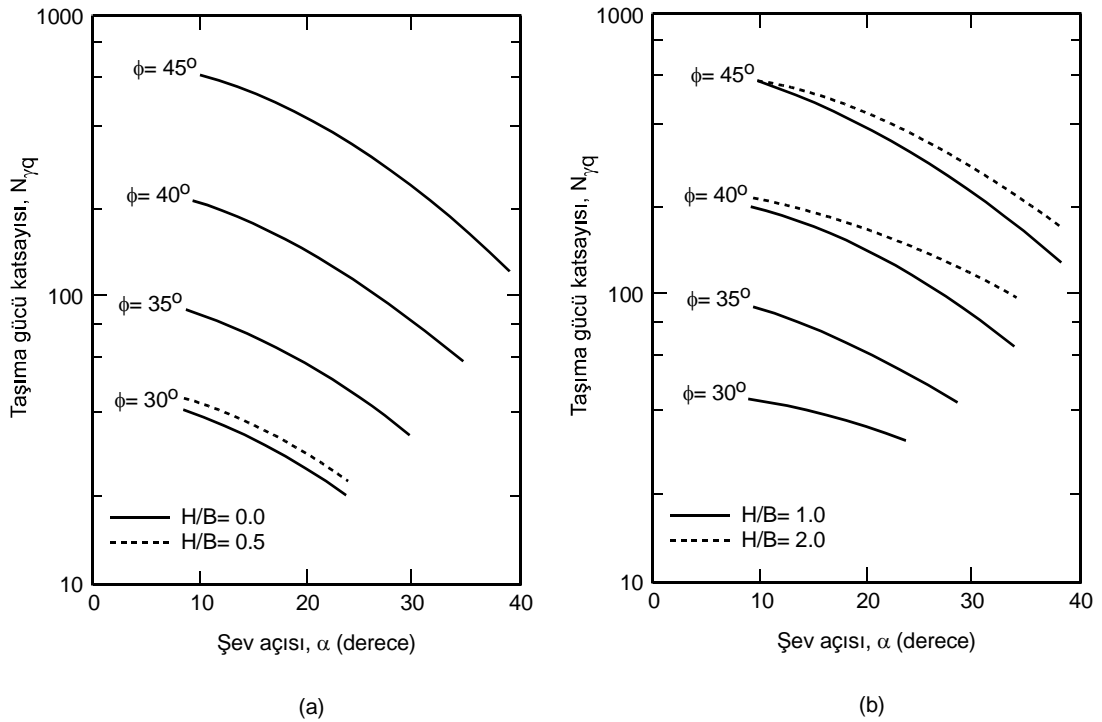


Şekil 1.26. Temel derinliği ve konumu için kırılma bölgelerinin şematik gösterimi
(a) $D/B > 0$ ve (b) $H/B > 0$ (Graham vd., 1988)

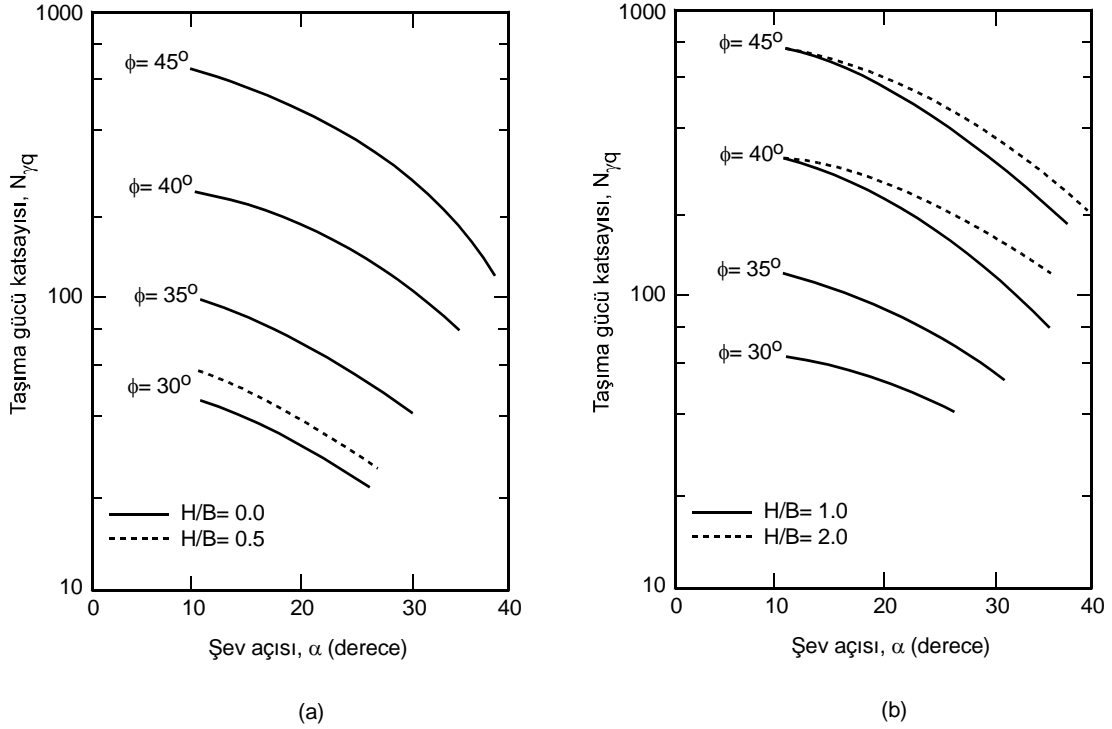
$D/B = 0.0$ için $H/B = 0.0, 0.5$ ve $H/B = 1.0, 2.0$ için hesaplanan $N_{\gamma q}$ değerleri Şekil 1.27'de, $D/B = 0.5$ için $H/B = 0.0, 0.5$ ve $H/B = 1.0, 2.0$ için hesaplanan $N_{\gamma q}$ değerleri Şekil 1.28'de ve $D/B = 1.0$ için $H/B = 0.0, 0.5$ ve $H/B = 1.0, 2.0$ için hesaplanan $N_{\gamma q}$ değerleri Şekil 1.29'da gösterilmektedir.



Şekil 1.27. $D/B = 0$ için hesaplanan taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Graham vd., 1988)



Şekil 1.28. $D/B = 0.5$ için hesaplanan taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Graham vd., 1988)

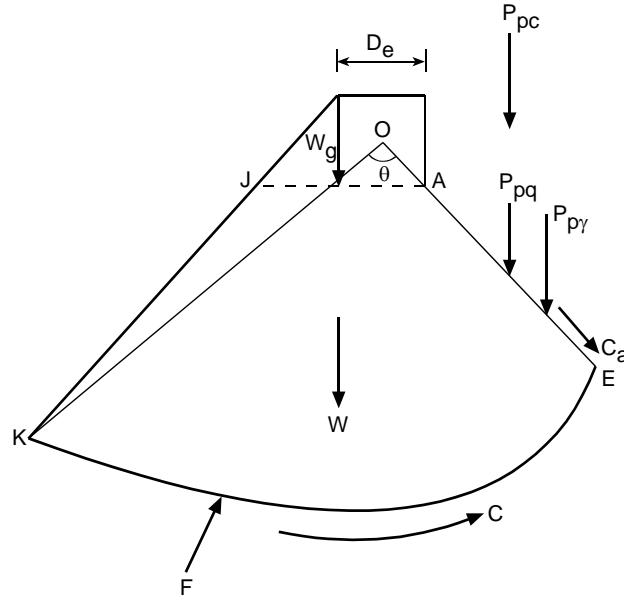


Şekil 1.29. $D/B=1.0$ için hesaplanan taşıma gücü katsayıları, $N_{\gamma q}$ (Graham vd., 1988)

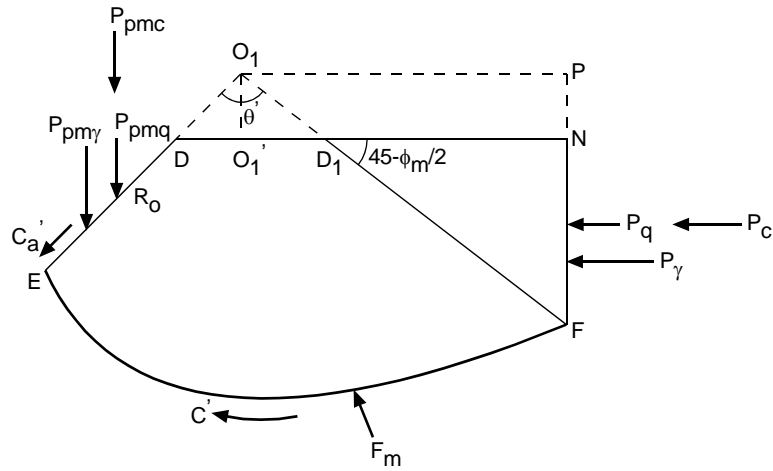
1.3.2.1.12. Saran vd. (1989)

Saran vd. (1989), limit denge ve limit analiz yöntemlerini kullanarak şeve yakın temellerin taşıma gücünü elde etmek için analitik çözümler üretmişlerdir ve limit denge analizinde belli kabuller yapmışlardır. Yapılan bu kabullerde temelin, pürüzlü tabana sahip olan sığ şerit temel olduğunu, temel taban seviyesinin üzerindeki zeminin derinlik basıncı ile değiştirildiği ve Şekil 1.30'da görüldüğü gibi, DEK boyunca tek taraflı kırılmanın meydana geldiği kabul edilmiştir. Tek taraflı kırılma, iki bölgeden oluşmaktadır. I. bölge, elastik; II. bölge ise, EK yüzeyi ile sınırlanmış pasif kaymanın bir kombinasyonu olan radyal ve logaritmik spiral bölgesidir. Logaritmik spiral, E noktasında düşeyle teğetse, DAE kama açısı ϕ 'ye eşit ve bu spiral yarıçap vektörü AE ile $90+\phi$ açısı yaptığı için logaritmik spiralın merkezi AE üzerinde veya uzantısında olmalıdır (Saran, 1969 ve Saran, 1970). Bundan dolayı logaritmik spiralın merkezi; KA düzlemi üzerinde değil de, Terzaghi'deki (1943) gibi AE doğrusu üzerinde veya uzantısında kabul edilmiştir. E noktasının sağında bulunan düz zemin kısmi mobilize olmuş ve bu durum, mobilizasyon katsayısı, m ile gösterilmiştir. Düz zemin tarafındaki kısmi direnç, noktalı çizgiyle

Şekil 1.32'deki AEKJ zemin kütesinin dengesinden, AE doğrusu tarafındaki pasif zemin basıncı ifadeleri; Şekil 1.33'teki DEFN zemin kütesinin dengesinden de, DE doğrusu tarafındaki mobilize zemin basıncı ifadeleri elde edilmiştir.



Şekil 1.32. AEKJ zemin kütesine etkiyen kuvvetler (Saran vd., 1989)



Şekil 1.33. DEFN zemin kütesine etkiyen kuvvetler (Saran vd., 1989)

ADE elastik kamannın, AEKJ ve DEFN zemin kütlelerinin denge denklemlerinden elde edilen farklı mobilizasyon katsayısı, m' 'ye karşılık çizilen iki P_p/P_{pm} eğrisinin kesişim

noktası m değerini vermektedir. ADE elastik kamanın ağırlığı ihmal edilerek ve temelin dengesi dikkate alınarak sınır taşıma gücü Bağntı 1.77 ile hesaplanabilir.

$$Q_u = P_p + P_{pm} + C_a \sin \phi + C_a' \sin \phi_m \quad (1.77)$$

Burada; C_a Bağntı 1.78 ve C_a' Bağntı 1.79 ile ifade edilebilir.

$$C_a = c\overline{AE} = \frac{cB \sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (1.78)$$

$$C_a' = c'\overline{DE} = mc\overline{DE} = \frac{mcB \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (1.79)$$

Bunun sonucu olarak; Bağntı 1.77, Bağntı 1.80 halini alır.

$$Q_u = P_p + P_{pm} + \frac{(1+m)cB \sin \phi_m \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (1.80)$$

Pasif zemin basıncı P_p ; $P_{p\gamma}$, P_{pq} ve P_{pc} olmak üzere üçe ayrılır. Etkime noktası, AE doğrusunun E köşesine yakın üçüncü noktası olan $P_{p\gamma}$, AEKJ zemin kütlelerinin ağırlığından dolayı oluşan dirençtir. Üniform yayıldıkları için, uygulama noktaları AE'nin orta noktası olan P_{pq} ve P_{pc} , sırasıyla sürşarj yükünden ve kohezyondan oluşan dirençtir. P_{pm} ; $P_{pm\gamma}$, P_{pmq} ve P_{pmc} olmak üzere üçe ayrılır. Bu bileşenler, sırasıyla DEFN zemin kütlelerinin ağırlığından, sürşarj yükünden ve kohezyondan dolayı oluşan dirençlerdir. Bunun sonucu olarak; Bağntı 1.77, Bağntı 1.81 halini alır.

$$Q_u = (P_{p\gamma} + P_{pq} + P_{pc}) + (P_{pm\gamma} + P_{pmq} + P_{pmc}) + \frac{(1+m)cB \sin \phi_m \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (1.81)$$

Bağntı 1.82 ile şev tarafındaki sürşarj yükü, q ve Bağntı 1.83 ile düz zemin tarafındaki sürşarj yükü, q' bulunur.

$$q = \frac{\gamma D_e D_f \tan \beta + \frac{1}{2} \gamma D_f^2}{D_e \tan \beta + D_f} \quad (1.82)$$

$$q' = \gamma D_f \quad (1.83)$$

Bağıntı 1.84, Bağıntı 1.85 ve Bağıntı 1.86'da taşıma gücü katsayıları olarak N_γ , N_q ve N_c 'nin elde edilmesi verilmektedir. Bu katsayılar boyutsuz olup; ϕ , β ve D_e/B parametrelerine bağlıdır.

$$N_\gamma = \frac{2P_{p\gamma} + 2P_{pm\gamma}}{\gamma B^2} \quad (1.84)$$

$$N_q = \frac{P_{pq} + P_{pmq}}{\gamma D_f B} \quad (1.85)$$

$$N_c = \frac{P_{pc} + P_{pmc}}{cB} + \frac{(1+m) \sin \phi \sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)} \quad (1.86)$$

Elde edilen bu taşıma gücü katsayıları Bağıntı 1.81'de yerine yazılırsa, Bağıntı 1.87 elde edilir.

$$Q_u = B \left(\frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q + c N_c \right) \quad (1.87)$$

AEKJ zemin kütlelerinin dengesi dikkate alınarak ve logaritmik spiralin merkezi O noktasına göre tüm kuvvetlerin momentleri alınarak; $P_{p\gamma}$, P_{pq} ve P_{pc} pasif zemin basınçları hesaplanır. AEKJ zemin kütlelerine etkiyen kuvvetler;

- AEKJ zemin kütlelerinin ağırlığı, W
- AJ uzunluğunca etkiyen sürşarj yükü, W_q
- Kohezyon kuvvetleri, C ve C_a
- Pasif toprak basınçları, $P_{p\gamma}$, P_{pq} ve P_{pc}
- Normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesi, F

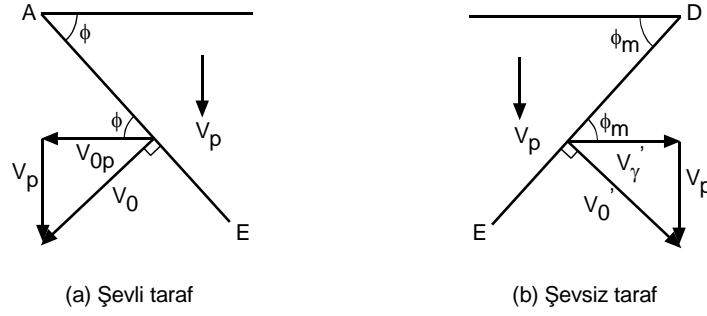
DEFN zemin kütlesi dikkate alınarak ve logaritmik spiralın merkezi O_1 noktasına göre tüm kuvvetlerin momentleri alınarak ise; P_{pmr} , P_{pmq} ve P_{pmc} pasif zemin basınçları hesaplanmıştır. NFG zemin kütlesinin ağırlığı ve NG uzunluğunca etkiyen sürşarj yükü ve FG uzunluğunca etkiyen kohezyon NF'ye etkiyen yanal zemin basınçlarına eşdeğer olarak alınmıştır.

Saran vd. (1989), şeve yakın temellerin taşıma gücünü elde etmek için, limit analiz yönteminde belli kabuller yapmışlardır. Yapılan bu kabullerde; zeminin ideal plastik olduğu ve kırılma mekanizmasının limit denge yöntemindeki mekanizma ile aynı olduğu kabul edilmiştir. Düzlem deformasyon şartları sağlanmıştır ve Coulomb'un akma şartı geçerlidir. Ortak akış kuralı gözlenmiştir. Plastik akış boyunca, kırılma mekanizmasının geometrisindeki değişikliğe izin verilmez. Kırılma mekanizması boyunca sabit bir kayma gerilmesi mobilizasyonu meydana gelir. Şev tarafında, sınırlandırılmamış plastik bir akış vardır. Şevin diğer tarafında ise, deformasyonlar ortak akış kuralı kullanılarak elde edilir (Karal, 1977).

Şekil 1.30'dan da görüldüğü gibi kırılma mekanizmasının sol tarafı; temelin V_p hızıyla rijit bir kütle olarak aşağı doğru hareket eden ve taban açıları ϕ ve ϕ_m olan ADE üçgen kaması, merkez açısı θ olan AEK logaritmik spiral bölgesi ve AKJ rijit kamasından oluşmaktadır. EK ve AK doğruları gibi, AE ve DE doğruları da devamsız hız doğrularıdır. EK kırılma doğrusun altındaki zemin hareketsizdir ve doğrunun her yerindeki hız, doğru ile ϕ açısı yapar. Devamsız AE doğrusunun solundaki V_0 zemin hızı, AE doğrusuna dik olup büyüklüğü AE doğrusuna etkiyip bu doğru ile ϕ açısı yapan V_{0p} hızındaki değişim gibidir. Şekil 1.34'teki V_0 ve V_{0p} hızları, sırasıyla Bağıntı 1.88 ve Bağıntı 1.89 ile bulunabilir.

$$V_0 = V_p \sec \phi \quad (1.88)$$

$$V_{0p} = V_p \sin \phi \quad (1.89)$$



Şekil 1.34. Hız diyagramı (Saran vd., 1989)

Şekil 1.30'dan da görüldüğü gibi, kırılma mekanizmasının sol tarafında gösterildiği gibi AEK logaritmik spiral kayma bölgesi, rijit üçgenlerin birleşimi şeklindedir. Bütün küçük üçgenler ve AKJ bölgesi, devamsız EK ve AK doğruları ile ϕ açısı doğrultusunda rijit kütleler olarak hareket eder. AEK logaritmik spiral kayma bölgesinde hız, üssel olarak artmaktadır (Bağıntı 1.90).

$$V_3 = V_0 e^{\theta \tan \phi} = V_p \sec \phi e^{\theta \tan \phi} \quad (1.90)$$

AKJ bölgesi, rijit bir kütleyle dönüştüğü için bu bölge AJ radyal doğrusuna dik olan V_3 hızına eşit hıza sahiptir.

Limit analiz yöntemindeki taşıma gücü denklemi, enerji kaybının toplam oranının yapılan işin toplam oranına eşitlenmesiyle elde edilir. Enerji kaybının toplam oranı (AE doğrusu + AEK radyal kayma bölgesi + AE spirali + DE doğrusu + DEF radyal kayma bölgesi + EF spirali + FG doğrusu) boyunca enerji kaybı oranına eşittir. Bağıntı 1.91'de bu oran gösterilmektedir.

$$\begin{aligned} & c r_0 V_p \sin \phi + c V_p \sec \phi r_0 \left[\frac{e^{2\theta \tan \phi} - 1}{\tan \phi} \right] + c V_p \sin \phi_m \frac{B \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \\ & + c V_p \sec \phi_m B \frac{\sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \left[\frac{e^{2(135 - \phi_m/2) \tan \phi_m} - 1}{\tan \phi_m} \right] \\ & + c V_p \sec \phi_m B \frac{\sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \left[\frac{\sin(45 - \phi_m/2) \cos \phi_m e^{2(135 - \phi_m/2) \tan \phi_m}}{\cos(180 + \phi_m/2)} \right] \end{aligned} \quad (1.91)$$

Yapılan işin toplam oranı, (ADE + AEK + AKJ + DEF + DFG) zemin kütleleri tarafından yapılan işin oranı, (AJ + DJ) sürşarj yükü tarafından yapılan işin oranı ve temel yükü tarafından yapılan işin oranının toplamına eşittir. Bağntı 1.92'de bu oran gösterilmektedir.

$$\begin{aligned}
& q_u B V_0 \cos \phi + \frac{1}{2} \gamma B^2 \frac{\sin \phi_m \cos \phi \sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} V_0 \\
& - \frac{1}{2} \gamma V_0 R_0^2 \frac{1}{(9 \tan^2 \phi + 1)} \left\{ e^{3\theta \tan \phi} [3 \tan \phi \cos(\theta + \phi) + \sin(\theta + \phi)] - 4 \sin \phi \right\} \\
& - \gamma \cos(180 - \theta - \phi) \left[\frac{1}{2} (\overline{AJ})^2 \frac{\sin(180 - \theta - \phi) \sin \beta}{\sin(\beta + \theta + \phi - 180)} \right] V_0 e^{\theta \tan \phi} \\
& - \gamma D_f \left(D_e + \frac{1}{2} \frac{D_f}{\tan \beta} \right) V_0 e^{\theta \tan \phi} \cos(180 - \theta - \phi) - \frac{1}{2} \gamma V_0' R_0'^2 \frac{1}{(9 \tan^2 \phi_m + 1)} \\
& \left\{ e^{3(135 - \phi_m/2) \tan \phi_m} [3 \tan \phi_m \cos(135 + \phi_m/2) + \sin(135 + \phi_m/2)] - 4 \sin \phi_m \right\} \\
& - \gamma V_0' R_0'^2 e^{3(135 - \phi_m/2) \tan \phi_m} \sin(45 - \phi_m/2) \cos^2(45 - \phi_m/2) \\
& - 2\gamma D_f V_0' R_0' e^{2(135 - \phi_m/2) \tan \phi_m} \cos^2(45 - \phi_m/2) \tag{1.92}
\end{aligned}$$

Burada;

$$R_0 = \overline{AE} = B \frac{\sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)} \tag{1.93}$$

$$R_0' = \overline{DE} = B \frac{\sin \phi}{\sin(\phi + \phi_m)} \tag{1.94}$$

$$V_0' = V_p \sec \phi_m \tag{1.95}$$

$$\overline{AJ} = D_e + \frac{D_f}{\tan \beta} \quad (1.96)$$

şeklindedir. Temelin üzerine etkiyen kuvvetler tarafından yapılan işin toplam oranı ile süreksiz hız doğruları boyunca enerji kaybının toplam oranı birbirine eşitlenerek üst sınır taşıma gücü, Bağıntı 1.87'nin Bağıntı 1.97, Bağıntı 1.98 ve Bağıntı 1.99'da gösterilen taşıma gücü katsayıları ile belirtilebilir.

$$\begin{aligned} N_\gamma &= \frac{\sin^2 \phi_m \sec \phi}{\sin^2 (\phi + \phi_m) (9 \tan^2 \phi + 1)} \left\{ e^{3\theta \tan \phi} [3 \tan \phi \cos (\theta + \phi) + \sin (\theta + \phi)] - 4 \sin \phi \right\} \\ &+ \cos (180 - \theta + \phi) \left[\left(\frac{\overline{AJ}}{B} \right)^2 \frac{\sin (180 - \theta - \phi) \sin \beta}{\sin (\beta + \theta + \phi - 180)} \right] \sec \phi e^{\theta \tan \phi} \\ &+ \frac{\sin^2 \phi \sec \phi_m}{\sin^2 (\phi + \phi_m) (9 \tan^2 \phi_m + 1)} \\ &\left\{ e^{3(135 - \phi_m / 2) \tan \phi_m} [3 \tan \phi_m \cos (135 + \phi_m / 2) + \sin (135 + \phi_m / 2)] - 4 \sin \phi_m \right\} \\ &+ 2 \frac{\sin^2 \phi \sec \phi_m}{\sin^2 (\phi + \phi_m)} \sin (45 - \phi_m / 2) e^{3(135 - \phi_m / 2) \tan \phi_m} \cos^2 (45 - \phi_m / 2) \\ &- \frac{\sin \phi_m \sin \phi}{\sin (\phi + \phi_m)} \end{aligned} \quad (1.97)$$

$$\begin{aligned} N_q &= \left(\frac{D_e}{B} + \frac{1}{2} \frac{D_f}{B \tan \beta} \right) \sec \phi e^{\theta \tan \phi} \cos (180 - \theta - \phi) \\ &+ 2 \frac{\sin \phi \sec \phi_m}{\sin (\phi + \phi_m)} e^{2(135 - \phi_m / 2) \tan \phi_m} \cos^2 (45 - \phi_m / 2) \end{aligned} \quad (1.98)$$

$$\begin{aligned} N_c &= 2 \frac{\sin \phi_m \sin \phi}{\sin (\phi + \phi_m)} + \frac{\sin \phi_m \sec \phi}{\sin (\phi + \phi_m)} \left[\frac{e^{2\theta \tan \phi} - 1}{\tan \phi} \right] + \frac{\sin \phi \sec \phi_m}{\sin (\phi + \phi_m)} \left[\frac{e^{2(135 - \phi_m / 2) \tan \phi_m} - 1}{\tan \phi_m} \right] \\ &+ \frac{\sin \phi \sec \phi_m}{\sin (\phi + \phi_m)} \left[\frac{\sin (45 - \phi_m / 2) \cos \phi_m e^{2(135 - \phi_m / 2) \tan \phi_m}}{\cos (180 + \phi_m / 2)} \right] \end{aligned} \quad (1.99)$$

Logaritmik spiral açısı, θ ve mobilizasyon katsayısı, m biliniirse taşıma gücü, q_u bulunabilir. Bağıntı 1.100 ve Bağıntı 1.101 birbirlerine eşitlenmesiyle deneme-yanılma ile θ değeri elde edilebilir. Limit denge yönteminden yararlanılarak ise, mobilizasyon katsayısı, m , elde edilebilir.

$$\overline{AK} = \overline{AE} e^{\theta \tan \phi} = \frac{B \sin \phi_m}{\sin(\phi + \phi_m)} e^{\theta \tan \phi} \quad (1.100)$$

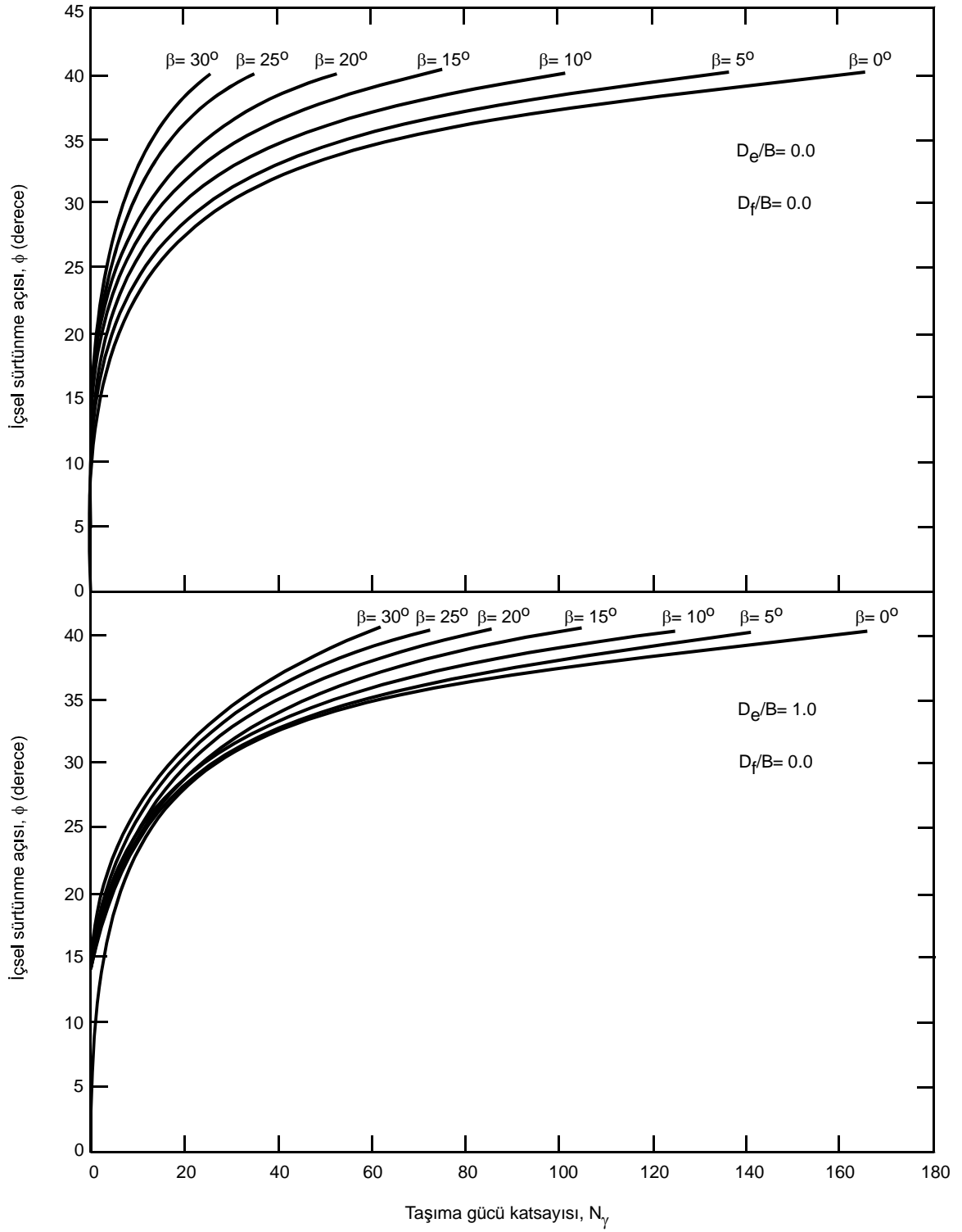
$$\overline{AK} = \frac{AJ \sin \beta}{\sin(\beta + \theta + \phi - 180)} \quad (1.101)$$

Taşıma gücü katsayıları; farklı β , D_e/B , D_f/B ve ϕ değerleri için (1) $c = q = 0$, (2) $\gamma = c = 0$ ve (3) $\gamma = q = 0$ durumlarına göre bulunabilir. D_e/B , D_f/B arttıkça ve β azaldıkça, m değeri artar. İki yöntem kullanılarak elde edilen taşıma gücü katsayıları, N_γ , N_q ve N_c değerleri karşılaştırmalı olarak Tablo 1.8'de verilmektedir. Tablodan da görüldüğü gibi, her iki yöntemle elde edilen değerlerin birbirlerine oldukça yakındır.

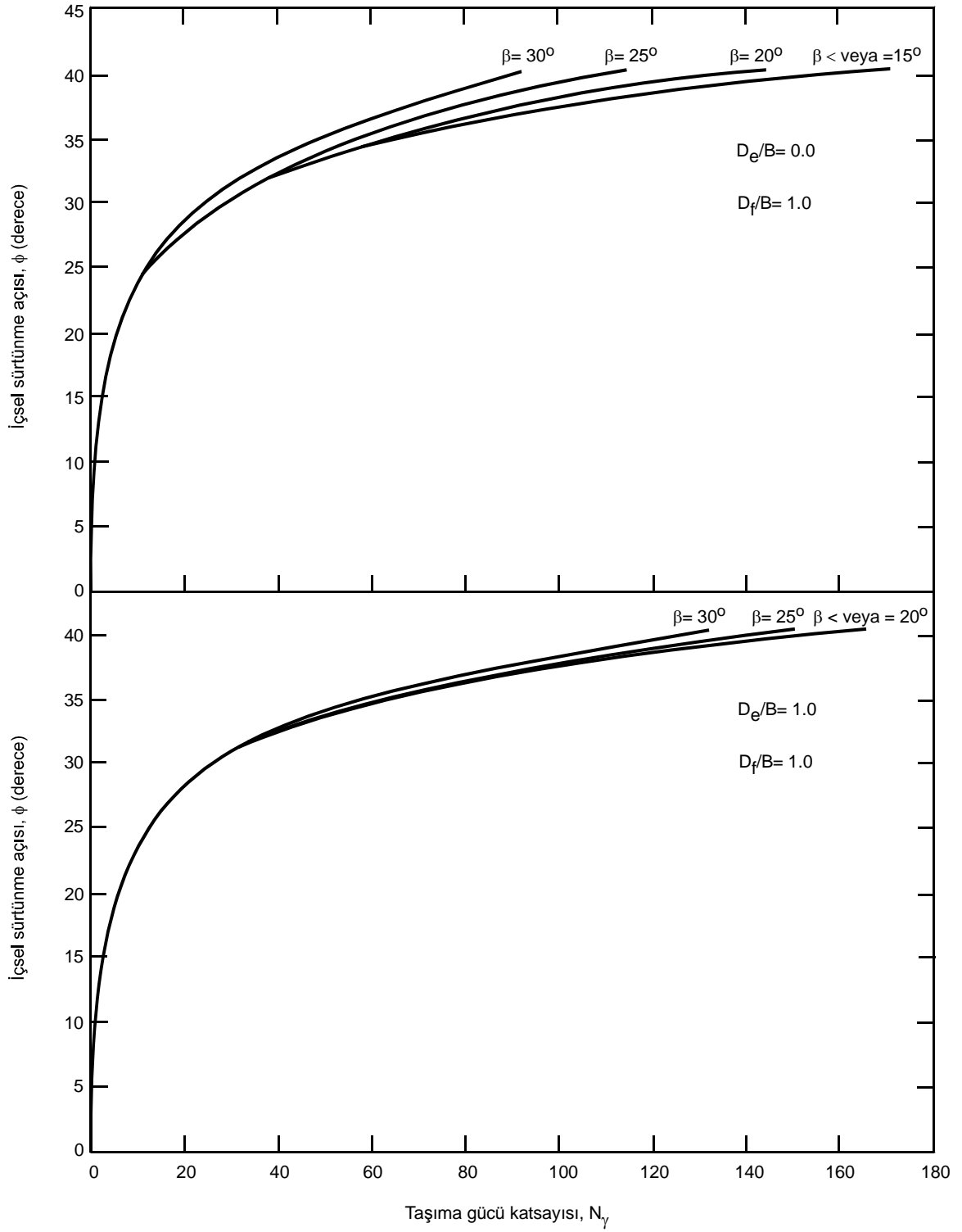
Tablo 1.8. Limit denge ve limit analiz yaklaşımlarından elde edilen sonuçların karşılaştırılması (Saran vd., 1989)

D_e/B	$\phi = 40^\circ, \quad \beta = 30^\circ, \quad D_f/B = 1.0$					
	Limit Denge			Limit Analiz		
	N_γ	N_q	N_c	N_γ	N_q	N_c
0.0	25.37	12.12	44.80	25.56	14.95	48.32
0.5	43.12	19.34	52.40	44.80	23.29	54.09
1.0	62.06	28.30	59.64	65.28	32.44	60.13

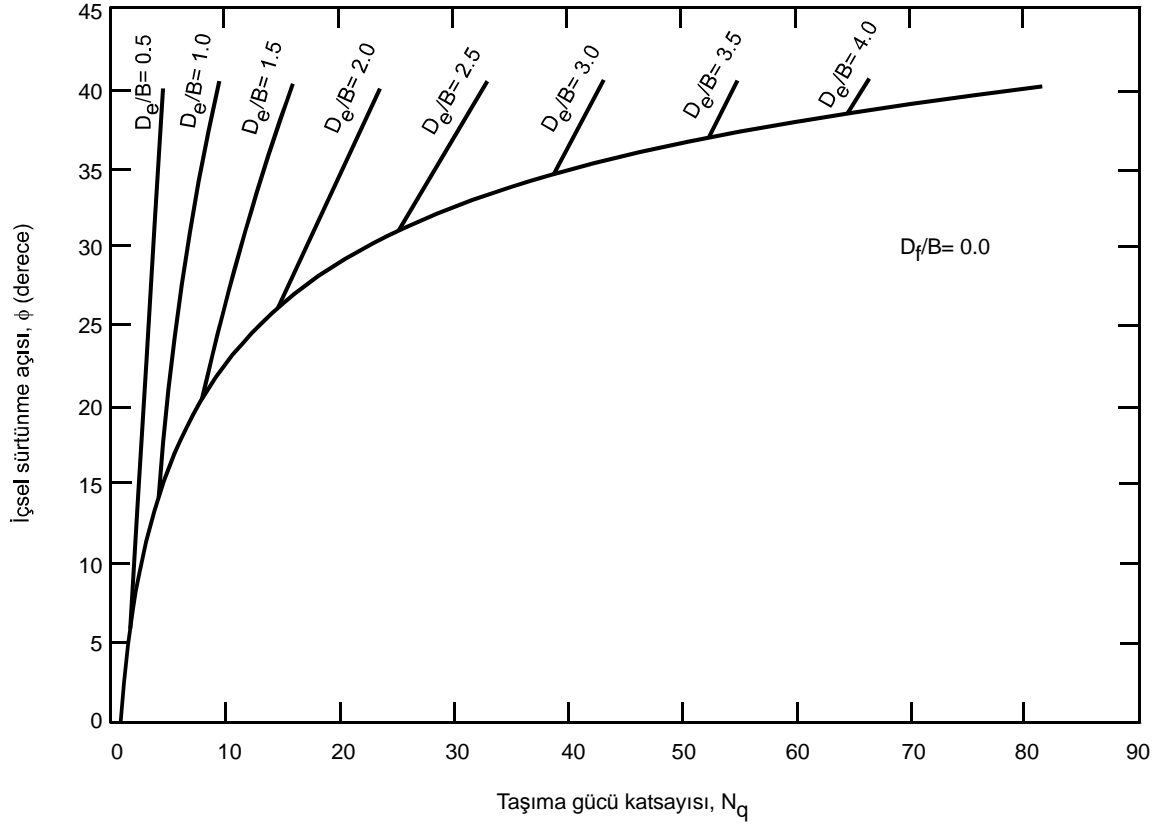
Şekil 1.35-Şekil 1.40'ta, taşıma gücü katsayıları, N_γ , N_q ve N_c grafikler halinde verilmektedir. Artan D_e/B ile bütün taşıma gücü katsayı değerleri artmakta, artan D_f/B ve β ile azalmaktadır.



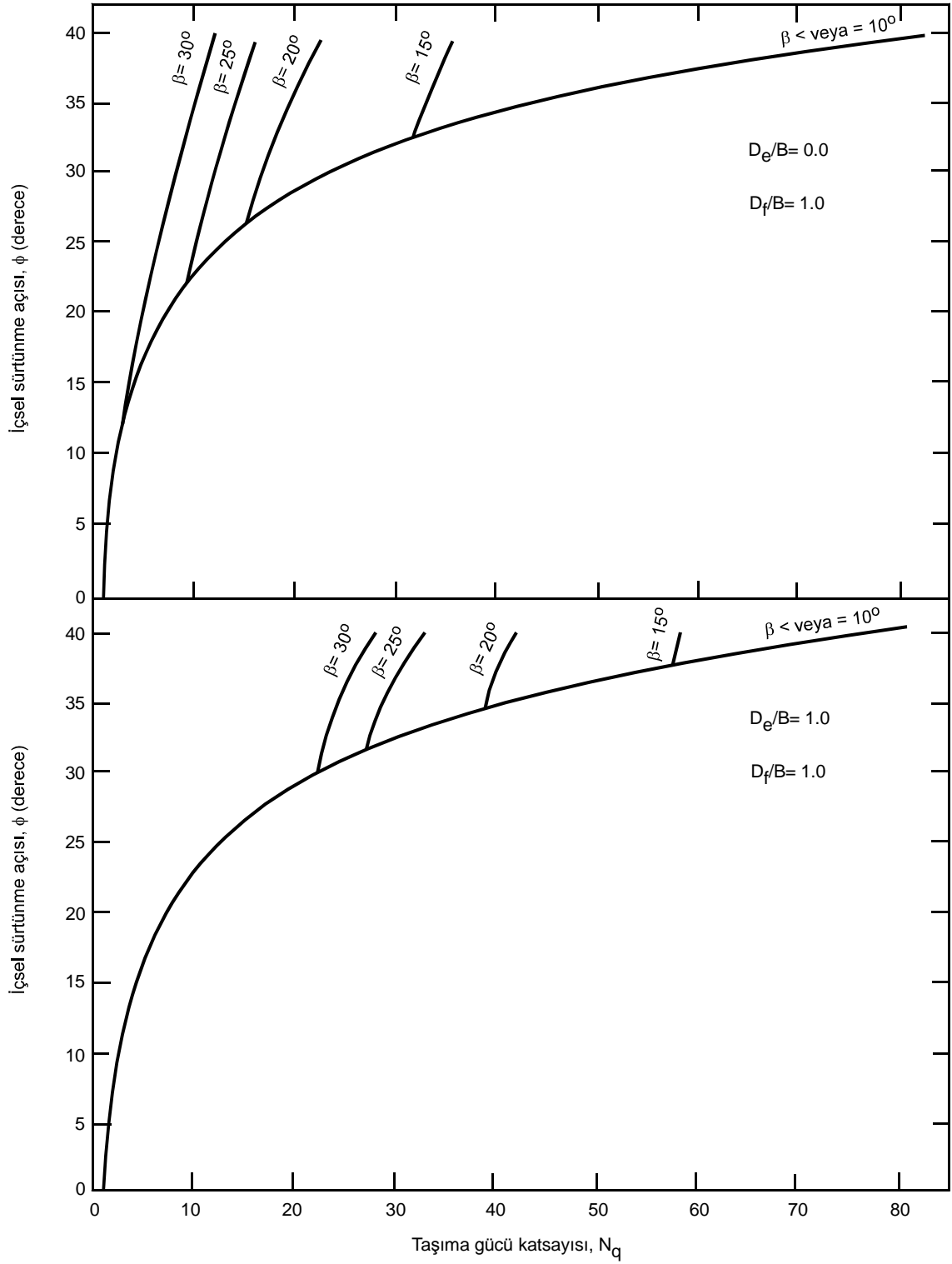
Şekil 1.35. N_γ katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B = 0.0$, $D_e/B = 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)



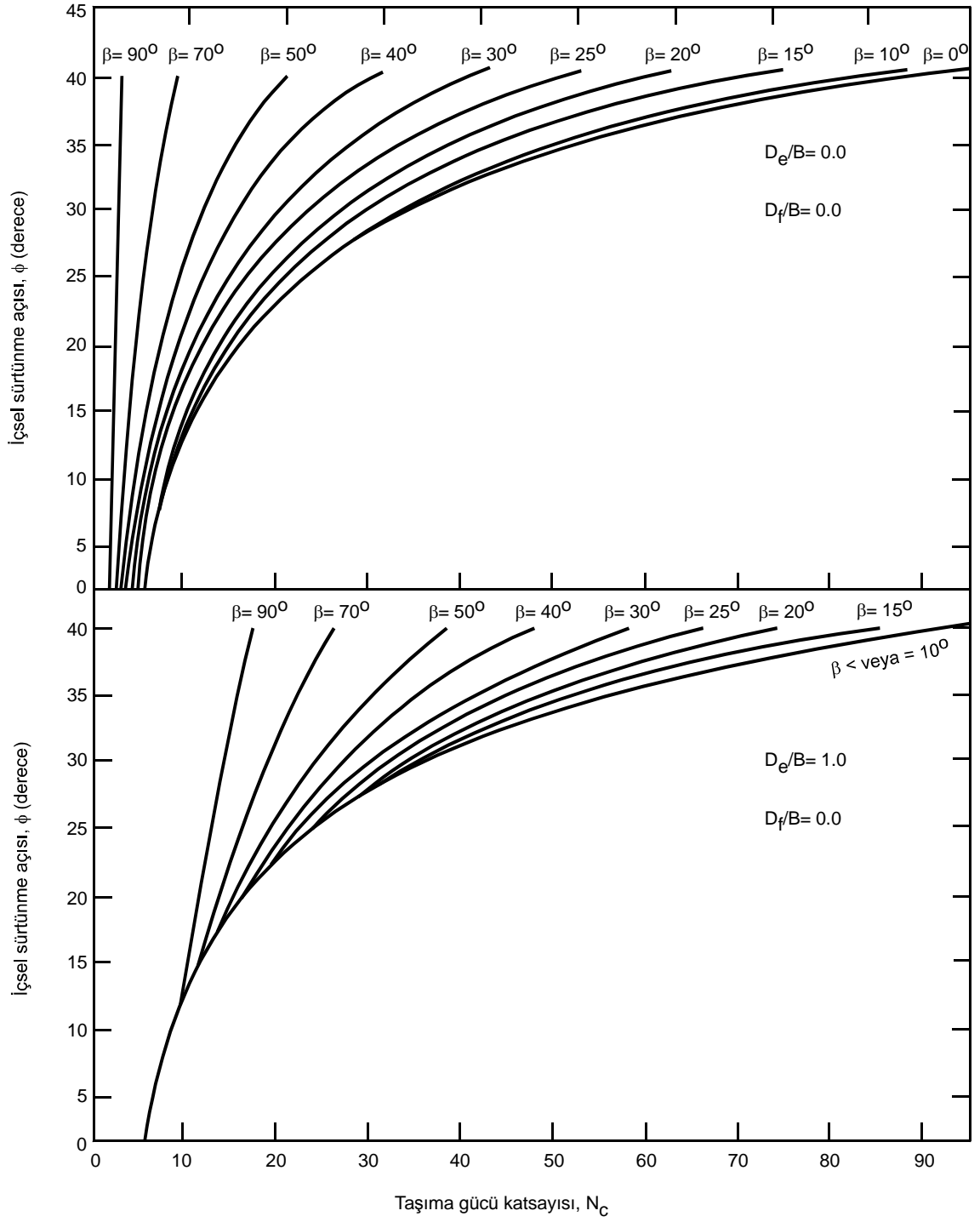
Şekil 1.36. N_γ katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B = 1.0$, $D_e/B = 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)



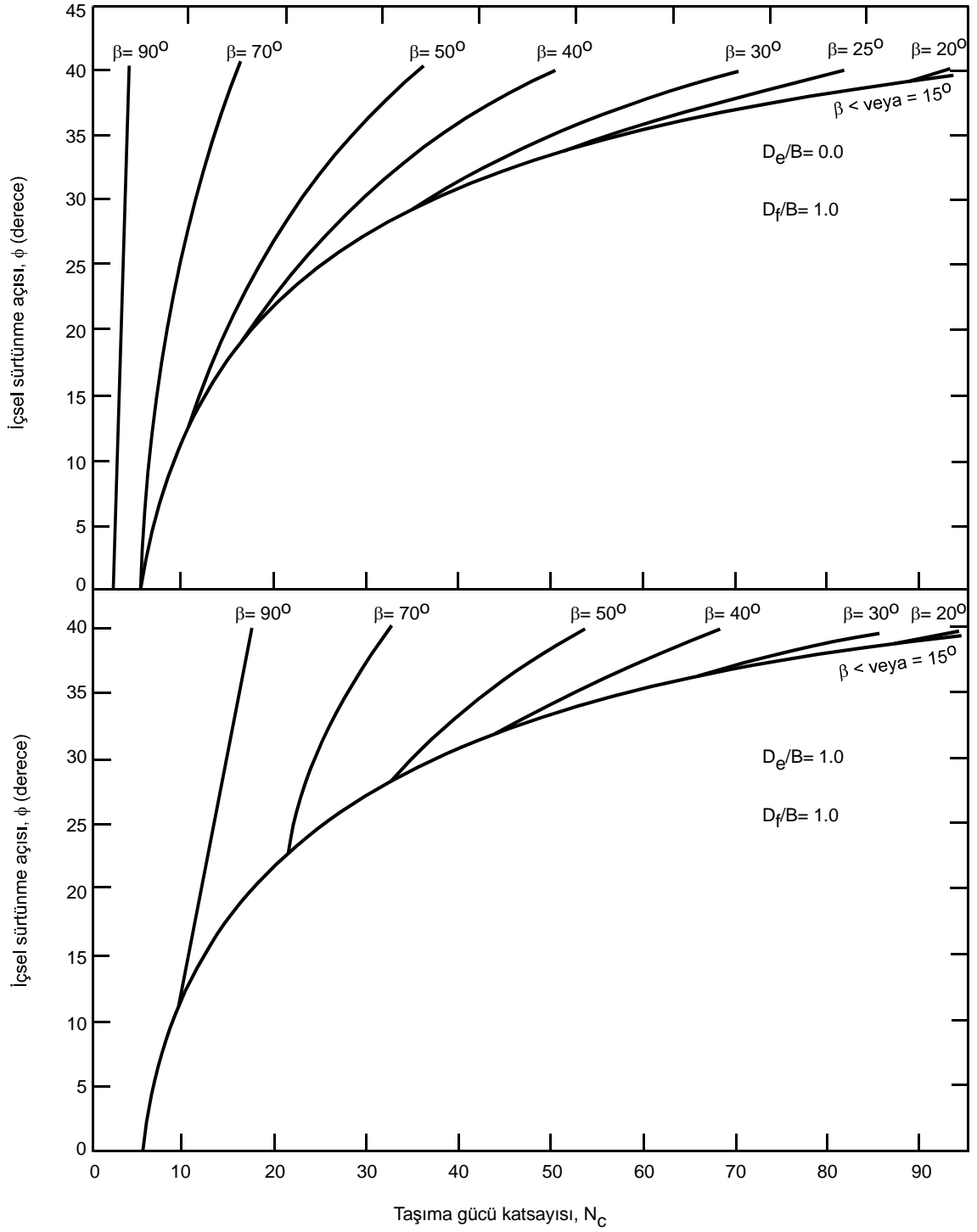
Şekil 1.37. N_q katsayısının değişen D_e/B değerleri için ϕ ile değişimi ($D_f/B = 0.0$) (Saran vd., 1989)



Şekil 1.38. N_q katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B = 1.0$, $D_e/B = 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)



Şekil 1.39. N_c katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B = 0.0$, $D_e/B = 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)

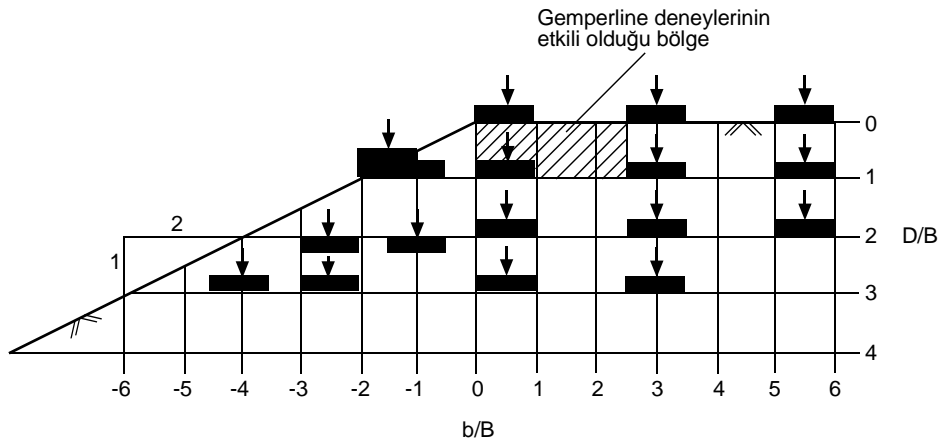


Şekil 1.40. N_c katsayısının ϕ ile değişimi ($D_f/B = 1.0, D_e/B = 0.0, 1.0$) (Saran vd., 1989)

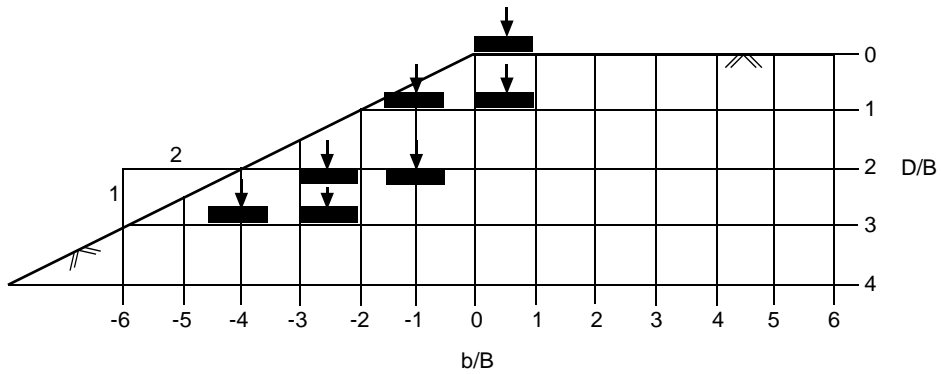
1.3.2.1.13. Shields vd. (1990)

Kohezyonsuz kumda bir şev tepesine veya şev tepesinden herhangi bir uzaklığa yerleştirilen model temellerde taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$ değerini belirlemek için

Gemperline (1988) tarafından 215 tane santrifüj deneyi yapılmıştır. Yapılan bu deney sonuçlarından ise Shields vd. (1990), temellerin yerleşimini şev yüzünde de olacak şekilde genişletmiş ve düz bir zemin yüzeyine yerleştirilmiş şerit bir temel olan referans temelinin taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma QR}$ değerlerine karşı, Gemperline'nin taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ değerlerini normalleştirmiştir ($b = \infty$ ve $D = 0$). Aynı genişlikte ve aynı yoğunluktaki aynı zemine, hem dikkate alınan temel hem de referans temeli yerleştirilmiştir. Referans temelinin $N_{\gamma QR}$ değeri % 100 kapasitededir. 0.3 m ve 0.6 m genişliğindeki temellerin yerleşimleri Şekil 1.41'de gösterilmiştir.



(a) 0.3 m genişliğinde temel için



(b) 0.6 m genişliğinde temel için

Şekil 1.41. Temellerin yerleşimleri (Shields vd., 1990)

Bağıntı 1.102'de verildiği gibi düzenlenmiş Gemperline denklemi ile şev tepesinden herhangi bir b uzaklığına ve D derinliğine yerleştirilen şerit temelin rölatif kapasitesi

hesaplanabilir. Bu değer, içsel sürtünme açısından ve zeminin birim ağırlığından bağımsızdır. Fakat bu çalışma, çok uzun şerit temeller ($B/L=0$ durumu) için sınırlandırılmıştır.

$$\% \frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma q R}} = \left[1 + 0.65 \left(\frac{D}{B} \right) \right] \left\{ 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta} \right\} \right\} \left(1 + 0.33 \left(\frac{D}{B} \right) \tan \beta \left\{ \frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta} \right\} \right) \times 100 \quad (1.102)$$

$N_{\gamma q} / N_{\gamma q R}$ oranı % 200'ten yüksek olursa, temel düz zemine yerleştirilmiş gibi davranacağından geçersiz olduğu kabul edilmiştir. Bağlantı 1.103 ile referans temelinin taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q R}$ değeri hesaplanabilir.

$$N_{\gamma q R} = \left[10^{(0.1159\phi - 2.386)} \right] \left[10^{(0.34 - 0.21 \log B)} \right] \quad (1.103)$$

1.3.2.1.14. Bowles (1996)

Bowles (1996), şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen temellerin taşıma gücünü hesaplamak için, 1977 yılından farklı olarak Hansen'in (1970) formülünde yer alan taşıma gücü katsayısı N_{γ} 'da bir azaltma önermiştir. Bağlantı 1.104'te bu azaltma katsayısı gösterilmektedir.

$$N'_{\gamma} = \frac{N_{\gamma}}{2} + \frac{N_{\gamma}}{2} \left[R + \frac{b}{2B} (1 - R) \right] \quad (1.104)$$

Burada; R: Şev açısı, β 'nın (-) olması durumunda elde edilen Coulomb pasif toprak basıncı katsayısının (K_{min}), şev açısı β 'nın (+ veya 0) olması durumunda elde edilen

Coulomb pasif toprak basıncı katsayısına (K_{max}) oranı ve b: Temelin şev tepesine olan uzaklığı'dır.

Bowles (1996), diğer azaltılmış taşıma gücü katsayıları, N_c' ve N_q' değerlerini hesaplamak için ise bir bilgisayar programı (Ek-1) geliştirmiştir. Tablo 1.9'da azaltılmış taşıma gücü katsayıları verilmektedir.

Tablo 1.9. Şev yüzüne veya üzerine yerleştirilen zeminler için taşıma gücü katsayıları, N_c' ve N_q' (Bowles, 1996)

$\beta \downarrow$		D/B= 0 b/B= 0					D/B= 0.75 b/B= 0				
		ϕ					ϕ				
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°
0°	$N_c' =$	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	$N_q' =$	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
10°		4.89	7.80	13.37	26.80	64.42	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.95	4.43	11.16	33.94
20°		4.63	7.28	12.39	23.78	55.01	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.94	1.90	4.11	9.84	28.21
25°		4.51	7.02	11.82	22.38	50.80	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.92	1.82	3.85	9.00	25.09
30°		4.38	6.77	11.28	21.05	46.88	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.88	1.71	3.54	8.08	21.91
60°		3.62	5.33	8.33	14.34	28.56	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	0.37	0.63	1.17	2.36	5.52
$\beta \downarrow$		D/B= 1.50 b/B= 0					D/B= 0 b/B= 0.75				
		ϕ					ϕ				
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°
0°	$N_c' =$	5.14	8.25	14.83	30.14	75.31					
	$N_q' =$	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20					
10°		5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.33	14.34	28.02	66.60
		1.03	2.47	5.85	14.13	40.81	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
20°		5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.31	13.90	26.19	59.31
		1.03	2.47	5.65	12.93	35.14	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
25°		5.14	8.35	14.83	30.14	73.57	5.14	8.29	13.69	25.36	56.11
		1.03	2.47	5.39	12.04	31.80	1.03	2.47	6.40	18.40	64.02
30°		5.14	8.35	14.83	30.14	68.64	5.14	8.27	13.49	24.57	53.16
		1.03	2.47	5.04	10.99	28.33	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20
60°		5.14	8.34	12.76	21.37	41.12	5.14	7.94	12.17	20.43	39.44
		0.62	1.04	1.83	3.52	7.80	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20

Tablo 1.9'un devamı

		D/B= 0.75 b/B= 0.75					D/B= 1.50 b/B= 0.75				
$\beta \downarrow$		ϕ					ϕ				
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°
10°	$N_{c'}=$	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	$N_{q'}=$	1.03	2.34	5.34	13.47	40.83	1.03	2.47	6.40	15.79	45.45
20°		5.14	8.35	14.83	30.14	71.11	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.04	14.39	40.88	1.03	2.47	6.40	16.31	43.96
25°		5.14	8.35	14.83	30.14	67.49	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.27	14.56	40.06	1.03	2.47	6.40	16.20	42.35
30°		5.14	8.35	14.83	30.14	64.04	5.14	8.35	14.83	30.14	74.92
		1.03	2.47	6.40	14.52	38.72	1.03	2.47	6.40	15.85	40.23
60°		5.14	8.35	14.38	23.94	45.72	5.14	8.35	14.83	27.46	52.00
		1.03	2.47	5.14	10.05	22.56	1.03	2.47	4.97	9.41	20.33
		D/B= 0 b/B= 1.50					D/B= 0.75 b/B= 1.50				
$\beta \downarrow$		ϕ					ϕ				
		0°	10°	20°	30°	40°	0°	10°	20°	30°	40°
10°	$N_{c'}=$	5.14	8.35	14.83	29.24	68.78	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
	$N_{q'}=$	1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.01	15.39	47.09
20°		5.14	8.35	14.83	28.59	63.60	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	53.21
25°		5.14	8.35	14.83	28.33	61.41	5.14	8.35	14.83	30.14	72.80
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	55.20
30°		5.14	8.35	14.83	28.09	59.44	5.14	8.35	14.83	30.14	70.32
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	56.41
60°		5.14	8.35	14.83	26.52	50.32	5.14	8.35	14.83	30.03	56.60
		1.03	2.47	6.40	18.40	64.20	1.03	2.47	6.40	18.40	46.18
		D/B= 1.50 b/B= 1.50									
$\beta \downarrow$		ϕ									
		0°	10°	20°	30°	40°					
10°	$N_{c'}=$	5.14	8.35	14.83	30.14	75.31					
	$N_{q'}=$	1.03	2.47	6.40	17.26	49.77					
20°		5.14	8.35	14.83	30.14	75.31					
		1.03	2.47	6.40	18.40	52.58					
25°		5.14	8.35	14.83	30.14	75.31					
		1.03	2.47	6.40	18.40	52.97					
30°		5.14	8.35	14.83	30.14	75.31					
		1.03	2.47	6.40	18.40	52.63					
60°		5.14	8.35	14.83	30.14	62.88					
		1.03	2.47	6.40	16.72	36.17					

1.3.2.1.15. Soriano vd. (2001)

Soriano vd. (2001) tarafından şev tepesinin yakınına yerleştirilen sığ temellerin taşıma gücünün, düz zemine yerleştirilen temellerden elde edilen taşıma gücünün bir azaltma faktörüyle çarpılarak hesaplanabileceği önerilmiştir. Ayrıca bu azaltma faktörleri diğer araştırmacılar tarafından hesaplanan azaltma faktörleri ile karşılaştırılmıştır. Meyerhof'un (1957) önerdiği denklem esas alınarak Bağıntı 1.105'te gösterildiği gibi kohezyonsuz zeminlerde yüzey temellerin taşıma gücü elde edilir.

$$p = \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} t_{\gamma} \quad (1.105)$$

Burada; t_{γ} : Düşey yönde uygulanan yükler için geçerli olan azaltma faktörü'dür.

Giroud (1972), yükün şev tepesine olan uzaklığının bir fonksiyonu olan azaltma faktörünü belirlemek için şev açısı (β) yerine, değiştirilmiş şev açısını (Ψ) kullanmış ve bu açıyı yükün şev tepesine olan uzaklığı durumlarına göre tablolar halinde vermiştir. Yükün şev tepesinden uzaklaşmasıyla β ve Ψ açıları arasındaki fark artar. Değiştirilmiş şev açısına (Ψ) bağlı olan değiştirilmiş taşıma gücü katsayısı, Bağıntı 1.106 ile hesaplanabilir.

$$N_{\gamma\Psi} = \underbrace{(1 - 0.5 \tan \Psi)^5}_{t_{\gamma}} N_{\gamma} \quad (1.106)$$

Fransız İnşaat Mühendisliği Tasarım ve Teknik Tasarım Temel Kuralları (Fascicule 62-Titre V, 1993) azaltma faktörünü belirlemek için Bağıntı 1.107'yi vermiştir.

$$t_{\gamma} = \left(\frac{\sqrt{t_0} - \frac{4\delta}{\pi}}{1 - \frac{4\delta}{\pi}} \right)^2 \quad (1.107)$$

Burada; δ : Uygulanan yükün düşeyle yapmış olduğu radyan cinsinden açı ve t_0 : Uygulanan yük düşey olduğu zaman taşıma gücünü değiştirmek için gerekli olan faktör'dür ve değeri Bağıntı 1.108 ile bulunabilir.

$$t_0 = 1 - 0.9 \tan \beta (2 - \tan \beta) \left(1 - \frac{d}{8B}\right)^2 \quad (1.108)$$

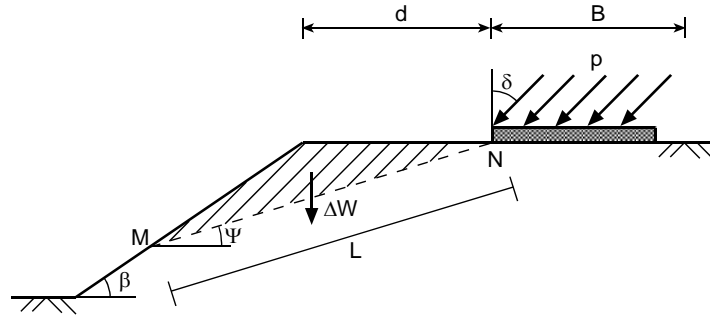
Burada; d : Temelin şev tepesine olan uzaklığı'dır. $d > 8B$ olması durumunda $t_0 = 1$ 'dir. Bu denklem yalnızca kohezyonsuz zeminlere oturan yüzey temeller için geçerlidir.

Bowles (1996) ise azaltma faktörünü belirlemek için Bağntı 1.109'u önermiştir.

$$t_\gamma = \frac{1}{2} \left(1 + R + \frac{d}{2B} (1 - R)\right) \quad (1.109)$$

Burada; herhangi bir d uzaklığı için hesaplanan t_γ değerleri daima $0.5 < t_\gamma < 1$ 'dir. Bu değerler, diğer araştırmacıların önerdiği denklemlerden elde edilen değerlerle karşılaştırıldığında oldukça yüksek çıkmaktadır.

Soriano vd. (2001), azaltma faktörünü belirlemek için, ROM 05-94'te (İspanyol deniz ve liman için geoteknik çalışmalarının proje ve önerileri), (1994) açıklanan yöntemle benzer olan ve birkaç değişiklikle geliştirilen bir yöntem önermiştir. Bu yöntemle göre problem, Şekil 1.42'deki gibi tanımlanmaktadır.



Şekil 1.42. Problemin geometrisi (Soriano vd., 2001)

Problemi çözmek için ilk adım, kırılma yüzeyinin bitiş noktası M'yi ve bu noktaya karşılık gelen değiştirilmiş şev açısını (Ψ) belirlemektir. Bunun için, L uzunluğunun değeri Bağntı 1.110'dan hesaplanabilir.

$$L = B \sqrt{N_q i_q} \exp \left\{ -\tan \phi \left(\Psi + \frac{\theta}{2} \right) \right\} \quad (1.110)$$

Burada; N_q : Prandtl'in taşıma gücü katsayısı, i_q : Eğimli yükün etkisini dikkate alan değiştirilmiş faktör ve θ : Yardımcı açı'dır ve değeri Bağıntı 1.111 ile hesaplanır.

$$\sec(\theta - \Psi) = \frac{\sec \Psi}{\sec \phi} \quad (1.111)$$

İkinci adım, Bağıntı 1.112'de verilen kırılma doğrusunun pasif tarafındaki eşdeğer yükün değerini hesaplamaktır.

$$q = 0.6 \cos \Psi \frac{\Delta W}{L} \quad (1.112)$$

Burada; ΔW : MN doğrusu üzerindeki zeminin ağırlığı'dır.

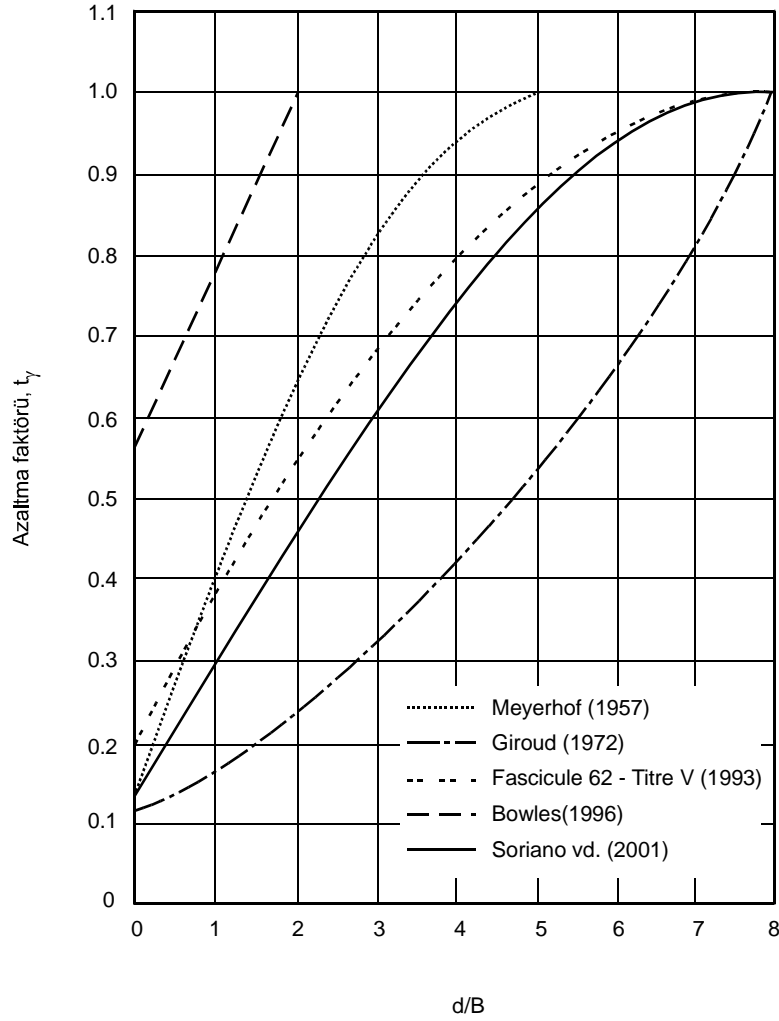
Üçüncü ve son adım ise, Bağıntı 1.113'te verilen kırılma anındaki yükü hesaplamaktır. Bağıntıdaki son terim, Giroud'un çözümünün analitik yaklaşımından elde edilmiştir. Bu denkleme göre t_γ değeri, Bağıntı 1.114 ile hesaplanabilir.

$$p = \left(q N_q i_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma i_\gamma \right) (1 - 0.5 \tan \Psi)^5 \quad (1.113)$$

$$t_\gamma = (1 - 0.5 \tan \Psi)^5 \left(1 + 2q \frac{N_q i_q}{\gamma B N_\gamma i_\gamma} \right) \quad (1.114)$$

Burada; $i_q = (1 - 0.7 \tan \delta)^2$ ve $i_\gamma = (1 - \tan \delta)^3$ olarak kabul edilir.

Farklı araştırmacıların önerdiği azaltma faktörü, t_γ değerinin d/B oranı ile değişimi Şekil 1.43'te gösterilmektedir. Azaltma faktörü, t_γ , sadece temelin şev tepesine olan uzaklığına bağlı değil aynı zamanda şev açısına, içsel sürtünme açısına ve uygulanan yükün doğrultusuna da bağlıdır. Şekil 1.43'ten, sonuçların birbirlerinden oldukça farklı olduğu; Bowles'ın en yüksek sonuçları vererek güvensiz tarafta, Giroud'un ise en güvenli tarafta kaldığı görülmektedir.



Şekil 1.43. Farklı araştırmacıların önerdiği azaltma faktörü, t_γ 'nin karşılaştırılması (Soriano vd., 2001)

1.3.2.2. Deneysel Çalışmalar

Menard (1964), arazide kazı ile oluşturulan şev yakın temeller için deneyler yaparak, elde ettiği arazi deney sonuçlarına göre düz zemin için presiyometre denkleminde elde edilip taşıma gücüne uygulanabilen deneysel şev etki faktörleri önermiştir. Bu faktörler, Hansen'in (1970) zeminin gerilmesini ve şekil değiştirme özelliklerini değil de sadece şev açısını dikkate alan faktörlerine benzerdir. Zemin özelliklerini dikkate alan presiyometre deneyinden elde edilen k sabiti, Bağıntı 1.115'te verilmektedir.

$$q_L - q_0 = k(p_L - p_0) \quad (1.115)$$

Burada; q_0 : Arazide temel derinliğindeki toplam düşey gerilme, q_L : Presiyometre deneyindeki düşey limit basınç, p_0 : Presiyometre deneyinde belli bir seviyedeki sükûnetteki toplam yatay basınç ve p_L : Presiyometre deneyindeki yatay limit basınç'tır.

Shields vd. (1977), farklı iki 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 $N_{\gamma q}$ değerini hesaplamak için deneyler yapmıştır. Deneylerde, deney tankının ön ve arka yüzlerindeki sürtünmelerden oluşacak hataları gidermek için temeli, uzunluğu boyunca birbirine eşit uzaklıktaki üç noktadan yüklemiş ve Düzlem deformasyon koşullarını sağladığı için ortadaki yüklemeyi dikkate almıştır. Giroud ve Tran-Vo-Nhiem (1971) ve Meyerhof'un (1957) teorileri bu çalışmanın amacına uygun olduğundan, Shields vd. (1977), bu iki teoriyi birbirleriyle karşılaştırmıştır. Bu karşılaştırmadan, aynı şartlar altındaki zemin için Meyerhof (1957) tarafından elde edilen taşıma gücü katsayılarının, Giroud'un (1972) taşıma gücü katsayılarına göre oldukça büyük olduğunu görmüştür. Bu nedenle, kendi deneylerinden elde ettiği değerleri Giroud ve Tran-Vo-Nhiem'in (1971) teorik değerleri ile karşılaştırmıştır. Sonuç olarak, 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. Ayrıca bu bölgede, taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ değerleri teorik değerlerden küçüktür.

Bauer vd. (1981), şev yüzündeki ve tepesindeki farklı derinlik ve uzaklıklardaki temellerin taşıma gücü üzerinde, temel boyutları ile düşey ve eğimli yük uygulamalarının etkilerini araştırmak için üç grup deney yapmıştır. Deney düzeneği olarak Shields vd.'nin (1977) düzeneğini, malzeme olarak sıkı kum kullanmıştır. Birinci grup deneylerde, temel genişliğinin taşıma gücü üzerindeki etkisini araştırmıştır. Bunun için, düşey yük altındaki 0.3 m ve 0.6 m genişliğinde farklı iki temel kullanmıştır. İkinci grup deneylerde, eğimli yükün taşıma gücü üzerindeki etkisini araştırmıştır. Bunun için, 0.3 m genişliğindeki temele düşeyle 15° 'lik açı yapan bir yük uygulamıştır. Üçüncü grup deneylerde ise eğimli yük altında, temel genişliğinin taşıma gücü üzerindeki etkisini araştırmıştır. Bunun için ise, 0.6 m genişliğindeki temele düşeyle aynı açıyı yapan yük uygulamıştır. Yapılan deneyler sonucunda, ölçek etkisini ortadan kaldırmak için taşıma gücü yerine taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ değerlerini kullanmıştır.

Bağıntı 1.116'da, farklı derinlik ve farklı şev tepesine olan uzaklıklar için 0.3 m ve 0.6 m genişliğindeki temeller ile yapılan deneylerde elde edilen taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ değerlerinin birbirlerine oranlanmasıyla bulunan boyut katsayısı, s verilmektedir.

$$s = \frac{N_{\gamma q(0.6)}}{N_{\gamma q(0.3)}} \quad (1.116)$$

Yapılan deneylerden uygulanan yükün düşey olması durumunda, derinlik arttıkça boyut katsayısının arttığı, uygulanan yükün eğimli olması durumunda ise, derinlik arttıkça boyut katsayısının azaldığı gözlemlenmiştir. Ayrıca eğimli yük ile yapılan deneylerden elde edilen taşıma gücündeki azalma araştırılmış ve bu azalmanın taşıma gücü katsayısından hesaplanması için Bağıntı 1.117'deki gibi eğim katsayısı, i_γ tanımlanmıştır.

$$i_\gamma = \frac{N_{\gamma q}^*}{N_{\gamma q}} \quad (1.117)$$

Burada, $N_{\gamma q}^*$: Eğimli yük için deneysel taşıma gücü katsayısı ve $N_{\gamma q}$: Düşey yük için deneysel taşıma gücü katsayısı'dır.

Eğim katsayısı, i_γ Meyerhof (1963) tarafından Bağıntı 1.118'deki gibi önerilmiştir. Deneylerden elde edilen eğim katsayısının, Meyerhof denkleminde elde edilen değerlerle uyum içinde olduğu gözlemlenmiştir.

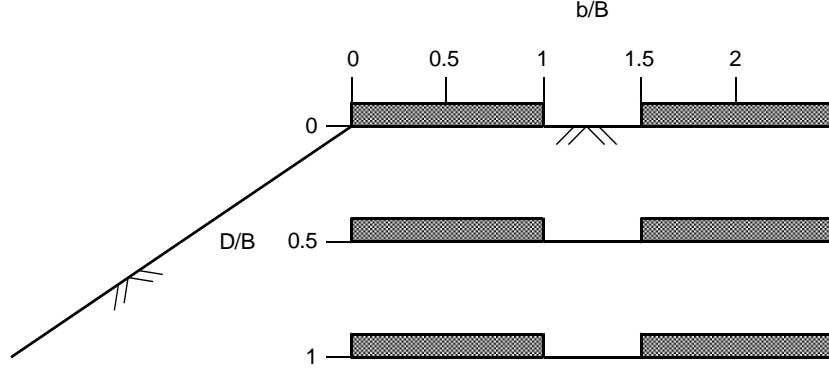
$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (1.118)$$

Burada, α : Eğimli yükün düşeyle yaptığı açı'dır.

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 kum şevlere yerleştirilen model temeller ile 215 santrifüj deneyi yapmış ve şev tepesinden herhangi bir uzaklığa yerleştirilen farklı şekil ve genişlikteki temeller için taşıma gücü katsayısı $N_{\gamma q}$ değerini hesaplayan bir bağıntı önermiştir. Şekil 1.44'te, farklı B genişliğinde (0.61 m'den 1.83 m'ye değişen değerler) ve L uzunluğundaki düşey ve merkezi olarak yüklenen temellerin farklı yerleşimleri görülmektedir. Deneyler, iki farklı şev açısında (26.6° ve 33.7°), dokuz farklı kum

cinsi/yoğunluk durumunda ve bir santrifüj içerisinde farklı yerçekimi kuvvetlerinde (g) yapılmıştır.



Şekil 1.44. Gemperline deneylerinde temellerin yerleşimi (Gemperline, 1988)

Yapılan 215 deney sonucundan, $f_{(\phi)}$, $f_{(B)}$, $f_{(D/B)}$, $f_{(B/L)}$, $f_{(D/B, B/L)}$, $f_{(\beta, b/B)}$, $f_{(\beta, b/B, D/B)}$ ve $f_{(\beta, b/B, B/L)}$ bileşenlerinden oluşan taşıma gücü katsayısı, $N_{\gamma q}$ değeri, Bağntı 1.119'da verilmektedir. Temel genişliği, B'nin birimi inç olup şev açısı, β 'nin 45° 'den büyük olduğu durumlar için denklem geçerli değildir.

$$N_{\gamma q} = f_{(\phi)} f_{(B)} f_{(D/B)} f_{(B/L)} f_{(D/B, B/L)} f_{(\beta, b/B)} f_{(\beta, b/B, D/B)} f_{(\beta, b/B, B/L)} \quad (1.119)$$

Bağntı 1.119'daki bileşenlerin her biri Bağntı 1.120, Bağntı 1.121, Bağntı 1.122, Bağntı 1.123, Bağntı 1.124, Bağntı 1.125, Bağntı 1.126 ve Bağntı 1.127'de gösterilmiştir.

$$f_{(\phi)} = 10^{(0.1159\phi - 2.386)} \quad (1.120)$$

$$f_{(B)} = 10^{(0.34 - 0.21 \log B)} \quad (1.121)$$

$$f_{(D/B)} = 1 + 0.65 \left(\frac{D}{B} \right) \quad (1.122)$$

$$f_{(B/L)} = 1 - 0.27 \left(\frac{B}{L} \right) \quad (1.123)$$

$$f_{(D/B, B/L)} = 1 + 0.39 \left(\frac{D}{L} \right) \quad (1.124)$$

$$f_{(\beta, b/B)} = 1 - 0.8 \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ \frac{2}{\left[2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta \right]} \right\} \quad (1.125)$$

$$f_{(\beta, b/B, B/L)} = 1 + 0.6 \left(\frac{B}{L} \right) \left[1 - (1 - \tan \beta)^2 \right] \left\{ \frac{2}{\left[2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta \right]} \right\} \quad (1.126)$$

$$f_{(\beta, b/B, D/B)} = 1 + 0.33 \left(\frac{D}{B} \right) \tan \beta \left\{ \frac{2}{\left[2 + \left(\frac{b}{B} \right)^2 \tan \beta \right]} \right\} \quad (1.127)$$

Saran vd. (1989), şevye yakın temellerin taşıma gücünü elde etmek için limit denge ve limit analiz yöntemlerini kullanarak ürettikleri analitik çözümleri, yapılan model deney ve önceki çalışmalarla karşılaştırmışlardır. Model deney için deney tankı olarak, 3 m uzunluğunda, 0.6 m genişliğinde ve 0.9 m yüksekliğinde çelik kasa ve zemin olarak da iki farklı rölatif sıklıkta (% 72 ve % 84) kum kullanılmıştır. Kumun içsel sürtünme açısı drenajlı üç eksenli basınç deneyinden sırasıyla 37.5° ve 39° olarak elde edilmiştir. Deneylerde 0.12 m genişliğinde ve 0.6 m uzunluğunda temel kullanılmış ve bu deneyler üç farklı şev açısında (30°, 26.56° ve 20°) ve yedi farklı şev uzaklığında yapılmıştır. Yapılan deneylerden, yük-oturma eğrileri ve kırılma anındaki sınır yükler bulunmuştur. Yapılan karşılaştırmalardan ise; model deneyler sonucunda elde edilen N_γ değerlerinin analitik yöntemlerle elde edilen değerlerle uyum içerisinde, önceki çalışmalardan elde edilen değerlerden yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Saran vd. (1989) tarafından elde edilen

değerler, kırılma yüzeylelerinin farklılığından yüksek bulunmuş olabilir. Meyerhof (1957), Chen (1975) ve diğer birçok araştırmacı üçgen kamanın her iki tarafında oluşan pasif zemin basınçlarının birbirine eşit olduğunu dikkate alırken, bu çalışmada üçgen kamanın her iki tarafında oluşan pasif zemin basınçları birbirinden farklı olup düz zemin tarafında daha yüksektir.

Garnier vd. (1994), şev etkisinden dolayı taşıma gücünde meydana gelen azalmayı belirlemek için şeve yerleştirilen şerit temel ile deneysel bir çalışma yapmışlardır. Yapılan deneylerde, üç farklı şev eğimi (1:1.5, 1:2 ve 1:3) kullanılarak, içsel sürtünme açısı $\phi=40.5^\circ$ olan bir kum zemine şev tepesinden farklı uzaklıklarda yerleştirilen genişliği 0.9 m olan şerit temelin taşıma gücü, model deneyler yapılarak incelenmiştir. Yapılan deneyler sonucunda, şerit temelin şev tepesine olan uzaklığının (b), temel genişliğine (B) oranının (b/B) 6'dan büyük olması durumunda, şevin taşıma gücü üzerinde bir etkisinin olmadığı ve şev açısının artmasıyla taşıma gücünün azaldığı görülmüştür.

1.3.3. Kumda Şeve Yakın Oturan Eksantrik Yüklü Temellerin Taşıma Gücü

Bu bölümde, kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü temellerin taşıma gücünü belirlemek için yapılan herhangi bir deneysel çalışma bulunmadığından sadece teorik çalışma ayrıntılı olarak açıklanmaktadır.

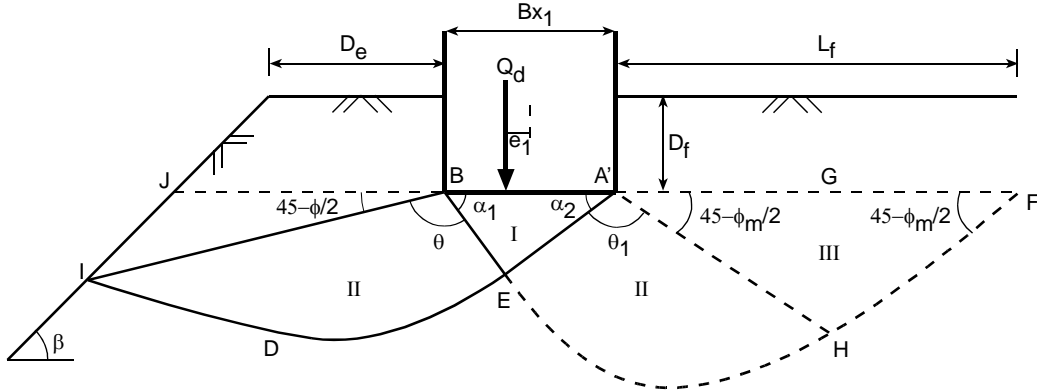
1.3.3.1. Teorik Çalışma

1.3.3.1.1. Saran-Reddy Yaklaşımı

Saran ve Reddy (1990), şeve yakın yerleştirilen bir temelin taşıma gücünün sıklıkla karşılaşılan bir problem olmadığını ve şev tarafındaki zemin eksikliğinin, temelin stabilitesini azalttığını bildirmişler ve bu çalışmalarında, temelin kırılmasından ve şevin stabilite kaybından dolayı meydana gelen minimum taşıma gücünün bulunmasını araştırmışlardır.

Şekil 1.45'te; B: Temelin genişliği (m), D_e : Temelin şev tepesine olan uzaklığı (m), D_f : Temelin gömme derinliği (m), e: Eksantrisite (m), L_f : Temel ile kırılma yüzeyinin zeminle temas ettiği nokta arasındaki yatay mesafe (m), x_1 : Temas genişliği katsayısı

(birimsiz), Q_d : Eksantrik yük (kN), α_1 : Üçgen kamanın şev tarafındaki açısı (derece), α_2 : Üçgen kamanın düz zemin tarafındaki açısı (derece), β : Şev açısı (derece), ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı (derece), ϕ_m : Zeminin mobilize içsel sürtünme açısı (derece), θ : Şev tarafındaki logaritmik spiralin açısı (derece), θ_1 : Düz zemin tarafındaki logaritmik spiralin açısı (derece)'dir.



Şekil 1.45. Kırılma yüzeyi (Saran ve Reddy, 1990)

Saran ve Reddy (1990) bu çalışmalarında, kohezyonsuz şevlere yerleştirilen eksantrik yüklü temellerin taşıma gücünü elde etmek için limit denge analizini kullanarak bir analitik çözüm önermişler ve bu yaklaşımın geçerliliği için bazı kabuller yapmışlardır.

1. Temel, pürüzlü tabana sahip sığ bir şerit temeldir ve temel tabanı üzerindeki zeminin ağırlığı, eşdeğer üniform sürşarj yüke dönüştürülmüştür.
2. A'EI yüzeyi boyunca, tek taraflı kırılmanın meydana geldiği kabul edilmiştir. Bu kırılma bölgesi üç bölgeye ayrılmaktadır: I. bölge elastik bölge, II. bölge radyal kayma bölgesidir. Bu bölgenin EI yüzeyi, merkezi temelin B köşesi ve uzantısı olan logaritmik spiraldir (Saran, 1970). III. bölge ise zeminin pasif durumda olduğunu gösteren pasif bölgedir.
3. Düz taraftaki zeminin kayma gerilmesi (A noktasının sağı) kısmen hareketli olarak kabul edilir ve bu gerilme, değeri 1'den küçük olan mobilizasyon faktörü (m) ile temsil edilir. Zeminin kayma direnci Bağıntı 1.128'deki gibi belirtilmektedir.

$$\tau = m(c + \sigma \tan \phi) \quad (1.128)$$

Burada; c : Kohezyon (kN/m^2), σ : Zeminin normal gerilmesi (kN/m^2), ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı (derece)'dir.

Düz tarafta oluşan kısmi gerilmeleri hesaplamak için, noktalı çizgilerle gösterilen kayma yüzeyi dikkate alınmıştır. EH eğrisi, merkezi A' olan logaritmik bir spiraldir ve $A'HF$ bölgesi pasif Rankine bölgesidir (Saran, 1969).

4. Eksantrisite arttıkça, temelin zemin ile teması kaybolur.
5. Süperpozisyon ilkesi geçerlidir.

Analitik çözüm, temel ile zemin arasındaki temas kaybının az olduğu genel bir durum geliştirilmiştir. Temelin genişliği Bx_1 olarak alınır. Temelin zemin ile tam temas durumunda $x_1 = 1$ olur. Analitik çözüm için gerekli ifadeler, aşağıdaki gibi geliştirilmiştir.

Kırılma Yüzeyinin Geometrisi: Şekil 1.45'teki, $BA'E$ üçgen olarak düşünüldüğünde, logaritmik spiralin başlangıç yarıçapı (BE), r_0 , Bağıntı 1.129'da verilmektedir.

$$\overline{BE} = \frac{Bx_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} = r_0 \quad (1.129)$$

$$\overline{A'E} = \frac{Bx_1 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.130)$$

$$\overline{BJ} = D_e + \frac{D_f}{\tan \beta} \quad (1.131)$$

BIJ üçgeninden;

$$\overline{BI} = \frac{\overline{BJ} \sin(180 - \beta)}{\sin(\beta + \theta + \alpha_1 - 180)} \quad (1.132)$$

Düz taraftaki logaritmik spiralin yarıçapı (BI), r_1 , logaritmik spiralden;

$$\overline{BI} = \overline{BE} \cdot e^{\theta \tan \phi} = r_1 \quad (1.133)$$

Bağıntı 1.132 ve 1.133'ün eşitliğinden;

$$\overline{BE}.e^{\theta \tan \phi} = \frac{\overline{BJ} \sin(180 - \beta)}{\sin(\beta + \theta + \alpha_1 - 180)} \quad (1.134)$$

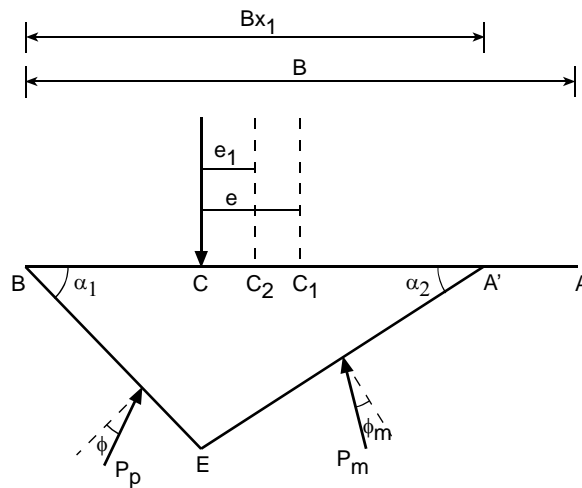
Bağıntı 1.129 ve 1.131'de ifade edilen BE ve BJ, Bağıntı 1.134'de yerine yazılırsa Bağıntı 1.135 elde edilir.

$$\frac{Bx_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} e^{\theta \tan \phi} = \frac{\left(D_e + \frac{D_f}{\tan \beta} \right) \sin \beta}{\sin(\beta + \theta + \alpha_1 - 180)}$$

veya

$$\frac{x_1 \sin \alpha_2}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} e^{\theta \tan \phi} = \frac{\left(\frac{D_e}{B} \sin \beta + \frac{D_f}{B} \cos \beta \right)}{\sin(\beta + \theta + \alpha_1 - 180)} \quad (1.135)$$

Taşıma Gücü İfadeleri: Taşıma gücü bağıntıları, A'EB elastik kamanın dengesi dikkate alınarak geliştirilmiştir. Şekil 1.46'da gösterildiği gibi, A'EB kamasına etkiyen kuvvetler; eksantrik yük, Q_d , BE yüzeyindeki pasif zemin basıncı, P_p ve kısmi mobilizasyon faktörü, m 'den dolayı A'E yüzeyindeki zemin basıncı, P_m 'dir.



Şekil 1.46. A'BE elastik kamasına etkiyen kuvvetler (Saran ve Reddy, 1990)

Eksantrik yük, ağırlığı ihmal edilen A'BE üçgen kamasının dengesinden Bağntı 1.136 ile bulunabilir.

$$Q_d = P_p \cos(\alpha_1 - \phi) + P_m \cos(\alpha_2 - \phi_m) \quad (1.136)$$

Pasif zemin basıncı P_p , $P_{p\gamma}$ ve P_{pq} olmak üzere iki kısma ayrılır. Etkime noktası, BE doğrusunun E köşesine yakın üçüncü noktası olan $P_{p\gamma}$, A'EIJB zemin kütesinin ağırlığından dolayı meydana gelen dirençtir. Üniform yayıldığı için, uygulama noktası BE doğrusunun orta noktası olan P_{pq} , yalnızca sürşarj yükünden dolayı meydana gelen dirençtir. P_m de, $P_{m\gamma}$ ve P_{mq} olarak iki kısma ayrılabilir. Böylece; Bağntı 1.136, Bağntı 1.137 haline dönüşür.

$$Q_d = (P_{p\gamma} + P_{pq}) \cos(\alpha_1 - \phi) + (P_{m\gamma} + P_{mq}) \cos(\alpha_2 - \phi_m) \quad (1.137)$$

Şev tarafındaki ortalama sürşarj yükü, q ;

$$q = \frac{\gamma D_e D_f \tan \beta + \frac{1}{2} \gamma D_f^2}{D_e \tan \beta + D_f} = \frac{\gamma D_f \left(\frac{D_e}{D_f} \tan \beta + \frac{1}{2} \right)}{\frac{D_e}{D_f} (\tan \beta + 1)} \quad (1.138)$$

Düz taraftaki ortalama sürşarj yükü, q' ;

$$q' = \gamma D_f \quad (1.139)$$

ifadeleri ile bulunabilir.

Taşıma gücü katsayıları, N_q ve N_γ değerleri, Bağntı 1.140 ve Bağntı 1.141 ile hesaplanmaktadır. Bu katsayılar boyutsuz olup; ϕ , β , D_e/B ve D_f/B parametrelerine bağlıdır.

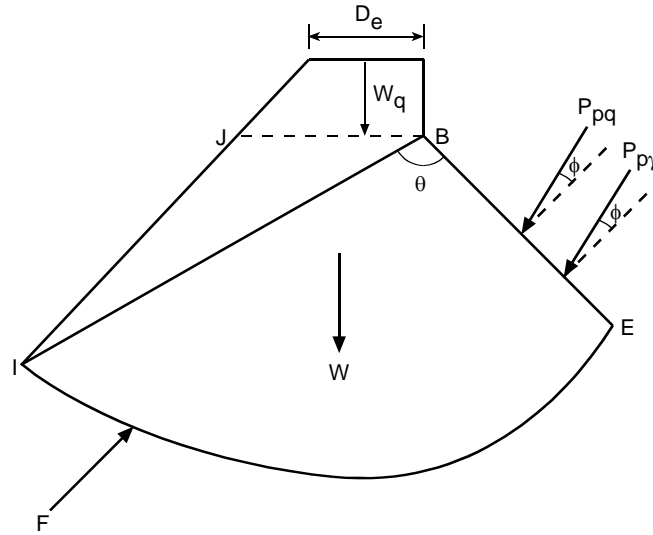
$$N_q = \frac{P_{pq} + P_{mq}}{\gamma D_f B} \quad (1.140)$$

$$N_{\gamma} = \frac{2P_{p\gamma} + 2P_{m\gamma}}{\gamma B^2} \quad (1.141)$$

Taşıma gücü katsayıları Bağıntı 1.137'de yerine yazılırsa, Bağıntı 1.142 elde edilir.

$$Q_d = B \left(\gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma} \right) \quad (1.142)$$

P_{pq} ve $P_{p\gamma}$ Pasif Basınçların Hesaplanması: Şekil 1.47'deki P_{pq} ve $P_{p\gamma}$ pasif zemin basınçlarının hesaplanabilmesi için, BEIJ zemin kütlelerinin dengesi dikkate alınmıştır.



Şekil 1.47. BEIJ zemin kütlelerine etkiyen kuvvetler (Saran ve Reddy, 1990)

Bu zemin kütlelerine etkiyen kuvvetler;

- BEIJ zemin kütlelerinin ortasından düşey olarak etkiyen zemin kütleleri ağırlığı, W
- BJ uzunluğunca üniform etkiyen sürşarj yükü, W_q
- BE yüzüne etkiyen ve normalle saatin tersi yönünde ϕ açısı yapan pasif zemin basıncı, P_{pq}
- BE yüzüne etkiyen ve normalle saatin tersi yönünde ϕ açısı yapar pasif zemin basıncı, $P_{p\gamma}$

- Etkime noktası normalle ϕ açısı yaptığı için, logaritmik spiralin merkezinden geçen normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesi, F'dir.

Pasif zemin basınçları, P_{pq} ve P_{py} ; logaritmik spiralin merkezine göre (temelin B köşesi) tüm kuvvetlerin momentleri alınarak hesaplanır. F kuvveti, merkezden geçtiği için momenti sıfırdır. Bunun sonucunda, aşağıdaki bağıntılar elde edilir.

$$P_{py}BT_1 + P_{pq}BT_2 = N_{py}\gamma B^3 + N_{pq}qB^2 \quad (1.143)$$

Burada;

$$T_1 = x_1 \cos \phi \left[\frac{2 \sin \alpha_2}{3 \sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \right] \quad (1.144)$$

$$T_2 = \frac{3}{4} T_1 \quad (1.145)$$

$$\begin{aligned} N_{py} = & \frac{r_0'^3}{3(1+9 \tan^2 \phi)} \left[e^{3\theta \tan \phi} \{3 \tan \phi \sin(\theta - 90 + \alpha_1) - \cos(\theta - 90 + \alpha_1)\} \right. \\ & \left. + \cos(90 - \alpha_1) + 3 \tan \phi \sin(90 - \alpha_1) \right] + \frac{1}{3} r_1'^3 \cos^2(180 - \theta - \alpha_1) \sin(180 - \theta - \alpha_1) \\ & - \frac{1}{4} \left[r_1' \cos^2(180 - \theta - \alpha_1) - \left(\frac{D_e}{B} + \frac{D_f}{B \tan \beta} \right) \right] r_1' \sin(180 - \theta - \alpha_1) \\ & \left[\frac{D_e}{B} + \frac{D_f}{B \tan \beta} \right] \end{aligned} \quad (1.146)$$

$$N_{pq} = \frac{1}{2} \left(\frac{D_e}{B} + \frac{D_f}{B \tan \beta} \right)^2 \quad (1.147)$$

$$r_0' = \frac{r_0}{B}$$

$$r_1' = \frac{r_1}{B}$$

Bağıntı 1.143, birbirinden bağımsız iki duruma dikkate alınarak çözülmüş ve Bağıntı 1.148 ile Bağıntı 1.149 elde edilmiştir.

1. Sadece zeminin ağırlığı var ($q=0$)

$$P_{py}BT_1 = N_{py}\gamma B^3$$

veya

$$P_{py} = \frac{N_{py}}{T_1}\gamma B^2 \quad (1.148)$$

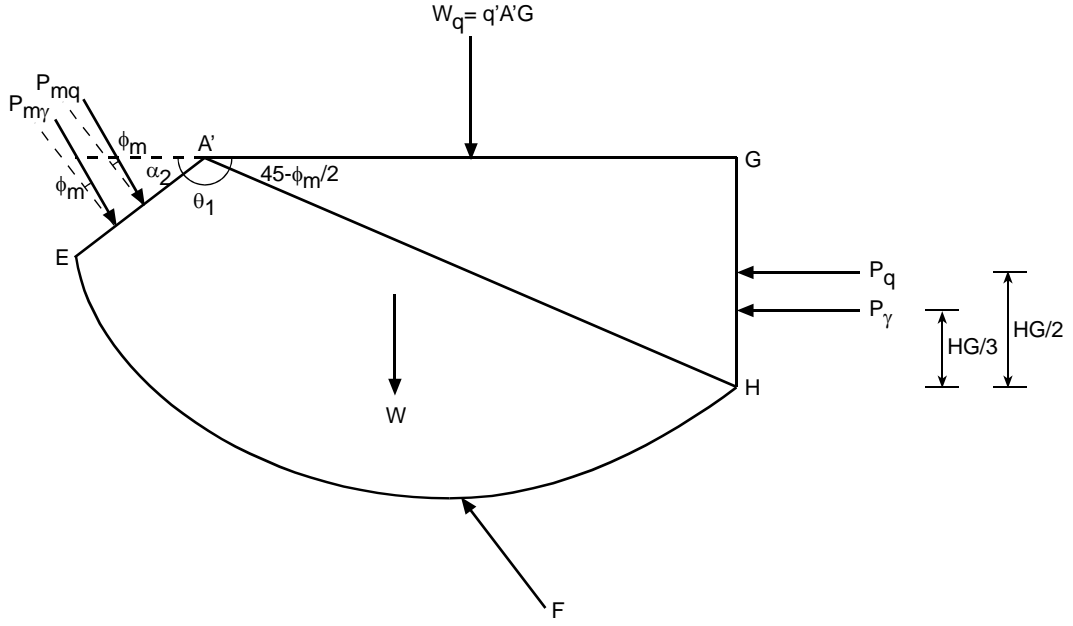
2. Sadece sürşarj yükü var ($\gamma=0$)

$$P_{pq}BT_2 = N_{pq}qB^2$$

veya

$$P_{pq} = \frac{N_{pq}}{T_2}qB \quad (1.149)$$

P_{mq} ve P_{my} Pasif Basınçların Hesaplanması: Şekil 1.48'deki P_{mq} ve P_{my} pasif zemin basınçlarının hesaplanabilmesi için, A'EHG zemin kütlesi dikkate alınmıştır. HG zemin kütlesinin ağırlığı ve HG uzunluğunca etkiyen sürşarj yükü, HG'ye etkiyen yanal zemin basınçlarına eşdeğer olarak alınır.



Şekil 1.48. A'EHG zemin kütesine etkiyen kuvvetler (Saran ve Reddy, 1990)

P_{pq} ve $P_{p\gamma}$ pasif toprak basınçlarının hesaplanmasındaki işlemler P_{mq} ve $P_{m\gamma}$ için de geçerli olup, bunun sonucunda aşağıdaki bağıntılar elde edilmiştir.

$$P_{m\gamma} = \frac{N_{m\gamma}}{T_1'} \gamma B^2 \quad (1.150)$$

$$P_{mq} = \frac{N_{mq}}{T_2'} q'B \quad (1.151)$$

Burada;

$$T_1' = \frac{2}{3} x_1 \cos \phi_m \frac{\sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.152)$$

$$T_2' = \frac{3}{4} T_1' \quad (1.153)$$

$$\begin{aligned}
N_{my} &= \frac{1}{2} r_1''^3 \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_m}{2} \right) \sin^3 \left(45 - \frac{\phi_m}{2} \right) \\
&+ \frac{r_0''^3}{3(1+9 \tan^2 \phi_m)} \left[e^{3\theta_1 \tan \phi_m} \{ 3 \tan \phi_m \sin(\theta_1 - 90 + \alpha_2) - \cos(\theta_1 - 90 + \alpha_2) \} \right. \\
&\left. + \cos(90 - \alpha_2) + 3 \tan \phi_m \sin(90 - \alpha_2) \right] \quad (1.154)
\end{aligned}$$

$$N_{mq} = r_0'' e^{\theta_1 \tan \phi_m} \cos^2 \left(45 - \frac{\phi_m}{2} \right) \quad (1.155)$$

$$r_0'' = \frac{x_1 \sin \alpha_1}{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)} \quad (1.156)$$

$$r_1'' = r_0'' e^{\theta_1 \tan \phi_m} \quad (1.157)$$

Bağıntı 1.149 ve Bağıntı 1.151'deki q ve q' değerleri sırasıyla Bağıntı 1.138 ve Bağıntı 1.139'dan alınır.

α_1 ve α_2 Kama Açılıarı Arasındaki İlişki: Şekil 1.46'daki kama açıları α_1 ve α_2 arasındaki ilişki, A'BE elastik üçgen kamasının statüğinden elde edilen denge denklemleri çözülerek belirlenmiştir.

1. Sadece zemin ağırlığı var ($q=0$)

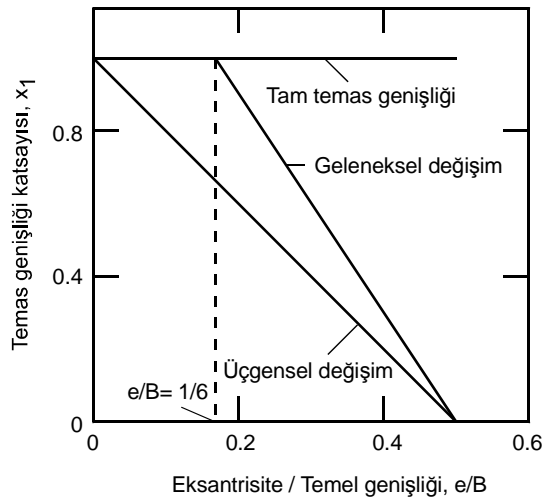
$$\begin{aligned}
&\frac{2 \sin(\alpha_1 - \phi)}{3 \sin(\alpha_2 - \phi_m)} \cos \phi_m + \frac{\cos \phi \sin \alpha_2}{3 \sin \alpha_1} + \cos(\alpha_1 + \alpha_2 - \phi) \\
&= \frac{\sin(\alpha_1 + \alpha_2 - \phi - \phi_m)}{\sin(\alpha_2 - \phi_m)} \frac{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}{\sin \alpha_1} \left(1 + \frac{e}{Bx_1} - \frac{1}{2x_1} \right) \quad (1.158)
\end{aligned}$$

2. Sadece sürşarj yükü var ($\gamma=0$)

$$\begin{aligned} & \frac{1\sin(\alpha_1 - \phi)}{2\sin(\alpha_2 - \phi_m)} \cos\phi_m + \frac{\cos\phi\sin\alpha_2}{2\sin\alpha_1} + \cos(\alpha_1 + \alpha_2 - \phi) \\ &= \frac{\sin(\alpha_1 + \alpha_2 - \phi - \phi_m)}{\sin(\alpha_2 - \phi_m)} \frac{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}{\sin\alpha_1} \left(1 + \frac{e}{Bx_1} - \frac{1}{2x_1}\right) \end{aligned} \quad (1.159)$$

Sınır Taşıma Gücü: Sınır taşıma gücü, denge denklemlerinin sağlandığı ve mobilizasyon katsayısı, m 'nin maksimum değere ulaştığı andaki değer olarak belirlenir.

x_1 Temas Genişliği Katsayısı: Temas genişliği katsayısı, x_1 , üçgensel değişim, geleneksel değişim ve tam temas genişlik değişimi olmak üzere üç farklı durum için elde edilir (Şekil 1.49). Taşıma gücü katsayıları, N_q , N_γ , seçilen temas genişliği katsayısına göre belirlenir.



Şekil 1.49. Farklı temas genişliği değişimleri için x_1 'in e/B 'ye bağlı değişimleri (Saran ve Reddy, 1990)

İçsel sürtünme açısı, ϕ ; şev açısı, β ; derinlik faktörü, D_f/B ve köşe mesafesi faktörü, D_e/B 'nin verilen değerleri için N_γ değerinin bulunması aşağıdaki adımlarda açıklanmaktadır.

1. x_1 değeri, temas genişliği değişim grafiğinden belirlenir.
2. Mobilizasyon faktörü, m 'nin değeri için kabul yapılır. ϕ_m , Bağıntı 1.160'tan hesaplanır.

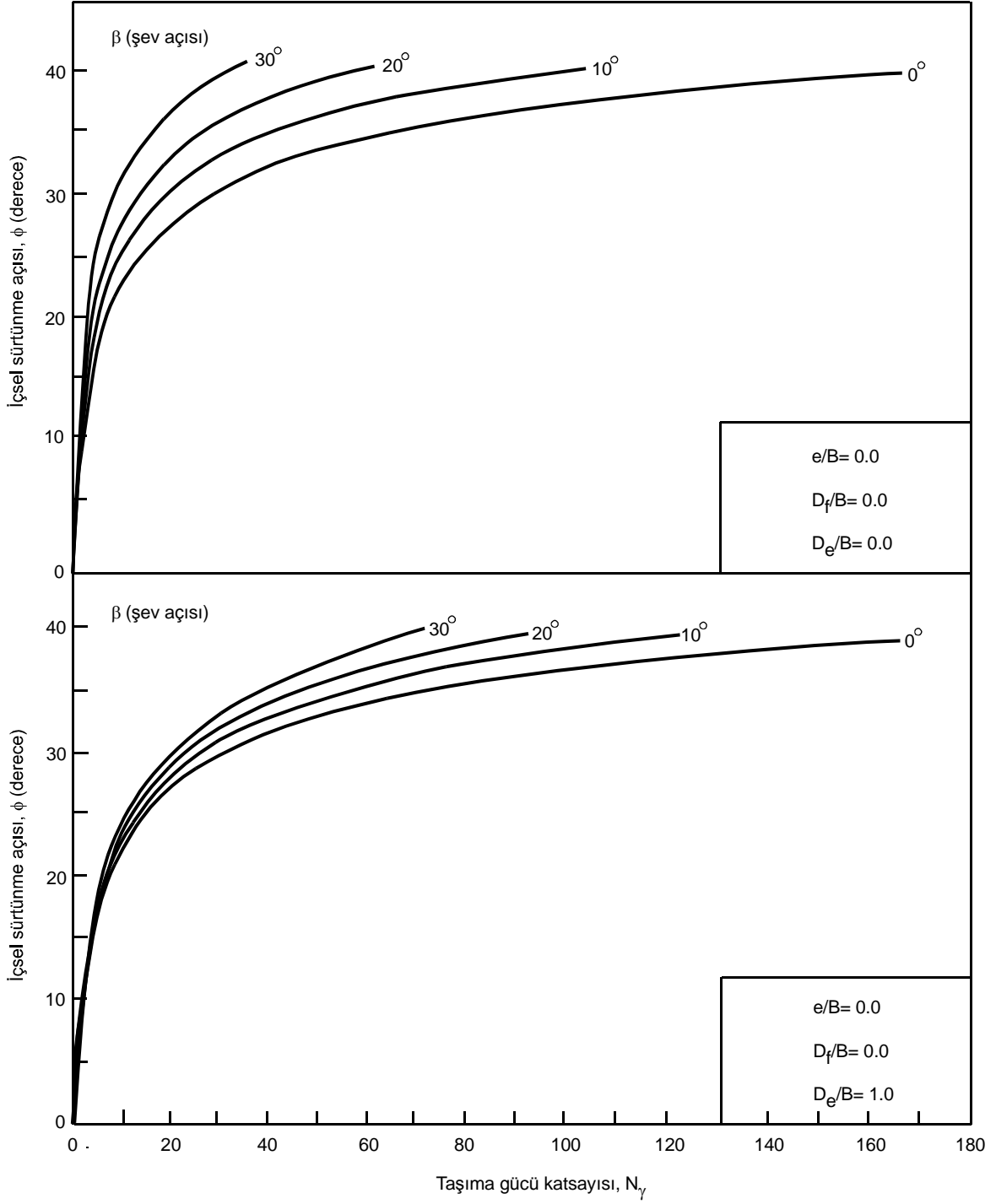
$$\phi_m = \tan^{-1}(m \tan \phi) \quad (1.160)$$

3. α_1 değeri için kabul yapılır. Kabul edilen α_1 değeri için, Bağıntı 1.158'den α_2 bulunur. Daha sonra θ değeri, Bağıntı 1.135'ten deneme-yanılma ile elde edilir. θ_1 değeri, Bağıntı 1.161'den hesaplanır.

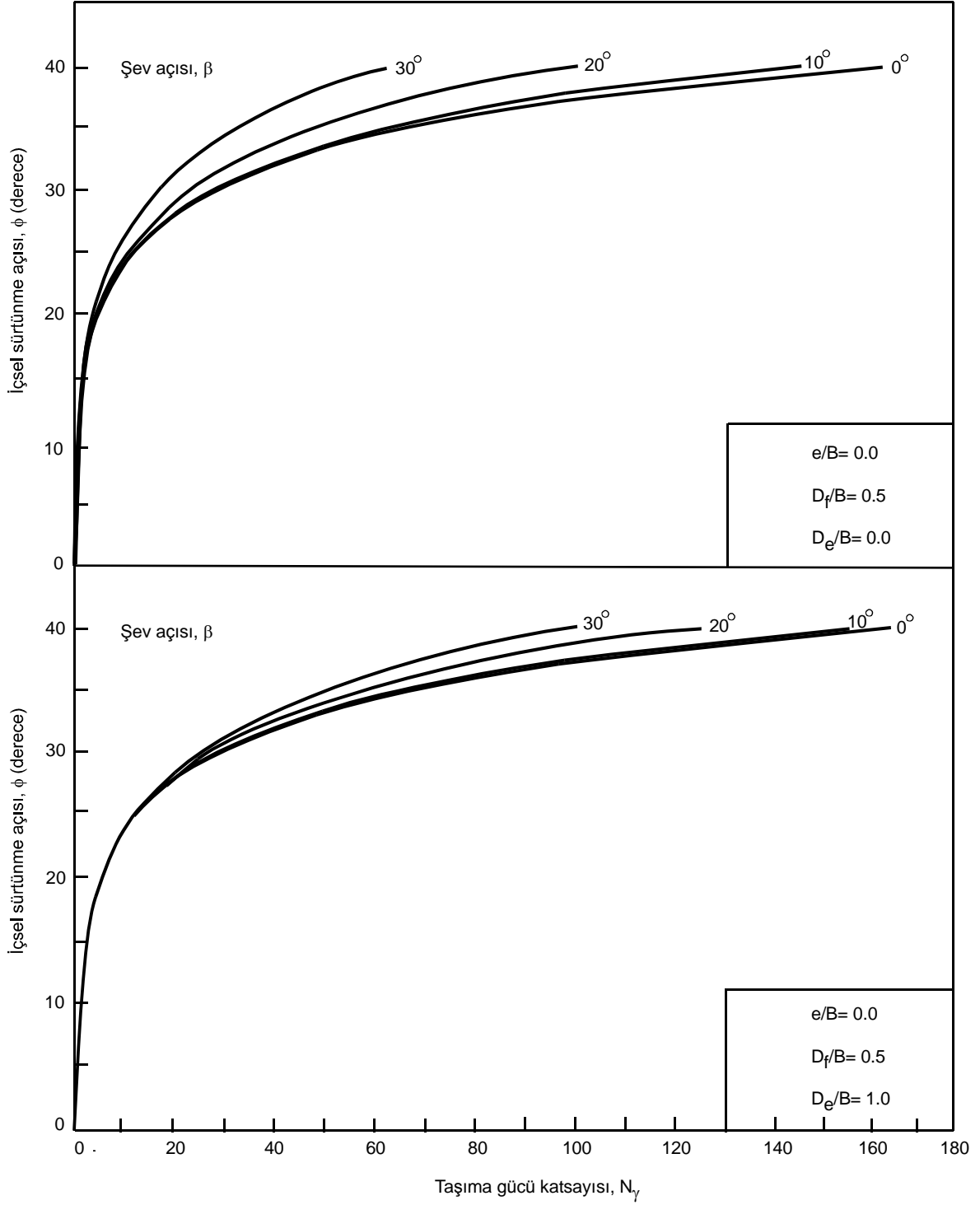
$$\phi_1 = 180 - \left(45 - \frac{\phi_m}{2} \right) - \alpha_2 \quad (1.161)$$

4. α_1 ve α_2 kama açılarının her bir kabulü için, pasif zemin basınçları $\left(\frac{P_{py}}{\gamma B^2} \text{ ve } \frac{P_{my}}{\gamma B^2} \right)$ Bağıntı 1.148 ve Bağıntı 1.149'dan bulunur.
5. Bunların sonucunda, yukarıda hesaplanan pasif zemin basınçları, sınır taşıma gücünü belirlemek için kullanılan düşey denge koşulu ($\Sigma V = 0$) ve üçgen kama açıları arasındaki ilişkiyi elde etmek için kullanılan moment koşulunu ($\Sigma M = 0$) sağlayacaktır. Geriye sadece kamanın, yatay denge koşulunu ($\Sigma H = 0$) sağlaması kalır. Bu koşul da sağlanırsa, α_1 ve α_2 açıları doğru seçilmiş olur. Aksi halde, tüm denge koşulları sağlanana kadar farklı α_1 değerleri için 3'ten 5'e kadar olan adımlar tekrarlanır.
6. Farklı mobilizasyon faktörü, m değerleri için 2'den 5'e kadar olan adımlar tekrarlanır. Denge denklemlerini ($\Sigma V = 0$, $\Sigma M = 0$ ve $\Sigma H = 0$) sağlayan maksimum m değeri için pasif basınçlar uygun değerler olarak kabul edilir.

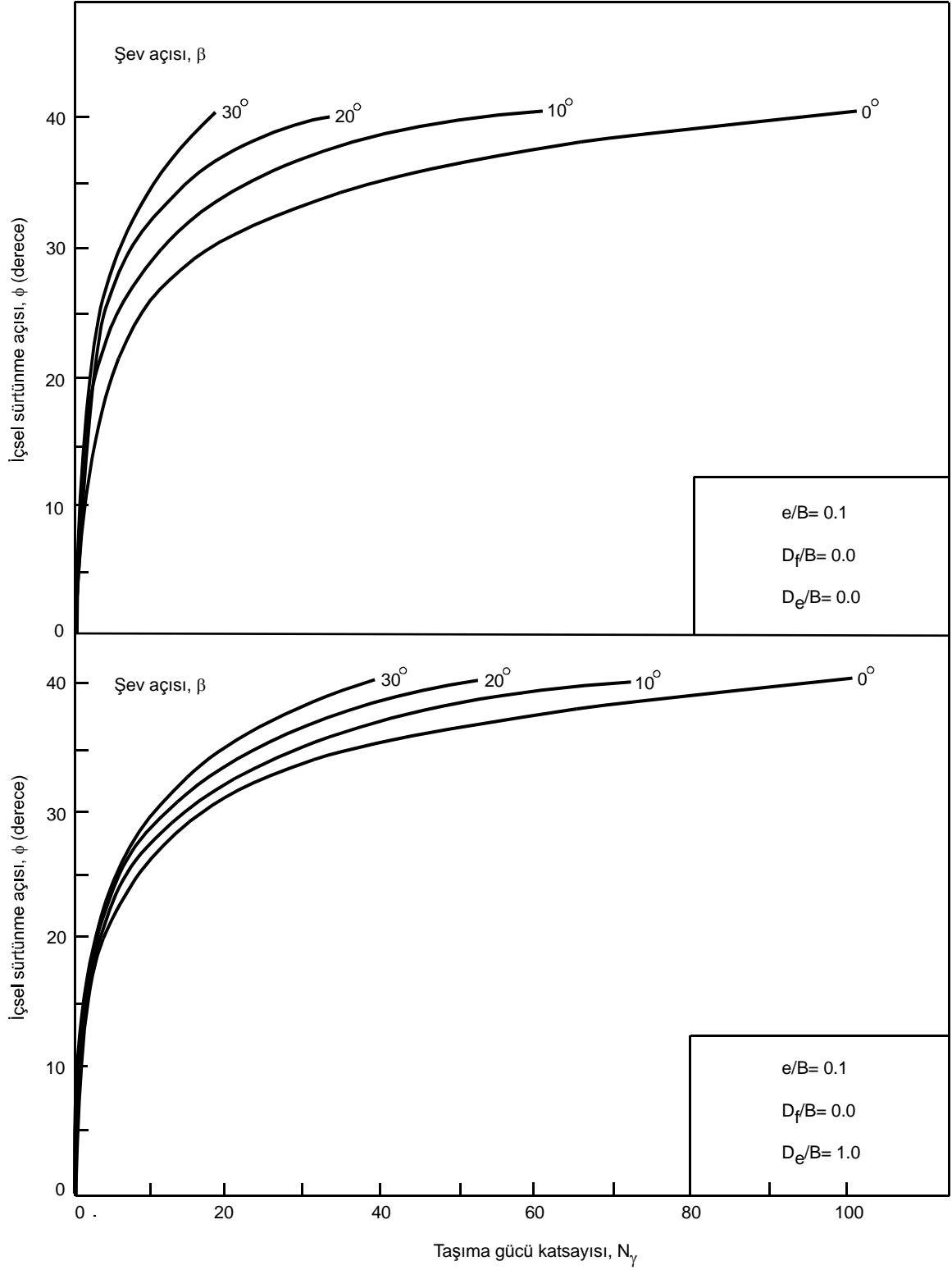
N_q değeri de, yukarıdaki adımlara benzer şekilde elde edilir. Taşıma gücü katsayılarının grafikleri Şekil 1.50-Şekil 1.55'te gösterilmektedir.



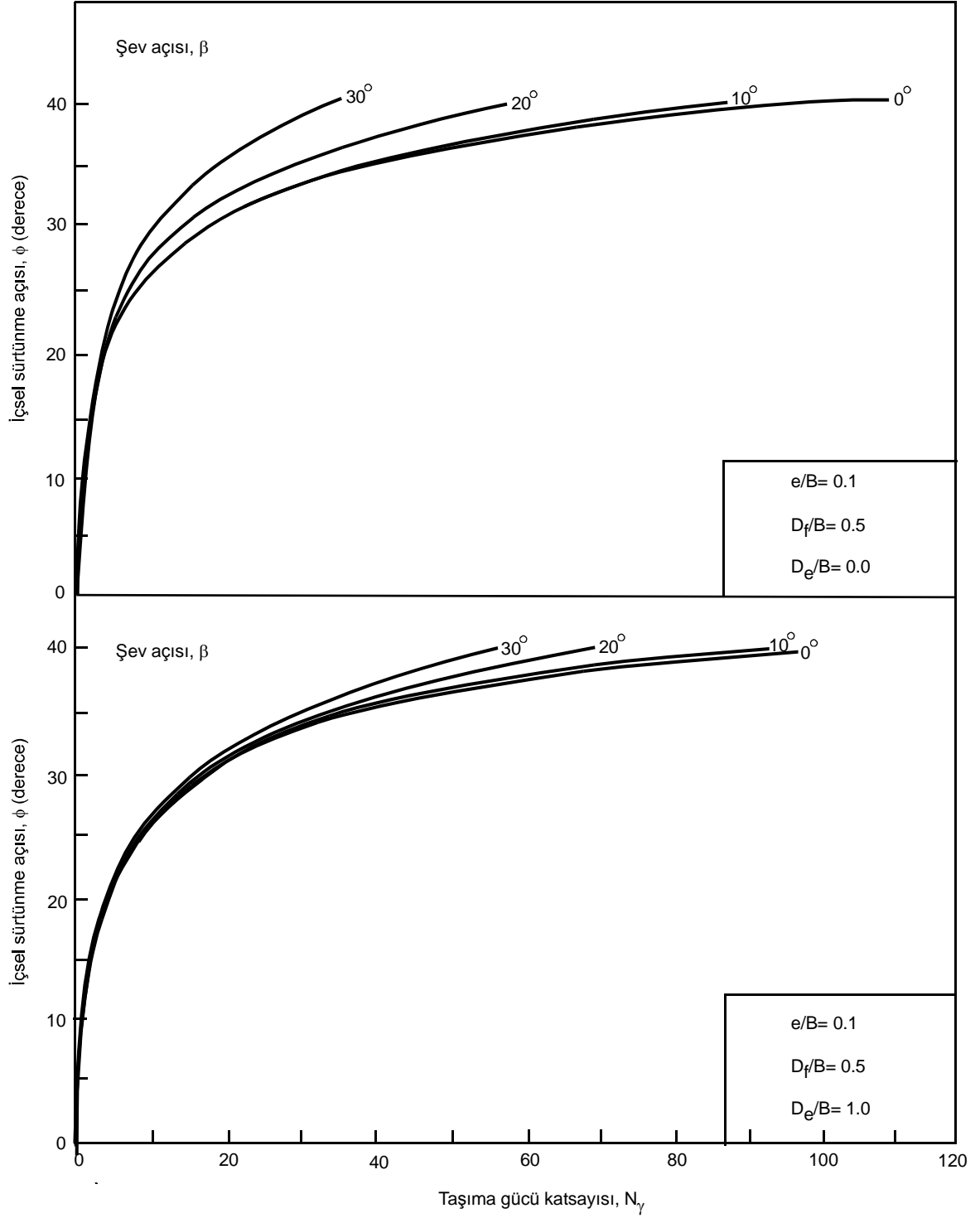
Şekil 1.50. N_γ katsayısının $e/B = 0$ ve $D_f/B = 0$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)



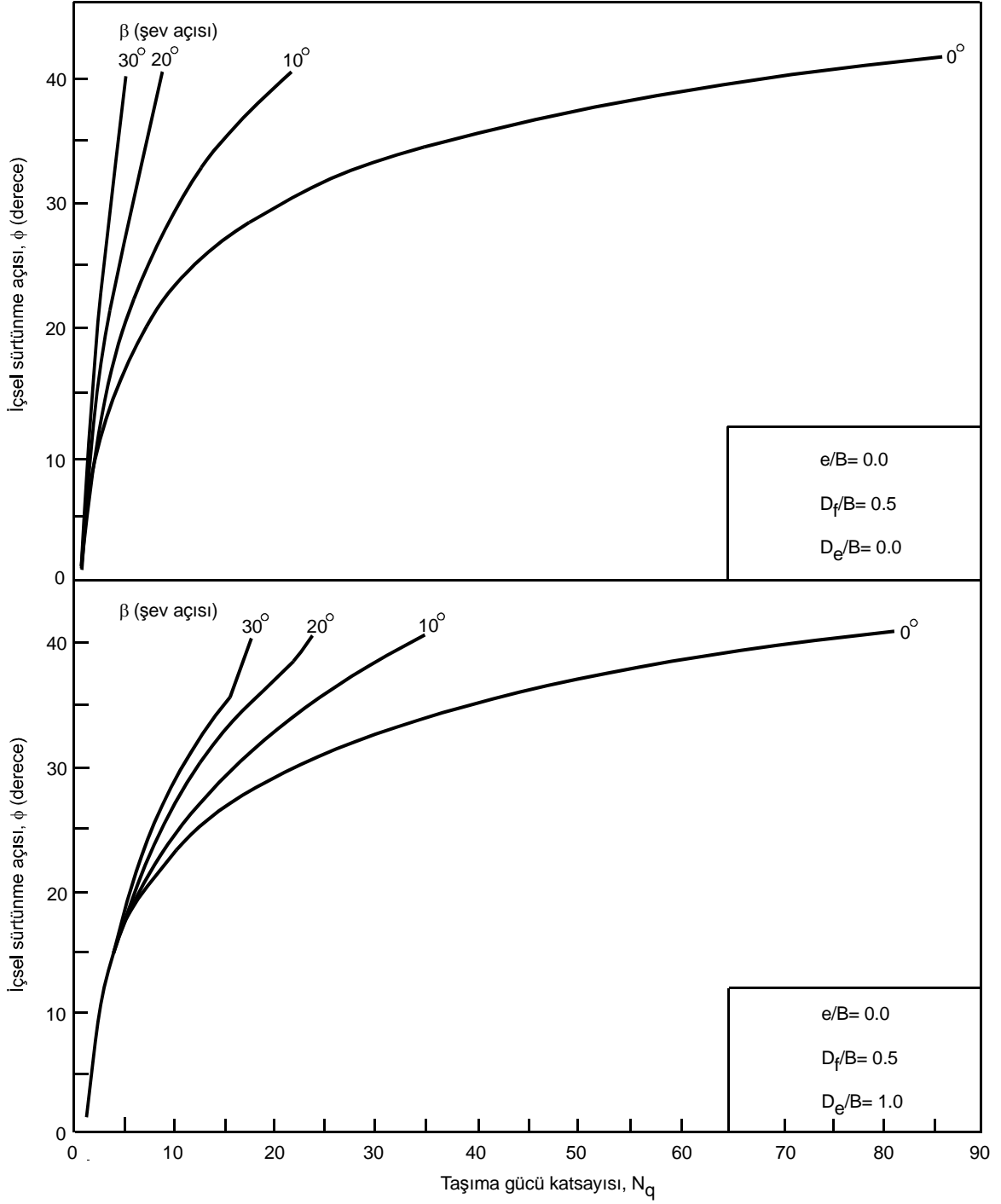
Şekil 1.51. N_γ katsayısının $e/B = 0$ ve $D_f/B = 0.5$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)



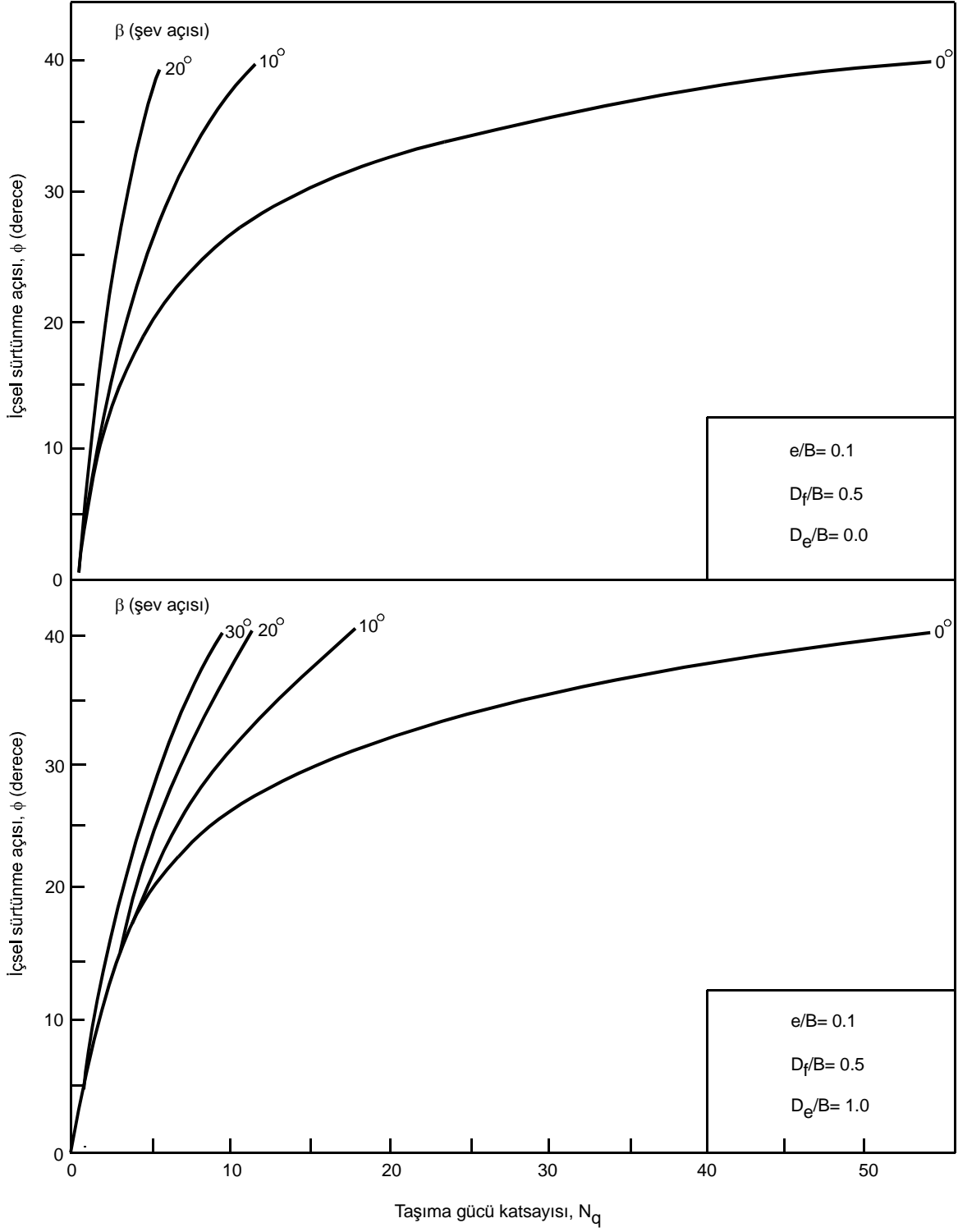
Şekil 1.52. N_γ katsayısının $e/B = 0.1$ ve $D_f/B = 0$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)



Şekil 1.53. N_γ katsayısının $e/B= 0.1$ ve $D_f/B= 0.5$ durumunda ϕ , β ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)



Şekil 1.54. N_q katsayısının $e/B = 0$ ve $D_f/B = 0.5$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)



Şekil 1.55. N_q katsayısının $e/B = 0.1$ ve $D_f/B = 0.5$ durumunda ϕ , β , ve D_e/B ile değişimi (Saran ve Reddy, 1990)

2. YAPILAN ÇALIŞMALAR

2.1. Giriş

Bu deneysel çalışma; kumda şeve yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin sınır yüklerinin belirlenmesi için yapılan deneyleri içermektedir. Bu amaçla, KTÜ İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik ve Ulaştırma Laboratuvarı'nda bir deney düzeneği kurulmuştur.

Burada deney düzeneği, deneylerde düzlem deformasyon koşulları ve deneylerin yapılışı aşamaları açıklanmaktadır.

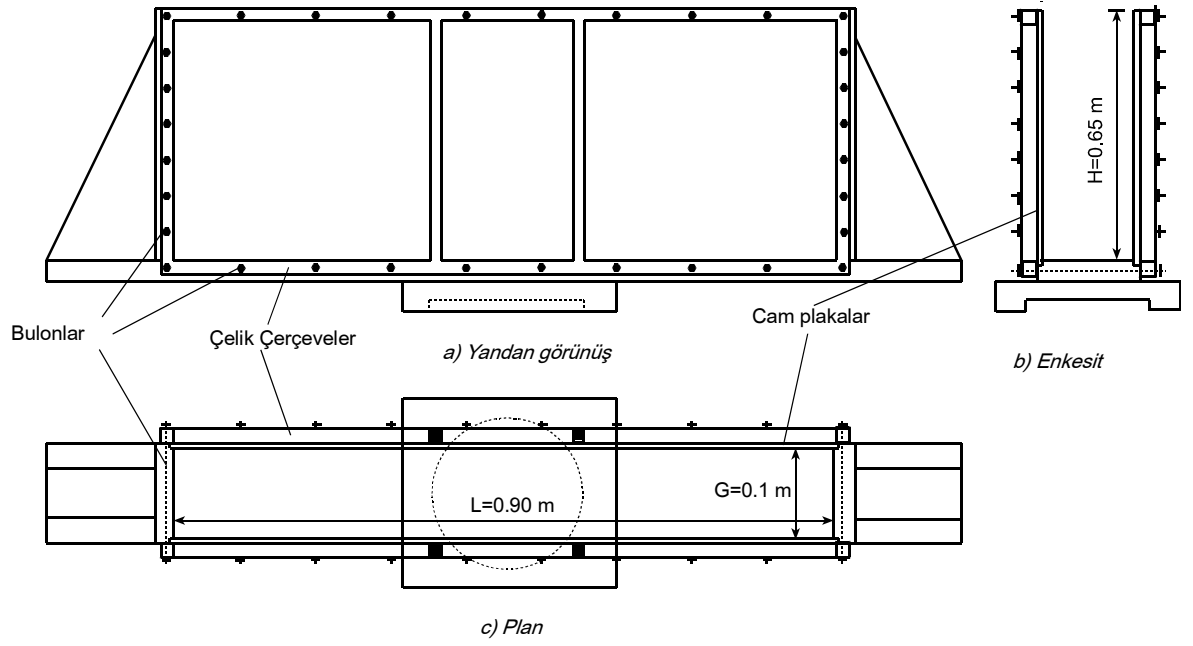
2.2. Deney Düzeneği

Deney düzeneği; deney tankı, model şerit temel, yükleme düzeneği, yük halkası, kum ve şevli yüzeyin oluşturulmasından oluşmaktadır. Kürek, tokmak, terazi, su terazisi, kum yüzeyini düzleme aleti, ingiliz anahtarı da yardımcı aletler olarak kullanılmıştır.

2.2.1. Deney Tankı

Deney tankının içi; genişliği 0.90 m, uzunluğu 0.10 m ve yüksekliği 0.65 metre olan bir dikdörtgen prizmadır. Deney tankının yandan görünüşü, enkesiti ve planı Şekil 2.1'de verilmektedir. Deney tankının alt ve yan yüzleri sert ahşap bir malzemeden üretilmiş olup, bu ahşap kısma cam levhaların yerleştirilebilmesi için L biçimli kanallar açılmıştır. Rijitliğin sağlanması için ahşap yan yüzler; masif üçgen takozlar ile desteklenmiş ve böylelikle yan yüzlerin yükleme sırasında yanlara genişlemesi önlenmiştir. Ön ve arka yüzler, deneyler sırasında, yan sürtünmelerin azaltılması, kırılma yüzeylerinin gözlenebilmesi ve fotoğraf çekilebilmesi için 20 mm kalınlığındaki cam levhalardan yapılmıştır. Kırılma yüzeylerini rahat gözlemleyebilmek ve kum malzemenin tabaka tabaka sıkıştırılması sırasında yatayda düz bir yüzey oluşturabilmek için cam levhanın iç yüzeyinden 25 mm'lik yatay ve düşey çizgilerden oluşan bir kare ağ çizilmiştir. Ayrıca cam levhaların yana doğru hareketlerinin önlenmesi için iki çelik profil çerçeve, cam

levhaların ön ve arka yüzüne cam levhaları dışarıdan tutması için 32 adet bulonla bağlanmıştır. Deney kasasının rijitliğini artırmak için, tankın ön ve arka yüzlerinin ortasına düşey ikişer adet çelik profil monte edilmiştir. Tankın, üç eksenli deney aletinin pres başlığına oturabilmesi için, ahşap çerçevenin alt yüzünün ortasına, 160 mm çapında ve 25 mm derinliğinde olan bir oyuk olan ahşap dikdörtgen bir eleman monte edilmiştir. Deney tankının boş fotoğrafı Şekil 2.2’de görülmektedir.



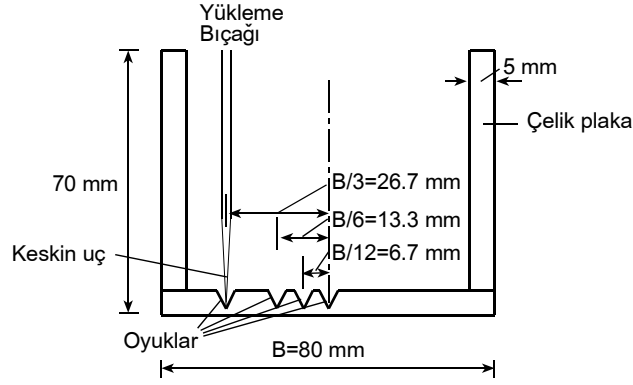
Şekil 2.1. Deney tankının şematik görünümü



Şekil 2.2. Deney tankının fotoğrafı

2.2.2. Model Şerit Temel

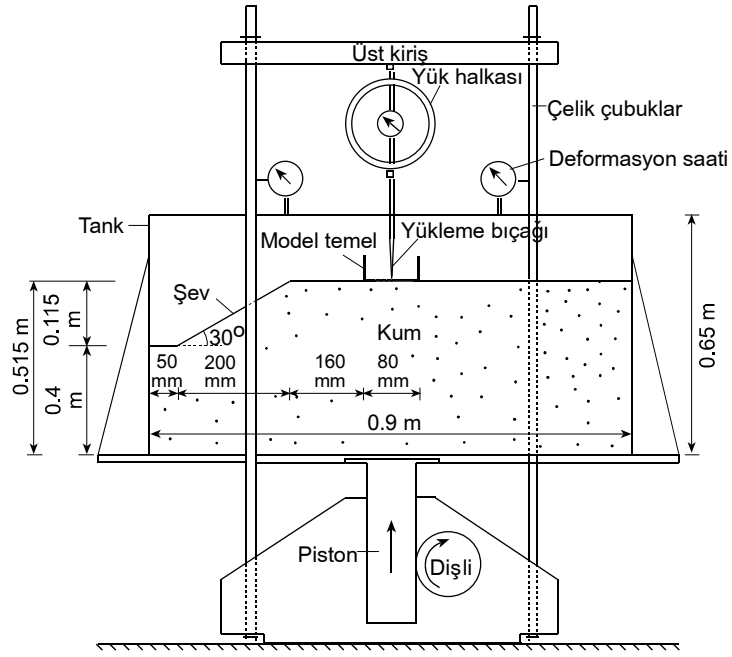
Model şerit temel; genişliği 80 mm, uzunluğu 100 mm, yan yüzlerinin yüksekliği 70 mm ve et kalınlığı 5 mm olan çelik levhalardan üretilmiştir (Şekil 2.3). Model şerit temelin iç tabanına, merkezi ($e/B= 0$) ve eksantrik (çekirdek içi: $e/B= 1/12$, çekirdek sınırı: $e/B= 1/6$, çekirdek dışı: $e/B= 1/3$) yükleme yapabilmek için V şeklinde oyuklar açılmıştır. Yükleme bıçağının oturduğu oyukların kalınlıklarının küçük olmasına özen gösterilmiştir. Çünkü dönen temelde bu kalınlık eksantrisiteyi değiştirebilir. Cam yüzlerle temelin sürtünmesinin azaltılması ve cam yüzlerle temel yan yüzleri arasında kum tanelerinin girmesinin önlenmesi için, temelin camla temas ettiği ön ve arka yüzlerine, 2 mm kalınlığında sert plastik şeritler yapıştırılmış ve deneyler sırasında plastik şeritler yağlanarak cam yüzlerle temel arasındaki sürtünme en aza indirilmesi sağlanmıştır. Model şerit temelin dış tabanına; temel ile kum arasında tam sürtünmenin sağlanması için, kalın bir zımpara kâğıdı yapıştırılmıştır.



Şekil 2.3. Model şerit temelin şematik görünümü

2.2.3. Yüklemeye Düzenegi

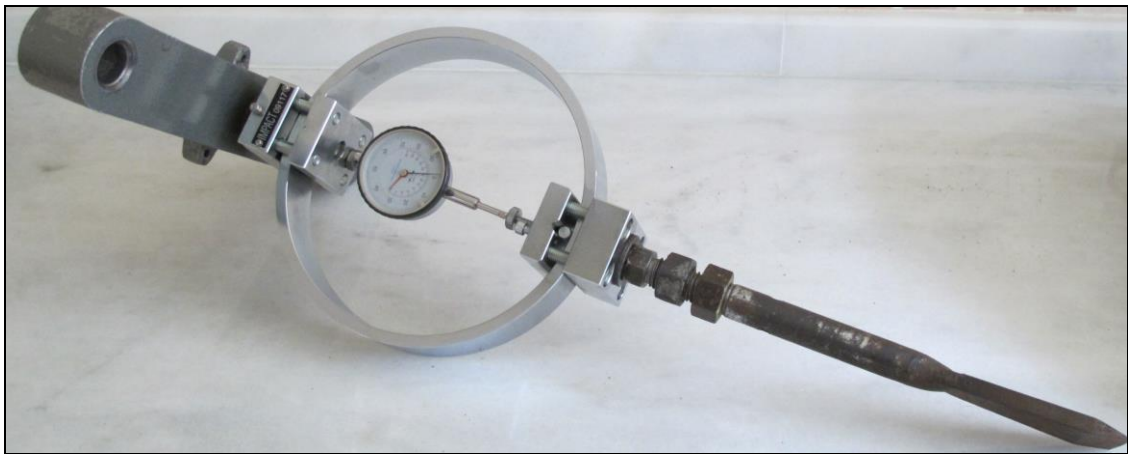
Deneylerde kullanılan yüklemeye düzenegi, üç eksenli deney aletinin 10 kN kapasiteli presidir. Bu pres, elektrik motoru sayesinde çeşitli hızlarda (0.006 mm/dk-1.52 mm/dk) sabit deformasyon uygulama ve elle kriko gibi kullanılma özelliklerine sahiptir. Presin iki yanında bulunan düşey çelik çubuklar model temelin yüklenebilmesi için uzatılmıştır. 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 kontrollüdür. Yüklemeye düzenegi Şekil 2.4'te görülmektedir.



Şekil 2.4. Yükleme düzeneğinin şematik görünümü

2.2.4. Yük Halkası

Deneyleerde, model şerit temeyle uygulanan yükleri okumak amacıyla presin üst girişine düşey ve sabit takılan 5 kN kapasiteli bir yük halkası kullanılmıştır (Şekil 2.5). Bu yük halkasının özellikleri Tablo 2.1'de verilmektedir. Yük halkasına düşey olarak monte edilmiş ucu keskin yükleme bıçağı, model temeli yüklemek için kullanılmıştır.



Şekil 2.5. Yük halkasının ve yükleme bıçağının fotoğrafı

Tablo 2.1. Yük halkasının özellikleri

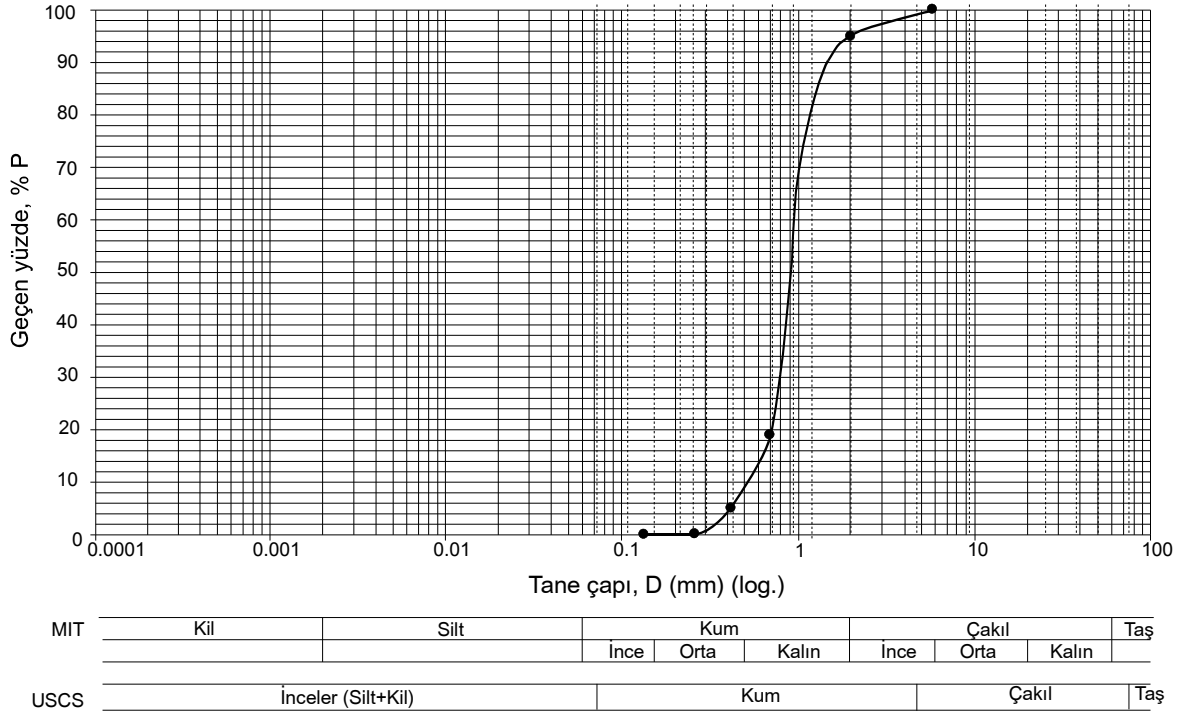
Teknik zellikler	Açıklama
Cihaz	
Üretici	IMPACT
Seri Numarası	09117
lm Yn	Basma
Kapasitesi	5 kN
lm Aralığı	5 kN
Saat	
Üretici	IMPACT
Model	ANALOG
Kapasitesi	10 mm
Blnts	0.002 mm

2.2.5. Deney Kumu

DeneYlerde, Rize'nin İyidere İlçesi'nin doğu sahilinden temin edilen kum kullanılmıştır. Kumun, yabancı maddelerden ayrıştırılması için 4 No'lu elekten elenmiş, daha sonra 200 No'lu elekte yıkanmış ve kurutulmuştur. Kurutulan kum zemin, özelliklerinin belirlenmesi için bazı deneylere tabi tutulmuştur.

2.2.5.1. Elek Analizi

Kumun granülometri eğrisini belirlemek için elek analizi deneyi yapılmış ve granülometri eğrisi elde edilmiştir (şekil 2.6). Kumun 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 bulunmuştur. Elek analizi deney sonuçları toplu olarak Tablo 2.2'de görülmektedir.



Şekil 2.6. Deney kumunun granülometri eğrisi

Tablo 2.2. 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

2.2.5.2. Piknometre Deneyi

Deney kumunun tane yoğunluğunun bulunması için yapılan piknometre deneyi sonucunda, $\rho_s = 2.66 \text{ Mg/m}^3$ olarak elde edilmiştir.

2.2.5.3. Maksimum ve Minimum Boşluk Oranlarının Belirlenmesi

Deney kumunun maksimum ve minimum kuru yoğunluk değerleri sırasıyla, Standart Proktor Deneyi ve hacim bölümlü cam silindirle yapılan deney sonucunda elde edilmiştir. Bu değerler kullanılarak, maksimum ve minimum boşluk oranları hesaplanmıştır.

Deneylede genel kayma kırılması elde etmek için kumun rölatif sıklığı, $D_r = 0,74$ olarak belirlenmiştir. Bağıntı 2.1'de; D_r , ρ_{kmax} ve ρ_{kmin} değerleri yerine konularak, deney kumunun kuru yoğunluğu bulunmuştur (Uzuner, 2012).

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

Daha sonra bulunan bu kuru yoğunluk değeri kuru birim ağırlığa çevrilerek 5 cm yüksekliğindeki her bir tabakanın rölatif sıklığı $D_r = 0.74$ için gerekli olan kum miktarı, $M_k = 7100$ g ($V = 4500$ ml, $\gamma_k = 15.8$ kN/m³) olarak hesaplanmıştır. Deney kumuna ait sıklık değerleri, Tablo 2.3'te verilmektedir.

Tablo 2.3. Kumun 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

2.2.5.4. Kayma Direnci Deneyleri

Rölatif sıklığı (D_r) 0.74 olan deney kumuyla yapılan kesme kutusu ve üç eksenli (basınç) deneyleri sonucunda kumun içsel sürtünme açısı sırasıyla $\phi = 41^\circ$ ve $\phi = 43^\circ$ olarak elde edilmiştir.

Kumun içsel sürtünme açısı, laboratuvar koşullarında kesme kutusu deneyi, üç eksenli (basınç) deney ve düzlem deformasyon deneyleri ile belirlenmektedir. Bu deneyler sonucunda, aynı zemin için farklı içsel sürtünme açıları elde edilir. Bu içsel sürtünme açıları arasındaki ilişki aşağıdaki gibidir (Cornforth, 1964).

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

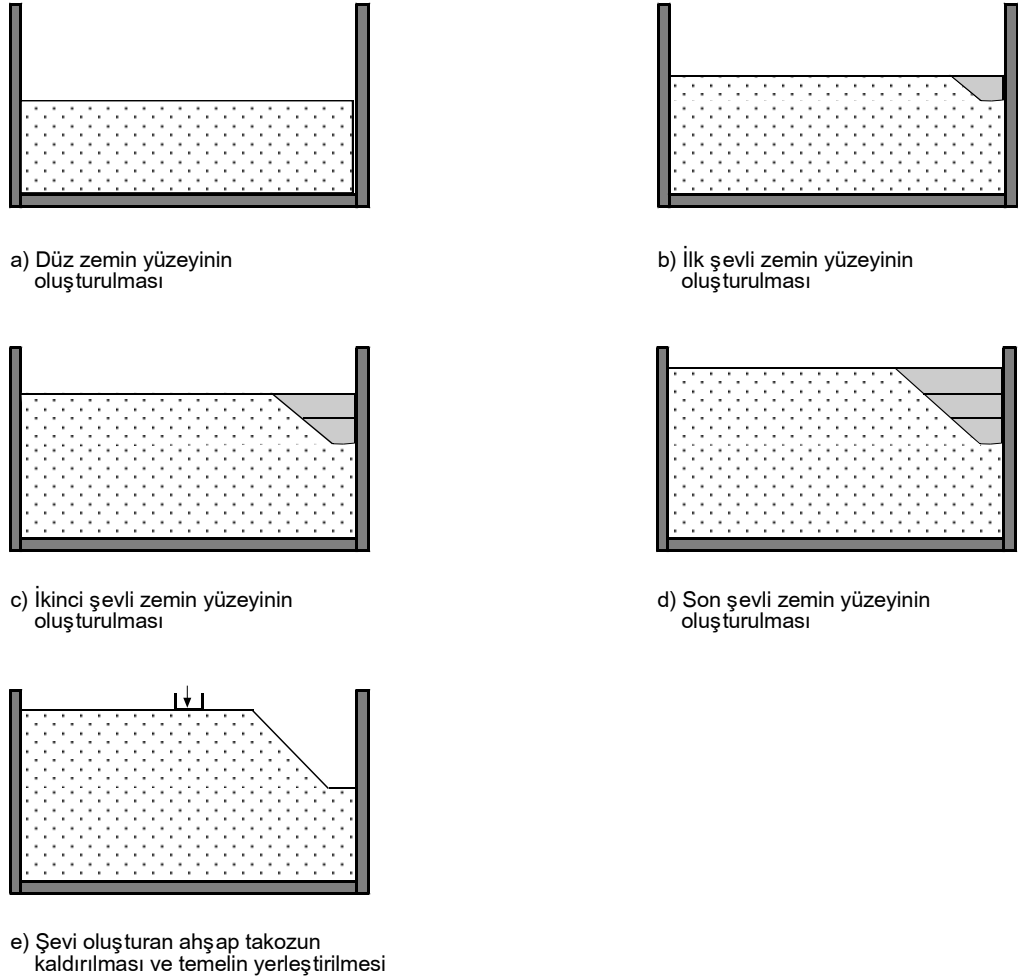
Lee (1970), üç eksenli deney sonucunda elde edilen içsel sürtünme açısı ile düzlem deformasyon deneyleri ile elde edilen içsel sürtünme açısı arasında 0° ile 6° - 8° fark olabileceğini literatürdeki araştırmalar ve kendi deneysel araştırmaları sonucunda gözlemlemiştir. Bu fark, düşük hücre basıncındaki 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), üç eksenli içsel sürtünme açısı ile düzlem deformasyon içsel sürtünme açısı arasında aşağıdaki bağıntıyı önermiştir.

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

Bu çalışmada; düzlem deformasyon deneyleriyle kumun içsel sürtünme açısını belirleme olanağı olmadığından, Lade ve Lee (1976) tarafından önerilen bu bağıntı ile düzlem deformasyon içsel sürtünme açısı, $\phi_{\text{düz. def.}} \cong 48^\circ$ bulunmuştur.

2.2.6. Şevli Yüzeyin Oluşturulması

Bu deneysel çalışmada, rölatif sıklığı ($D_r = 0.74$) sabit tutulan kum, deney tankına yatay tabakalar halinde şevli yüzey oluşturulana kadar kompaksiyon yöntemiyle yerleştirilmiştir. Daha sonra, sabit şev açısı ($\beta = 30^\circ$) oluşturacak şekilde önceden hazırlanan ahşap takozlar üç tabaka halinde sırayla yerleştirilerek istenilen yükseklikteki şevli yüzey oluşturulmuştur. Şekil 2.7'de, şevli yüzeyin oluşturulma aşamaları verilmektedir.



Şekil 2.7. Şev yüzeyin oluşturulması

2.3. Düzlem Deformasyon Koşulları

Zemine gömülü veya zemin üzerinde bulunan 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).

Şerit temeller, düzlem deformasyon koşullarına (plain strain conditions) sahip olduğu için, deney düzeneğinin de bu koşulları sağlaması gerekir. Düzlem deformasyon koşulları iki temele dayanmaktadır: a) Şekil düzlemine dik doğrultudaki deformasyon sıfır olmalıdır, b) Şekil düzlemindeki kayma gerilmeleri sıfır olmalıdır. Benzer şekilde, deney düzeneğinin düzlem deformasyon koşullarını sağlaması için; deney tankının şekil düzlemine dik

doğrultudaki (ε_y) deformasyonu sıfır olmalı, deney tankının içindeki zemin ile deney tankının ön ve arka yüzlerini oluşturan camlar arasındaki sürtünme sıfır olmalıdır.

Teorik olarak, deneylerde ön ve arka yüzlerin rijitliğinin sağlanması mümkün değildir. Bu sebeple, şekil düzlemine dik doğrultudaki deformasyonları belli değerler arasında tutmak gerekir, aksi takdirde deney sonuçları düzlem deformasyon şartlarını sağlayamaz.

Ko ve Davidson (1973), 104 mm genişliğinde, 533.4 mm yüksekliğinde ve 1524 mm uzunluğunda bir deney tankı ile farklı yanal rijitlikler kullanarak yanal hareketin taşıma gücüne etkisini incelemek için taşıma gücü deneyleri yapmışlardır. Yapılan deneyler sonucunda, yanal hareketin belli sınırlar içinde olmaması durumunda sınır taşıma gücü değerlerinde % 30-% 40 azalma oluşacağını belirtmişlerdir.

Kirkpartick ve Yanikian (1975), düzlem deformasyon deneylerinde, deney düzeneklerinin ön ve arka yüzlerinde meydana gelen yanal hareketlerin etkisini araştırmak için yanal hareketin rijitliğini sağlayan farklı derecelerde ve büyük ölçekli model deformasyon aleti kullanmışlardır. Yapılan 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 gözlemlemişlerdir.

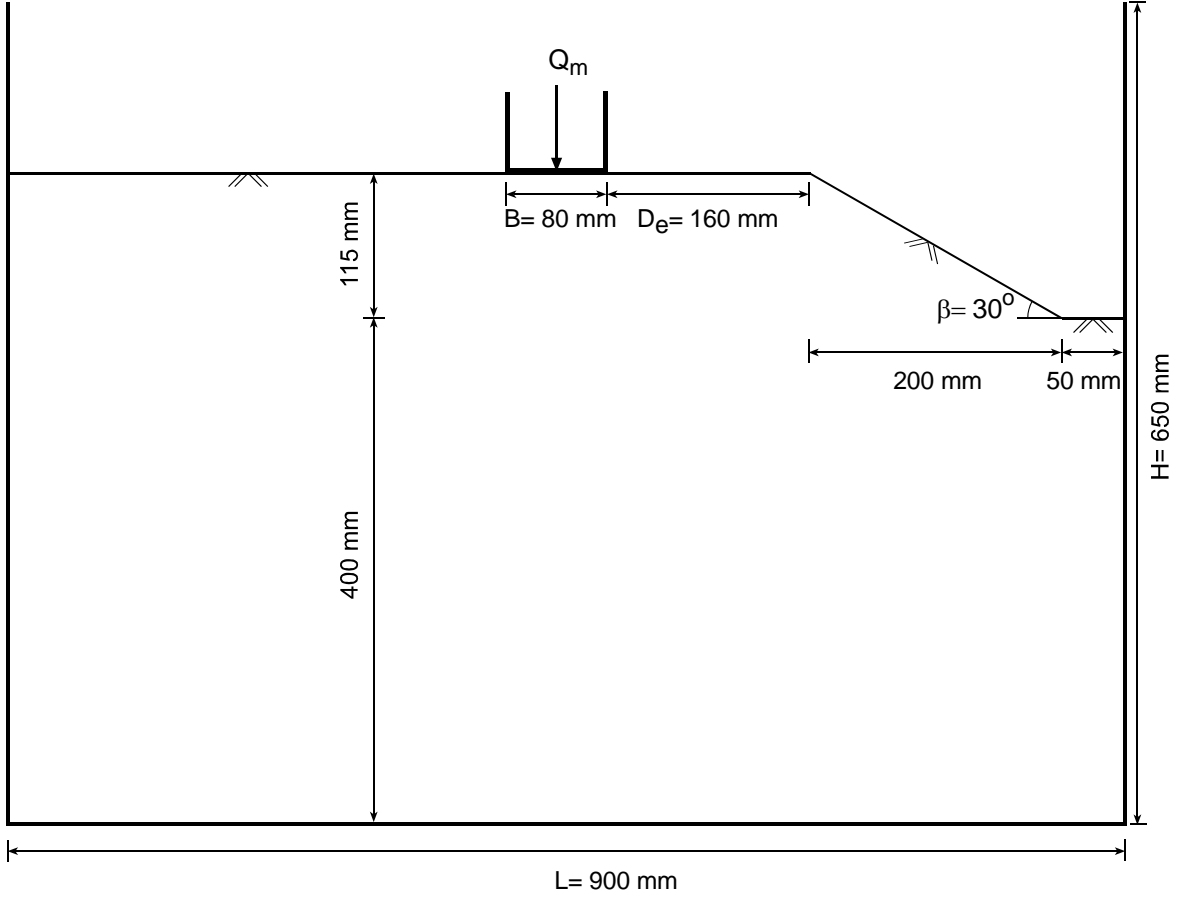
Kirkpatrick ve Uzuner (1975), merkezi yüklü temelerde ön ve arka yüzlerdeki sürtünmenin taşıma gücüne etkisini deneysel olarak incelemişler ve deneyler sonucunda ön ve arka yüzlerde; sürtünmeden dolayı taşıma gücü değeri ölçümlerinde yapılan hata, temel genişliğinin deney düzeneği genişliğine (B/W_m) oranının azalmasıyla artmıştır.

Daha önce de belirtildiği gibi düzlem deformasyon deneylerinde, ön ve arka yüzlerdeki sürtünmelerin sıfır olması gerekmektedir. Bu amaçla, ön ve arka yüzlerdeki cam ile zemin arasında ince esnek lastik plakalar (latex membrane) veya ince bir yağ filminin oluşturulmalıdır. Aksi takdirde, zeminle cam yüzler arasındaki sürtünme kuvvetleri düzlem deformasyon koşullarını ihlal eder (Uzuner, 1975).

Bu deneysel çalışmada, zemin doğrudan cama temas etmektedir. 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 göstermiştir. Ayrıca bu deneysel çalışmada sınır yük değerleri yerine sınır yük oranları kullanılarak yan sürtünme etkisinin en aza indirileceği düşünülmüştür.

2.4. Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler

Model şerit temel, yüzey ve sığ olarak ve farklı eksantrisitelere (merkezi, çekirdek içi, çekirdek sınırı ve çekirdek dışı) yüklenmiştir. Şekil 2.8’de şerit temelin geometrisi görülmektedir.



Şekil 2.8. Şerit temelin geometrisi

İlk önce deney tankı, üç eksenli deney aletinin pres başlığı üzerine yerleştirilmiş ve deney tankının altında bulunan kum tahliye delikleri, kum doldurulurken açılmaları için iyice kapatılmıştır. Kum zemin ile şevsiz yatay yüzey elde etmek için kumun 50 mm’lik tabakalar halinde istenilen yüksekliğe kadar sıkıştırılması amaçlanmıştır. Bu sebeple, 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 oluşturulmuş kare ağlar takip edilerek ve kum yüzeyi düzeltme aleti ile fırça kullanılarak yatayda yaklaşık 55 mm’lik bir yükseklik elde edilmiştir. Kum yüzeyi düzeltme aleti,

deney tankının üst kenarları boyunca kaydırılabilen bir düzeneğe bağlı deney tankının içine inebilen bir plakadan oluşmaktadır. Daha sonra, bu yükseklik ahşap tokmak yardımıyla 50 mm'ye indirilmiştir ve deneylerde istenilen rölatif sıklık ($D_r=0.74$) elde edilmiştir. Bu işlem, toplam tabaka yüksekliği 400 mm olana kadar devam etmiştir.

Şevli zemin yüzeyinin oluşturulması, daha önceden hazırlanan ahşap takozlar yardımıyla üç tabaka halinde gerçekleştirilmiştir. İlk tabaka olan 50 mm yükseklik için birinci ahşap takoz, yatay zemin yüzeyine yerleştirilmiş ve 6311 gr olarak tartılan kum önceki tabakalarda olduğu gibi dökülerek sıkıştırılmıştır. Aynı işlemler ikinci ve üçüncü tabakalar için de tekrarlanmıştır. İkinci tabaka olan 50mm yükseklik için gerekli kum miktarı 5633 gram ve son tabaka olan 15 mm yükseklik için 1556 gr olarak belirlenmiştir. Sıkıştırma işlemlerinden sonra ahşap takozlar sırasıyla ve dikkatlice yerinden çekilerek şevli yatay zemin yüzey elde edilmiştir.

Deney tankına kum yerleştirilmesi tamamlandıktan sonra model şerit temel, şev tepesinden temel genişliğinin iki katı uzaklığa yerleştirilmiştir. Model şerit temel, deney tankına yerleştirilmeden önce sürtünmeyi azaltmak için temelin cam yüzlere değen kenarları yağlanmıştır. Ayrıca yükleme esnasında, model temelle cam arasına kum girmemesi için 10 No'lu elek üzerinde kalan kumdan çok az bir miktar alınarak temelle camın temas ettiği bölgenin hemen altına serilmiştir. Sığ şerit temel için ise, model temel yerleştirildikten sonra temelin her iki tarafındaki 20 mm yüksekliğindeki sürşarj tabakası için gerekli kum miktarı hesaplanıp, diğer tabakalarda olduğu gibi sıkıştırılmıştır. Deney tankının yanal deformasyonunun sınırlandırılması için, tankın çelik çerçevesinin üst profilinde yer alan bulonlar ve marangoz mingeneleri tanka monte edilmiştir. Sabit tork uygulamaya yarayan bir alet yardımıyla, bulonların ve mingenelerin eşit torkla sıkılmasına dikkat edilmiştir. Daha sonra, deney tankı, üç eksenli deney aletinin pres başlığının üzerinden manüel kolu vasıtasıyla kaldırılmıştır. Yükleme bıçağı, yük halkası ve kirişten oluşan düzeneğe, model temelin üzerine istenilen eksantrisite için hazırlanan V biçimindeki oyuğa yerleştirilmiş ve bulonları sıkılarak sabitlenmiştir. Tankın düşey hareketini ve yan yüzlerin orta noktasının deformasyonunu ölçmek için deformasyon saatleri, kendileri için daha önceden hazırlanan çelik çubuğa kaynaklanmış levhalara tutturulmuştur. Tüm deformasyon saatleri ve yük halkası sıfırlanmıştır. Düşey deformasyon saatleri ile model temel yapacağı oturma miktarı, yatay deformasyon saatleri ile deney tankının yanal hareketi ölçülmüştür. Yükleme sırasında fotoğraf çekmek için, deney tankından yaklaşık

1.5 m uzaklıktaki fotoğraf makinesi sehпасına yerleştirilen dijital bir fotoğraf makinesi kullanılmıştır.

Üç eksenli deney aleti, 0.15 mm/dk'lık sabit bir düşey deformasyon hızı ile ayarlanarak model temel 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 okumaları ile belirli oturmalara karşılık gelen toplam düşey yük değerleri belirlenmiştir. Yükleme başlangıcında yük halkası saatindeki okumalarda hızlı bir artış olmuş, sınır yüke yaklaşıldığında ise yavaş artışlar meydana gelmiştir. Sınır yük değerinden sonra ise yük halkası saati okumaları azalmaya başlamıştır. Yük halkası saati okumalarından en yüksek değer belirlenerek, yük halkası kalibrasyon eğrisinden model temele uygulanan maksimum yük belirlenmiştir. Maksimum okumadan itibaren yaklaşık yirmi dakika daha yük halkası okuması yapılarak deney tamamlanmıştır. Deney esnasında dakikada bir fotoğraf çekilmiştir.

Yükleme tamamlandıktan sonra deney tankı, üç eksenli deney aletinin pres başlığının üzerine manüel kolu vasıtasıyla indirilmiştir. Deney tankının altında bulunan kum tahliye delikleri açılarak kumun tanktan boşaltılması sağlanmıştır. Daha sonra yükleme bıçağı, yük halkası ve kirişten oluşan düzenek sökülmüştür. Model temel, deney tankından çıkarılmış ve tankın çelik çerçevesinin üst profilinde bulunan bulonlar sökülmüştür. Yukarıdaki işlemler tekrarlanarak diğer deneyler yapılmıştır.

Farklı eksantrisitelere (merkezi, çekirdek içi, çekirdek sınırı ve çekirdek dışı); şerit temelle yapılan ilk deneme deneylerinde birkaç kez, esas deneylerde iki kez tekrarlanarak sonuçların güvenilirliği sağlanmıştır. Bu eksantrisitelere yüzey şerit temelle yapılan deneylerde, yüklemeye başlamadan önce ve yükleme yapıldıktan sonraki deney düzeneğinin fotoğrafları Şekil 2.9-Şekil 2.16'da verilmektedir.



Şekil 2.9. Merkezi yüklü şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



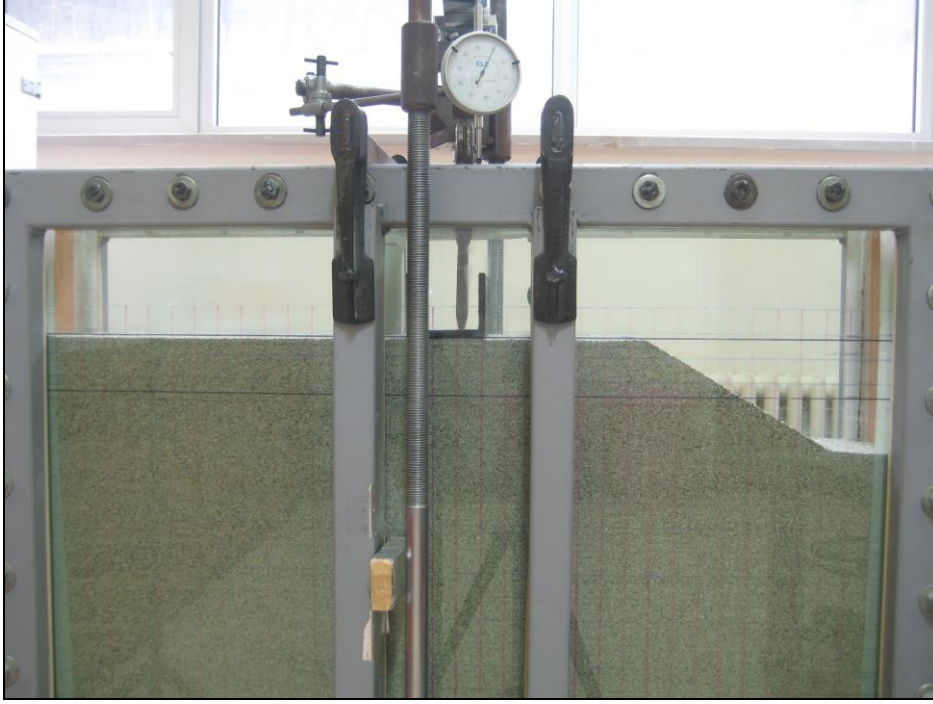
Şekil 2.10. Merkezi yüklü şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali



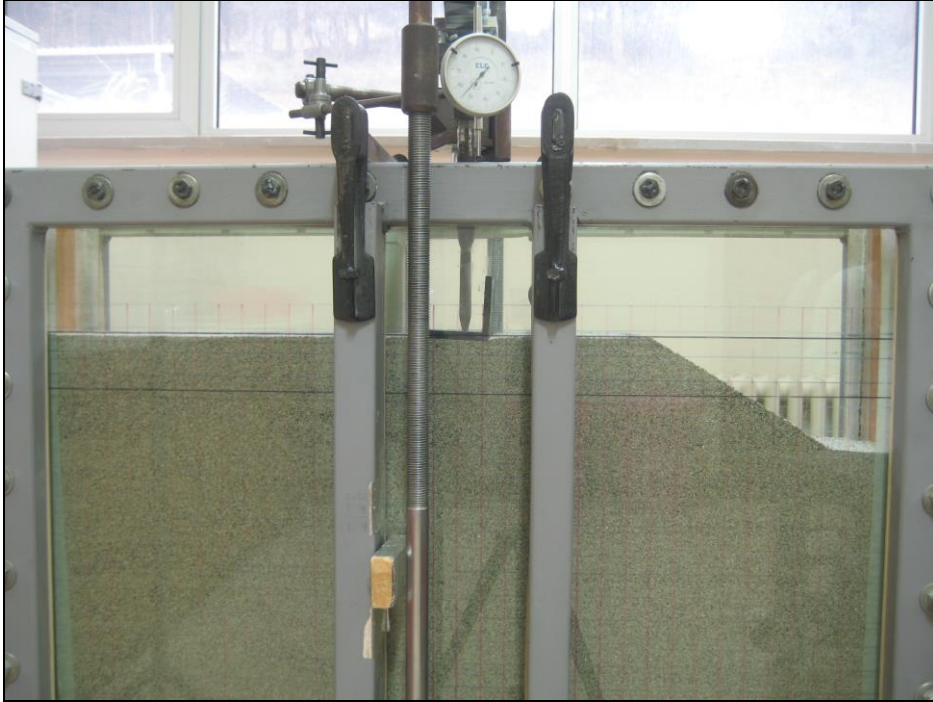
Şekil 2.11. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.12. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali



Şekil 2.13. Eksantrisenin çekirdek sınırında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.14. Eksantrisenin çekirdek sınırında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali



Şekil 2.15. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin başlangıç hali



Şekil 2.16. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu şerit temelle yapılan bir deneyde, yüklemenin bitiş hali

3. BULGULAR VE TARTIŞMALAR

3.1. Giriş

Kumda şeve yakın oturan yüzey ($D_f= 0$) ve sığ ($D_f= 20$ mm) model şerit temelin sınır yüklerinin eksantrisite ile değişimini araştırmak için yapılan bu deneysel çalışmada; temel genişliği ($B= 80$ mm), kumun sıklık derecesi ($D_r= 0.74$), şev açısı ($\beta= 30^\circ$) ve temelin şev tepesine olan uzaklığı ($D_e= 160$ mm) sabit tutulmuştur.

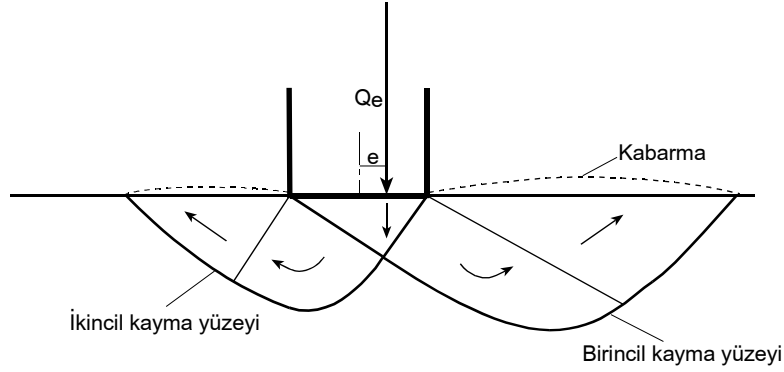
Yapılan deneyler sonucunda, zeminde oluşan kırılma yüzeyleri ve yük-oturma davranışlarının eksantrisite ile değişimi belirlenmeye çalışılmıştır. Sabit bir fotoğraf makinesinden dakikada bir çekilen fotoğraflar kullanılarak stereo-fotogrametri tekniği (Butterfield vd., 1970) ile kırılma yüzeyleri belirlenmiştir.

3.2. Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler

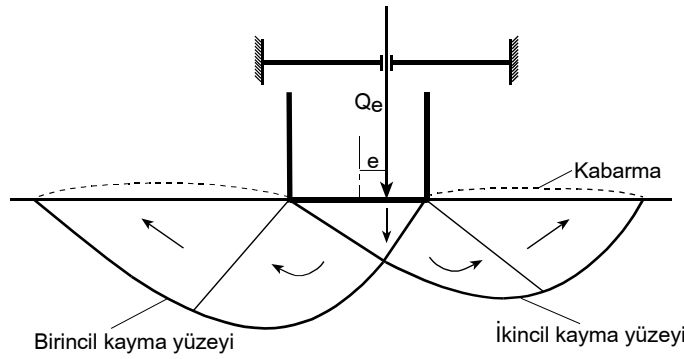
Eksantrik yüklü temeller, aynı koşullarda merkezi yüklü temellere göre daha az yük taşır. Merkezi yüklü temellerin her iki yanında kırılma yüzeyleri meydana gelirken, eksantrik yüklü temellerin sadece bir tarafında (eksantrisitenin yer aldığı tarafta veya diğer tarafta) kırılma yüzeyi meydana gelir (Uzuner, 1975; Moroğlu, 2002, Moroğlu vd., 2005; Şadoğlu, 2009 ve Şadoğlu vd., 2009). 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 temelerde kırılma yüzeyleri iki farklı şekilde meydana gelebilmektedir (Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Şekil 3.1a'da görüldüğü gibi, yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmemiş olarak yapılan deneylerde, birincil kayma yüzeyi eksantrisitenin olduğu tarafta meydana gelmektedir (Uzuner, 1975; Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Şekil 3.1b'de görüldüğü gibi, yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmiş olarak yapılan deneylerde ise, birincil kayma yüzeyi eksantrisitenin tersi tarafta meydana gelmektedir (Eastwood, 1955; Dhillon, 1961). Bu deneysel çalışmada;

deneyler yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmemiş olarak yapıldığı için, birincil kırılma yüzeyleri eksantrisitenin olduğu tarafta meydana gelmiştir.



a) Yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmemiş



b) Yükleme bıçağının yanal hareketi önlenmiş

Şekil 3.1. Eksantrik yüklü temellerin kırılma yüzeyleri

Bu çalışmada; temelin yüzeye oturması durumunda, yükleme bıçağının yanal hareketinin önlenmemesi sonucu temel eksantrisite tarafına doğru hareket eder. Bunun sonucunda, yükleme düzeninde gözle görülemeyecek kadar az düşeyden sapma olabilir. Bu da kırılma yüzeylerini farklılaştırır (Kirkpatrick vd., 1979; Andrawes vd., 1985). Kum üzerine oturan model şerit temellerin taban gerilme dağılımlarını, temel altına yerleştirdiği yük hücreleri ile ölçen Uzuner (1975), merkezi yüklü temelin tabanındaki kayma gerilmelerinin, ortadan sağa ve sola doğru simetrik dağılırken, eksantrik yüklü temelinin, ortadan eksantrisite tarafına doğru dağıldığını gözlemlemiştir. Bu nedenle bu

kayma gerilmeleri, temeli eksantrisite tarafına doğru bir miktar sürüklemiş olabileceğinden kum zemininin eksantrisite tarafı diğer tarafa göre daha fazla zorlanacaktır.

3.2.1. Merkezi Yüklü Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler

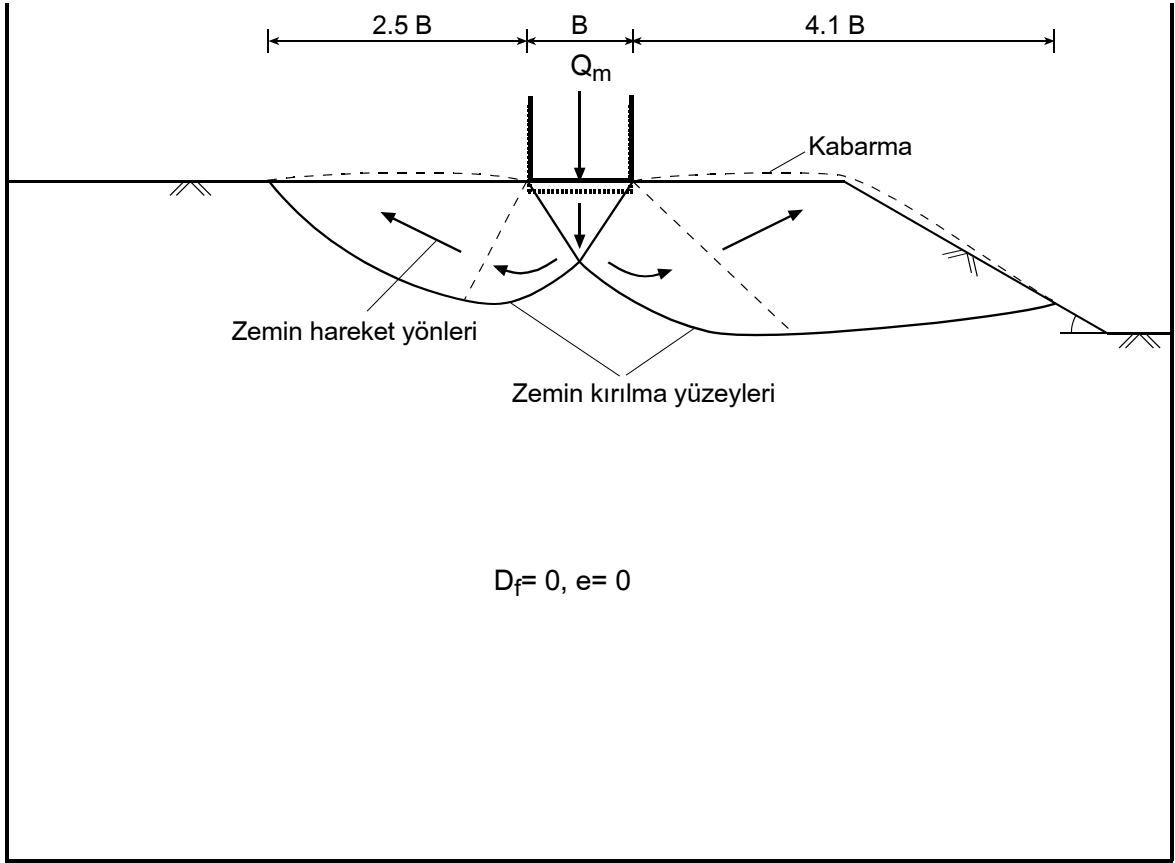
Merkezi yüklü yüzey şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.1 ve Tablo 3.2’de gösterilmektedir. Bu deneyler esnasında sabit bir fotoğraf makinesinden dakikada bir çekilen fotoğraflardan stereo-fotogrametri tekniği kullanılarak zemin hareketleri yardımıyla kırılma yüzeyleri elde edilmiştir. Model şerit temelin yüklenmesiyle temelin altında bir üçgen kama meydana gelmiş ve bu kama temelle birlikte aşağıya doğru hareket etmiştir. Bu kamanın, etrafındaki zemini yanlara ve yukarıya doğru itmesiyle kamanın her iki tarafında simetrik olmayan radyal kayma bölgeleri oluşmuştur. Radyal bölgeler de kendilerine bitişik olan zemini yukarı doğru hareket ettirerek, zemin yüzünde kabarmalar meydana gelmiştir. Kırılma yüzeyleri gözlemlendiğinde; birincil kırılma yüzeyinin şev tarafında, ikincil kırılma yüzeyinin ise düz zemin tarafında oluştuğu görülmüştür. Birincil kırılma yüzeyi, ikincil kırılma yüzeyinden daha büyük olup; birincil kırılma yüzeyi tarafındaki zemin yüzeyinde de daha fazla kabarma meydana gelmiştir (Şekil 3.2). Kabarma genişlikleri şev tarafında 4.1B, düz zemin tarafında 2.5B olarak bulunmuştur.

Tablo 3.1. Merkezi yüklü yüzey şerit temelle yapılan 1a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	28	0	38	0.00	0.204	0.1754
4	55	0	75	0.00	0.400	0.3234
5	70	0	94	0.00	0.512	0.3994
6	85	0	110	0.00	0.630	0.4634
8	116	0	146	0.00	0.868	0.6074
10	146	0	182	0.00	1.096	0.7514
12	176	0	220	0.00	1.320	0.9034
14	199	0	254	0.00	1.482	1.0394
15	213	0	273	0.00	1.584	1.1154
16	227	1	291	0.02	1.688	1.1874
18	251	1	322	0.02	1.866	1.3114
20	278	1	353	0.02	2.074	1.4354
22	313	1	392	0.02	2.346	1.5914
24	346	1	424	0.02	2.612	1.7194
25	360	1	437	0.02	2.726	1.7714
26	375	1	450	0.02	2.850	1.8234
28	401	1	470	0.02	3.070	1.9034
30	430	2	490	0.04	3.320	1.9834
31	444	2	498	0.04	3.444	2.0154
32	459	2	502	0.04	3.586	2.0314
33	475	2	504	0.04	3.742	2.0394
34	490	2	506	0.04	3.888	2.0474
35	506	2	507	0.04	4.046	2.0514
36	521	2	506	0.04	4.198	2.0474
37	537	2	504	0.04	4.362	2.0394
38	553	2	502	0.04	4.526	2.0314
39	569	2	495	0.04	4.700	2.0034
40	585	2	487	0.04	4.876	1.9714
41	600	2	472	0.04	5.056	1.9114
42	615	2	441	0.04	5.268	1.7874
43	630	2	380	0.04	5.540	1.5434
44	645	2	265	0.04	5.920	1.0834
45	662	2	190	0.04	6.240	0.7834
46	679	2	175	0.04	6.440	0.7234
47	693	2	164	0.04	6.602	0.6794
48	708	2	152	0.04	6.776	0.6314
49	725	2	142	0.04	6.966	0.5914

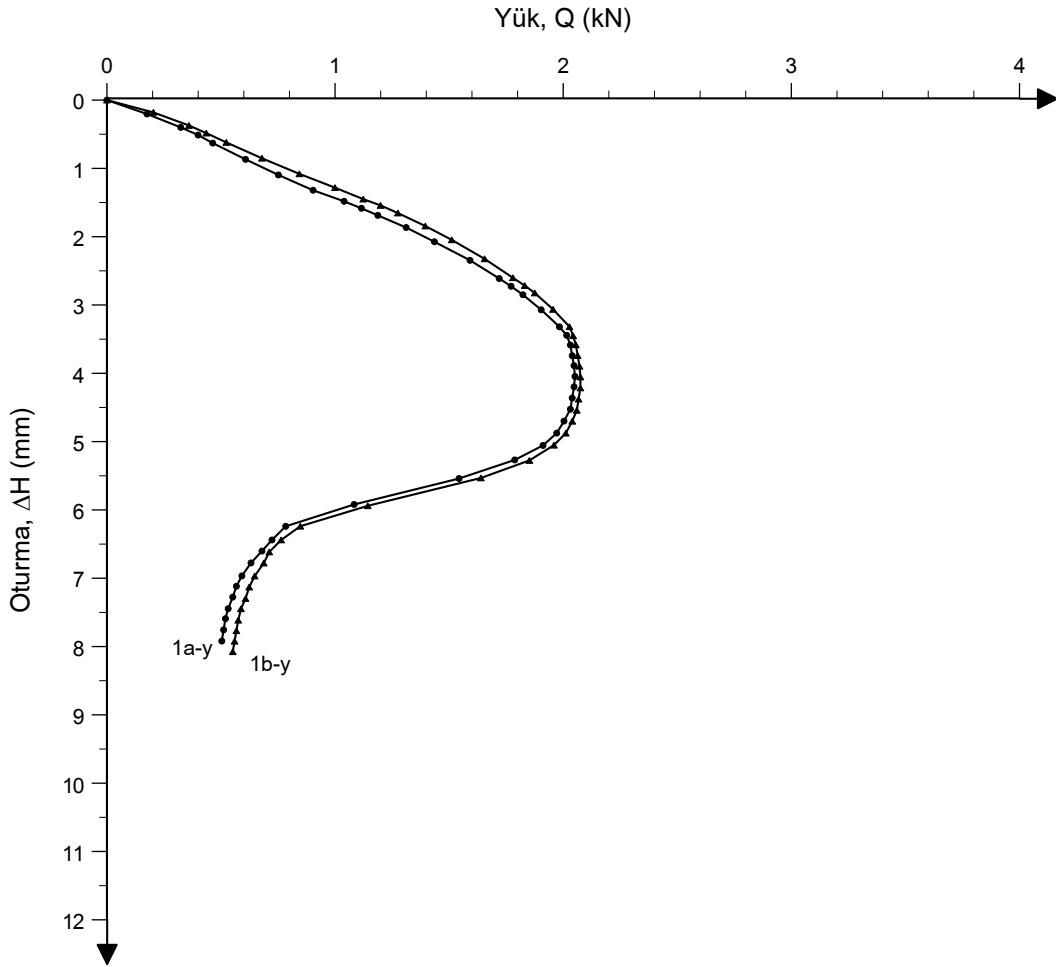
Tablo 3.2. Merkezi yüklü yüzey şerit temelle yapılan 1b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	27	0	45	0.00	0.180	0.2034
4	54	0	84	0.00	0.372	0.3594
5	69	0	103	0.00	0.484	0.4354
6	87	0	125	0.00	0.620	0.5234
8	118	0	164	0.00	0.852	0.6794
10	149	0	205	0.00	1.080	0.8434
12	177	0	244	0.00	1.282	0.9994
14	200	0	275	0.00	1.450	1.1234
15	213	0	294	0.00	1.542	1.1994
16	228	1	313	0.02	1.654	1.2754
18	253	1	343	0.02	1.844	1.3954
20	279	1	372	0.02	2.046	1.5114
22	314	1	408	0.02	2.324	1.6554
24	348	1	439	0.02	2.602	1.7794
25	362	1	452	0.02	2.716	1.8314
26	375	1	463	0.02	2.824	1.8754
28	403	1	483	0.02	3.064	1.9554
30	432	1	501	0.02	3.318	2.0274
31	446	1	505	0.02	3.450	2.0434
32	460	1	508	0.02	3.584	2.0554
33	476	2	510	0.04	3.740	2.0634
34	492	2	512	0.04	3.896	2.0714
35	508	2	513	0.04	4.054	2.0754
36	524	2	513	0.04	4.214	2.0754
37	540	2	511	0.04	4.378	2.0674
38	556	2	509	0.04	4.542	2.0594
39	571	2	504	0.04	4.702	2.0394
40	587	2	497	0.04	4.876	2.0114
41	602	2	484	0.04	5.052	1.9594
42	619	2	457	0.04	5.276	1.8514
43	634	2	404	0.04	5.532	1.6394
44	650	2	280	0.04	5.940	1.1434
45	665	2	206	0.04	6.238	0.8474
46	681	2	185	0.04	6.440	0.7634
47	696	2	172	0.04	6.616	0.7114
48	711	2	166	0.04	6.778	0.6874
49	728	2	156	0.04	6.968	0.6474



Şekil 3.2. Merkezi yüklü yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri

Deformasyon saatlerinde ve yük halkasında ölçümler yapılmış ve bu değerler kullanılarak yük-oturma eğrileri belirlenmiştir (Şekil 3.3). Şekilden de görüldüğü gibi, yük-oturma eğrileri genel kayma kırılmasına uygun oluşmuştur.



Şekil 3.3. Merkezi yüklü yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.2.2. Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler

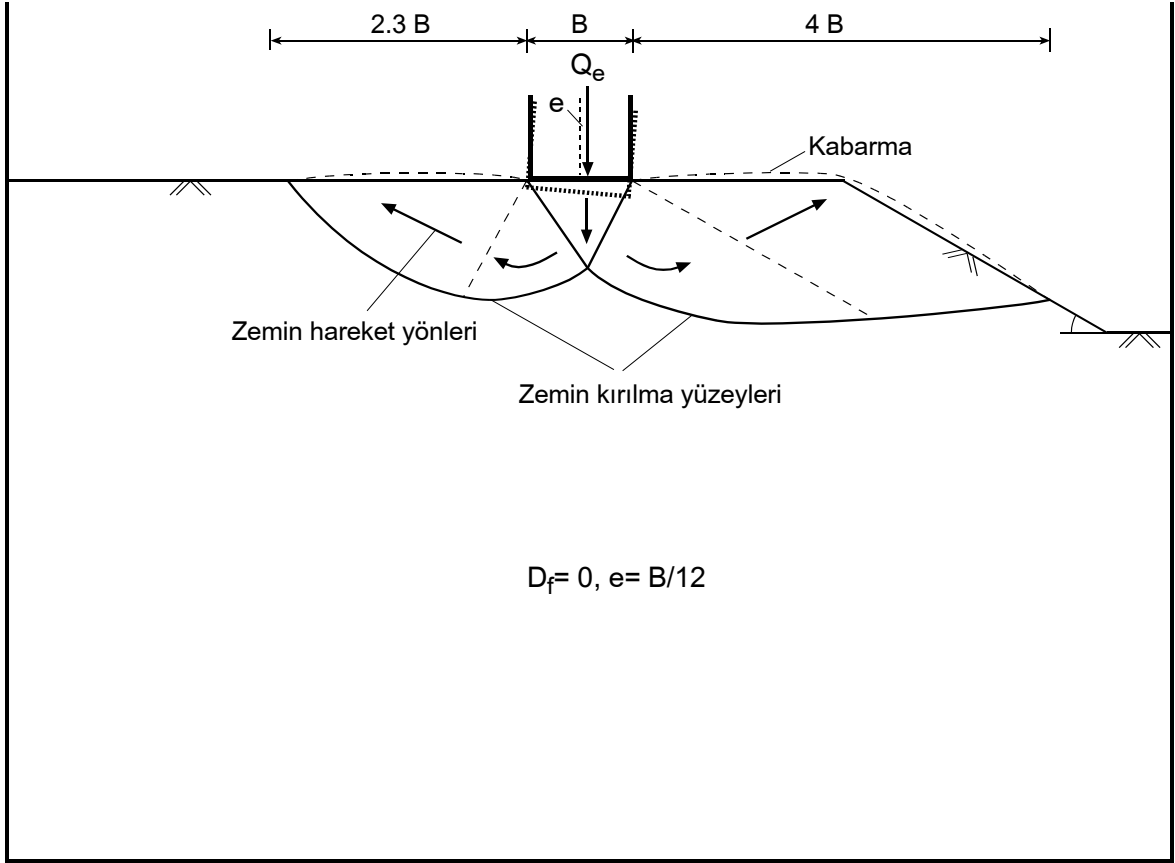
Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.3 ve Tablo 3.4'te gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri Şekil 3.4'te görülmektedir. Model şerit temelin yüklenmesiyle temelin altında temelle birlikte aşağıya doğru hareket eden bir üçgen kama meydana gelmiştir. Bu kamanın tepe noktası, merkezi yüklü temeldekinden farklı olarak, eksantrite tarafına doğru hareket etmiştir. Böylece merkezi yüklü model şerit temel için ikizkenar üçgen olan bu kama, eksantrik yüklü model şerit temel için çeşitkenar üçgene dönüşmüştür. Merkezi yüklü deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunlukları ve kabarma genişlikleri daha kısadır. Kabarma genişlikleri şev tarafında 4B, düz zemin tarafında 2.3B olarak bulunmuştur.

Tablo 3.3. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelle yapılan 2a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	33	0.00	0.184	0.1554
4	56	0	71	0.00	0.418	0.3074
5	70	0	88	0.00	0.524	0.3754
6	85	0	108	0.00	0.634	0.4554
8	115	0	140	0.00	0.870	0.5834
10	144	0	170	0.00	1.100	0.7034
12	173	0	200	0.00	1.330	0.8234
14	202	0	228	0.00	1.564	0.9354
15	216	0	242	0.00	1.676	0.9914
16	231	0	255	0.00	1.800	1.0434
18	261	0	277	0.00	2.056	1.1314
20	292	0	299	0.00	2.322	1.2194
21	306	0	310	0.00	2.440	1.2634
22	321	0	318	0.00	2.574	1.2954
23	337	0	327	0.00	2.716	1.3314
24	350	0	332	0.00	2.836	1.3514
25	363	1	334	0.02	2.962	1.3594
26	376	1	336	0.02	3.088	1.3674
27	390	1	337	0.02	3.226	1.3714
28	404	1	338	0.02	3.364	1.3754
29	423	1	335	0.02	3.560	1.3634
30	439	1	320	0.02	3.750	1.3034
31	454	1	282	0.02	3.976	1.1514
32	469	1	214	0.02	4.262	0.8794
33	485	1	160	0.02	4.530	0.6634
34	500	1	135	0.02	4.730	0.5634
35	516	1	121	0.02	4.918	0.5074
36	532	1	107	0.02	5.106	0.4514
37	547	1	96	0.02	5.278	0.4074
38	563	1	90	0.02	5.450	0.3834
39	577	1	85	0.02	5.600	0.3634
40	593	1	81	0.02	5.768	0.3474
41	610	1	77	0.02	5.946	0.3314

Tablo 3.4. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelle yapılan 2b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

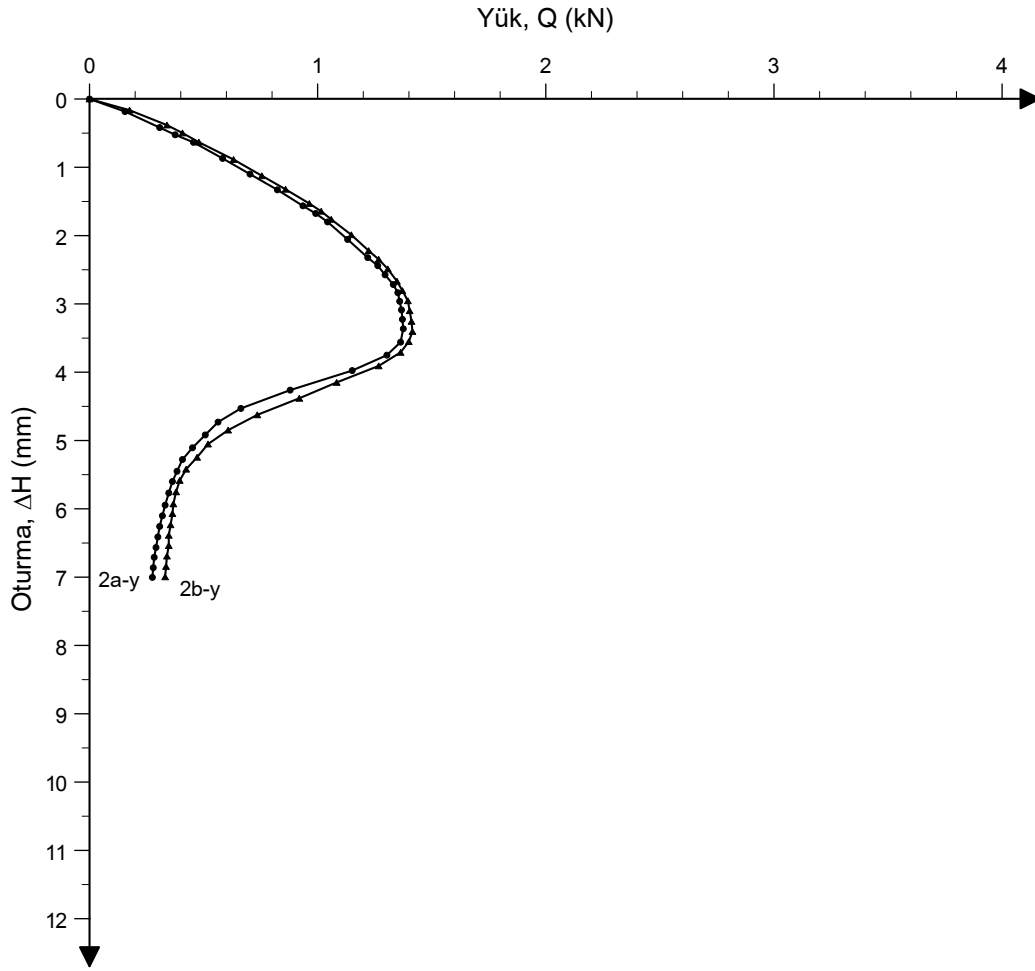
Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	38	0.00	0.164	0.1754
4	54	0	79	0.00	0.382	0.3394
5	69	0	96	0.00	0.498	0.4074
6	86	0	114	0.00	0.632	0.4794
8	119	0	152	0.00	0.886	0.6314
10	149	0	183	0.00	1.124	0.7554
12	174	0	209	0.00	1.322	0.8594
14	200	0	235	0.00	1.530	0.9634
15	214	0	248	0.00	1.644	1.0154
16	228	0	259	0.00	1.762	1.0594
18	255	0	281	0.00	1.988	1.1474
20	282	0	300	0.00	2.220	1.2234
21	297	0	311	0.00	2.348	1.2674
22	313	0	321	0.00	2.488	1.3074
23	333	1	331	0.02	2.668	1.3474
24	348	1	337	0.02	2.806	1.3714
25	364	1	343	0.02	2.954	1.3954
26	379	1	345	0.02	3.100	1.4034
27	395	1	347	0.02	3.256	1.4114
28	410	1	348	0.02	3.404	1.4154
29	424	1	344	0.02	3.552	1.3994
30	438	1	335	0.02	3.710	1.3634
31	453	1	311	0.02	3.908	1.2674
32	468	1	265	0.02	4.150	1.0834
33	483	1	224	0.02	4.382	0.9194
34	498	1	178	0.02	4.624	0.7354
35	514	1	146	0.02	4.848	0.6074
36	530	1	124	0.02	5.052	0.5194
37	547	1	112	0.02	5.246	0.4714
38	562	1	100	0.02	5.420	0.4234
39	577	1	93	0.02	5.584	0.3954
40	593	1	89	0.02	5.752	0.3794
41	610	1	86	0.02	5.928	0.3674
42	624	1	85	0.02	6.070	0.3634
43	640	1	83	0.02	6.234	0.3554
44	655	1	81	0.02	6.388	0.3474
45	670	1	81	0.02	6.538	0.3474



900 mm

Şekil 3.4. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri

Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.5'te verilmektedir.



Şekil 3.5. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.2.3. Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyler

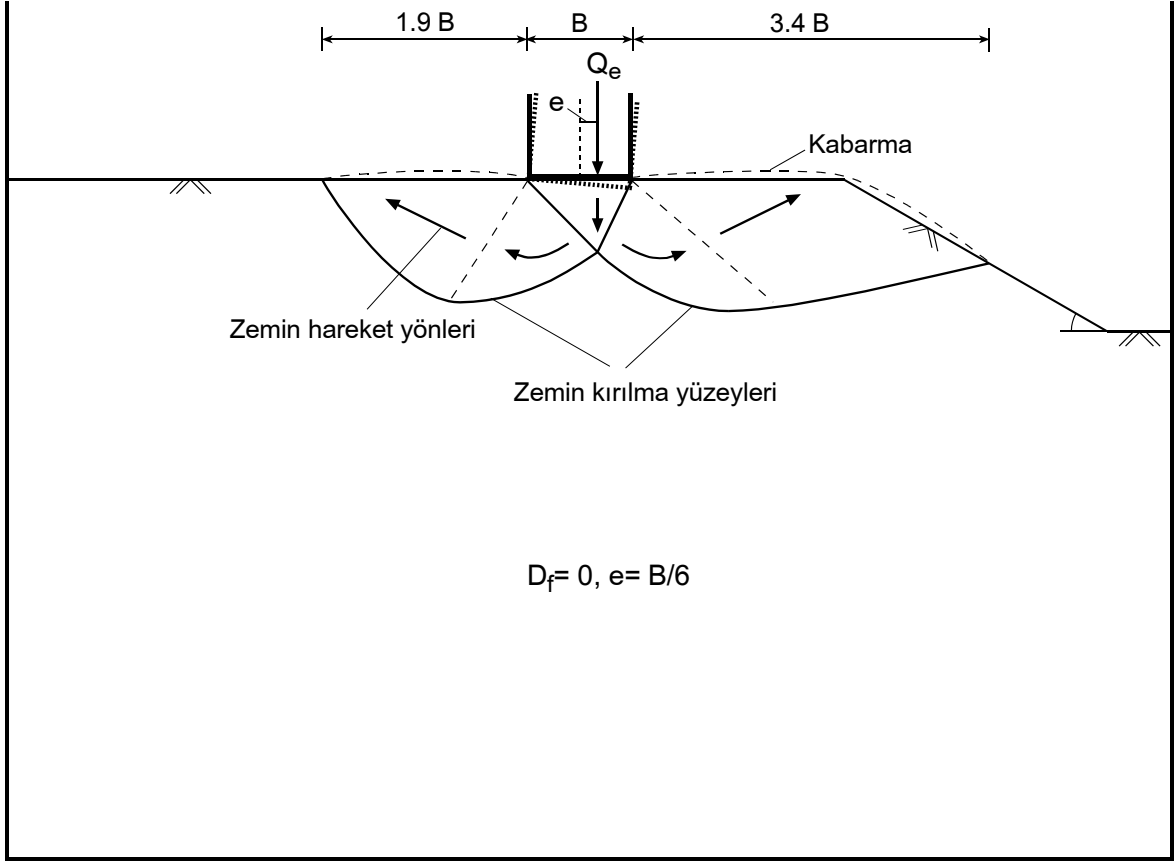
Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.5 ve Tablo 3.6'da gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri Şekil 3.6'da görülmekte ve kırılma mekanizması eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu duruma benzemektedir. Kabarma genişlikleri şev tarafında 3.4B, düz zemin tarafında 1.9B olarak bulunmuştur.

Tablo 3.5. Eksantrisinin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 3a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	27	0	35	0.00	0.200	0.1634
4	55	0	69	0.00	0.412	0.2994
5	71	0	85	0.00	0.540	0.3634
6	86	0	101	0.00	0.658	0.4274
8	113	0	133	0.00	0.864	0.5554
10	141	0	164	0.00	1.082	0.6794
12	170	0	193	0.00	1.314	0.7954
14	199	0	218	0.00	1.554	0.8954
15	213	0	227	0.00	1.676	0.9314
16	228	1	235	0.02	1.810	0.9634
18	257	1	246	0.02	2.078	1.0074
20	287	1	248	0.02	2.374	1.0154
21	301	1	246	0.02	2.518	1.0074
22	317	1	240	0.02	2.690	0.9834
23	331	1	232	0.02	2.846	0.9514
24	350	1	220	0.02	3.060	0.9034
25	362	1	205	0.02	3.210	0.8434
26	378	1	187	0.02	3.406	0.7714
27	393	1	163	0.02	3.604	0.6754
28	407	1	142	0.02	3.786	0.5914
29	423	1	121	0.02	3.988	0.5074
30	439	1	105	0.02	4.180	0.4434
31	454	1	92	0.02	4.356	0.3914
32	470	1	83	0.02	4.534	0.3554
33	487	1	76	0.02	4.718	0.3274
34	502	1	70	0.02	4.880	0.3034
35	517	1	67	0.02	5.036	0.2914
36	532	1	62	0.02	5.196	0.2714
37	549	1	60	0.02	5.370	0.2634
38	564	1	58	0.02	5.524	0.2554
39	580	1	56	0.02	5.688	0.2474
40	595	1	55	0.02	5.840	0.2434

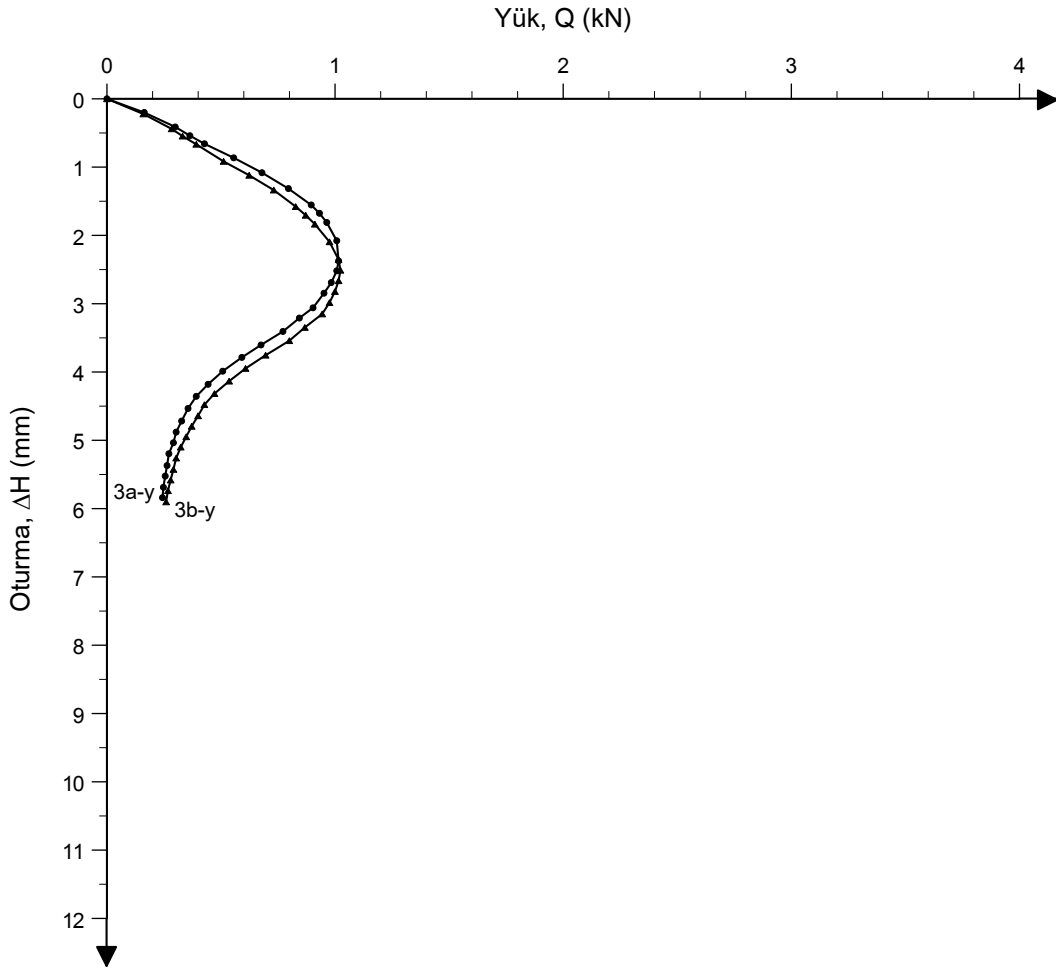
Tablo 3.6. Eksantrisinin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 3b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	29	0	34	0.00	0.222	0.1594
4	57	0	65	0.00	0.440	0.2834
5	70	0	77	0.00	0.546	0.3314
6	85	0	92	0.00	0.666	0.3914
8	116	0	122	0.00	0.916	0.5114
10	142	0	150	0.00	1.120	0.6234
12	169	0	177	0.00	1.336	0.7314
14	198	0	201	0.00	1.578	0.8274
15	213	0	212	0.00	1.706	0.8714
16	228	1	222	0.02	1.836	0.9114
18	257	1	238	0.02	2.094	0.9754
20	285	1	248	0.02	2.354	1.0154
21	301	1	250	0.02	2.510	1.0234
22	316	1	248	0.02	2.664	1.0154
23	331	1	244	0.02	2.822	0.9994
24	346	1	238	0.02	2.984	0.9754
25	361	1	230	0.02	3.150	0.9434
26	377	1	211	0.02	3.348	0.8674
27	393	1	194	0.02	3.542	0.7994
28	409	1	168	0.02	3.754	0.6954
29	424	1	146	0.02	3.948	0.6074
30	439	1	128	0.02	4.134	0.5354
31	454	1	112	0.02	4.316	0.4714
32	468	1	101	0.02	4.478	0.4274
33	483	1	94	0.02	4.642	0.3994
34	497	1	87	0.02	4.796	0.3714
35	511	1	81	0.02	4.948	0.3474
36	525	1	75	0.02	5.100	0.3234
37	540	1	70	0.02	5.260	0.3034
38	556	1	67	0.02	5.426	0.2914
39	571	1	64	0.02	5.582	0.2794
40	586	1	61	0.02	5.738	0.2674
41	602	1	59	0.02	5.902	0.2594



Şekil 3.6. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri

Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.7’de verilmektedir.



Şekil 3.7. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.2.4. Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Yüzey Şerit Temelle Yapılan Deneyle

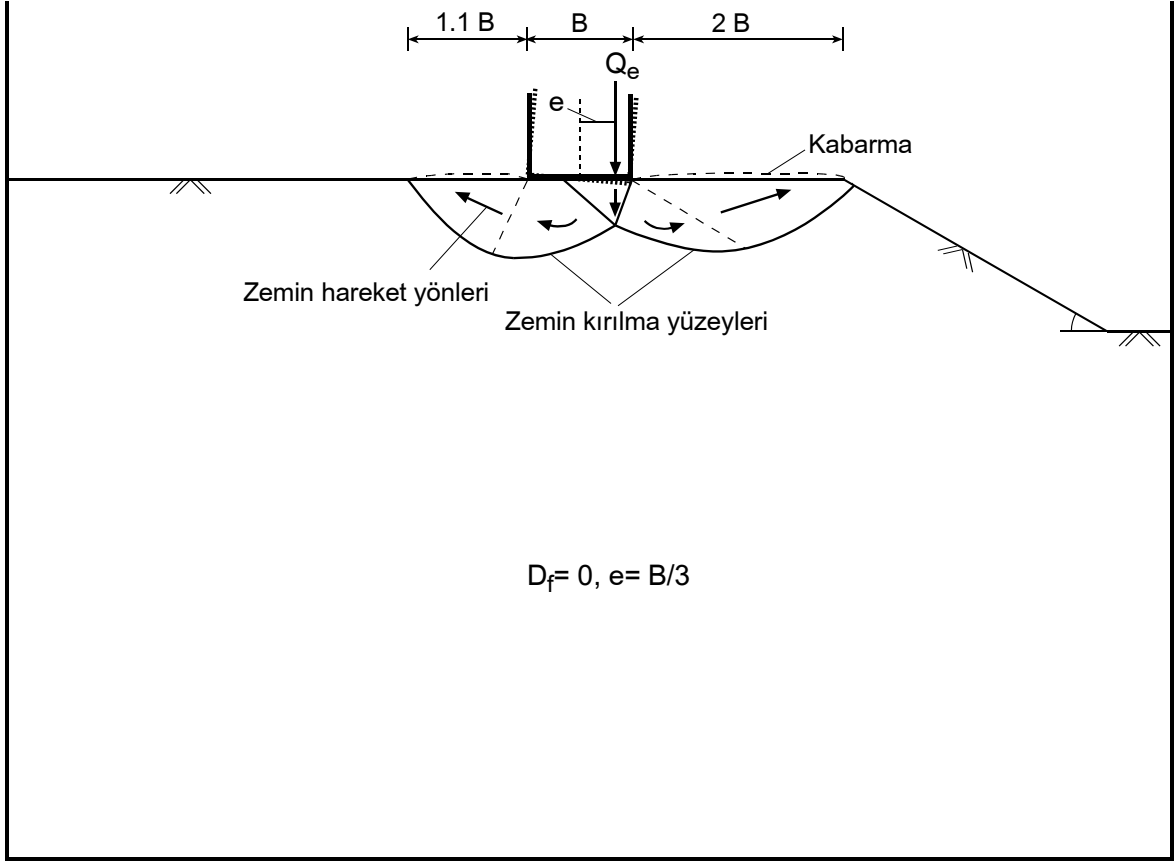
Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.7 ve Tablo 3.8’de gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri Şekil 3.8’de görülmektedir. Eksantrisitenin çekirdek dışında olmasından dolayı model şerit temelle zemin arasındaki temas azalmıştır. Bu azalma da, model şerit temel altında oluşan üçgen kamayı küçültmüştür. Kamanın küçülmesiyle zeminde oluşan kırılma yüzeyleri kısalmış ve kabarma genişlikleri azalmıştır. Kabarma genişlikleri şev tarafında 2B, düz zemin tarafında 1.1B olarak bulunmuştur.

Tablo 3.7. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 4a-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	27	0	27	0.00	0.216	0.1314
4	53	0	46	0.00	0.438	0.2074
5	66	0	55	0.00	0.550	0.2434
6	79	0	63	0.00	0.664	0.2754
8	107	0	75	0.00	0.920	0.3234
10	136	0	84	0.00	1.192	0.3594
11	150	0	87	0.00	1.326	0.3714
12	166	0	88	0.00	1.484	0.3754
13	181	0	88	0.00	1.634	0.3754
14	196	0	87	0.00	1.786	0.3714
15	212	0	84	0.00	1.952	0.3594
16	229	0	80	0.00	2.130	0.3434
17	246	0	75	0.00	2.310	0.3234
18	261	0	71	0.00	2.468	0.3074
19	278	0	65	0.00	2.650	0.2834
20	293	0	60	0.00	2.810	0.2634
21	309	0	56	0.00	2.978	0.2474
22	325	0	52	0.00	3.146	0.2314
23	340	0	49	0.00	3.302	0.2194
24	358	0	46	0.00	3.488	0.2074
25	372	0	44	0.00	3.632	0.1994
26	387	0	42	0.00	3.786	0.1914
27	402	0	40	0.00	3.940	0.1834
28	419	0	38	0.00	4.114	0.1754
29	434	0	37	0.00	4.266	0.1714
30	448	0	36	0.00	4.408	0.1674
31	463	0	35	0.00	4.560	0.1634
32	478	0	34	0.00	4.712	0.1594
33	492	0	33	0.00	4.854	0.1554

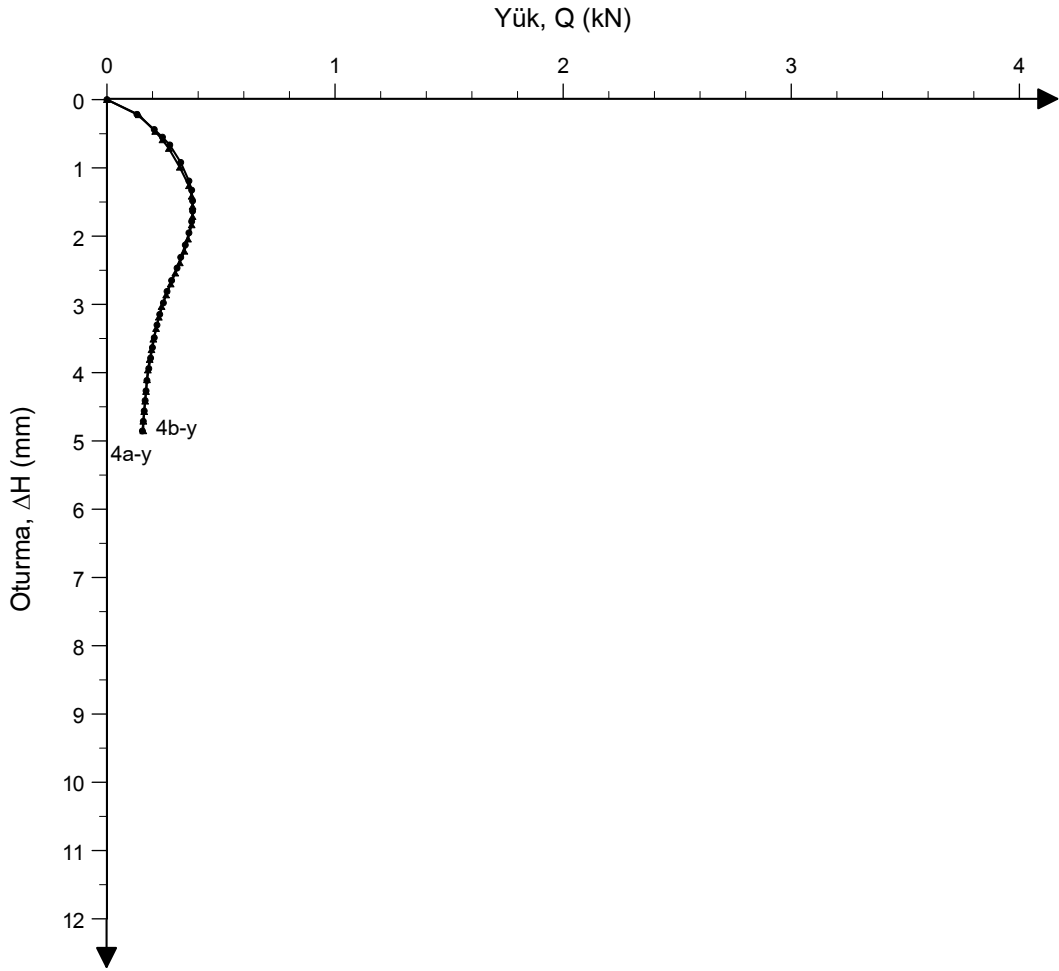
Tablo 3.8. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelle yapılan 4b-y deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	28	0	29	0.00	0.222	0.1394
4	56	0	47	0.00	0.466	0.2114
5	70	0	55	0.00	0.590	0.2434
6	84	0	62	0.00	0.716	0.2714
8	114	0	74	0.00	0.992	0.3194
10	143	0	84	0.00	1.262	0.3594
11	159	0	87	0.00	1.416	0.3714
12	174	0	88	0.00	1.564	0.3754
13	189	0	88	0.00	1.714	0.3754
14	201	0	87	0.00	1.836	0.3714
15	221	0	83	0.00	2.044	0.3554
16	238	0	79	0.00	2.222	0.3394
17	254	0	74	0.00	2.392	0.3194
18	268	0	69	0.00	2.542	0.2994
19	283	0	64	0.00	2.702	0.2794
20	298	0	59	0.00	2.862	0.2594
21	314	0	54	0.00	3.032	0.2394
22	329	0	51	0.00	3.188	0.2274
23	345	0	48	0.00	3.354	0.2154
24	360	0	45	0.00	3.510	0.2034
25	375	0	43	0.00	3.664	0.1954
26	389	0	41	0.00	3.808	0.1874
27	404	0	39	0.00	3.962	0.1794
28	418	0	38	0.00	4.104	0.1754
29	435	0	37	0.00	4.276	0.1714
30	449	0	36	0.00	4.418	0.1674
31	464	0	35	0.00	4.570	0.1634
32	478	0	34	0.00	4.712	0.1594
33	492	0	34	0.00	4.852	0.1594



Şekil 3.8. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri

Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.9'da verilmektedir.



Şekil 3.9. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.3. Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler

3.3.1. Merkezi Yüklü Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler

Merkezi yüklü sığ şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.9 ve Tablo 3.10'da gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri gözlemlendiğinde, yüzey şerit temelle yapılan deneylere benzer şekilde birincil kırılma yüzeyinin şev tarafında, ikincil kırılma yüzeyinin ise düz zemin tarafında oluştuğu görülmüştür. Birincil kırılma yüzeyi, ikincil kırılma yüzeyinden daha büyük olup; birincil kırılma yüzeyi tarafındaki zemin yüzeyinde de daha fazla kabarma meydana gelmiştir. Kabarma genişlikleri şev tarafında 4.5B, düz zemin

tarafında 3B olarak bulunmuştur (Şekil 3.10). Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.11’de verilmektedir.

Tablo 3.9. Merkezi yüklü sığ şerit temelle yapılan 1a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düsey hareket ΔH (mm)	Düsey yük Q (kN)
	Düsey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	26	0	51	0.00	0.158	0.2274
4	55	0	98	0.00	0.354	0.4154
5	70	0	122	0.00	0.456	0.5114
6	85	0	148	0.00	0.554	0.6154
8	111	0	195	0.00	0.720	0.8034
10	140	0	245	0.00	0.910	1.0034
12	169	1	288	0.02	1.114	1.1754
14	198	1	330	0.02	1.320	1.3434
15	210	1	350	0.02	1.400	1.4234
16	225	1	369	0.02	1.512	1.4994
18	254	1	404	0.02	1.732	1.6394
20	284	1	439	0.02	1.962	1.7794
22	317	1	473	0.02	2.224	1.9154
24	343	1	501	0.02	2.428	2.0274
25	358	1	515	0.02	2.550	2.0834
26	371	1	529	0.02	2.652	2.1394
28	400	1	552	0.02	2.896	2.2314
30	426	2	575	0.04	3.110	2.3234
32	454	2	596	0.04	3.348	2.4074
34	478	2	613	0.04	3.554	2.4754
35	496	2	620	0.04	3.720	2.5034
36	514	2	624	0.04	3.892	2.5194
37	529	2	626	0.04	4.038	2.5274
38	544	2	627	0.04	4.186	2.5314
39	579	2	623	0.04	4.544	2.5154
40	596	2	595	0.04	4.770	2.4034
41	613	2	230	0.04	5.670	0.9434
42	629	2	204	0.04	5.882	0.8394
43	646	2	189	0.04	6.082	0.7794
44	662	2	176	0.04	6.268	0.7274
45	678	2	170	0.04	6.440	0.7034
46	696	2	163	0.04	6.634	0.6754

Tablo 3.9'un devamı

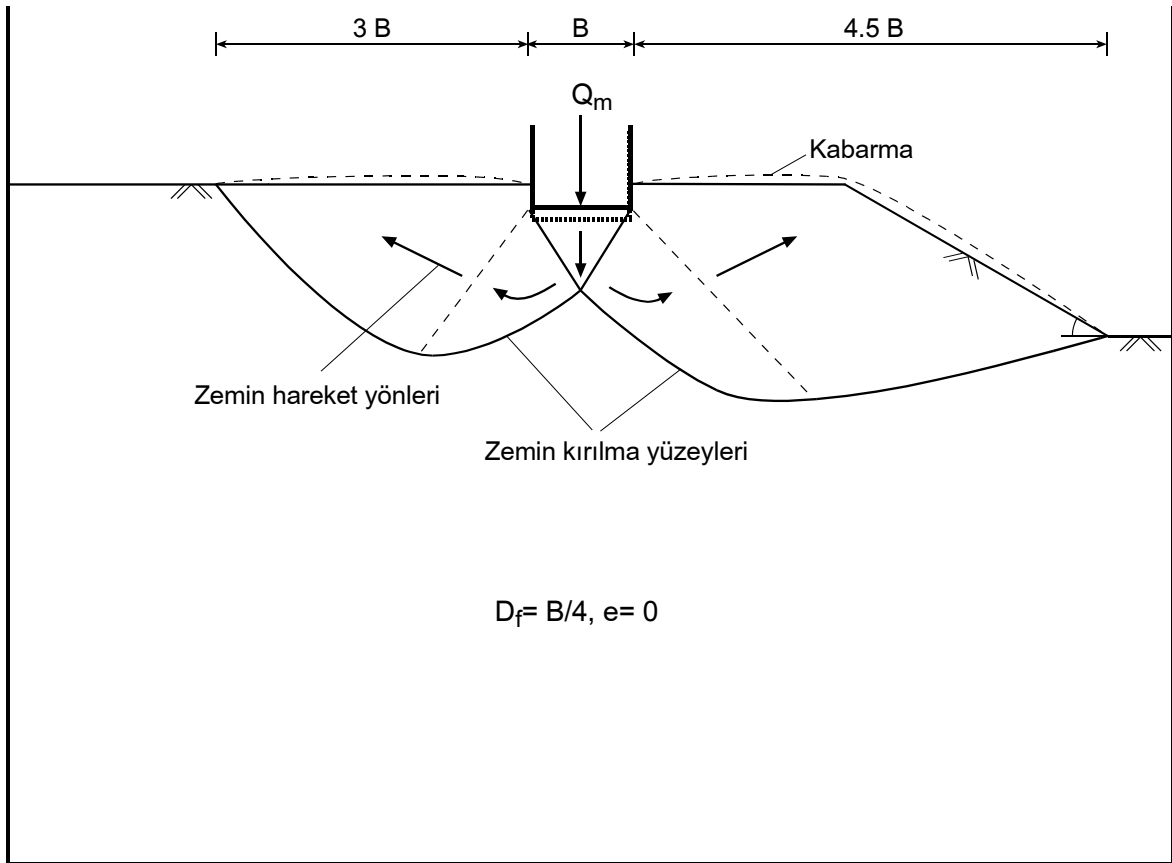
47	712	2	159	0.04	6.802	0.6594
48	728	2	155	0.04	6.970	0.6434
49	743	2	152	0.04	7.126	0.6314
50	760	2	150	0.04	7.300	0.6234
51	776	2	147	0.04	7.466	0.6114
52	792	2	144	0.04	7.632	0.5994
53	808	2	141	0.04	7.798	0.5874
54	824	2	139	0.04	7.962	0.5794
55	839	2	139	0.04	8.112	0.5794
56	854	2	139	0.04	8.262	0.5794
57	869	2	139	0.04	8.412	0.5794
58	884	2	136	0.04	8.568	0.5674

Tablo 3.10. Merkezi yüklü sıg şerit temelle yapılan 1b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

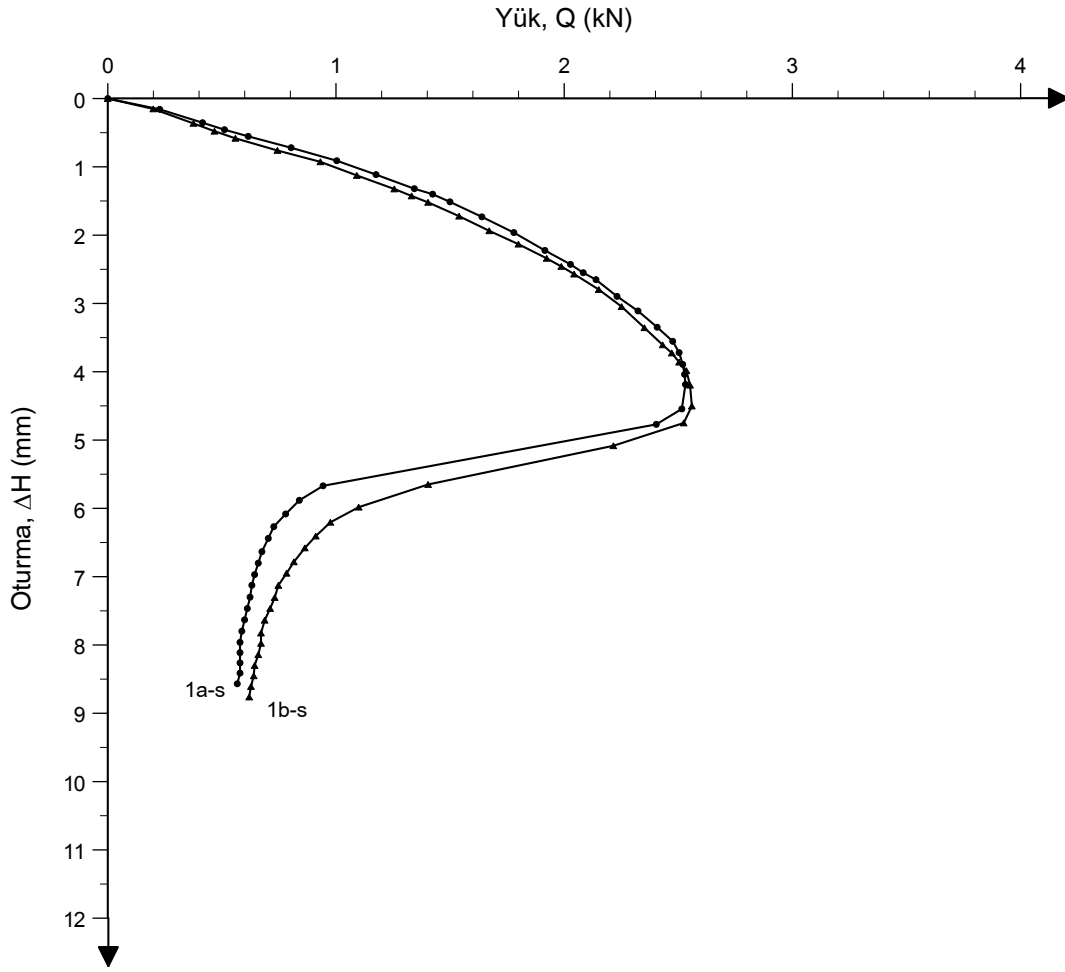
Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimât)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	44	0.00	0.152	0.1994
4	54	0	88	0.00	0.364	0.3754
5	70	0	111	0.00	0.478	0.4674
6	85	0	134	0.00	0.582	0.5594
8	112	0	180	0.00	0.760	0.7434
10	138	0	227	0.00	0.926	0.9314
12	166	0	267	0.00	1.126	1.0914
14	194	0	308	0.00	1.324	1.2554
15	208	0	327	0.00	1.426	1.3314
16	221	1	345	0.02	1.520	1.4034
18	248	1	379	0.02	1.722	1.5394
20	276	1	412	0.02	1.936	1.6714
22	302	1	444	0.02	2.132	1.7994
24	329	1	475	0.02	2.340	1.9234
25	344	1	491	0.02	2.458	1.9874
26	358	1	505	0.02	2.570	2.0434
28	386	1	532	0.02	2.796	2.1514
30	416	1	557	0.02	3.046	2.2514
32	452	2	582	0.02	3.356	2.3514
34	481	2	602	0.04	3.606	2.4314
35	495	2	612	0.04	3.726	2.4714
36	510	2	620	0.04	3.860	2.5034
37	524	2	628	0.04	3.984	2.5354

Tablo 3.10'un devamı

38	546	2	632	0.04	4.196	2.5514
39	577	2	634	0.04	4.502	2.5594
40	600	2	625	0.04	4.750	2.5234
41	618	2	548	0.04	5.084	2.2154
42	634	2	345	0.04	5.650	1.4034
43	652	2	269	0.04	5.982	1.0994
44	668	2	238	0.04	6.204	0.9754
45	685	2	222	0.04	6.406	0.9114
46	700	2	210	0.04	6.580	0.8634
47	718	2	198	0.04	6.784	0.8154
48	733	2	190	0.04	6.950	0.7834
49	749	2	181	0.04	7.128	0.7474
50	766	2	177	0.04	7.306	0.7314
51	781	2	172	0.04	7.466	0.7114



Şekil 3.10. Merkezi yüklü sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri



Şekil 3.11. Merkezi yüklü sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.3.2. Eksantrisitenin Çekirdek İçinde Olduğu Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler

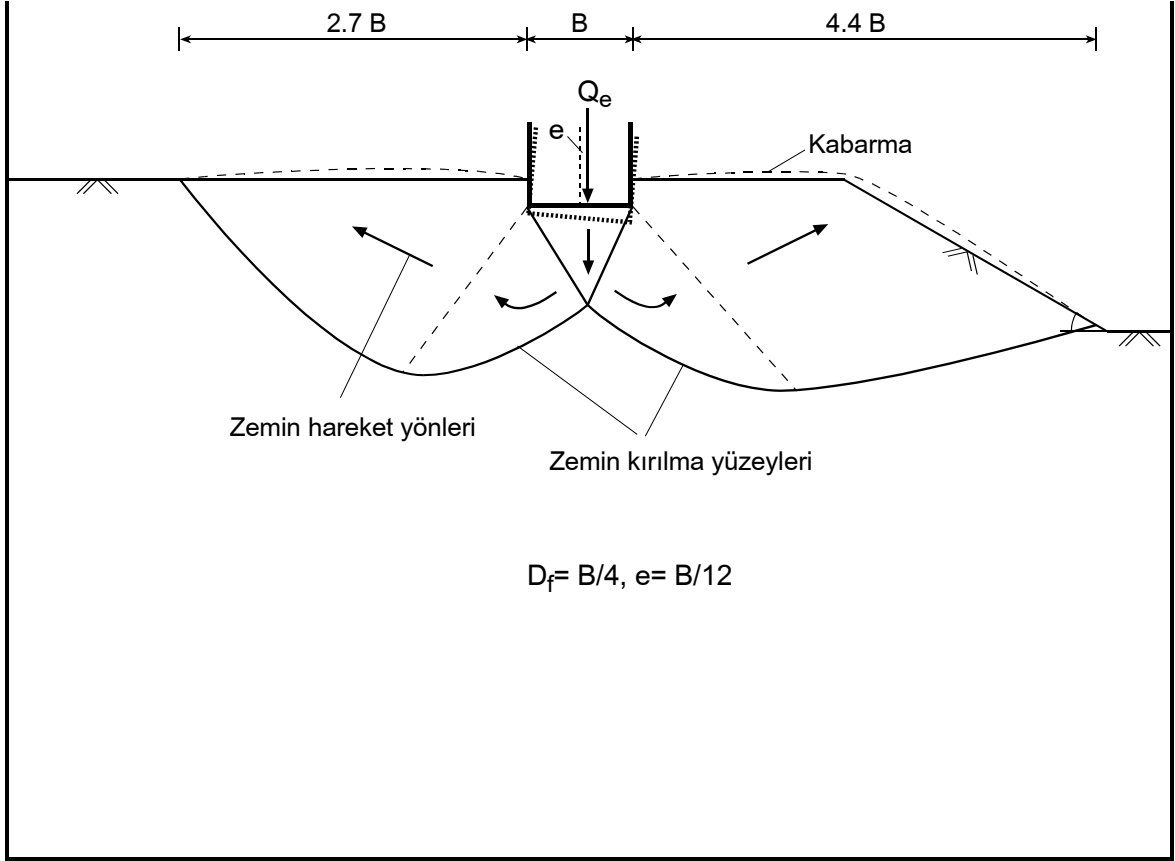
Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.11 ve Tablo 3.12'de gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri Şekil 3.12'de görülmektedir. Kırılma mekanizması, yüzey şerit temelin kırılma mekanizmasına benzer şekildedir. Merkezi yüklü deneye göre kırılma yüzeylerinin uzunlukları ve kabarma genişlikleri daha kısadır. Kabarma genişlikleri şev tarafında 4.4B, düz zemin tarafında 2.7B olarak bulunmuştur. Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.13'te verilmektedir.

Tablo 3.11. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sıg şerit temelle yapılan 2a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

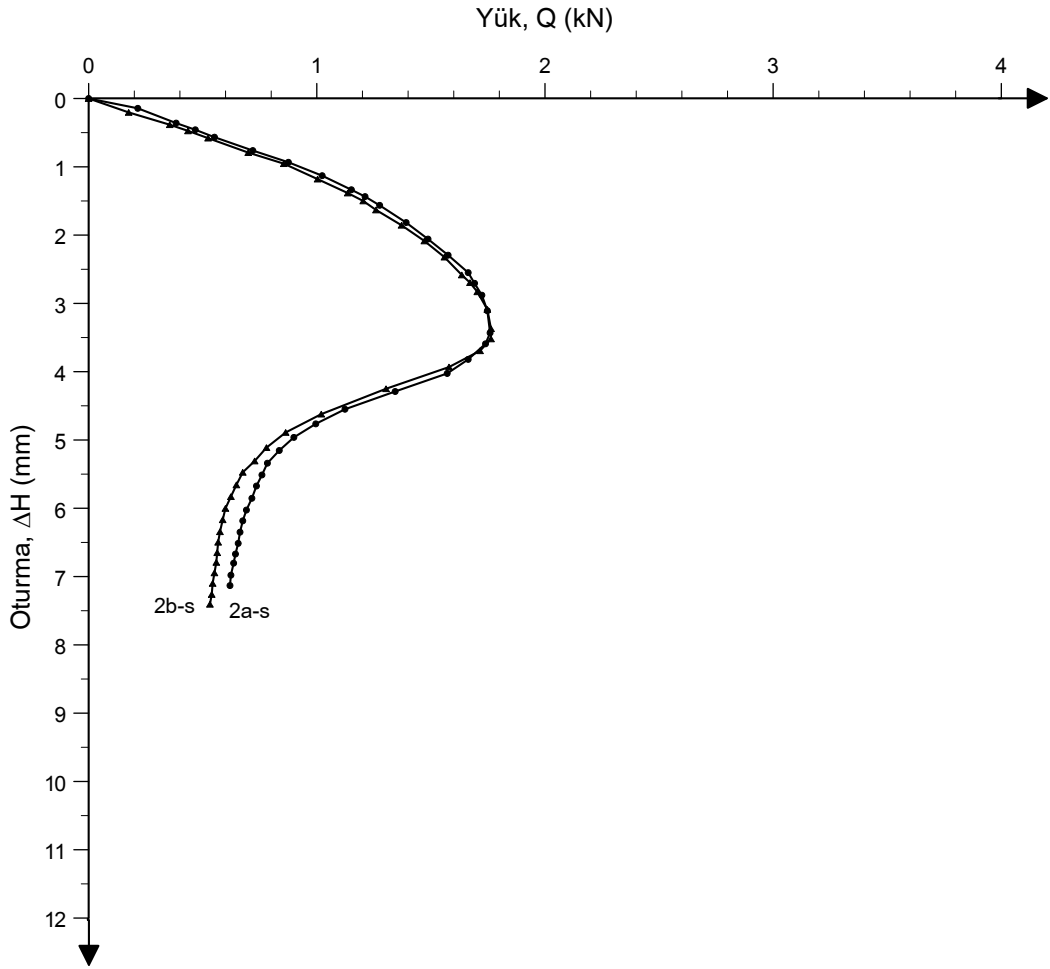
Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	24	0	48	0.00	0.144	0.2154
4	54	0	90	0.00	0.360	0.3834
5	68	0	111	0.00	0.458	0.4674
6	83	0	132	0.00	0.566	0.5514
8	111	0	174	0.00	0.762	0.7194
10	136	0	213	0.00	0.934	0.8754
12	163	0	250	0.00	1.130	1.0234
14	190	0	282	0.00	1.336	1.1514
15	203	0	297	0.00	1.436	1.2114
16	219	1	313	0.02	1.564	1.2754
18	250	1	342	0.02	1.816	1.3914
20	279	1	366	0.02	2.058	1.4874
22	307	1	388	0.02	2.294	1.5754
24	337	1	410	0.02	2.550	1.6634
25	354	1	417	0.02	2.706	1.6914
26	373	1	425	0.02	2.880	1.7234
28	397	1	431	0.02	3.108	1.7474
30	430	1	434	0.02	3.432	1.7594
31	445	1	429	0.02	3.592	1.7394
32	464	1	410	0.02	3.820	1.6634
33	480	1	387	0.02	4.026	1.5714
34	495	1	330	0.02	4.290	1.3434
35	510	1	275	0.02	4.550	1.1234
36	525	1	243	0.02	4.764	0.9954
37	540	1	219	0.02	4.962	0.8994
38	556	1	203	0.02	5.154	0.8354
39	572	1	190	0.02	5.340	0.7834
40	588	1	184	0.02	5.512	0.7594
41	603	1	178	0.02	5.674	0.7354
42	620	1	173	0.02	5.854	0.7154
43	636	1	167	0.02	6.026	0.6914
44	651	1	163	0.02	6.184	0.6754
45	667	1	160	0.02	6.350	0.6634
46	683	1	158	0.02	6.514	0.6554
47	698	1	155	0.02	6.670	0.6434
48	711	1	153	0.02	6.804	0.6354
49	728	1	150	0.02	6.980	0.6234

Tablo 3.12. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sıg şerit temelle yapılan 2b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	28	0	38	0.00	0.204	0.1754
4	55	0	83	0.00	0.384	0.3554
5	68	0	103	0.00	0.474	0.4354
6	83	0	125	0.00	0.580	0.5234
8	113	0	169	0.00	0.792	0.6994
10	137	0	208	0.00	0.954	0.8554
12	167	0	245	0.00	1.180	1.0034
14	194	0	278	0.00	1.384	1.1354
15	209	0	295	0.00	1.500	1.2034
16	225	1	309	0.02	1.632	1.2594
18	253	1	337	0.02	1.856	1.3714
20	281	1	362	0.02	2.086	1.4714
22	309	1	384	0.02	2.322	1.5594
24	339	1	403	0.02	2.584	1.6354
25	352	1	412	0.02	2.696	1.6714
26	367	1	420	0.02	2.830	1.7034
28	395	1	431	0.02	3.088	1.7474
30	424	1	435	0.02	3.370	1.7634
31	439	1	435	0.02	3.520	1.7634
32	454	1	423	0.02	3.694	1.7154
33	471	1	389	0.02	3.932	1.5794
34	489	1	320	0.02	4.250	1.3034
35	512	1	249	0.02	4.622	1.0194
36	531	1	210	0.02	4.890	0.8634
37	549	1	189	0.02	5.112	0.7794
38	566	1	176	0.02	5.308	0.7274
39	580	1	163	0.02	5.474	0.6754
40	597	1	156	0.02	5.658	0.6474
41	613	1	150	0.02	5.830	0.6234
42	629	1	144	0.02	6.002	0.5994
43	645	1	141	0.02	6.168	0.5874
44	662	1	138	0.02	6.344	0.5754
45	677	1	136	0.02	6.498	0.5674
46	692	1	135	0.02	6.650	0.5634
47	706	1	134	0.02	6.792	0.5594
48	721	1	132	0.02	6.946	0.5514
49	736	1	130	0.02	7.100	0.5434



Şekil 3.12. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri



Şekil 3.13. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.3.3. Eksantrisitenin Çekirdek Sınırında Olduğu Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyler

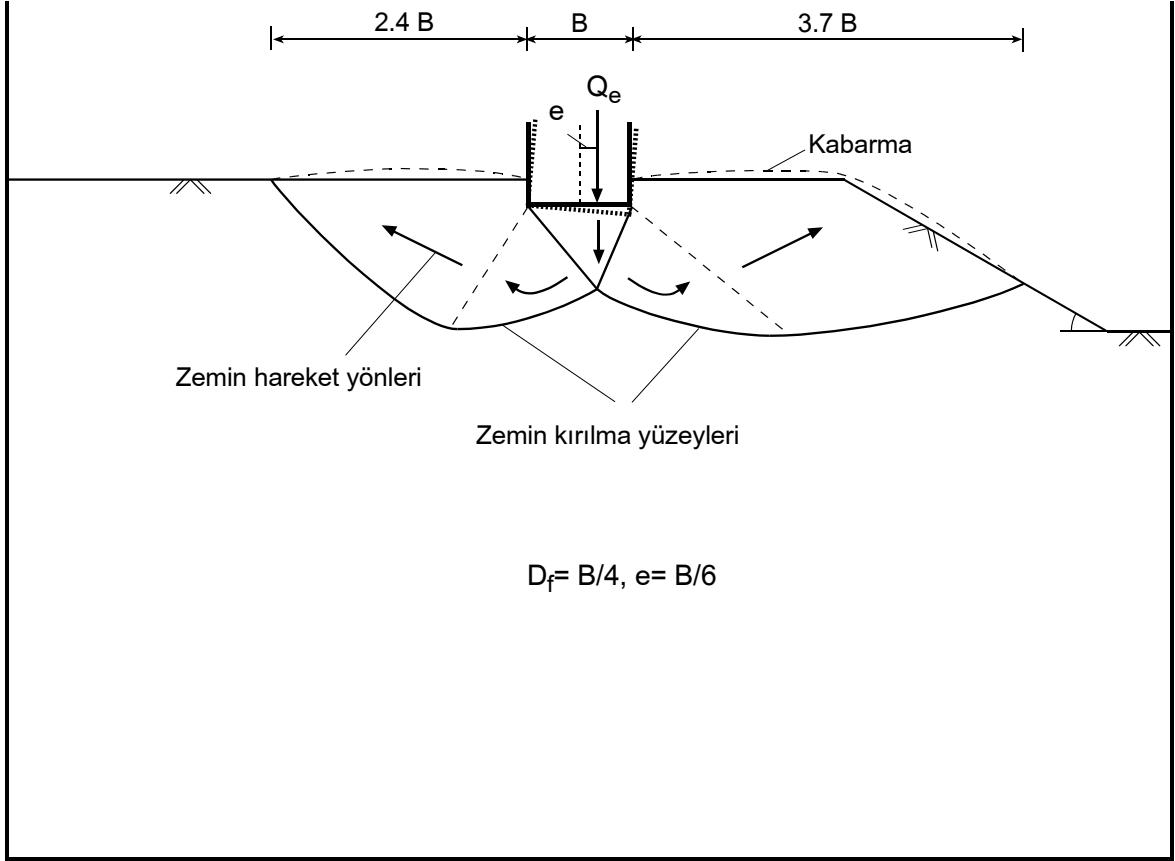
Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.13 ve Tablo 3.14'te gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri Şekil 3.14'te görülmekte ve kırılma mekanizması, yüzey şerit temelin kırılma mekanizmasına benzemektedir. Kabarma genişlikleri şev tarafında 3.7B, düz zemin tarafında 2.4B olarak bulunmuştur. Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.15'te verilmektedir.

Tablo 3.13. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelle yapılan 3a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

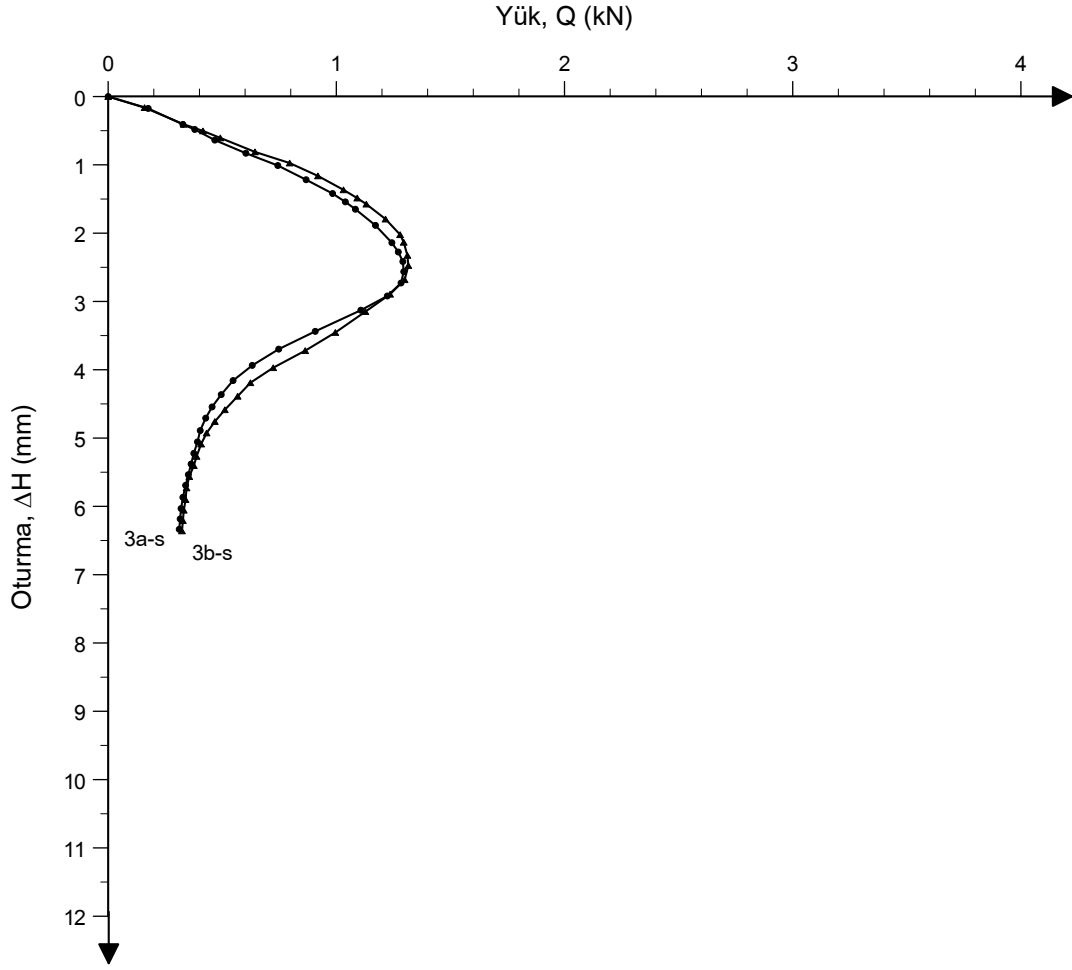
Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düşey hareket ΔH (mm)	Düşey yük Q (kN)
	Düşey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	25	0	38	0.00	0.174	0.1754
4	56	0	76	0.00	0.408	0.3274
5	66	0	89	0.00	0.482	0.3794
6	86	0	111	0.00	0.638	0.4674
8	112	0	145	0.00	0.830	0.6034
10	137	0	180	0.00	1.010	0.7434
12	164	0	211	0.00	1.218	0.8674
14	190	0	240	0.00	1.420	0.9834
15	205	0	254	0.00	1.542	1.0394
16	218	0	265	0.00	1.650	1.0834
18	246	0	287	0.00	1.886	1.1714
20	275	1	305	0.02	2.140	1.2434
21	290	1	312	0.02	2.276	1.2714
22	305	1	317	0.02	2.416	1.2914
23	320	1	318	0.02	2.564	1.2954
24	336	1	315	0.02	2.730	1.2834
25	352	1	300	0.02	2.920	1.2234
26	367	1	271	0.02	3.128	1.1074
27	388	1	221	0.02	3.438	0.9074
28	406	1	181	0.02	3.698	0.7474
29	424	1	152	0.02	3.936	0.6314
30	442	1	131	0.02	4.158	0.5474
31	460	1	118	0.02	4.364	0.4954
32	476	1	108	0.02	4.544	0.4554
33	491	1	101	0.02	4.708	0.4274
34	508	1	95	0.02	4.890	0.4034
35	524	1	92	0.02	5.056	0.3914
36	540	1	88	0.02	5.224	0.3754
37	555	1	85	0.02	5.380	0.3634
38	570	1	82	0.02	5.536	0.3514
39	585	1	79	0.02	5.692	0.3394
40	602	1	76	0.02	5.868	0.3274
41	618	1	74	0.02	6.032	0.3194
42	633	1	73	0.02	6.184	0.3154
43	648	1	72	0.02	6.336	0.3114

Tablo 3.14. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelle yapılan 3b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	23	0	34	0.00	0.162	0.1594
4	56	0	77	0.00	0.406	0.3314
5	70	0	98	0.00	0.504	0.4154
6	84	0	117	0.00	0.606	0.4914
8	112	0	155	0.00	0.810	0.6434
10	136	0	193	0.00	0.974	0.7954
12	161	0	224	0.00	1.162	0.9194
14	187	0	252	0.00	1.366	1.0314
15	202	0	267	0.00	1.486	1.0914
16	213	0	277	0.00	1.576	1.1314
18	239	0	298	0.00	1.794	1.2154
20	265	0	314	0.00	2.022	1.2794
21	277	1	318	0.02	2.134	1.2954
22	297	1	322	0.02	2.326	1.3114
23	312	1	323	0.02	2.474	1.3154
24	332	1	319	0.02	2.682	1.2994
25	350	1	303	0.02	2.894	1.2354
26	370	1	276	0.02	3.148	1.1274
27	394	1	243	0.02	3.454	0.9954
28	414	1	210	0.02	3.720	0.8634
29	432	1	175	0.02	3.970	0.7234
30	449	1	150	0.02	4.190	0.6234
31	466	1	136	0.02	4.388	0.5674
32	483	1	122	0.02	4.586	0.5114
33	498	1	111	0.02	4.758	0.4674
34	513	1	102	0.02	4.926	0.4314
35	528	1	96	0.02	5.088	0.4074
36	545	1	91	0.02	5.268	0.3874
37	558	1	88	0.02	5.404	0.3754
38	573	1	83	0.02	5.564	0.3554
39	589	1	80	0.02	5.730	0.3434
40	606	1	79	0.02	5.902	0.3394
41	621	1	77	0.02	6.056	0.3314
42	636	1	76	0.02	6.208	0.3274
43	651	1	75	0.02	6.360	0.3234



Şekil 3.14. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri



Şekil 3.15. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.3.4. Eksantrisitenin Çekirdek Dışında Olduğu Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneyle

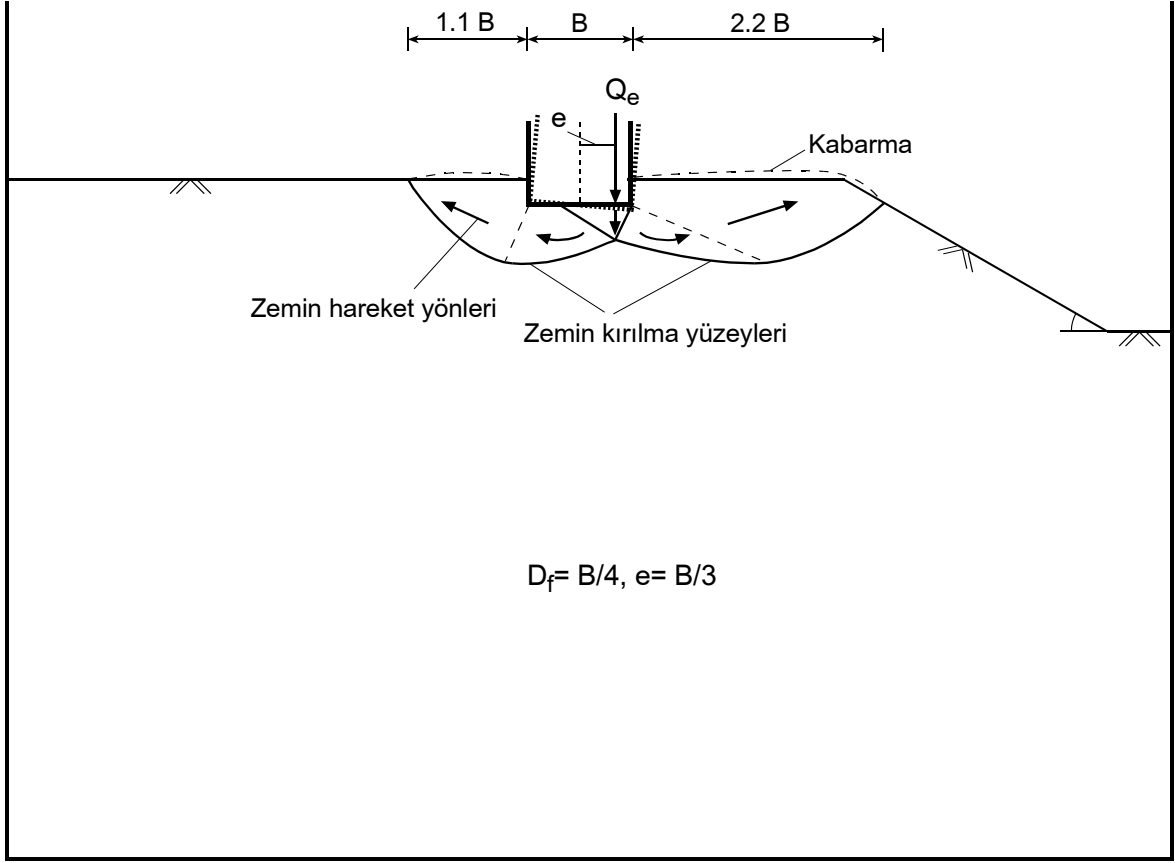
Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelle yapılan deneylerin okumaları Tablo 3.15 ve Tablo 3.16'da gösterilmektedir. Kırılma yüzeyleri Şekil 3.16'da görülmektedir. Kırılma mekanizması, yüzey şerit temelin kırılma mekanizmasına benzemektedir. Kabarma genişlikleri şev tarafında 2.2B, düz zemin tarafında 1.1B olarak bulunmuştur. Deneylere ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.17'de verilmektedir.

Tablo 3.15. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sıg şerit temelle yapılan 4a-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

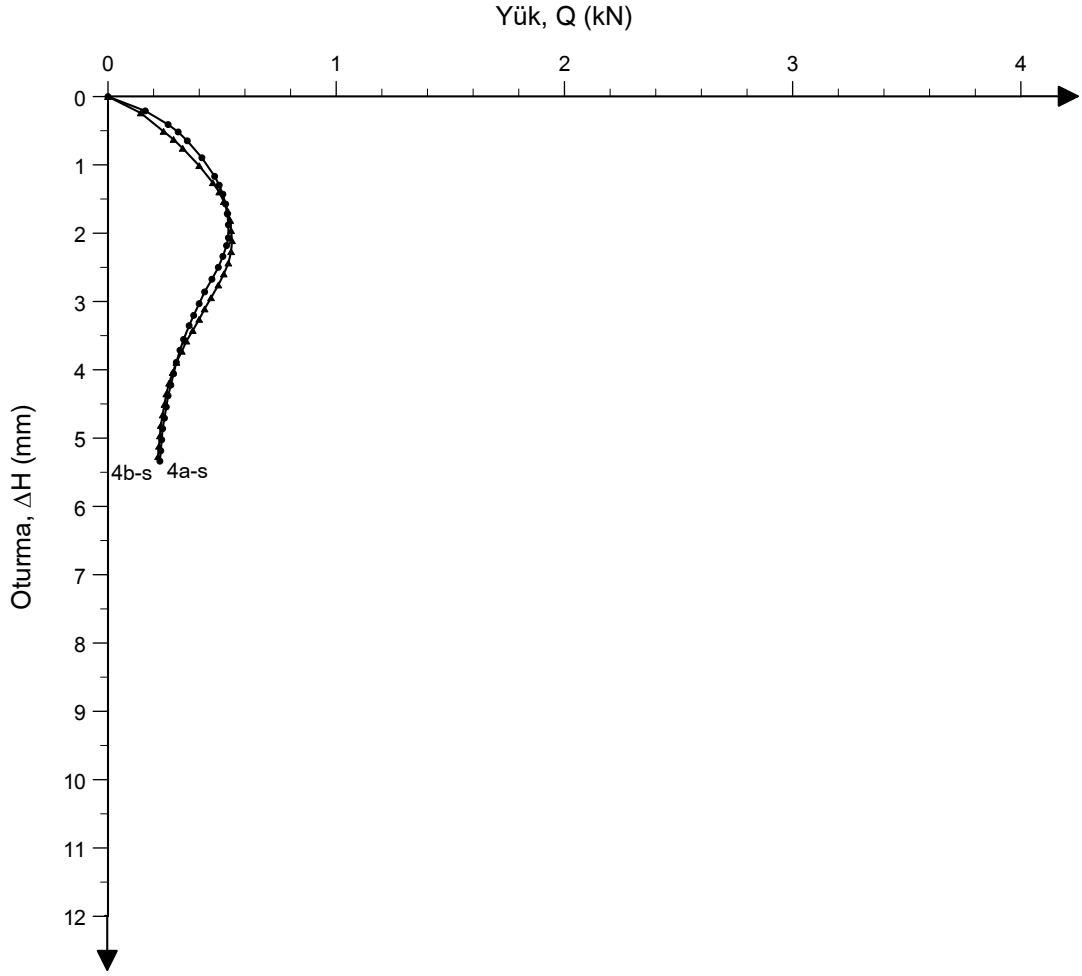
Zaman (dk)	Deformasyon saatleri		Yük halkası (kN/Taksimat)	Yanal hareket (mm)	Düsey hareket ΔH (mm)	Düsey yük Q (kN)
	Düsey ($\times 0.01$ mm)	Yatay ($\times 0.01$ mm)				
0	0	0	0	0.00	0.000	0.0000
2	28	0	35	0.00	0.210	0.1634
4	53	0	60	0.00	0.410	0.2634
5	66	0	71	0.00	0.518	0.3074
6	81	0	81	0.00	0.648	0.3474
8	109	0	97	0.00	0.896	0.4114
10	139	0	111	0.00	1.168	0.4674
11	153	0	116	0.00	1.298	0.4874
12	167	0	120	0.00	1.430	0.5034
13	182	0	123	0.00	1.574	0.5154
14	197	0	125	0.00	1.720	0.5234
15	213	0	126	0.00	1.878	0.5274
16	232	0	126	0.00	2.068	0.5274
17	243	0	124	0.00	2.182	0.5194
18	258	0	120	0.00	2.340	0.5034
19	273	0	115	0.00	2.500	0.4834
20	289	0	108	0.00	2.674	0.4554
21	306	0	100	0.00	2.860	0.4234
22	322	0	94	0.00	3.032	0.3994
23	338	0	88	0.00	3.204	0.3754
24	352	0	83	0.00	3.354	0.3554
25	371	0	77	0.00	3.556	0.3314
26	386	0	73	0.00	3.714	0.3154
27	403	0	69	0.00	3.892	0.2994
28	419	0	66	0.00	4.058	0.2874
29	435	0	63	0.00	4.224	0.2754
30	450	0	60	0.00	4.380	0.2634
31	466	0	58	0.00	4.544	0.2554
32	482	0	56	0.00	4.708	0.2474
33	497	0	54	0.00	4.862	0.2394
34	513	0	53	0.00	5.024	0.2354
35	529	0	52	0.00	5.186	0.2314
36	544	0	51	0.00	5.338	0.2274

Tablo 3.16. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelle yapılan 4b-s deneyi sırasında yapılan ölçümler

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	30	0	30	0.00	0.240	0.1434
4	62	0	55	0.00	0.510	0.2434
5	76	0	66	0.00	0.628	0.2874
6	91	0	76	0.00	0.758	0.3274
8	120	0	94	0.00	1.012	0.3994
10	148	0	109	0.00	1.262	0.4594
11	163	0	116	0.00	1.398	0.4874
12	178	0	121	0.00	1.538	0.5074
13	192	0	125	0.00	1.670	0.5234
14	207	0	128	0.00	1.814	0.5354
15	222	0	129	0.00	1.962	0.5394
16	237	0	130	0.00	2.110	0.5434
17	253	0	129	0.00	2.272	0.5394
18	269	0	126	0.00	2.438	0.5274
19	284	0	121	0.00	2.598	0.5074
20	299	0	115	0.00	2.760	0.4834
21	316	0	107	0.00	2.946	0.4514
22	331	0	100	0.00	3.110	0.4234
23	345	0	94	0.00	3.262	0.3994
24	360	0	87	0.00	3.426	0.3714
25	374	0	80	0.00	3.580	0.3434
26	388	0	75	0.00	3.730	0.3234
27	403	0	69	0.00	3.892	0.2994
28	417	0	65	0.00	4.040	0.2834
29	432	0	61	0.00	4.198	0.2674
30	447	0	58	0.00	4.354	0.2554
31	462	0	56	0.00	4.508	0.2474
32	477	0	54	0.00	4.662	0.2394
33	492	0	52	0.00	4.816	0.2314
34	507	0	51	0.00	4.968	0.2274
35	522	0	50	0.00	5.120	0.2234
36	537	0	49	0.00	5.272	0.2194



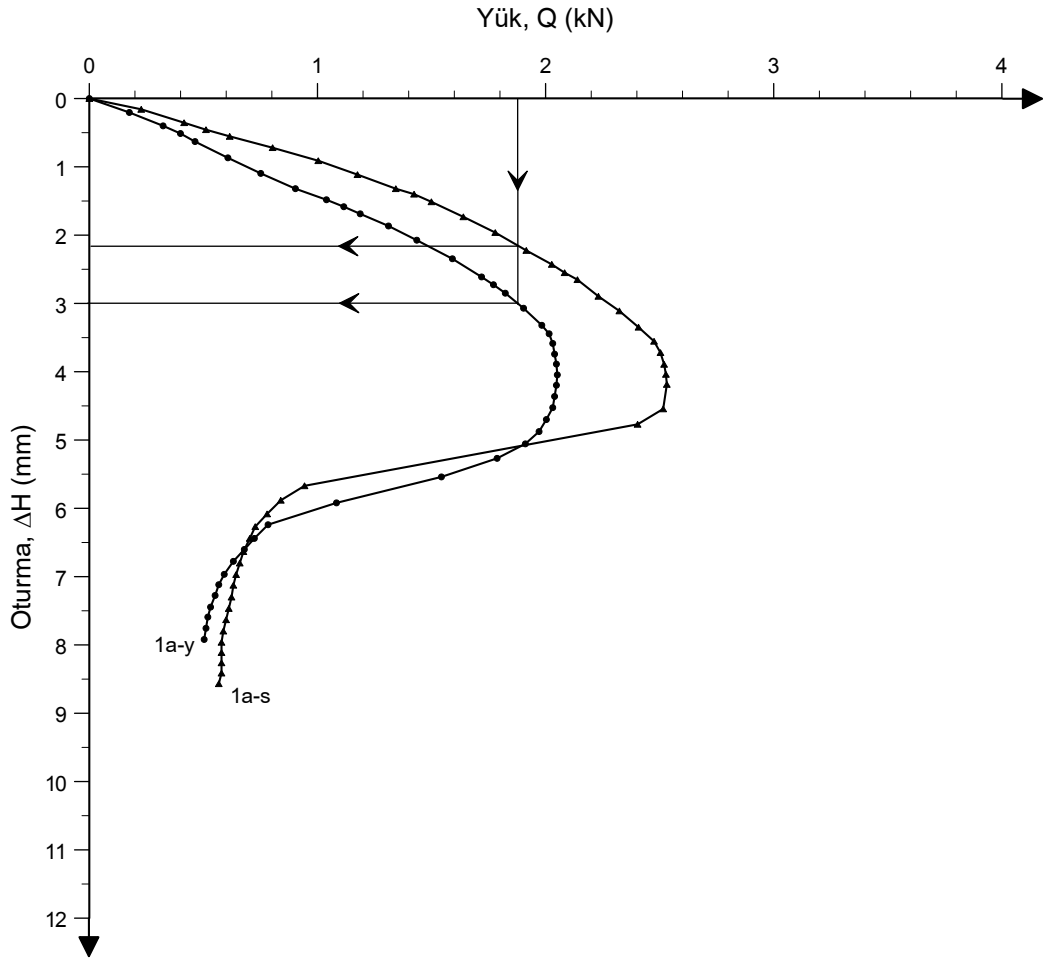
Şekil 3.16. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temelin altında oluşan kırılma yüzeyleri



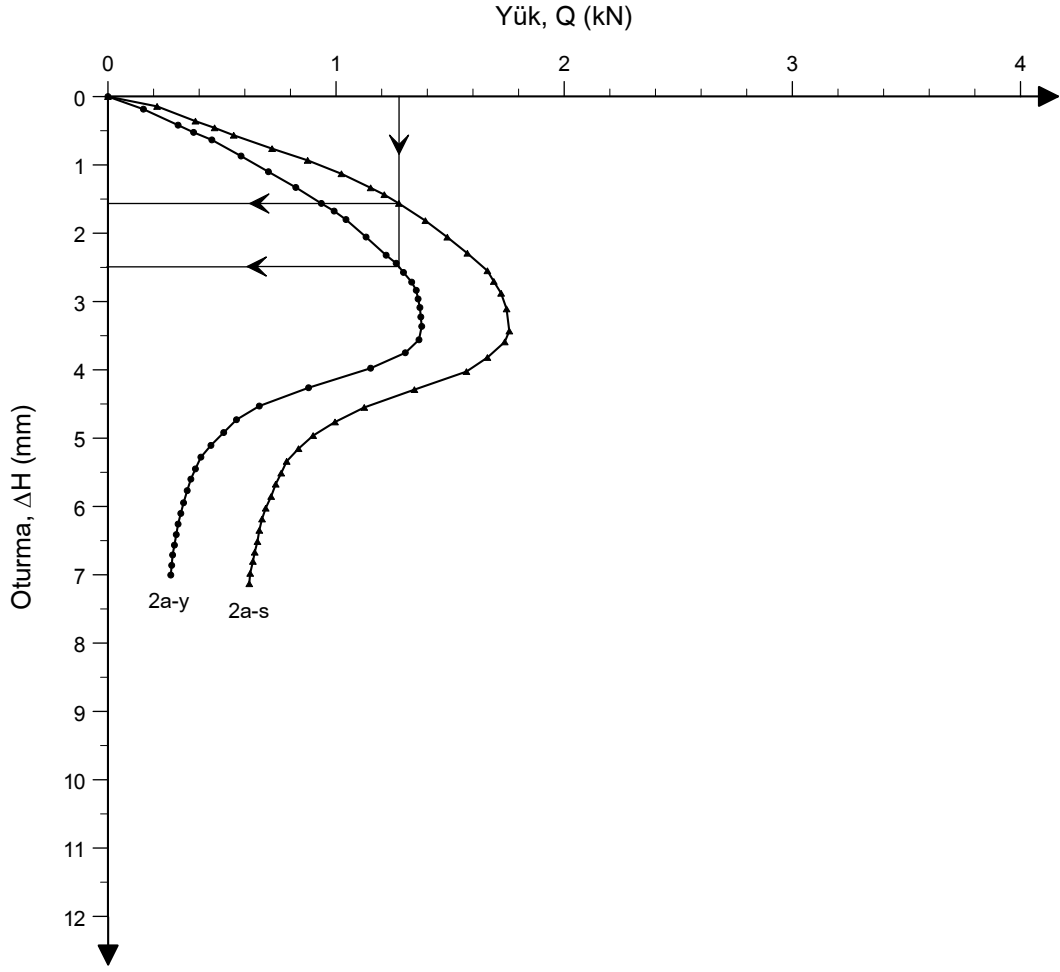
Şekil 3.17. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu sığ şerit temele ait yük-oturma grafiği

3.4. Sığ Temel Kullanılmasının Yük-Oturma Davranışına Etkisi

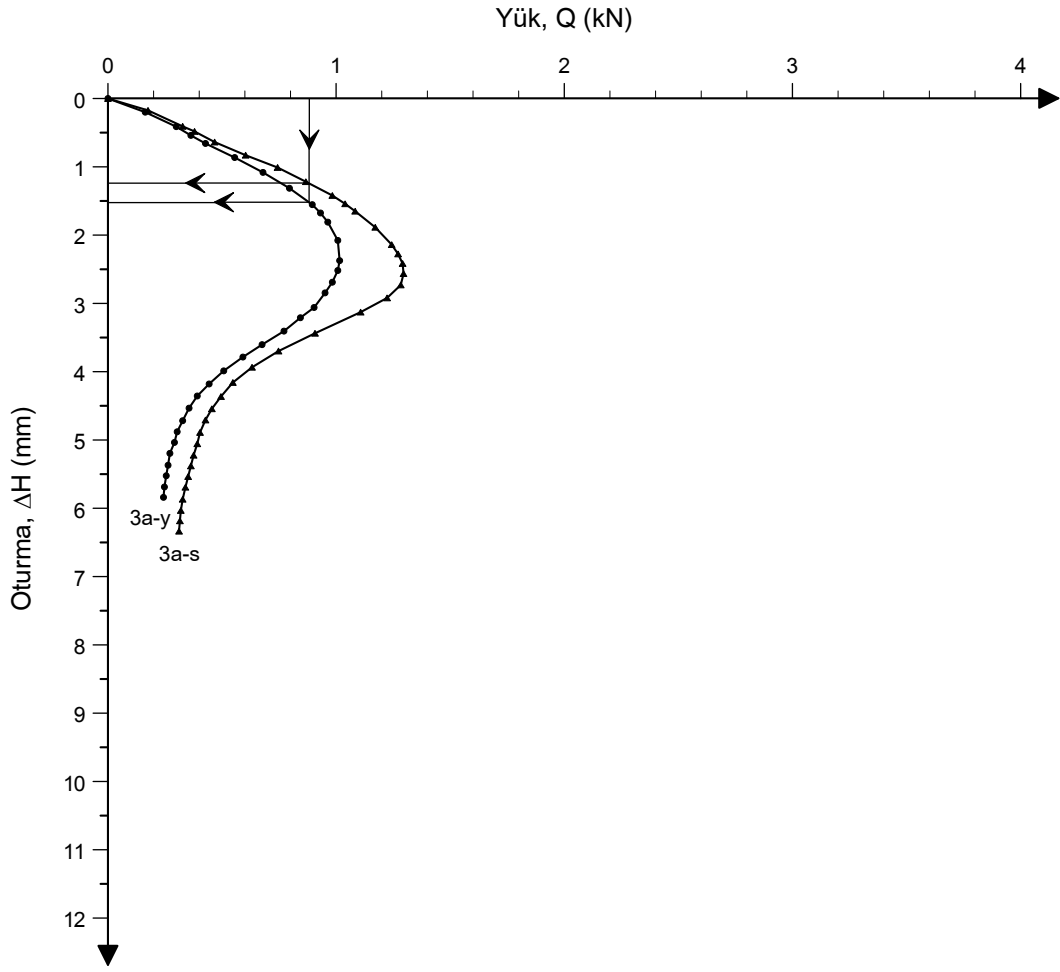
Yüzey ve sığ şerit temele ait yük-oturma eğrileri Şekil 3.18, Şekil 3.19, Şekil 3.20 ve Şekil 3.21’de verilmektedir. Şekillerden de görüldüğü gibi, gömme derinliğinin varlığı, aynı sınır yükte daha az oturma değeri verir.



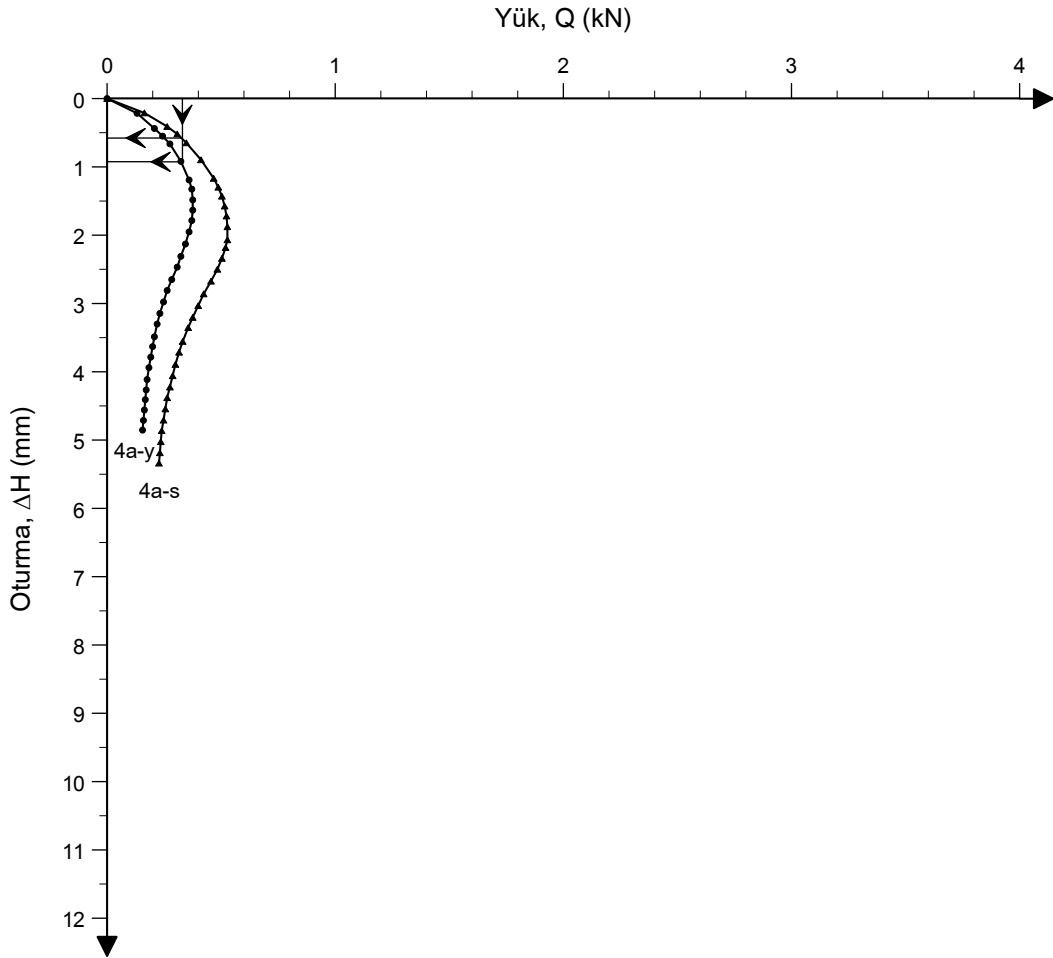
Şekil 3.18. Merkezi yüklü yüzey (1a-y) ve sığ (1a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri



Şekil 3.19. Eksantrisitenin çekirdek içinde olduğu yüzey (2a-y) ve sığ (2a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri



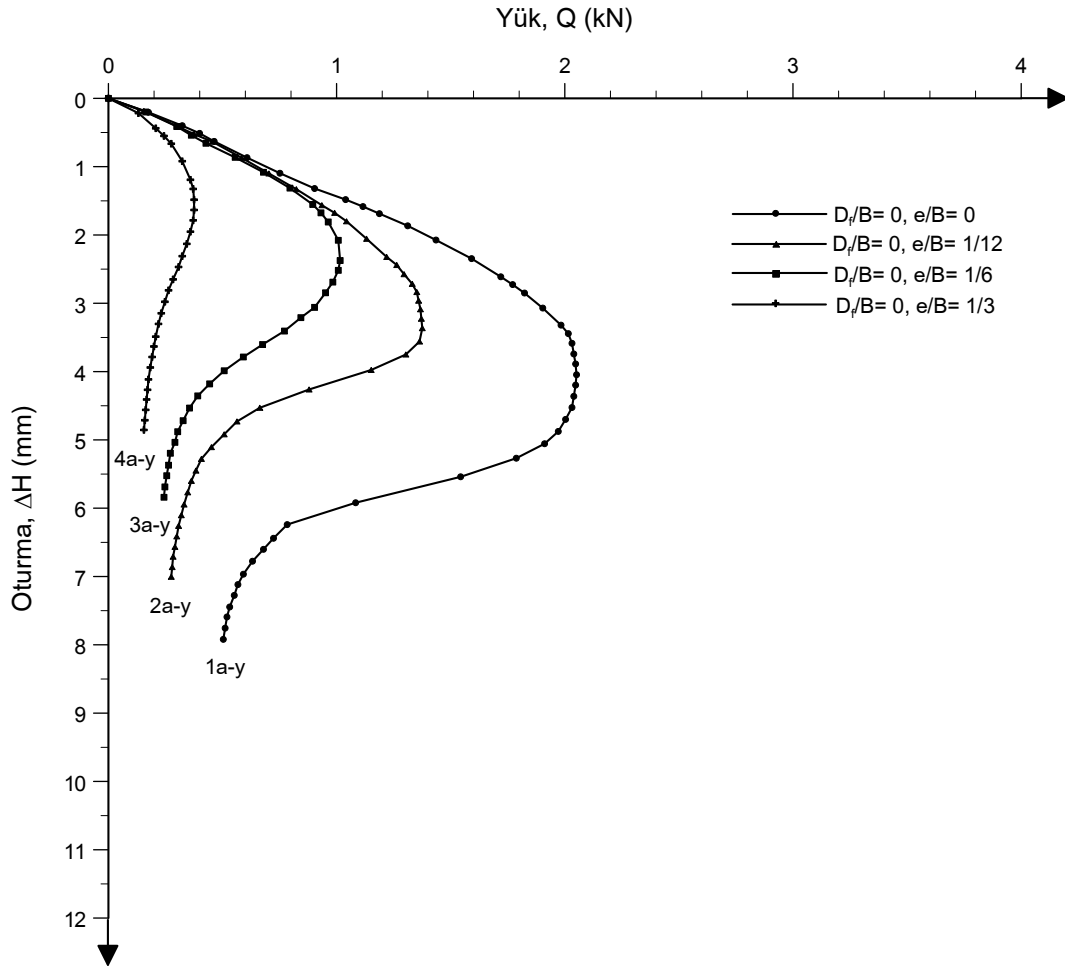
Şekil 3.20. Eksantrisitenin çekirdek sınırında olduğu yüzey (3a-y) ve sığ (3a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri



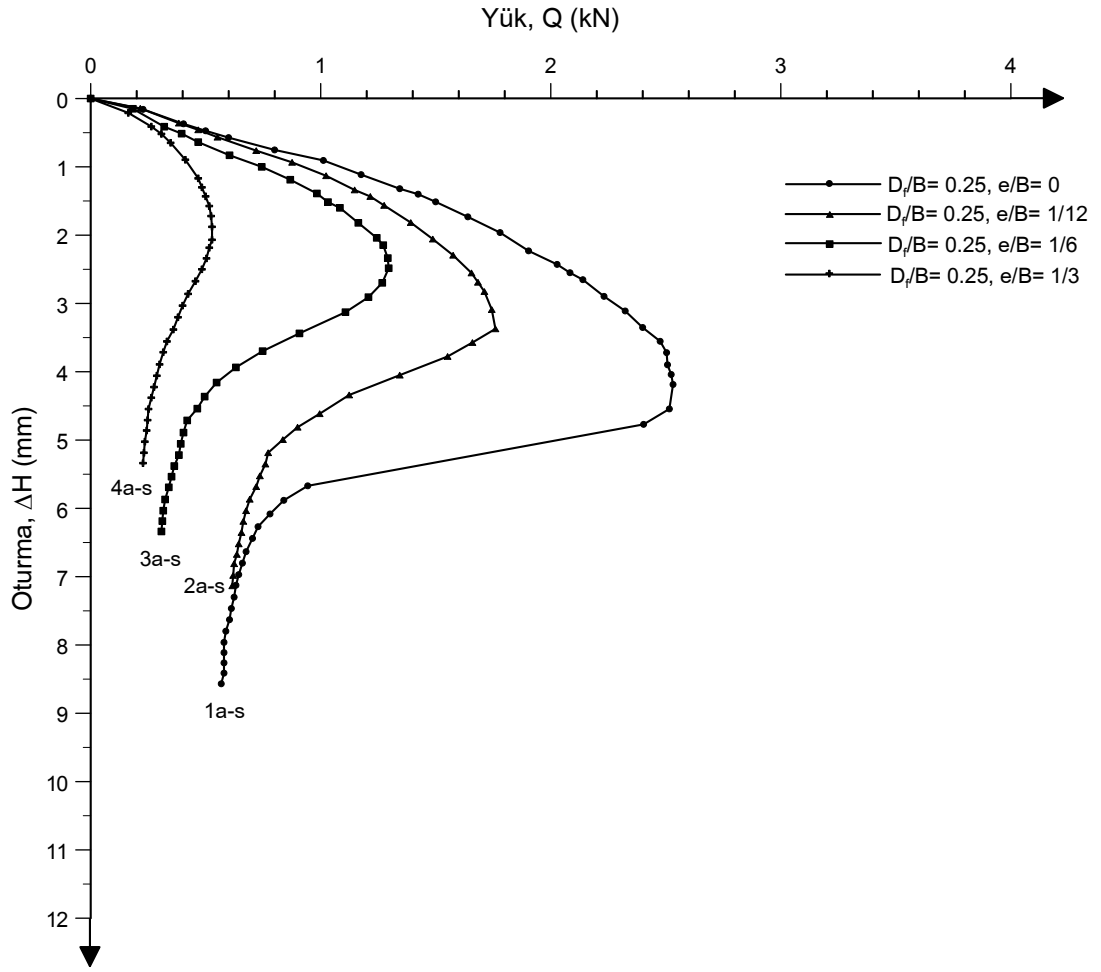
Şekil 3.21. Eksantrisitenin çekirdek dışında olduğu yüzey (4a-y) ve sığ (4a-s) şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri

3.5. Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneylerde Eksantrisite-Düşey Oturma İlişkisi

Şekil 3.22’de yüzey şerit temel, Şekil 3.23’te ise sığ şerit temel ile yapılan deformasyon kontrollü deneylerin yük-oturma eğrileri verilmektedir. Şekillerden de görüldüğü gibi, eksantrisite arttıkça, kırılma anında oluşan düşey oturma miktarı (ΔH_f) azalmaktadır. Düşey oturma miktarları, Tablo 3.17’de B cinsinden verilmektedir. Artan eksantrisite ile azalan oturma değerleri; yüzey şerit temel için merkezide % 5.2B, çekirdek içinde % 4.2B, çekirdek sınırında % 3.1B, çekirdek dışında % 2.1B olup sığ şerit temel için ise merkezide % 5.4B, çekirdek içinde % 4.3B, çekirdek sınırında % 3.2B, çekirdek dışında % 2.6B olmaktadır.



Şekil 3.22. Yüzey şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri



Şekil 3.23. Sığ şerit temelle yapılan deneylere ait yük-oturma eğrileri

Tablo 3.17. Yüzey ve sıg şerit temelle yapılan deneylerde kırılma anında oluşan düşey oturmalar

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	4.046	5.06
1b-y	0	80	0	160	2	0	0	4.214	5.27
2a-y	6.67	80	1/12	160	2	0	0	3.364	4.21
2b-y	6.67	80	1/12	160	2	0	0	3.404	4.26
3a-y	13.33	80	1/6	160	2	0	0	2.374	2.97
3b-y	13.33	80	1/6	160	2	0	0	2.510	3.14
4a-y	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.634	2.04
4b-y	26.67	80	1/3	160	2	0	0	1.714	2.14
1a-s	0	80	0	160	2	20	0.25	4.186	5.23
1b-s	0	80	0	160	2	20	0.25	4.502	5.63
2a-s	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	3.432	4.29
2b-s	6.67	80	1/12	160	2	20	0.25	3.520	4.40
3a-s	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	2.564	3.21
3b-s	13.33	80	1/6	160	2	20	0.25	2.474	3.09
4a-s	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.068	2.59
4b-s	26.67	80	1/3	160	2	20	0.25	2.110	2.64

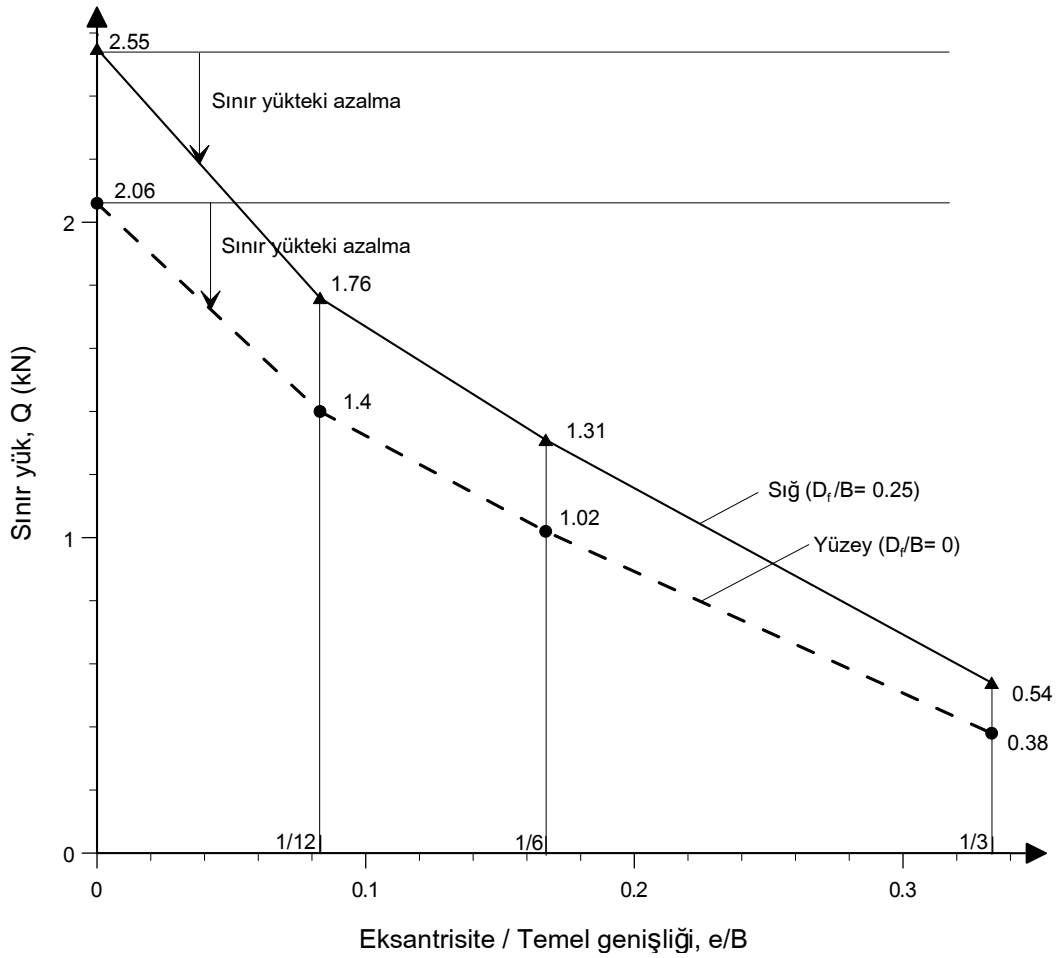
3.6. Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneylerde Eksantrisite ile Sınır Yükte Meydana Gelen Azalmanın Tablodan ve Grafiklerden İncelenmesi

Tablo 3.18’de, deney sonuçları verilmektedir. Her bir durum için yapılan tekrar deneyleri arasındaki fark % 1-% 3 arasında değişmektedir. Tablodan da görüldüğü gibi gömme derinliğinin varlığı sınır yükün artmasını sağlamıştır. Bu artış; merkezde % 23, çekirdek içinde % 26, çekirdek sınırında % 28 ve çekirdek dışında % 43 olmaktadır. Buradan görülmektedir ki; eksantrisitenin artması ile gömme derinliğinin etkisi de artmıştır.

Tablo 3.18. Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deney sonuçları

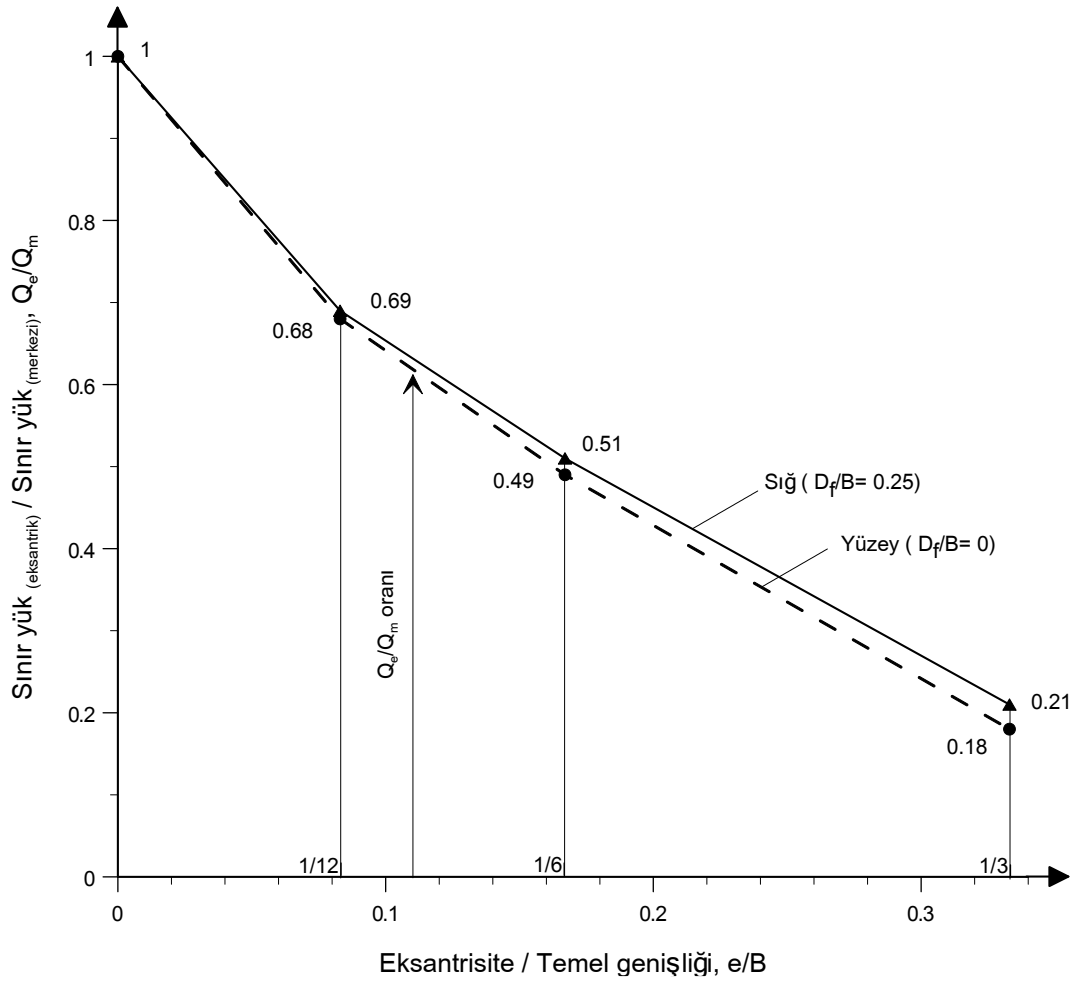
Deney No	e/B	D _e (mm)	D _e /B	D _f (mm)	D _f /B	Q _{sınır} (kN)	ΔH _f (mm)	Q _{sınır} (ort.) (kN)	Q _{sınır-s} /Q _{sınır-y}	
1a-y	0	160	2	0	0	2.051	4.046	2.06		
1b-y	0	160	2	0	0	2.075	4.214			
2a-y	1/12	160	2	0	0	1.375	3.364	1.40		
2b-y	1/12	160	2	0	0	1.415	3.404			
3a-y	1/6	160	2	0	0	1.015	2.374	1.02		
3b-y	1/6	160	2	0	0	1.023	2.510			
4a-y	1/3	160	2	0	0	0.375	1.634	0.38		
4b-y	1/3	160	2	0	0	0.375	1.714			
1a-s	0	160	2	20	0.25	2.531	4.186	2.55		1.23
1b-s	0	160	2	20	0.25	2.559	4.502			
2a-s	1/12	160	2	20	0.25	1.759	3.432	1.76		1.26
2b-s	1/12	160	2	20	0.25	1.763	3.520			
3a-s	1/6	160	2	20	0.25	1.295	2.564	1.31	1.28	
3b-s	1/6	160	2	20	0.25	1.315	2.474			
4a-s	1/3	160	2	20	0.25	0.527	2.068	0.54	1.43	
4b-s	1/3	160	2	20	0.25	0.543	2.110			

Şekil 3.24'teki eğriler çizilirken ortalama sınır yük değerleri kullanılmıştır. Beklenildiği gibi, yüzey ve sığ şerit temel için eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma olmuştur. Ayrıca sınır yükteki bu azalmanın, sığ şerit temel için biraz fazla olduğu görülmektedir.



Şekil 3.24. Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylere ait sınır yük- e/B ilişkisi

Şekil 3.25'teki eğriler çizilirken ortalama sınır yük değerleri yardımıyla boyutsuz Q_e/Q_m oranları kullanılmıştır. Buradaki Q_e/Q_m oranı, değeri maksimum 1 olabilen boyutsuz bir katsayıdır. Bu katsayı bilindiği durumda, eksantrik yüklü temelin sınır yükü (Q_e), aynı koşullardaki merkezi yüklü temelin sınır yükü (Q_m) ile bu katsayının çarpılmasıyla elde edilebilir. Ayrıca şekilden, yüzey şerit temele ait eğrinin eğimi sığ şerit temele ait eğrinin eğiminden biraz büyüktür.



Şekil 3.25. Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylere ait $Q_e/Q_m - e/B$ ilişkisi

3.7. Yüzey ve Sığ Şerit Temelle Yapılan Deneylerde Değişen Eksantrisite ile Elde Edilen Sınır Yük Değerlerinin Önceki Yaklaşımlarla Karşılaştırılması

Merkezi yüklü yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deneylerden elde edilen sınır yük değerleri Bowles (1996), Hansen (1970) ve Vesic (1975) Yaklaşımları ile karşılaştırmalı olarak Tablo 3.19'da verilmektedir. Tablodan da görüldüğü gibi her iki durumda da Bowles Yaklaşımı, deney sonuçları ile uyum içerisindedir. Hansen ve Vesic Yaklaşımları ise çok güvenli tarafta kalmaktadır.

Tablo 3.19. Merkezi yüklü yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylerden elde edilen sonuçların bazı yaklaşımlarla karşılaştırılması

Eksantrisite	$Q_{\text{sınır}}$ (deneysel) (kN)	$Q_{\text{sınır}}$ (Bowles) (kN)	$Q_{\text{sınır}}$ (Hansen) (kN)	$Q_{\text{sınır}}$ (Vesic) (kN)
Merkezi ($D_f=0, e/B=0$)	2.06	1.86	0.34	0.33
Merkezi ($D_f=0.25, e/B=0$)	2.55	2.42	0.47	0.46

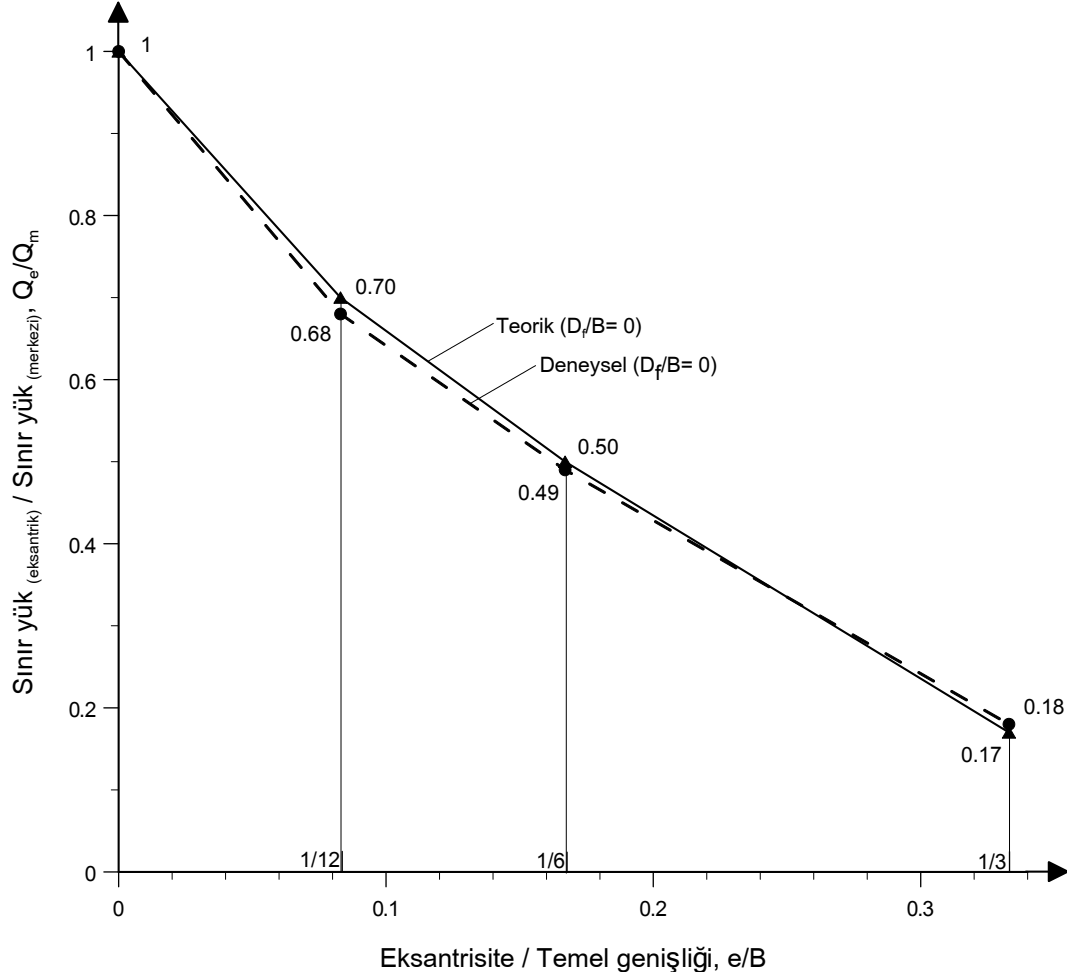
Saran ve Reddy (1990)'nin çalışması kullanılarak, yüzey ve sığ şerit temelin merkezi ve değişen eksantrisitelere göre sınır yükü veren bir bilgisayar programı yazılmıştır. Bu bilgisayar programı Ek-2'de ayrıntılı olarak verilmektedir. Tablo 3.20'de ise deneylerden elde edilen sınır yük değerleri ile program sonuçları karşılaştırılmalı olarak verilmektedir.

Tablo 3.20. Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deney ve geliştirilen bilgisayar programı sonucu elde edilen sınır yüklerin karşılaştırılması

Eksantrisite	N_γ	N_q	$Q_{\text{sınır}}$ (teorik) (kN)	$Q_{\text{sınır}}$ (deneysel) (kN)
Merkezi ($D_f=0, e/B=0$)	510.03	19.21	2.58	2.06
Çekirdek içi ($D_f=0, e/B=0.083$)	358.36	17.31	1.81	1.40
Çekirdek sınırı ($D_f=0, e/B=0.167$)	255.45	16.31	1.29	1.02
Çekirdek dışı ($D_f=0, e/B=0.333$)	85.39	26.44	0.43	0.38
Merkezi ($D_f=0.25, e/B=0$)	535.5	25.48	2.77	2.55
Çekirdek içi ($D_f=0.25, e/B=0.083$)	382.02	24.12	1.99	1.76
Çekirdek sınırı ($D_f=0.25, e/B=0.167$)	265.36	19.51	1.39	1.31
Çekirdek dışı ($D_f=0.25, e/B=0.333$)	92.51	34.49	0.55	0.54

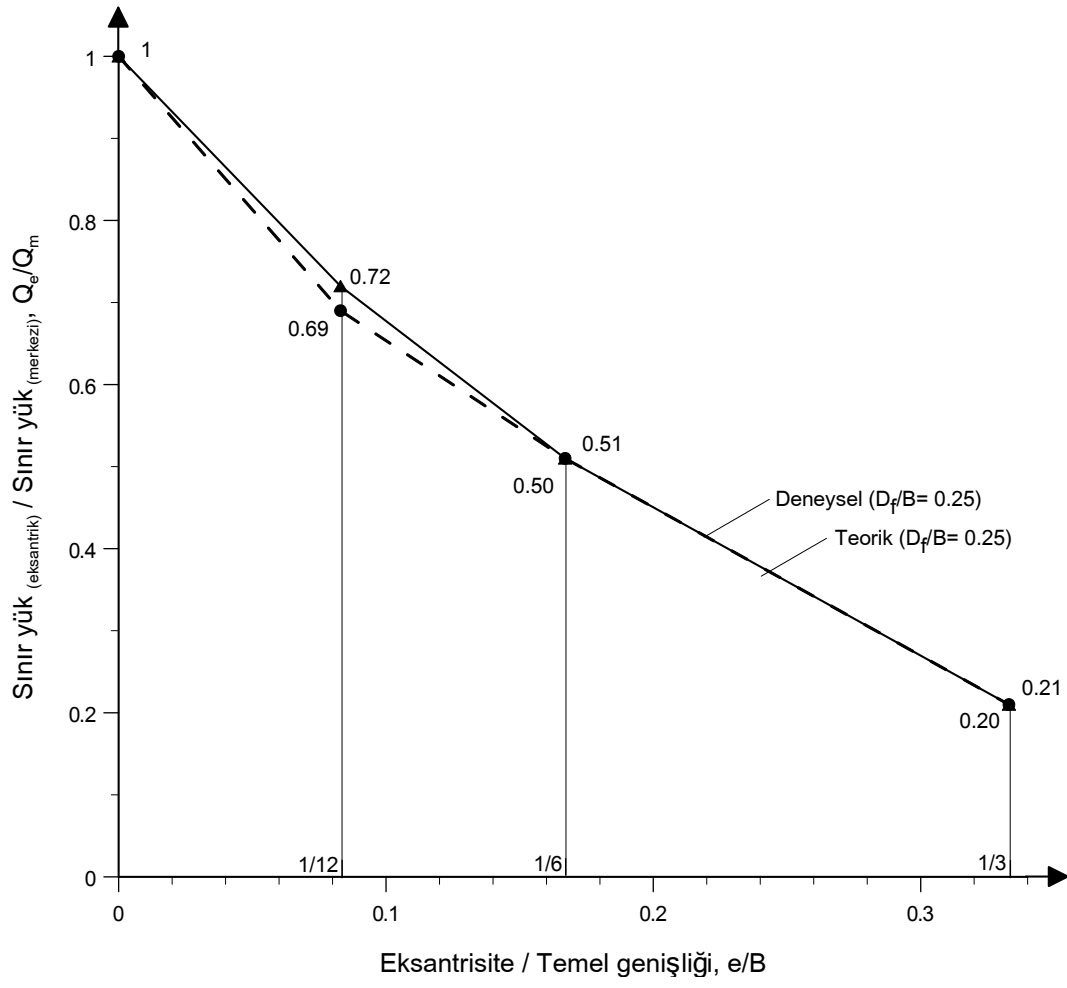
Yüzey ve sığ şerit temel ile yapılan deney ve Saran-Reddy Yaklaşımı kullanılarak yazılan bilgisayar programı sonuçlarından elde edilen Q_e/Q_m oranlarının artan eksantrisite ile değişimi Şekil 3.26 ve Şekil 3.27'de birlikte verilmektedir.

Şekil 3.26'da görüldüğü gibi, teorik Q_e/Q_m oranları deneysel Q_e/Q_m oranlarına göre biraz yüksek olsa da iki eğri arasında genel bir uyum vardır.



Şekil 3.26. Yüzey şerit temelle yapılan deney ve Saran-Reddy Yaklaşımı kullanılarak yazılan bilgisayar programı sonuçlarından elde edilen Q_e/Q_m oranlarının karşılaştırılması

Şekil 3.27'de; çekirdek sınırına kadar teorik Q_e/Q_m oranları biraz daha yüksek iken, çekirdek sınırından sonra deneysel Q_e/Q_m oranları daha yüksek sonuç vermektedir.



Şekil 3.27. Sığ şerit temelle yapılan deney ve Saran-Reddy Yaklaşımı kullanılarak yazılan bilgisayar programı sonuçlarından elde edilen Q_e/Q_m oranlarının karşılaştırılması

4. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, kumda sonlu şevye yakın oturan eksantrik yüklü model şerit temelin laboratuvarında oluşturulan bir deney düzeneğinde yapılan deneylerle, sınır yüklerinin eksantrisite ile değişimi, yük-oturma ilişkileri ve kırılma yüzeyleri incelenmiştir. Yapılan deneylerde kullanılan genişliği $B= 80$ mm olan yüzey ($D_f= 0$) ve sığ ($D_f= 20$ mm) model şerit temel, şev tepesinden itibaren temel genişliğinin iki katı uzaklığa ($D_e= 2B= 160$ mm) yerleştirilerek, merkezi ($e/B= 0$) ve eksantrik (çekirdek içi, $e/B= 1/12$; çekirdek sınırı, $e/B= 1/6$; ve çekirdek dışı, $e/B= 1/3$) olarak yüklenmiştir. İç boyutları 0.9 m (uzunluk) \times 0.65 m (yükseklik) \times 0.1 m (genişlik) olan bir deney tankına, zemin olarak kum ($D_r= 0.74$) yerleştirilmiştir. Şev açısı ise $\beta= 30^\circ$ olarak seçilmiştir. Yapılan deneyler sonucunda aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

- Kumda şevye yakın oturan şerit temelle yapılan deneylerde eksantrisitenin artmasıyla sınır yükte azalma olmuştur. Sınır yüklerin kabaca kırılma yüzeyleri boyunca zeminin kayma direncini yenmesi gibi düşünülürse, bu azalma eksantrisite arttıkça kırılma yüzeylerinin azalması ile açıklanabilir. Eksantrisite arttıkça yüzey şerit temelde sınır yükte meydana gelen azalma, merkezi sınır yüküne göre çekirdek içinde % 32, çekirdek sınırında % 50 ve çekirdek dışında % 82 olmuştur. Sığ şerit temelde ise bu durum çekirdek içinde % 31, çekirdek sınırında % 49 ve çekirdek dışında % 79 olmuştur. Bu azalma, Saran ve Reddy Teorik Yaklaşımı ile genel olarak uyumludur.
- Sığ şerit temelin sınır yükleri, yüzey şerit temelinkinden biraz daha büyüktür. Bu beklenen bir sonuçtur.
- Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylerden elde edilen sınır yük değerleri; Bowles, Hansen ve Vesic Yöntemleri ile karşılaştırılmış ve her iki durumda da deney sonuçlarının Bowles Yöntemi ile uyum içerisinde olduğu görülmüştür. Hansen ve Vesic Yöntemleri güvenli tarafta kalmaktadır.
- Sıkı kumdan dolayı, genel kayma kırılması elde edilmiştir. Yüzey ve sığ şerit temelle yapılan deneylerde, eksantrisite arttıkça, kırılma (göçme) anında meydana gelen düşey oturma miktarı azalmıştır. Diğer bir deyişle, eksantrisitenin artması oturma koşulunu kötüleştirmiştir. Çünkü aynı oturma değerinde, eksantrisite arttıkça elde edilen sınır yük azalmıştır. Gömme derinliğinin varlığı, aynı sınır

yükte daha az oturma değeri verdiğiinden, sığ şerit temel oturma koşulunu iyileştirmiştir.

- Deneyleerde meydana gelen kırılma yüzeyleri incelendiğinde; birincil kayma yüzeyinin şev (eksantrisite) tarafında, ikincil kayma yüzeyinin ise diğer tarafta meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca eksantrisitenin artmasıyla kırılma yüzeylerinin uzunlukları azalmıştır.
- Yüzey ve sığ şerit temelin hemen altında simetrik olarak meydana gelen üçgen kamanın tepe noktası, eksantrisite arttıkça eksantrisite tarafına doğru kayarak asimetric bir hale dönüşmüştür.

Bu çalışmadan sonra, aşağıdaki öneriler yapılabilir.

- Benzer deneysel çalışmalar, kilde ve donatılı zeminde yapılabilir.
- Şeve yakın oturan temellerin taşıma gücü hesabı için bilgisayar programları kullanılabilir.
- Benzer deneyler; farklı özellikler (sıklık, temel genişliği, şev açısı, temelin şeve olan uzaklığı, farklı gömme derinliği) kullanılarak gerçekleştirilebilir.
- Bu deneysel çalışmada, ölçek etkisini en aza indirmek için karşılaştırmalar sınır yükler ile değil sınır yük oranları ile yapılmıştır. Santrifüj deneyleri ya da büyük ölçekli deneyler ile ölçek etkisi ortadan kaldırılabilir.

5. KAYNAKLAR

- Absi, E., 1972. Fondations au Voisinage d'un Talus, AITBTP, No. 289, Janvier, Série Théorie et Méthode de Calcul, No. 146, Paris, France.
- Andrawes, K.Z., Al-Omari, R.R. ve Kirkpatrick, W.M., 1996. Bearing Capacity of A Strip Foundation on A Sand Layer Overlying A Smooth Rigid Stratum, Geotechnical and Geological Engineering, 14, 227-236.
- 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.
- Andrews, M., 1986. Computation of Bearing Capacity Coefficients for Shallow Footings on Cohesionless Slopes Using Stress Characteristics, M.Sc. Thesis, University of Manitoba, Winnipeg, Manitoba.
- 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.
- Bowles, J.E., 1975. Spread Footings, Chapter 15 of Foundation Engineering Handbook, Edited by Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold Company, New York, USA.
- Bowles, J.E., 1977. Foundation Analysis and Design, McGraw - Hill, New York, USA.
- Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design, McGraw - Hill, International Editions, Fifth Edition, 1175 p, Singapore.
- Briaud, J.L. ve Gibbens, R., 1999. Behaviour of Five Large Scale Spread Footings in Sand, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 125, 9, 787-796.
- Butterfield, R., Harkness, R.H. ve Andrawes, K.Z., 1970. A Stereo - Photogrammetric Method for Measuring Displacement Fields, Geotechnique, 20, 308-314.
- Caquot, A. ve Kérisel, J., 1948. Traité de Mécanique des Sols, Gauthier - Villars, 4^e Edition, Paris, France.
- Caquot, A., 1934. Equilibre des massifs á frottement interne, Gauthier - Villars, Paris, France.
- Chen, W.F. ve Davidson, H.L., 1973. Bearing Capacity Determination by Limit Analysis, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 4, 210-218.

- Chen, W.F., 1974. *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.
- Chen, W.F., 1975. *Limit Analysis and Soil Plasticity*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, The Netherlands.
- Chummar, A.V., 1972. Bearing Capacity Theory from Experimental Results, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 98, 12, 1311-1324.
- Cornforth, D.H., 1964. Some Experiments on The Influence of Strain Conditions on The Strength of Sand, Geotechnique, 14, 2, 143-167.
- 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.
- Deschenes, J.H., 1978. Bearing Capacity of Footings Close to Slopes of Cohesionless Soils, Thesis Presented to The University of Ottawa, in Partial Fulfillment of The Requirements for The Degree of Doctor of Philosophy, 630 p, Ottawa, Canada.
- 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.
- Garnier, J., Canepa, Y., Corte, J.F. ve Bakir, N.E., 1994. Etude de la Portance de Fondations 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.
- Giroud, J.P. ve Tran - Vo - Nhiem, 1971. Force Portante d'une Fondations sur une Pente, *Annales de l'ITBTP*, 283-284, TMC 142, Juillet - Août, Institute Technique du Batiment et des Travaux Publics, Paris, France.
- Giroud, J.P., 1972. Tables Pour le Calcul des Fontations, Tome 3, Force Portante.
- Graham, J. ve Stuart, J.G., 1971. Scale and Boundary Effects in Foundation Analysis, Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 97, 11, 1533-1548.
- Graham, J., 1966. Plastic Failure in Granular Material: Plane Strain Problems in Soil Mechanics, Doctoral Thesis, The Queen's University of Belfast.
- Graham, J., Andrews, M. ve Shields, D.H., 1988. Stress Characteristics for Shallow Footings in Cohesionless Slopes, *Canadian Geotechnical Journal*, 25, 2, 238-249.

- Hansen, J.B., 1957. Foundations of Structures: General Report, Proceedings of The Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 441-447.
- 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.
- Harr, M.E., 1966. Foundations of Theoretical Soil Mechanics, McGraw-Hill, Inc., New York.
- Karal, K., 1977. Energy Method for Soil Stability Analysis, Geotechnical Engineering, ASCE, 103, 5, 431-445.
- Kimura, T., Kusakabe, O. ve Saitoh, K., 1985. Geotechnical Model Tests of Bearing Capacity Problems in A Centrifuge, Geotechnique, 35, 33-45.
- Kirkpatrick, W.M. ve Uzuner, B.A., 1975. Measurement Errors in Model Foundations Tests, In: Istanbul Conference on Soil Mechanics, İstanbul, Türkiye, 98-106.
- 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.
- Kovalev, I.V., 1964. De la Résistance Ultime de Fondations Limitées par un Talus, Traduction du Russe, Extrait du Recueil des Travaux de Lllzht, Fascicule 225, Nerotovye Voprosy Tonnele-i Mostostroeniya, Leningrad, URSS, Traduction Française Effectuée par L.C.P.C., 1973, Paris.
- Lade, P.V. ve Lee, K.L., 1976. Engineering Properties of Soils, Report UCLA-ENG-7652, University of California, 145 p, Los Angeles.
- Lee, I.K., 1968. Soil Mechanics Selected Topics, Butterworths, London, England.
- 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.
- Lysmer, J., 1970. Limit Analysis of Plane Problems in Soil Mechanics, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 96, 4, 1311-1334.
- Menard, L., 1964. Discussion sur Essais Pressiométriques Destinés à Déterminer la Capacité Portante d'une Fondation Prés d'un Talus, Sols-Soils, Paris.

- Meyerhof, G.G., 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, 2, 4, 301-332.
- Meyerhof, G.G., 1955. Influence of Roughness of Base and Ground - Water Conditions on The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, 6, 227-242.
- Meyerhof, G.G., 1956. Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 82, 1, 1-19.
- 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.
- Meyerhof, G.G., 1963. Some Recent Research on Bearing Capacity of Foundations, Canadian Geotechnical Journal, 1, 16-26.
- Mizuno, T., 1948. On The Bearing Power of Soil in A Two-Dimensional Problem, Proceeding of The Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, Rotterdam.
- Mizuno, T., Tokumitsu, Y. ve Kawakami, H., 1960. On The Bearing Capacity of A Slope of Cohesionless Soil, Soils and Foundations, 1, 2, 30-37.
- 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.
- Nova, R. ve Montrasio, L., 1991. Settlements of Shallow Foundations on Sand, Geotechnique, 41, 2, 243-256.
- Peynicioğlu, H., 1948. Tests on Bearing Capacity of Shallow Foundations on Horizontal Top Surfaces of Sand Fills and The Behaviour of Soils under Such Foundations, Proceedings of The Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 3, 144-205, Rotterdam.
- Pfeifle, T.W. ve Das, B.M., 1979. Model Tests for Bearing Capacity in Sand, Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105, 9, 1112-1116.
- Prandtl, L., 1920. Über Die Harte Plastischer Körper, Nachrichten von Der Königlichen Gesellschaft Der Wissenschaften, Mathematik und Physik Klasse, 74-85.
- Purkayastha, R.D. ve Char, R.A.N., 1977. Stability Analysis for Eccentrically Loaded Footings, Journal of The Geotechnical Engineering Division, ASCE, 103, 6, 647-651.

- Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil, 1993. Ministère de L'équipement, du Logement et des Transports, Fascicule n° 62-Titre V.
- ROM 05-94,1994. Recomendaciones geotécnicas Para el Proyecto de Obras Marítimas y Portuarias, Recomendaciones Para Obras Marítimas, Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente. Puertos del Estado.
- Saran, S. ve Reddy, B.S., 1990. Bearing Capacity of Eccentrically Loaded Footings Adjacent to Cohesionless Slopes, Indian Geotechnical Journal, 20, 2, 119-142.
- Saran, S., 1969. Bearing Capacity of Footings Subjected to Moments, Thesis Presented to The University of Roorkee, in Partial Fulfillment of The Requirements for The Degree of Doctor of Philosophy, Roorkee, India.
- Saran, S., 1970. A Fundamental Fallacy in Analysis of Bearing Capacity of Soil, Journal Institution of Engineers, 50, 224-226, India.
- Saran, S., Sud, V.K. ve Handa, S.C., 1989. Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 115, 4, 553-573.
- Scott, R.F., 1963. Principles of Soil Mechanics, Addison-Wesly Publishing Company Inc., Reading Massachusetts.
- 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.
- Sokolovski, V.V., 1960. Statics of Granular Media, Butterworths Scientific Publications, Second Edition, London.
- Sokolovski, V.V., 1965, Statics of Granular Media, Pergamon Press, (Daniel, A.W.T., İngilizce Çeviri), 270 p, Butterworth, Oxford, London, England.
- Soriano Pena, A., Valderrama Conde, M. ve Gonzales Galindo, J., 2001. Bearing Capacity of Shallow Foundations on Sloping Ground, Proceedings of The Fifteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1, 773-776.
- 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., 1989. Kuma Oturan ve Merkezi Yüklenen Model Yüzey Şerit Temellerde Taşıma Gücü-Genişlik İlişkisi, Yüksek Lisans Tezi, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Trabzon, 69 s.
- Terzaghi, K., 1943. Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., 528 p, New York, USA.
- Türk Deprem Yönetmeliği, 2007. Specification for Structures to Be Built in Disaster Areas, Ministry of Public Works and Settlement, Bayındırlık ve İskan Bakanlığı, Türkiye.
- 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. ve Kirkpatrick, V.M., 1980. The Ultimate Bearing Capacity of The Eccentrically Loaded Strip Foundations on Sand, 6th Danube-European Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Varna, Bulgaria, 2, 343-352.
- 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.
- Vafaeian, M., 1978. Strip Foundation on Sand under Centrally and Eccentrically Loads, Ph.D. Thesis, Strathclyde University, 185 p, Glasgow, Scotland.
- Vesic, A.S., 1973. Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations, Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 99, 1, 45-73.
- Vesic, A.S., 1973. Shallow Foundations, in Foundations Engineering Handbook, Edited by Winterkorn and Fang, Van Nostrand Reinhold Company, New York.
- 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.
- Wu, T.H., 1968. Soil Mechanics, Allyn and Bacon, Inc., Boston, Massachusetts.
- Yanikian, A.A., 1973. The Influence of Side Friction in Plane Strain Model Tests, M.Sc. Thesis, Strathclyde University, 123 p, Glosgow, Scotland.

6. EKLER

Ek-1: Bowles'in (1996), kumda şeve yakın oturan merkezi yüklü yüzey ve sığ şerit temelin sınır taşıma gücünü veren bilgisayar programı

```
CHARACTER *1 ANS
REAL L1, L1P,M,LAA,LBB,NC,NQ,NCP,NQP,KP
5000 WRITE(1,2000)
2000 FORMAT(3X,'INPUT ON 1 LINE D/B, b/B, PHI AND SLOPE ANGLE BETA')
READ(1,*)DOB,BOBB,PHI,BETA
RAD=0.017453
PHOLD=PHI
B=BOBB
D=DOB
PHI=PHI*RAD
IF(PHI.LE.0.01)PHI=0.005
C COMPUTE BASE NC AND NQ USING MEYERHOF'S EQUATIONS
TANP=TAN(PHI)
KP=(TAN(0.7854+PHI/2.0))**2
NQ=KP*EXP(3.14159*TANP)
NC=(NQ-1)/TANP
IF(PHOLD.EQ.0.0)NC=5.14
RO=1.0/(2*COS(0.7854+PHI/2.0))
SLOPE=BETA
IF(SLOPE.LE.0.001)SLOPE=0.005
BETA=SLOPE
TH=(90-BETA)*RAD
LAA=2.35619-TH-PHI/2.0
LBB=0.7854-TH+PHI/2.0
BETA=BETA*RAD
R=RO*EXP(TH*TANP)
M=(B*SIN(BETA)+D*COS(BETA)-R*SIN(BETA)*COS(LAA)+
1 R*COS(BETA)*SIN(LAA))/(SIN(BETA)*COS(LBB)-COS(BETA)*SIN(LBB))
Y=(D+R*SIN(LAA)+M*SIN(LBB))/SIN(BETA)
X=SQRT((Y*SIN(BETA)-D)**2+(Y*COS(BETA)+B)**2)
ARC=SQRT(1+TANP**2)*RO*(EXP(TH*TANP)-1)/TANP
L1=RO+M+ARC
COSN=(R*COS(LAA)+M*COS(LBB))/X
```

```

BD=SQRT(B**2+D**2)
IF(B.EQ.0.0.AND.D.EQ.0.0)GO TO 20
S1=0.5*(BD+Y+X)
IF((S1-BD).LT.0.0.OR.(S1-X).LT.0.0.OR.(S1-Y).LT.0.0.OR.S1.LT.0.0)
1  GO TO 20
V1=SQRT(S1*(S1-BD)*(S1-X)*(S1-Y))+B*D/2
GO TO 25
20  V1=0
25  S1=0
    BETA=0
    TH=1.5708
    LAA=2.35619-TH-PHI/2.0
    LBB=0.7854-TH+PHI/2.0
    R=RO*EXP(TH*TANP)
    M=-(R*SIN(LAA))/SIN(LBB)
    X=SQRT((Y*SIN(BETA))**2+(Y*COS(BETA))**2)
    ARC=SQRT(1+TANP**2)*RO*(EXP(TH*TANP)-1)/TANP
    L1P=RO+M+ARC
    V1P=(Y+B)*D
    RAT1=L1/L1P
    IF(V1P.EQ.0.0)V1P=999
    RAT2=(V1*COSN)/V1P
    NQP=NQ*RAT2
    NCP=NC*RAT1
C   IF LENGTH RATIOS(RAT1,RAT2)>1 SET PRIME VALUES TO BASE VALUES
    IF(RAT1.GT.1)NCP=NC
    IF(RAT2.GT.1)NQP=NQ
C   IF D/B=0 SET NQP TO BASE VALUE NQ SINCE IT IS NOT USED
    IF(D.EQ.0)NQP=NQ
    WRITE(1,2020)DOB,BOBB,PHOLD,SLOPE,NCP,NQP
2020  FORMAT(3X,'D/B=',F6.2,3X,'b/B=',F6.2,/,3X,'PHI=',F6.2,
1     3X,'BETA=',F6.2,/,3X,'FACTORS NCP,NQP=',2F7.2)
    WRITE(1,2022)
2022  FORMAT(3X,'DO INPUT YOU WANT ANOTHER SET OF VALUES--INPUT Y OR N')
    READ(1,1006)ANS
1006  FORMAT(A1)
    IF(ANS.EQ.'Y') GO TO 5000
    STOP
    END

```


Ek-2: Saran ve Reddy'nin (1990) çalışması kullanılarak, kumda şeve yakın oturan merkezi ve eksantrik yüklü yüzey ve sığ şerit temelin sınır yükünü veren bir bilgisayar programı

C **Ngama İÇİN ALFA1 VE ALFA2'Yİ HESAPLAYAN PROGRAM**

C *****PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*****

C MK : MOBİLİZASYON KATSAYISI
 C X1 : TEMELLE ZEMİN ARASINDAKİ TEMAS ALANINI TANIMLAYAN KATSAYI
 C eB : EKSANTRİSİTENİN GENİŞLİĞE ORANI
 C FI : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
 C FIR : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ RADYAN CİNSİNDEN DEĞERİ
 C FIM : MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
 C ALFA1 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEV TARAFINDAKİ AÇISI
 C ALFA2 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEVSİZ TARAFINDAKİ AÇISI

```

REAL MK
OPEN(UNIT=1,FILE='Alfa1-alfa2.txt',STATUS='NEW')
DO 10 I=0,10
  MK=I*0.1
  WRITE(1,100)MK
100  FORMAT(///,'MOBİLİZASYON KATSAYISI(MK-BİRİMSİZ)='F3.1,/)
      X1=1
      eB=0
      RAD=0.017453292519943
      FI=48
      FIR=FI*RAD
      FIM=ATAN(MK*TAN(FIR))
      WRITE(1,200)FIM
200  FORMAT('MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI='F10.5,/)
      DO 10 J=6,16
        ALFA1X=J*5
        ALFA1=J*RAD*5
        WRITE(1,300)ALFA1X
300  FORMAT(/,'ÜÇGEN KAMANIN BİR AÇISI(ALFA1X-DERECE)='F10.6,/)
      DO 10 K=20,80
        ALFA2X=K
        ALFA2=K*RAD
        WRITE(1,400)ALFA2X
400  FORMAT(/,'ÜÇGEN KAMANIN DİĞER AÇISI(ALFA2X-DERECE)='F10.6,/)

```

```
FONK=((2*SIN(ALFA1-FIR))/(3*SIN(ALFA2-FIM)))*COS(FIM)+(COS(FIR)
1*SIN(ALFA2))/(3*SIN(ALFA1))+COS(ALFA1+ALFA2-FIR)-(SIN(ALFA1+ALFA2
2-FIR-FIM)/SIN(ALFA2-FIM))*(SIN(ALFA1+ALFA2)/SIN(ALFA1))*(1+eB/X1
3-1/(2*X1))
WRITE(1,500)FONK
500  FORMAT('ALFA1 VE ALFA2 ACILARI(FONK-BIRIMSIZ)=' ,F10.6,/)
10  CONTINUE
STOP
END
```

C **Ngama İÇİN TETA VE TETA1'İ HESAPLAYAN PROGRAM**
 C *****PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*****

C X1 : TEMELLE ZEMİN ARASINDAKİ TEMAS ALANINI TANIMLAYAN KATSAYI
 C MK : MOBİLİZASYON KATSAYISI
 C FI : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
 C FIR : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ RADYAN CİNSİNDEN DEĞERİ
 C FIM : MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
 C ALFA1 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEV TARAFINDAKİ AÇISI
 C ALFA2 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEVSİZ TARAFINDAKİ AÇISI
 C DeB : TEMELİN ŞEV ÜSTÜNE OLAN UZAKLIĞININ, GENİŞLİĞİNE ORANI
 C DfB : TEMELİN GÖMME DERİNLİĞİNİN, GENİŞLİĞİNE ORANI
 C BETA : ŞEV AÇISI
 C TETA : ŞEV TARAFINDAKİ LOGARİTMİK SPİRALİN AÇISI
 C TETA1 : ŞEVSİZ TARAFTAKİ LOGARİTMİK SPİRALİN AÇISI

```

REAL MK
OPEN(UNIT=2,FILE='Teta-teta1.txt',STATUS='NEW')
X1=1
RAD=0.017453292519943
MK=0.7
FI=48
FIR=FI*RAD
FIM=ATAN(MK*TAN(FIR))
WRITE(2,600)FIM
600  FORMAT(/,'MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI=',F10.5,/)
ALFA1X=49.4053
ALFA1=RAD*ALFA1X
ALFA2X=73
ALFA2=RAD*ALFA2X
DeB=2
DfB=0.25
BETA=30*RAD
DO 20 L=0,180
TETAX=L
TETA=L*RAD
WRITE(2,700)TETAX
700  FORMAT(/,'TETA AÇISI(TETAX-DERECE)=',F10.5,/)
FONK=(x1*SIN(ALFA2)/SIN(ALFA1+ALFA2))*(EXP(TETA*TAN(FIR)))
1-(DeB*SIN(BETA)+DfB*COS(BETA))/(SIN(BETA+TETA+ALFA1-180*RAD))

```

```
WRITE(2,800)FONK
800  FORMAT('TETA ACISI(FONK-BIRIMSIZ)=' ,F10.5,/)
20   CONTINUE
     TETA1=180-(45-FIM/(2*RAD))-ALFA2X
     WRITE(2,900)TETA1
900  FORMAT(/,'TETA1 ACISI(TETA1-BIRIMSIZ)=' ,F10.5,/)
     STOP
     END
```

C **Ngama ve qd'Yİ HESAPLAYAN PROGRAM**

C *****PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*****

C X1 : TEMELLE ZEMİN ARASINDAKİ TEMAS ALANINI TANIMLAYAN KATSAYI

C MK : MOBİLİZASYON KATSAYISI

C FI : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI

C FIR : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ RADYAN CİNSİNDEN DEĞERİ

C FIM : MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI

C ALFA1 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEV TARAFINDAKİ AÇISI

C ALFA2 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEVSİZ TARAFINDAKİ AÇISI

C DeB : TEMELİN ŞEV ÜSTÜNE OLAN UZAKLIĞININ, GENİŞLİĞİNE ORANI

C DfB : TEMELİN GÖMME DERİNLİĞİNİN, GENİŞLİĞİNE ORANI

C BETA : ŞEV AÇISI

C GAMA : ZEMİNİN DOĞAL BİRİM HACİM AĞIRLIĞI

C B : TEMELİN GENİŞLİĞİ

C TETA : ŞEV TARAFINDAKİ LOGARİTMİK SPİRALİN AÇISI

C TETA1 : ŞEVSİZ TARAFTAKİ LOGARİTMİK SPİRALİN AÇISI

C Ngama : ŞEVLİ ZEMİN İÇİN TAŞIMA GÜCÜ KATSAYISI

C qd : TEMELİN SINIR TAŞIMA GÜCÜ

```

REAL MK,T1,R0prime,R1prime,Np1,Np2,Np3,Np4,Np5,Npgama,Ppgama
REAL T1prime,R0pp,R1pp,Nm1,Nm2,Nm3,Nm4,Nmgama,Pmgama
REAL THgama,Ngama,qd
OPEN(UNIT=3,FILE='Ngama ve qd.txt',STATUS='NEW')
X1=1
MK=0.7
RAD=0.017453292519943
FI=48
FIR=FI*RAD
FIM=ATAN(MK*TAN(FIR))
ALFA1X=49.4053
ALFA1=RAD*ALFA1X
ALFA2X=73
ALFA2=RAD*ALFA2X
DeB=2
DfB=0.25
BETA=30*RAD
GAMA=15.8
B=0.08
T1=(0.66666667)*X1*COS(FIR)*SIN(ALFA2)/SIN(ALFA1+ALFA2)

```

```

WRITE(3,1000)T1
1000  FORMAT('T1=',F10.5,/)
      TETA=108*RAD
      TETA1=80.93*RAD
      R0prime=X1*SIN(ALFA2)/SIN(ALFA1+ALFA2)
      R1prime=R0prime*EXP(TETA*TAN(FIR))
      Np1=(R0prime**3)/(3*(1+9*(TAN(FIR))**2))
      Np2=(EXP(3*TETA*TAN(FIR)))*((3*TAN(FIR)*SIN(TETA-90*RAD+ALFA1))
1-COS(TETA-90*RAD+ALFA1))
      Np3=COS(90*RAD-ALFA1)+3*TAN(FIR)*SIN(90*RAD-ALFA1)
      Np4=(0.33333333)*(R1prime**3)*((COS(180*RAD-TETA-ALFA1))**2)
1*SIN(180*RAD-TETA-ALFA1)
      Np5=(0.25)*((R1prime*(COS(180*RAD-TETA-ALFA1))**2)-(DeB+DfB
1/(TAN(BETA))))*R1prime*(SIN(180*RAD-TETA-ALFA1))*(DeB+DfB
2/(TAN(BETA)))
      Npgama=Np1*(Np2+Np3)+Np4-Np5
      WRITE(3,1100)Npgama
1100  FORMAT('Npgama=',F10.5,/)
      Ppgama=Npgama/T1
      WRITE(3,1200)Ppgama
1200  FORMAT('Ppgama=',F10.5,/)
      T1prime=(0.66666667)*X1*COS(FIM)*SIN(ALFA1)/SIN(ALFA1+ALFA2)
      WRITE(3,1300)T1prime
1300  FORMAT('T1prime=',F10.5,/)
      R0pp=X1*SIN(ALFA1)/SIN(ALFA1+ALFA2)
      R1pp=R0pp*EXP(TETA1*TAN(FIM))
      Nm1=(0.5)*(R1pp**3)*((TAN(45*RAD+0.5*FIM))**2)*((SIN(45*RAD-0.5
1*FIM))**3)
      Nm2=(R0pp**3)/(3*(1+9*(TAN(FIM))**2))
      Nm3=(EXP(3*TETA1*TAN(FIM)))*((3*TAN(FIM)*SIN(TETA1-90*RAD
1+ALFA2))-(COS(TETA1-90*RAD+ALFA2)))
      Nm4=COS(90*RAD-ALFA2)+3*(TAN(FIM))*SIN(90*RAD-ALFA2)
      Nmgama=Nm1+Nm2*(Nm3+Nm4)
      WRITE(3,1400)Nmgama
1400  FORMAT('Nmgama=',F10.5,/)
      Pmgama=Nmgama/T1prime
      WRITE(3,1500)Pmgama
1500  FORMAT('Pmgama=',F10.5,/)
      THgama=2*Ppgama*SIN(ALFA1-FIR)-2*Pmgama*SIN(ALFA2-FIM)
      WRITE(3,1600)THgama

```

```
1600  FORMAT('THgama=',F10.5,/)
      Ngama=2*(Ppgama*COS(ALFA1-FIR)+Pmgama*COS(ALFA2-FIM))
      WRITE(3,1700)Ngama
1700  FORMAT('TASIMA GUCU KATSAYISI(Ngama-BIRIMSIZ)=',F10.5,/)
      qd=GAMA*B*((0.5)*B*Ngama)
      WRITE(3,1800)qd
1800  FORMAT('qd=',F10.5,/)
      qd=((Ppgama*(GAMA*B*B))*COS(ALFA1-FIR))+((Pmgama*(GAMA*B*B))
1      *COS(ALFA2-FIM))
      WRITE(3,1900)qd
1900  FORMAT('qd=',F10.5,/)
      STOP
      END
```

```

C           Nq İÇİN ALFA1 VE ALFA2'Yİ HESAPLAYAN PROGRAM
C *****PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*****

C  MK       : MOBİLİZASYON KATSAYISI
C  X1       : TEMELLE ZEMİN ARASINDAKİ TEMAS ALANINI TANIMLAYAN KATSAYI
C  eB       : EKSANTRİSİTENİN GENİŞLİĞE ORANI
C  FI       : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
C  FIR      : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ RADYAN CİNSİNDEN DEĞERİ
C  FIM      : MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
C  ALFA1    : ÜÇGEN KAMANIN ŞEV TARAFINDAKİ AÇISI
C  ALFA2    : ÜÇGEN KAMANIN ŞEVSİZ TARAFINDAKİ AÇISI

      REAL MK
      OPEN(UNIT=4,FILE='Alfa1-alfa2.txt',STATUS='NEW')
      DO 10 I=0,10
      MK=I*0.1
      WRITE(4,100)MK
100    FORMAT(///,'MOBİLİZASYON KATSAYISI(MK-BİRİMSİZ)=' ,F3.1,/)
      X1=1
      eB=0
      RAD=0.017453292519943
      FI=48
      FIR=FI*RAD
      FIM=ATAN(MK*TAN(FIR))
      WRITE(4,200)FIM
200    FORMAT('MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI=' ,F10.5,/)
      DO 10 J=6,16
      ALFA1X=J*5
      ALFA1=J*RAD*5
      WRITE(4,300)ALFA1X
300    FORMAT(/,'UCGEN KAMANIN BİR ACISI(ALFA1X-DERECE)=' ,F10.6,/)
      DO 10 K=20,80
      ALFA2X=K
      ALFA2=K*RAD
      WRITE(4,400)ALFA2X
400    FORMAT(/,'UCGEN KAMANIN DİĞER ACISI(ALFA2X-DERECE)=' ,F10.6,/)
      FONK=((1*SIN(ALFA1-FIR))/(2*SIN(ALFA2-FIM)))*COS(FIM)+(COS(FIR)
1*SIN(ALFA2))/(2*SIN(ALFA1))+COS(ALFA1+ALFA2-FIR)-(SIN(ALFA1+ALFA2
2-FIR-FIM)/SIN(ALFA2-FIM))*(SIN(ALFA1+ALFA2)/SIN(ALFA1))*(1+eB/X1
3-1/(2*X1))

```



```
WRITE(4,500)FONK
500  FORMAT('ALFA1 VE ALFA2 ACILARI(FONK-BIRIMSIZ)=';F10.6,/)
10   CONTINUE
     STOP
     END
```

C Ngama İÇİN TETA VE TETA1'İ HESAPLAYAN PROGRAM

C ***PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*******

C X1 : TEMELLE ZEMİN ARASINDAKİ TEMAS ALANINI TANIMLAYAN KATSAYI
 C MK : MOBİLİZASYON KATSAYISI
 C FI : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
 C FIR : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ RADYAN CİNSİNDEN DEĞERİ
 C FIM : MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI
 C ALFA1 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEV TARAFINDAKİ AÇISI
 C ALFA2 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEVSİZ TARAFINDAKİ AÇISI
 C DeB : TEMELİN ŞEV ÜSTÜNE OLAN UZAKLIĞININ, GENİŞLİĞİNE ORANI
 C DfB : TEMELİN GÖMME DERİNLİĞİNİN, GENİŞLİĞİNE ORANI
 C BETA : ŞEV AÇISI
 C TETA : ŞEV TARAFINDAKİ LOGARİTMİK SPİRALİN AÇISI
 C TETA1 : ŞEVSİZ TARAFTAKİ LOGARİTMİK SPİRALİN AÇISI

```

REAL MK
OPEN(UNIT=5,FILE='Teta-teta1.txt',STATUS='NEW')
X1=1
RAD=0.017453292519943
MK=0.8
FI=48
FIR=FI*RAD
FIM=ATAN(MK*TAN(FIR))
WRITE(5,600)FIM
600  FORMAT(/,'MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI=',F10.5,/)
ALFA1X=47
ALFA1=RAD*ALFA1X
ALFA2X=41
ALFA2=RAD*ALFA2X
DeB=2
DfB=0.25
BETA=30*RAD
DO 20 L=0,180
TETAX=L
TETA=L*RAD
WRITE(5,700)TETAX
700  FORMAT(/,'TETA AÇISI(TETAX-DERECE)=',F10.5,/)
FONK=(X1*SIN(ALFA2)/SIN(ALFA1+ALFA2))*(EXP(TETA*TAN(FIR)))
1-(DeB*SIN(BETA)+DfB*COS(BETA))/(SIN(BETA+TETA+ALFA1-180*RAD))

```

```
WRITE(5,800)FONK
800  FORMAT('TETA ACISI(FONK-BIRIMSIZ)=' ,F10.5,/)
20   CONTINUE
     TETA1=180-(45-FIM/(2*RAD))-ALFA2X
     WRITE(5,900)TETA1
900  FORMAT(/,'TETA1 ACISI(TETA1-BIRIMSIZ)=' ,F10.5,/)
     STOP
     END
```

C Nq ve qd'Yİ HESAPLAYAN PROGRAM

C ***PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*******

C X1 : TEMELLE ZEMİN ARASINDAKİ TEMAS ALANINI TANIMLAYAN KATSAYI

C MK : MOBİLİZASYON KATSAYISI

C FI : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI

C FIR : İÇSEL SÜRTÜNME AÇISININ RADYAN CİNSİNDEN DEĞERİ

C FIM : MOBİLİZE İÇSEL SÜRTÜNME AÇISI

C ALFA1 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEV TARAFINDAKİ AÇISI

C ALFA2 : ÜÇGEN KAMANIN ŞEVSİZ TARAFINDAKİ AÇISI

C DeB : TEMELİN ŞEV ÜSTÜNE OLAN UZAKLIĞININ, GENİŞLİĞİNE ORANI

C DfB : TEMELİN GÖMME DERİNLİĞİNİN, GENİŞLİĞİNE ORANI

C BETA : ŞEV AÇISI

C GAMA : ZEMİNİN DOĞAL BİRİM HACİM AĞIRLIĞI

C TETA1 : ŞEVSİZ TARAFTAKİ LOGARİTMİK SİRALİN AÇISI

C GAMA : ZEMİNİN DOĞAL BİRİM HACİM AĞIRLIĞI

C De : TEMELİN, ŞEV ÜSTÜNE OLAN UZAKLIĞI

C Df : TEMELİN GÖMME DERİNLİĞİ

C B : TEMELİN GENİŞLİĞİ

C Nq : ŞEVLİ ZEMİN İÇİN TAŞIMA GÜCÜ KATSAYISI

C qd : TEMELİN SINIR TAŞIMA GÜCÜ

```

REAL MK,T2,Npq,q,Ppq,T2prime,Nmq,qprime,pmq,THq,Nq
OPEN(UNIT=6,FILE='Nq ve qd.txt',STATUS='NEW')
X1=1
MK=0.8
RAD=0.017453292519943
FI=48
FIR=FI*RAD
FIM=ATAN(MK*TAN(FIR))
ALFA1X=47
ALFA1=RAD*ALFA1X
ALFA2X=41
ALFA2=RAD*ALFA2X
DeB=2
DfB=0.25
BETA=30*RAD
TETA1=114.81*RAD
GAMA=15.8
De=0.16
Df=0.02

```

```

B=0.08
T2=(0.75)*(0.66666667)*X1*COS(FIR)*SIN(ALFA2)/SIN(ALFA1+ALFA2)
WRITE(6,1000)T2
1000  FORMAT('T2=',F10.5,/)
      Npq=(0.5)*((DeB+DfB/(TAN(BETA))))**2)
      WRITE(6,1100)Npq
1100  FORMAT('Npq=',F10.5,/)
      q=(((GAMA*De*Df*TAN(BETA))+((0.5)*GAMA*Df*Df))/((De*TAN(BETA))
1+Df)
      WRITE(6,1200)q
1200  FORMAT('q=',F10.5,/)
      Ppq=(Npq/T2)*q*B
      WRITE(6,1300)Ppq
1300  FORMAT('Ppq=',F10.5,/)
      T2prime=(0.75)*(0.66666667)*X1*COS(FIM)*SIN(ALFA1)/SIN(ALFA1
1+ALFA2)
      WRITE(6,1400)T2prime
1400  FORMAT('T2prime=',F10.5,/)
      Nmq=(X1*SIN(ALFA1)/SIN(ALFA1+ALFA2))*(EXP(TETA1*TAN(FIM)))
1*((COS(45*RAD-0.5*FIM))**2)
      WRITE(6,1500)Nmq
1500  FORMAT('Nmq=',F10.5,/)
      qprime=GAMA*Df
      WRITE(6,1600)qprime
1600  FORMAT('qprime=',F10.5,/)
      pmq=(Nmq/T2prime)*qprime*B
      WRITE(6,1700)pmq
1700  FORMAT('pmq=',F10.5,/)
      THq=2*ppq*SIN(ALFA1-FIR)-2*pmq*SIN(ALFA2-FIM)
      WRITE(6,1800)THq
1800  FORMAT('THq=',F10.5,/)
      Nq=(ppq*COS(ALFA1-FIR)+pmq*COS(ALFA2-FIM))/(GAMA*Df*B)
      WRITE(6,1900)Nq
1900  FORMAT('TASIMA GUCU KATSAYISI(Nq-BIRIMSIZ)=',F10.5,/)
      qd=GAMA*B*((Df*Nq))
      WRITE(6,2000)qd
2000  FORMAT('qd=',F10.5,/)
      qd=((Ppq)*COS(ALFA1-FIR))+((Pmq)*COS(ALFA2-FIM))
      WRITE(6,2100)qd
2100  FORMAT('qd=',F10.5,/)

```

STOP
END

```

C                               Qd'Yİ HESAPLAYAN PROGRAM
C *****PROGRAMDA KULLANILAN SEMBOLLERİN AÇIKLAMASI*****
C  GAMA      : ZEMİNİN DOĞAL BİRİM HACİM AĞIRLIĞI
C  Df        : TEMELİN GÖMME DERİNLİĞİ
C  B         : TEMELİN GENİŞLİĞİ
C  Ngama     : ŞEVLİ ZEMİN İÇİN TAŞIMA GÜCÜ KATSAYISI
C  Nq        : ŞEVLİ ZEMİN İÇİN TAŞIMA GÜCÜ KATSAYISI
C  Qd        : TEMELİN SINIR YÜKÜ

REAL L,Ngama,Nq,Qd
OPEN(UNIT=7,FILE='Qd.txt',STATUS='NEW')
GAMA=15.8
Df=0.02
B=0.08
L=0.10
Ngama=535.5
Nq=25.48
Qd=GAMA*B*((0.5)*B*Ngama+Df*Nq)*L
WRITE(7,2200)Qd
2200  FORMAT('TEMELİN SINIR YUKU=',F10.5,/)
      qd1=27.07
      qd2=0.64
      Qd=(qd1+qd2)*L
      WRITE(7,2300)Qd
2300  FORMAT('TEMELİN SINIR YUKU=',F10.5,/)
      STOP
      END

```

ÖZGEÇMİŞ

Evrin CÜRE, 12.11.1978'de Trabzon'da doğdu. İlkokulu, ortaokulu ve liseyi Trabzon'da okudu. 1997 yılında Trabzon Anadolu Lisesi'nden mezun oldu. 1998'de Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünü kazandı ve 2002 yılında mezun oldu. 2003 yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalında Yüksek Lisans eğitimine başladı.

Yüksek Lisans eğitiminin ilk yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Yabancı Diller Bölümü'nün İngilizce muafiyet sınavını vererek, hazırlık sınıfından muaf oldu. 2006 yılında inşaat mühendisliği bölümüne araştırma görevlisi olarak atandı ve aynı yıl Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde Doktora öğrenimine başladı. İyi derecede İngilizce bilmektedir. Evli ve bir çocuk annesidir.