T.C.
DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ŞEV STABİLİTESİ PROBLEMLERİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE İKİ VE ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ

Veysel Süleyman YAVUZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

DİYARBAKIR
Eylül 2012

T.C. DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ MÜDÜRLÜĞÜ
DİYARBAKIR

Veysel Süleyman YAVUZ tarafından yapılan "Şev Stabilitesi Problemlerinin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi" konulu bu çalışma, jürimiz tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında YÜKSEK LİSANS tezi olarak kabul edilmiştir.

Jüri Üyeleri

Başkan : Doç. Dr. Taha TAŞKIRAN

Üye : Yrd. Doç. Dr. M. Salih KESKİN

Üye : Yrd. Doç. Dr. M. Şefik İMAMOĞLU

Tez Savunma Sınavı Tarihi: 03 / 09 / 2012

Yukarıdaki bilgilerin doğruluğunu onaylarım.

.../...../.....

Prof. Dr. Hamdi TEMEL

Enstitü Müdürü

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans çalışmalarım süresince çalışmalarıma yön veren, bilgi ve tecrübesini paylaşan saygıdeğer hocam Doç. Dr. Taha Taşkıran'a,

Çalışmalarım boyunca benden yardımlarını esirgemeyen, çalışmalarıma yön veren sevgili hocam Yrd. Doç. Dr. M. Salih Keskin'e,

Değerli katkılarından ötürü Yrd. Doç. Dr. M. Şefik İmamoğlu'na,

Hayatımın her döneminde yanımda olan sevgili annem ve babama,

11 MF 25 No'lu Bilimsel Araştırma Projeme katkılarından ötürü DÜBAP'a teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

		Sayfa
TEŞEKKÜR		I
İÇİNDEKİLER		II
ÖZET		V
ABSTRACT		VI
ÇİZELGE LİSTESİ		VII
ŞEKİL LİSTESİ		VIII
EK LİSTESİ		XI
KISALTMA VE SİMGELER		XII
1.	**GİRİŞ**	1
2.	**KAYNAK ÖZETLERİ**	3
2.1.	Donatısız Şev Modeli (Griffiths ve Lane 1999)	3
2.2.	Donatısız Şevlere Oturan Yüzeysel Temeller	3
2.2.1.	Yüzeysel Temellerin Taşıma Kapasitesi	3
2.2.2.	Deneysel Çalışmalar	7
2.2.3.	Teorik Çalışmalar	8
2.3.	Donatılı Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Kapasitesi	16
2.3.1.	Donatılı Zeminler	16
2.3.2.	Donatılı Şevler	17
2.3.3.	Deneysel Çalışmalar	17
2.3.4.	Teorik Çalışmalar	28
3.	**MATERYAL ve METOT**	41
3.1.	Giriş	41
3.2.	Şevlerin Stabilitesi	41
3.3.	Donatılı Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Kapasitesi	47
3.3.1.	Donatılı Zeminler	47
3.3.2.	Geosentetikler	47
3.3.2.1.	Geogridler	48

3.3.2.2. Geogrid-Zemin Etkileşimi……... 49
3.3.2.3. Geogridlerin Kullanım Alanları……... 50
3.3.3. Donatılı Şevler……. 50
3.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi…… 51
3.5. PLAXIS Programı…… 55
3.5.1. Geometrik Modelin Oluşturulması…….. 55
3.5.2. Elemanlar……. 56
3.5.2.1. Zemin Elemanları……. 56
3.5.2.2. Kiriş Elemanlar…… 57
3.5.2.3. Geogrid Elemanı…….. 58
3.5.2.4. Ara Yüzey Elemanı…….. 58
3.5.3. Zemin Modelleri……... 59
3.5.3.1. Lineer Elastik Model (LE)……... 59
3.5.3.2. Mohr-Coulomb Model (MC)……... 60
3.5.3.3. Jointed-Rock Model (JR)……. 60
3.5.3.4. Soft Soil Model (SS)…… 60
3.5.3.5. Soft Soil Creep Model (SSC)……... 60
3.5.3.6. Hardening Soil Model (HS)……. 61
3.5.4. PLAXIS 3D TUNNEL……. 61
3.6. GEOSTUDIO Programı……... 61
4. BULGULAR ve TARTIŞMA 63
4.1. Giriş 63
4.2. Sonlu Elemanlar Analizi…….. 63
4.2.1. Donatılı Şevin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi…… 63
4.2.1.1. Donatısız Şev……... 65
- GeoStudio Analizleri……. 67
4.2.1.2. Donatılı Şev…….. 70
- İlk Donatı Tabakası Derinliğinin Etkisi (u)……... 70
- Donatı Tabakası Uzunluğunun Etkisi (L)…….. 72

- Donatılar Arası Düşey Mesafe Etkisi (x)……... 72

- Donatı Tabaka Sayısı Etkisi (N)…… 73

4.2.1.3. Deplasman Vektörleri…….. 75

4.2.2. Donatılı Şevlere Oturan Şerit Temellerin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi…….. 77

4.2.2.1. Donatısız Şev……... 79

4.2.2.2. Donatılı Şev…….. 82

- İlk Donatı Tabakası Derinliğinin (u) Etkisi……... 82

- Şev Açısının (β°) Etkisi……. 86

- Temel Boyutunun (B) Etkisi…….. 90

- Farklı Donatı Tiplerinin Etkisi……... 93

4.2.2.3. Deplasman Vektörleri…….. 97

5. SONUÇ VE ÖNERİLER……..……..... 99

6. KAYNAKLAR……..... 103

EKLER……..... 108

ÖZGEÇMİŞ……... 129

ÖZET

ŞEV STABİLİTESİ PROBLEMLERİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE İKİ VE ÜÇ BOYUTLU ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Veysel Süleyman YAVUZ

DİCLE ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

2012

Bu çalışmada, donatısız ve geogrid donatılı model şevde PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanılarak iki boyutlu ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümler yapılmıştır. Model şevde, donatısız durumdaki güvenlik sayıları bulunmuştur. Donatılı durumda ise; donatı derinliğinin, boyunun, sayısının ve donatılar arası düşey derinliğin etkisi araştırılarak optimum donatı parametreleri elde edilmiştir.

Çalışmada ayrıca donatısız ve geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesini araştırmak için PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanılarak iki boyutlu ve üç boyutlu koşullarda sayısal çözümler yapılmıştır. Donatıların farklı derinliklerdeki etkileri araştırılıp optimum donatı derinliği elde edilmiştir. Optimum donatı parametresi kullanılarak farklı şev açısı, temel genişliği ve donatı tipleri için analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları daha önce gerçekleştirilen deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla (Keskin 2009) karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler : Donatılı Şev, Yüzeysel Temel, Güvenlik Sayısı, PLAXIS Professional, PLAXIS 3D Tunnel

ABSTRACT

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF SLOPE STABILITY PROBLEMS IN TWO AND THREE DIMENSIONAL CASES

MS THESIS

Veysel Süleyman YAVUZ

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
INSTITUTE OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES
UNIVERSITY OF DICLE

2012

In this study, FE analysis were carried out by using the FEM program PLAXIS in unreinforced and reinforced model slope. The analysis were conducted 2D and 3D under plane-strain conditions. Factor of safety was obtained for the unreinforced case. For reinforced case, the effects of the parameters including the depth, lenght, number of the geogrid layers and the vertical depth between the layers were investigated and optimum parameters were obtained.

Also in this study, the ultimate bearing capacity of shallaw foundations on unreinforced and reinforced sand slopes were investigated using the FEM program PLAXIS. The analysis were conducted 2D and 3D under plane-strain conditions. Effects of the different depth of the geogrid layers were investigated and optimum parameters were obtained. By using the optimum parameters, the analysis were carried out for the different slope angle, the size of the footing and the type of the geogrid layer. Analysis results were compared with the results of the model tests (Keskin 2009).

Key Words: Reinforced slope, shallow foundation, factor of safety, PLAXIS Professional, PLAXIS 3D Tunnel

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge No		Sayfa
Çizelge 2.1.	Saran ve ark. (1989) analizine göre taşıma gücü katsayıları	14
Çizelge 3.1.	Değişik şev stabilite analiz yöntemleri (Budhu 2000)	44
Çizelge 3.2.	Geosentetiklerin işlev ve çeşitleri	48
Çizelge 4.1.	Modelde kullanılan zemin parametreleri	64
Çizelge 4.2.	Güvenlik sayısı	65
Çizelge 4.3.	Analizlerde kullanılan geogrid parametreleri	70
Çizelge 4.4.	Modelde kullanılan MC model parametreleri	78
Çizelge 4.5.	Güvenlik sayısı	79
Çizelge 4.6.	Analizlerde kullanılan parametreler	82
Çizelge 4.7.	İlk donatı tabakası derinliği için analiz sonuçları	82
Çizelge 4.8.	Farklı şev açıları için analiz sonuçları (u/B=0.50)	86
Çizelge 4.9.	Farklı temel genişlikleri için analiz sonuçları (u/B=0.50)	90
Çizelge 4.10.	Farklı donatı tipleri için analiz sonuçları (u/B=0.50)	93

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil No		Sayfa
Şekil 2.1.	Model şev geometrisi	3
Şekil 2.2.	Yapı temelleri	4
Şekil 2.3.	Terzaghi tarafından kabul edilen zemin kırılma yüzeyleri	5
Şekil 2.4.	Şev üzerine oturan temel (Das 1999)	8
Şekil 2.5.	Şev üzerine oturan sürekli temellerde $N_{\gamma q}$ değerleri (Das 1999)	9
Şekil 2.6.	Şev yakınına oturan sürekli temel (Das 1999)	10
Şekil 2.7.	Şev yakınına oturan sürekli temellerde $N_{\gamma q}$ değerleri (Das 1999)	10
Şekil 2.8.	Temel derinliği ve konumu için göçme bölgesinin şematik gösterimi (a) Df /B>0 (b) b/B>0	13
Şekil 2.9.	Teorik $N_{\gamma q}$ değerleri (D_f/ B=0) (Graham ve ark. 1988)	15
Şekil 2.10.	Teorik $N_{\gamma q}$ değerleri (D_f/ B=0.5) (Graham ve ark. 1988)	15
Şekil 2.11.	Teorik $N_{\gamma q}$ değerleri (D_f/ B=1) (Graham ve ark. 1988)	16
Şekil 2.12.	Donatılı şevlerde göçme şekilleri	17
Şekil 2.13.	Deney düzeneği (Selvedurai ve Gnanendran 1989)	19
Şekil 2.14.	Donatı derinliği-Göçme yüzeyi değişimi (Selvedurai ve Gnanendran 1989)	19
Şekil 2.15.	Donatı şeritlerinin yerleşim düzeni (Huang ve ark. 1994)	20
Şekil 2.16.	Model deney düzeneği (Lee ve Manjunath 2000)	22
Şekil 2.17.	Deney düzeneği (Laman ve ark. 2007)	23
Şekil 2.18.	Deney düzeneği (a) kesit (b) plan	26
Şekil 2.19.	Deney kasası	27
Şekil 2.20.	Geometrik modelin oluşturulması (a) donatısız (b) donatılı model	28
Şekil 2.21.	Model deneylerde gözlenen göçme mekanizması (Huang ve Tatsuoka 1994)	29
Şekil 2.22.	Dönüştürülmüş janbu metoduna göre şeve etkiyen kuvvetler (Huang ve Tatsuoka 1994)	32
Şekil 2.23.	İki parçalı kama geometrisi ve kuvvet tanımları (Blatz ve Bathurst 2003)	34
Şekil 2.24.	Zemin ağırlığı ve temel yükünden dolayı kasa iç yüzeyinde oluşan sürtünme kuvvetleri (Blatz ve Bathurst 2003)	38
Şekil 2.25.	Donatısız şev modeli için analiz ve deney sonucunda elde edilen göçme	39

geometrisi (Blatz ve Bathurst 2003)

Şekil 2.26. Donatılı şev modelleri için analiz ve deney sonucu elde edilen göçme mekanizması (Blatz ve Bathurst 2003) 40

Şekil 3.1. Dilim metodu (a) dilimlere ayrılmış şev (b) *i* dilimine etkiyen kuvvetler 42

Şekil 3.2. Ağırlık arttırma yöntemi 45

Şekil 3.3. Mukavemet azaltma yöntemi 45

Şekil 3.4. Geogridler (a) tek eksenli (b) çift eksenli 49

Şekil 3.5. Donatılı şevlerde göçme şekilleri 51

Şekil 3.6. Sürekli bir sistemin sonlu elemanlara ayrılması 52

Şekil 3.7. Tipik 2 boyutlu elemanlar 53

Şekil 3.8. (a) Düzlem şekil değiştirme (b) eksenel simetrik problem (PLAXIS manual 2002) 56

Şekil 3.9. Zemin elemanlarındaki düğüm ve gerilme noktalarının pozisyonu 57

Şekil 3.10. Kiriş elemanları 58

Şekil 3.11. Geogrid elemanları 58

Şekil 3.12. Ara yüzey elemanlarının zemin elemanlarına bağlanması 59

Şekil 4.1. Model şev geometrisi 64

Şekil 4.2. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (iki boyutlu) 64

Şekil 4.3. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (üç boyutlu) 65

Şekil 4.4. Düğüm deplasman vektörleri 66

Şekil 4.5. Kayma yüzeyi konturları 66

Şekil 4.6. Morgenstern-Price metodu 67

Şekil 4.7. Spencer metodu 67

Şekil 4.8. Bishop metodu 68

Şekil 4.9. Janbu metodu 68

Şekil 4.10. Ordinary metodu 69

Şekil 4.11. Farklı analiz tipleri için güvenlik sayısı değerleri 69

Şekil 4.12. F_s-u/H varyasyonu 71

Şekil 4.13. F_s-L/H varyasyonu 72

Şekil 4.14. F_s-x/H varyasyonu 73

Şekil 4.15. F_s-N varyasyonu 74

Şekil 4.16. Deplasman vektörleri 76

Şekil 4.17. Kayma yüzeyi konturları 76

Şekil 4.18. Model şev geometrisi 77

Şekil 4.19. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (donatısız) 78

Şekil 4.20. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (donatılı) 79

Şekil 4.21. Model – qu ilişkisi 79

Şekil 4.22. Düğüm deplasman vektörleri 80

Şekil 4.23. Kayma yüzeyi konturları 80

Şekil 4.24. Yük-Deplasman eğrisi (donatısız şev) 81

Şekil 4.25. u/B – qu ilişkisi 83

Şekil 4.26. Deplasman vektörleri (optimum u derinliği için) 84

Şekil 4.27. Kayma yüzeyi konturları (optimum u derinliği için) 84

Şekil 4.28. Yük-Deplasman eğrisi (u) 85

Şekil 4.29. β – qu ilişkisi 86

Şekil 4.30. Deplasman vektörleri 87

Şekil 4.31. Kayma yüzeyi konturları 88

Şekil 4.32. Yük-Deplasman eğrisi (β) 89

Şekil 4.33. B – qu ilişkisi 90

Şekil 4.34. Deplasman vektörleri (B=50 mm) 91

Şekil 4.35. Kayma yüzeyi konturları (B=50 mm) 91

Şekil 4.36. Yük-Deplasman eğrisi (B) 92

Şekil 4.37. Farklı donatı – q_u ilişkisi 94

Şekil 4.38. Deplasman vektörleri (Çevregrid UR45) 94

Şekil 4.39. Kayma yüzeyi konturları (Çevregrid UR45) 95

Şekil 4.40. Yük-Deplasman eğrisi (farklı donatı tipleri) 96

Şekil 4.41. Deplasman vektörleri 97

Şekil 4.42. Kayma yüzeyi konturları 98

EK LİSTESİ

Ek No		Sayfa
EK 1	Morgenstern-Price raporu	108
EK 2	Spencer raporu	112
EK 3	Bishop raporu	116
EK 4	Janbu raporu	120
EK 5	Ordinary raporu	124

KISALTMA VE SİMGELER

b	: temelin şev tepesine olan mesafesi
b_i	: dilim genişliği
B	: temel genişliği
BCR	: taşıma kapasitesi oranı
[B]	: eleman şekil değiştirme matrisi
c	: kohezyon
C_c	: derecelenme katsayısı
C_{ds}	: düz kayma katsayısı
C_i	: çekilme etkileşim katsayısı
C_u	: üniformluk katsayısı
CR	: kaplama oranı
d	: donatı derinliği
dA	: birim alan
d_{ts}	: karışım derinliği
{d}	: sistem deplasman vektörü
$\{d\}_e$	: elemanın düğüm noktasındaki deplasmanları
D_{10}	: efektif dane çapı
D_{30}	: granülometre eğrisinde %30'a karşılık gelen dane çapı
D_{60}	: granülometre eğrisinde %60'a karşılık gelen dane çapı
D_f	: temel derinliği
D_r	: sıkılık derecesi
[D]	: elastisite matrisi
e	: boşluk oranı
e_{maks}	: maksimum boşluk oranı
e_{min}	: minimum boşluk oranı
E	: elastisite modülü
EA	: eksenel rijitlik
EI	. eğilme rijitliği
E_i	: başlangıç teğet elastisite modülü
E_i	: dilim birincil efektif kuvveti

E_i, T_i : dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki normal ve kayma gerilmeleri

E_{50} : üç eksenli yükleme rijitliği

E_{50}^{ref} : referans basınç değerindeki üç eksenli yükleme rijitliği

E_{oed} : ödometre yükleme rijitliği

E_{oed}^{ref} : referans basınç değerindeki ödometre yükleme rijitliği

E_{ur} : üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği

E_{ur}^{ref} : referans basınç değerindeki üç eksenli boşaltma-yükleme rijitliği

F : güvenlik sayısı

{f} : eleman yük vektörü

{F} : sistem yük vektörü

g : yerçekimi ivmesi

g_{true} : gerçek gravite

GS : güvenlik sayısı

h : donatı tabakaları arasındaki düşey mesafe

H : şev yüksekliği

H′ : modifiye şev yüksekliği

HS . hardening soil model

i_β : taşıma kapasitesi azaltma katsayısı

J_i : dilim sızma kuvveti

JR : jointed-rock model

k : yatay sismik katsayısı

K_0 : zemin basıncı katsayısı

K_1, K_2 : temel şekil katsayıları

K_{sw} : yan yüzey toprak basınç katsayısı

[k] : eleman rijitlik matrisi

[K] : sistem rijitlik matrisi

L : temel uzunluğu

L_B : şev tabanında donatı uzunluğu

L_e : donatı tabakasının gerekli gömülme derinliği

LE : lineer elastik model

L_R : donatı uzunluğu

L_T : şev tepesinde donatı uzunluğu

m	: üs sabiti
MAF	: mukavemet azaltma faktörü
MC	: mohr-coulomb model
M_D	: döndüren moment
M_G	: donatıdan dolayı oluşan direnen moment
M_R	: direnen moment
N	: donatı tabaka sayısı
N_c, N_q, N_γ	: taşıma gücü katsayıları
N_{cq}, $N_{\gamma q}$	: Meyerhof taşıma gücü faktörleri
N_i	: dilim tabanındaki kayma kuvveti
N_j	: kayma yüzeyi üzerindeki normal efektif kuvvet
$N_{\gamma qR}$	: yatay zemin yüzeyine oturan referans sürekli temel için $N_{\gamma q}$ değeri
[N]	şekil fonksiyonu
P_i, Q_i	: dilim üzerindeki yatay ve düşey dış yükler
q	: üniform sürşarj yükü
q_a	: akma anındaki taban basıncı
q_{emin}	: emin taşıma gücü
q_u	: nihai taşıma kapasitesi
$q_{u\ (\beta=0)}$	: şevsiz durum için nihai taşıma kapasitesi
q_{uR}	: donatılı durumda nihai taşıma kapasitesi
q_{zemn}	: zemin emniyet gerilmesi
r	: dilim taban merkezinin o noktasına olan uzaklığı
R	. donatılı model deney
R_f	: göçme oranı
RF_{CR}	: donatının yük altındaki sünmesi için mukavemet azaltma faktörü
RF_D	: donatının uzun süreli kullanımı için mukavemet azaltma faktörü
R-FEA	: donatılı sonlu eleman analizi
RF_{ID}	: donatının yerleştirme hasarı için mukavemet azaltma faktörü
R_{inter}	: ara yüzey elemanı için mukavemet azaltma faktörü
R_{po}	: çekilme (pull-out) direnci
s_u	: göçme anındaki oturma miktarı
SEY	: sonlu elemanlar yöntemi

SRF : oturma azaltma faktörü

SS : soft soil model

SSC : soft soil creep model

T_{Bi} : dilim alt kısmındaki donatı kuvveti

T_i : donatı kuvveti

T_j : kayma yüzeyindeki hareketli kayma mukavemeti

T_{max} : donatının maximum çekme kuvveti

T_{max} : toplam donatı kuvveti

T_{si} : dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki donatı kuvveti

TSM : lastik parçacıkları model deney

TSMG : lastik parçacıkları-geogrid model deney

T_{ult} : donatının nihai çekme mukavemeti

T_{yatay} : donatı kuvveti

u : ilk donatı tabakası derinliği

u_x, u_y : x ve y yönündeki serbestlik dereceleri

U_i : boşluk suyu basıncından dolayı oluşan up-lift kuvveti

UR : donatısız model deney

UR-FEA : donatısız sonlu eleman analizi

V_s : kum hacmi

V_{ts} : lastik parçacıklarının hacmi

W_i : dilime etkiyen toplam ağırlık

x : donatının şev yüzeyinden şev tepesine kadar olan yatay uzunluğu

X_j : dilimler arası kayma kuvveti

X_{sw1}, X_{sw2} : sürtünme kuvvetleri

Y_{base} : MAF yönteminde gerçek mukavemet parametreleri

Y_i : donatı kuvvetlerinin kayma dairesinin merkezine olan uzaklığı

α : kırılma açısı

α_i : dilim taban merkezinin yatayla yaptığı açı

β : şev açısı

χ : hacim cinsinden lastik yüzdesi

$\{\delta\}$: elemanın herhangi bir noktasındaki deplasman bileşenleri

Δl_i : dilim kayma yüzeyi uzunluğu

$\Delta\sigma_v$: temel yükünden dolayı oluşan ilave düşey gerilme

ε : birim deformasyon

ϕ : kayma mukavemeti açısı

ϕ' : efektif kayma mukavemeti açısı

ϕ'_f : faktörlenmiş kayma mukavemeti açısı

ϕ_d, c_d : drenajlı durumda kayma mukavemeti parametreleri

ϕ_{sw} : yüzey sürtünme açısı

γ : birim hacim ağırlığı

γ_k : zeminin kuru birim hacim ağırlığı

γ_{kmaks} : maksimum kuru birim hacim ağırlığı

γ_{kmin} : minimum kuru birim hacim ağırlığı

γ_s : dane birim hacim ağırlığı

η : logaritmik spiralin eğriliği

κ^* : modifiye şişme indeksi

λ : kayma mobilizasyon oranı

$\lambda_{c\beta}$, $\lambda_{q\beta}$, $\lambda_{\gamma\beta}$: şev katsayıları

λ^* : modifiye sıkışma indeksi

μ^* : modifiye sünme indeksi

ν : poisson oranı

θ_B : temel topuğundan başlayan düz göçme yüzeyinin yönlenmesi

σ : normal gerilme

σ_3 : hücre basıncı

$(\sigma_1-\sigma_3)$: deviatör gerilme

τ : kayma gerilmesi

ψ : dilatasyon açısı

1. GİRİŞ

Kentleşme ve hızlı nüfus artışı sebebiyle yapılara uygun yerleşim bölgeleri azalmakta ve yapıların alanları daralmaktadır. Bundan ötürü, taşıma gücü bakımından istenmeyen zeminlerin inşaat alanı olarak değerlendirilmesi kaçınılmaz olmuştur. Mühendislik yapılarının temel sistemlerinin tasarımında zeminde taşıma gücünün uygun olması durumunda genellikle çözüm yüzeysel temeller vasıtasıyla sağlanmaktadır. Temel zeminlerinin problemli olması durumunda ise yapıların temelleri derin temeller vasıtasıyla tasarlanmaktadır. Bu tasarımın pahalı olması, problemli zeminlerde başka çözümlerin araştırılmasına neden olmuştur. 1970'li yıllardan beri geliştirilen birçok yöntem kullanılarak problemli zeminlerin taşıma gücü özellikleri iyileştirilmekte ve derin temel sistemlerine göre ekonomik çözümler yapılabilmektedir. Bu çözümlerden birisi donatılı zemin uygulamasıdır. Donatılı zemin uygulaması, çekmeye dayanıklı muhtelif donatı elemanlarının zemin içerisine yerleştirilmesi ve böylece zemin ile donatıdan oluşan kompozit bir malzeme elde edilmesine dayanmaktadır. Donatılı zemin kavramı ilk kez Vidal tarafından 1968 yılında ortaya atılmış ve geoteknik mühendisliğinde birçok teorik ve deneysel araştırmalara konu olmuştur. Vidal (1968) tarafından gerçekleştirilen uygulamada metal şeritler donatı malzemesi olarak kullanılmış, 1980'li yıllardan sonra ise metal şeritlerin yerini sentetik polimer hammaddesinden üretilen geotekstil ve geogrid gibi malzemeler almıştır. Geotekstillerin kullanımı şev, yol, dolgu, baraj gibi birçok uygulamada son yıllarda yaygınlaşmıştır. Geotekstiller daha çok filtrasyon ve drenaj amacıyla kullanılırken geogridler zeminin taşıma gücünü artırmada ve beklenen oturmaları azaltmakta kullanılmaktadır.

Temellerin şev üzerine inşa edilmeleri gereken bazı durumlar vardır (köprü ayakları ve bazı bina yapıları gibi). Böyle durumlarda taşıma kapasitesi eğimli olmayan zemine göre önemli ölçülerde azalabilmektedir. Taşıma gücünün arttırılması için uygulanabilecek ekonomik çözümlerden bir tanesi geogrid donatı kullanılmasıdır.

Bu çalışmada, donatısız ve geogrid donatılı model şevde PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanılarak iki boyutlu ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümler yapılmıştır. Model şevde, donatısız durumda güvenlik sayıları bulunmuştur. Elde edilen çözümler birbiriyle karşılaştırılmıştır. Geogrid donatılı durumda ise; ilk donatı tabakası derinliğinin (u) etkisi, geogrid tabakası boyunun (L)

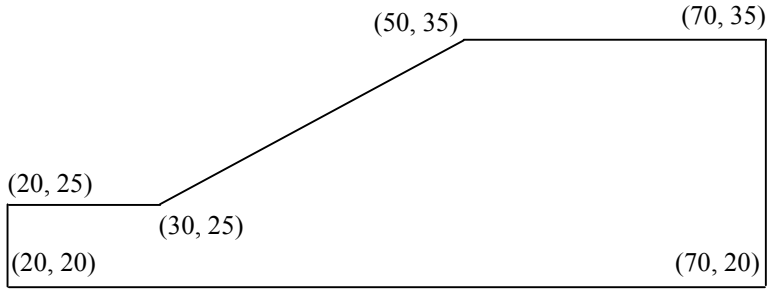
etkisi, donatı tabakaları arasındaki düşey derinliğin (h) etkisi ve donatı tabaka sayısının (N) etkisi araştırılarak optimum donatı parametreleri elde edilmiştir. GEOSTUDIO bilgisayar yazılımı ile de analizler gerçekleştirilmiş olup elde edilen sonuçlar PLAXIS programı ile karşılaştırılmıştır.

Çalışmada ayrıca donatısız ve geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi PLAXIS paket programı kullanılarak iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Geogrid donatılarının farklı derinlikteki etkileri araştırılıp optimum donatı parametreleri elde edilmiştir. Optimum donatı parametreleri kullanılarak farklı şev açısı, temel genişliği ve donatı tipleri için analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları daha önce gerçekleştirilen deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla (Keskin 2009) karşılaştırılmıştır.

2. KAYNAK ÖZETLERİ

2.1. Donatısız Şev Modeli (Griffiths ve Lane 1999)

Çalışmada ele alınan şev probleminin geometrisi Şekil 2.1'de görülmektedir.



Şekil 2.1. Model şev geometrisi

Ele alınan şevin stabilitesinin incelenmesi amacıyla iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler, sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan PLAXIS (professional version 8, Brinkgreve ve Vermeer, 1998) ve PLAXIS 3D Tunnel (2004) paket programları kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde farklı boyut, miktar ve yerleşim düzenindeki geogrid donatı tabakalarının stabilite üzerindeki etkisi araştırılmış, iki boyutlu ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri ve karşılaştırmaları yapılmıştır.

2.2. Donatısız Şevlere Oturan Yüzeysel Temeller

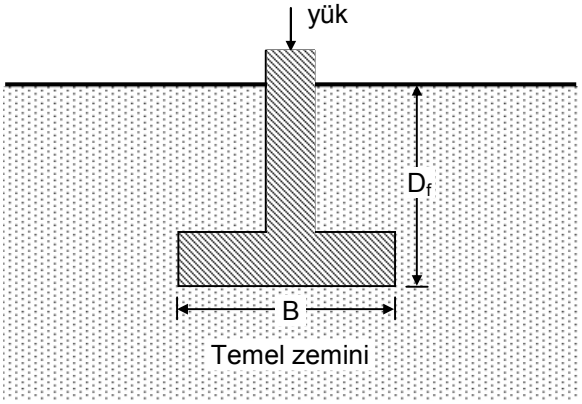
Bu bölümde donatısız şevlere oturan yüzeysel temellerle ilgili önceki çalışmalar özetlenmiştir. Önce yüzeysel temellerin taşıma gücü hakkında bilgi verilmiş daha sonra donatısız kumlu şevlere oturan yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi ve oturma davranışını konu alan araştırmalar sunulmuştur.

2.2.1. Yüzeysel Temellerin Taşıma Kapasitesi

Temeller, yapı yüklerini zemine aktaran yapı elemanlarıdır (Şekil 2.2). Temeller yardımıyla aktarılan yapı yüklerinden etkilenen ve yapı yüklerini taşıyan zemin ortamına ise, temel zemini denir. Yapı temelleri, D_f temel derinliği, B temel genişliği

olmak üzere, D_f /B oranına göre temel mühendisliğinde genel olarak iki ana gruba ayrılır. Bunlar, yüzeysel temeller ($D_f/B \leq 1$) ve derin temellerdir ($D_f/B > 1$).

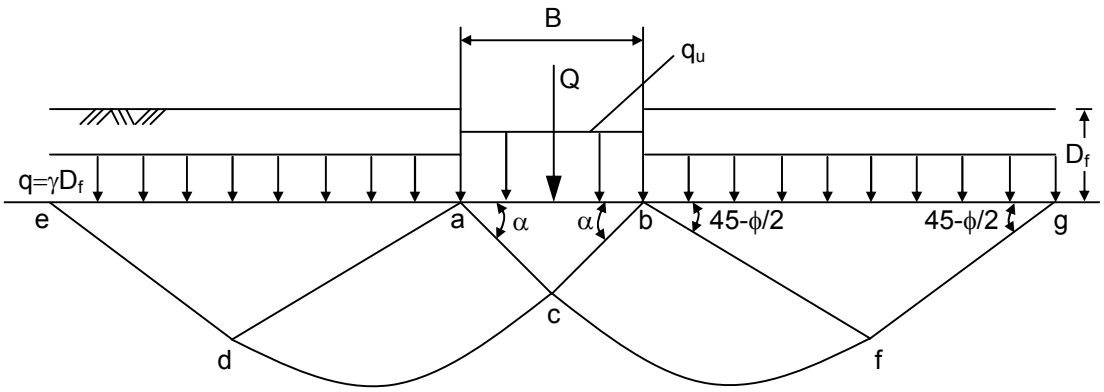
Yüzeysel temellerde zemin cinsine bağlı olarak üç farklı türde göçme oluşmaktadır. Bunlar; genel kayma göçmesi, bölgesel kayma göçmesi ve zımbalama kayma göçmesidir. Genel kayma göçmesi, genellikle sıkı kum veya sert killerde görülür, kırılma yüzeyleri belirgindir ve zemin yüzeyine kadar uzanırlar. Yük oturma eğrisinden kırılma noktası net olarak belirlenebilir. Yanlarda kabarma görülür. Bölgesel kayma göçmesi, genellikle orta sıkı kum veya orta sertlikteki kil zeminlerde görülmektedir. Bu tip göçme durumunda, kırılma yüzeyleri belirgin değildir. Yük-oturma eğrisinden kırılma noktası net olarak elde edilememektedir. Yanlarda kabarma görülür. Zımbalama kayma göçmesi ise, gevşek kumlarda ve yumuşak kil zeminlerde görülür. Temel, yanlarda kabarma veya kırılma yüzeyleri oluşmadan, büyük oturma değerlerine ulaşır. Yük-oturma eğrisinde, bölgesel kayma göçmesine benzer olarak, kırılma noktası belirgin değildir.



Şekil 2.2. Yapı temelleri

Zeminin taşıma gücünü belirlemek için birçok taşıma gücü teorisi vardır [(Prandtl (1921), Terzaghi (1943), Meyerhof (1951) vb]. Bunlardan en yaygın olarak kullanılanı Terzaghi (1943) tarafından önerilendir. Terzaghi, üniform yüklü şerit temel için geliştirdiği taşıma gücü teorisinde, göçme anında temel zemininde oluşan kırılma yüzeylerini Şekil 2.3'de görüldüğü gibi kabul etmiştir (Das 1999). Bu teoriye göre, temel altındaki göçme bölgesi üç bölgeye ayrılmaktadır. Bunlar;

- **abc bölgesi:** Temelin hemen altında yer alan kama şeklindeki elastik bölgedir. abc üçgeninin ac ve bc kenarları eşit olup, kırılma açısı, α, kayma mukavemeti açısı, ϕ, değerine eşittir.
- **bcf bölgesi:** Prandtl radyal kayma bölgesidir. cf kırılma yüzeyi logaritmik spiraldir.
- **bfg bölgesi:** Rankine pasif bölgesidir. Bu bölgenin kayma yüzeylerinin yatayla yaptığı açı (45-ϕ/2)'dir.



Şekil 2.3. Terzaghi tarafından kabul edilen zemin kırılma yüzeyleri

Temel zemini; homojen, izotrop ve yarı sonsuz kabul edilerek şerit temelin nihai taşıma kapasitesi, q_u, için aşağıdaki bağıntı çıkarılmıştır:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \qquad (2.1)$$

N_c, N_q, N_γ : Kayma mukavemet açısına bağlı taşıma gücü katsayıları

c : Kohezyon

γ : Zemin birim hacim ağırlığı

Terzaghi formülünün genel biçimi ise aşağıda verilmektedir:

$$q_u = K_1 c N_c + \gamma D_f N_q + K_2 \gamma B N\gamma \quad (2.2)$$

K_1, K_2 : Temel şekil katsayıları

Bir temel veya temel sisteminin iki ana şartı sağlaması gerekir. Bunlar;

a) Taşıma gücü koşulu: Temel, zeminde kırılma oluşturmamalı ve göçmeye karşı belli bir güvenlik olmalıdır. Bu koşul, temel taban basıncının, zemin emin taşıma gücünü aşmaması ile sağlanır. Emin taşıma gücü, q_{emin}, nihai taşıma kapasitesi, q_u, değerinin belli bir güvenlik sayısına (GS) bölünmesiyle elde edilir.

$$q_{emin} = \frac{q_u}{GS} \quad (2.3)$$

b) Oturma koşulu: Bir temelin zeminde kırılma meydana getirmemesi ve kırılmaya karşı güvenli olması yetmez. Ayrıca, meydana gelebilecek oturmaların, yapıya zarar vermemesi gerekir. Başka bir deyişle, toplam oturma veya oturma farkları, izin verilebilir oturma değerlerini aşmamalıdır.

Taşıma gücü ve oturma şartları sağlanarak hesaplanan taban basıncı değerine zemin emniyet gerilmesi (q_{zemn}) denilmektedir.

Terzaghi ve diğer taşıma gücü formülleri zemin yüzeyi düz, yatay tabanlı bir temel üzerine etkiyen düşey yükleri dikkate alır. Ancak, temellerin bir şev üzerine veya yakınına inşa edilmesi gerektiği durumlar vardır. Yaklaşım dolguları üzerine oturan köprü ayakları, elektrik direkleri ve bazı bina yapıları örnek olarak verilebilir. Bu gibi durumlar için aşağıdaki tespitler yapılabilir:

- Yanal destekte azalma, taşıma gücü yenilmesini daha olasılıklı hale getirir.
- Temeller, yüzeysel (veya derin) bir heyelanın meydana gelmesi halinde yıkılabilir.
- Yüzeye yakın zeminler yamaç aşağı yavaşça kayıyor olabilir ve bu kayma, temelin yavaşça şev aşağı hareketine neden olabilir. Bu durum özellikle killerde olasıdır (Coduto 2001).

Bir yapı temelinin şevli bir zemin üzerine inşa edildiği durumlarda, taşıma kapasitesi, eğimli olmayan zemine oranla, şevin eğimine ve temelin konumuna göre önemli mertebelerde azalabilmektedir.

2.2.2. Deneysel Çalışmalar

Donatısız kum şevlere oturan yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili deneysel çalışmalar oldukça sınırlı sayıda olup, Shields ve ark. (1977) tarafından, gerçekleştirilen deneysel çalışma ilk çalışmalardan biri olarak kabul edilmektedir. Çalışmada, deneyler 15m uzunluğunda, 2m genişliğinde ve 2.2m yüksekliğinde bir kasa içerisinde, 2yatay:1düşey eğimli kumlu bir şev üzerinde ve iki farklı sıkılıkta gerçekleştirilmiştir. Deneylerde, şev tepesine yerleştirilen 0.3m genişlikte ve 2m uzunluktaki şerit temel şevli zeminde göçme oluşuncaya kadar yüklenmiştir. Elde edilen nihai taşıma kapasitesi, q_u, değerleri kaydedilmiş ve taşıma gücü faktörü değerleri, Meyerhof (1957) denklemine göre hesaplanmıştır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda, Meyerhof (1957) sonuçlarının, deneysel sonuçlardan daha büyük değerler vermesine rağmen, yüzeye yakın derinliklerde deneysel sonuçlara oldukça yakın olduğu görülmüştür.

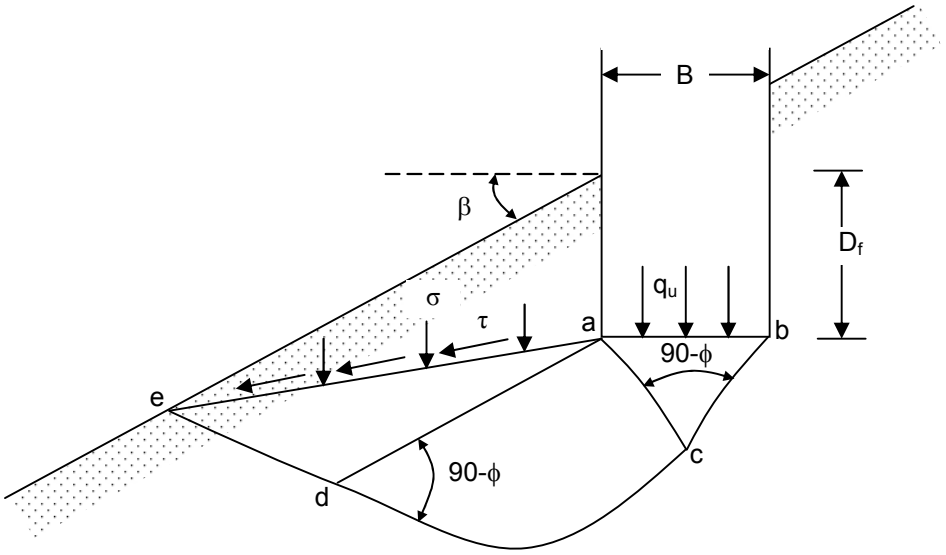
Gemperline (1988) tarafından kumlu bir şeve oturan temelin nihai taşıma kapasitesini araştırmak amacıyla santrifüj düzeneği kullanılarak deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Deneyler, 2yatay:1düşey ve 1.5yatay:1düşey şev eğimlerinde, farklı sıkılıklarda, değişik D_f/B (temel derinliği/temel genişliği) ve B/L (temel genişliği/temel uzunluğu) değerlerinde gerçekleştirilmiştir. Çalışma sonunda, deneysel sonuçlara dayanılarak ampirik bir formül geliştirilmiştir.

Garnier ve ark. (1994), şeve oturan şerit temelde, şev etkisinden dolayı taşıma kapasitesinde meydana gelen azalmayı belirlemek amacıyla deneysel bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Deneysel çalışmada, 1yatay:1.5düşey, 1yatay:2düşey ve 1yatay:3düşey olmak üzere üç farklı şev eğiminde, kayma mukavemeti açısı ϕ=40.5° olan bir kum zemine oturan şerit temelin taşıma kapasitesi, model deneyler yapılarak incelenmiştir. Deneylerde kullanılan model temelin genişliği 0.9m'dir. Çalışmada, şerit temelin, şev tepesine değişik mesafelerde yerleştirilmesi durumunda taşıma kapasitesi davranışı incelenmiştir. Yapılan deneyler sonucunda, şerit temelin şev tepesine olan uzaklığının, b, temel genişliğine, B, oranının (b/B) 6'dan büyük olması durumunda,

taşıma kapasitesi üzerinde şev etkisinin olmadığı, ayrıca şev açısının artmasıyla taşıma kapasitesinin azaldığı görülmüştür.

2.2.3. Teorik Çalışmalar

Şev üzerine veya yakınına oturan yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili ilk teorik çalışma Meyerhof (1957) tarafından gerçekleştirilmiştir. Şekil 2.4'de, şev üzerine oturan B genişliğindeki sürekli bir temelin altında oluşan plastik bölge görülmektedir (Das 1999).



Şekil 2.4. Şev üzerine oturan temel (Das 1999)

Şekilde, abc elastik bölge, acd radyal kayma bölgesi ve ade ise karma kayma bölgesini göstermektedir. ea düzlemindeki σ ve τ sırasıyla, normal ve kayma gerilmeleridir. β ise, şevin yatayla yaptığı açıdır.

Nihai taşıma gücü Meyerhof (1957)'ye göre (2.4) eşitliği ile hesaplanabilir.

$$q_u = cN_{cq} + 0.5\gamma BN_{\gamma q} \quad (2.4)$$

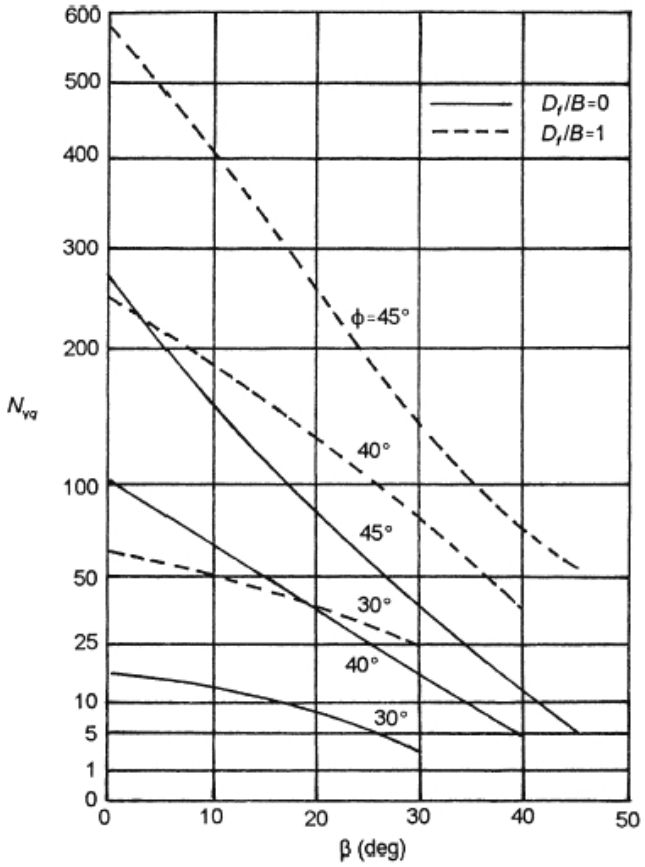
Burada, N_{cq}, $N_{\gamma q}$ Meyerhof taşıma gücü faktörleridir. Bu eşitlik kohezyonlu zeminler ($\phi=0$) için,

$$q_u = cN_{cq} \tag{2.5}$$

şeklinde yazılabilir. Benzer şekilde, kohezyonsuz zeminler (c=0) için,

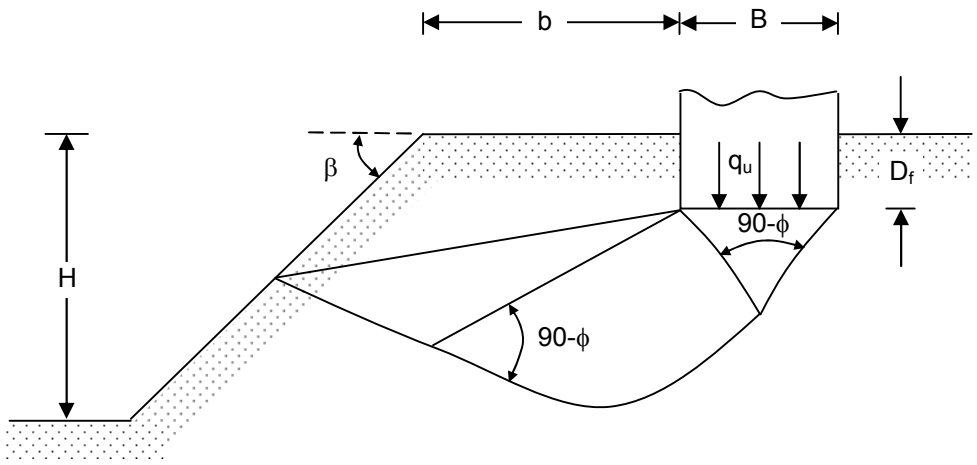
$$q_u = 0.5\gamma BN_{\gamma q} \tag{2.6}$$

şeklindedir. Şekil 2.5'de, $N_{\gamma q}$ taşıma gücü faktörünün, şev açısı β ve içsel sürtünme açısı ϕ değerlerine bağlı olarak Meyerhof (1957) tarafından abaklaştırılmış hali görülmektedir (Das 1999).

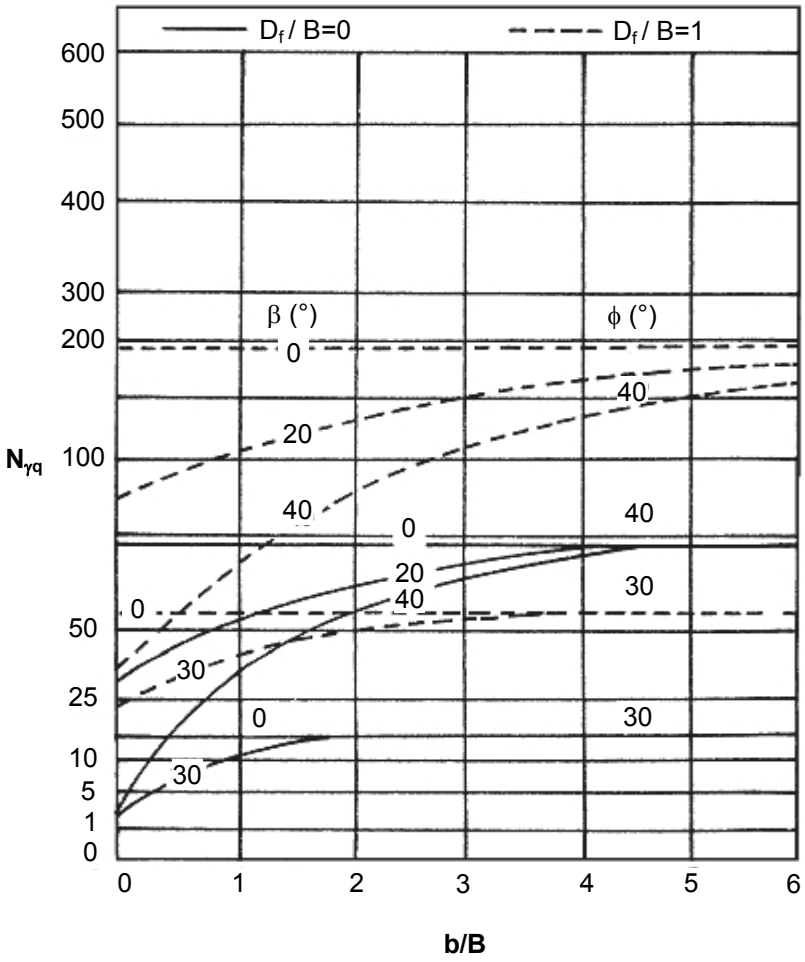


Şekil 2.5. Şev üzerine oturan sürekli temellerde $N_{\gamma q}$ değerleri (Das 1999)

Şekil 2.6'da H yüksekliğinde bir şevin tepesine oturan B genişliğinde sürekli bir temel görülmektedir. Temel, şev tepesinden b kadar uzaklığa yerleştirilmiştir. Temelin nihai taşıma kapasitesi (2.4) eşitliği ile hesaplanmaktadır. Şekil 2.7'de ise, temelin şev tepesinden uzaklığı b ve içsel sürtünme açısı ϕ değerine bağlı olarak $N_{\gamma q}$ taşıma gücü faktörünün, Meyerhof (1957) tarafından abaklaştırılmış hali görülmektedir (Das 1999).



Şekil 2.6. Şev yakınına oturan sürekli temel (Das 1999)



Şekil 2.7. Şev yakınına oturan sürekli temellerde $N_{\gamma q}$ değerleri (Das 1999)

Hansen (1970), temelin şev sınırına yerleştirilmesi durumunda (b=0), temelin nihai taşıma kapasitesi için

$$q_u = cN_c\lambda_{c\beta} + \gamma D_f N_q \lambda_{q\beta} + 0.5\gamma B N_\gamma \lambda_{\gamma\beta} \tag{2.7}$$

eşitliğini önermiştir. Burada,

N_c, N_q, N_γ : Taşıma gücü katsayıları

$\lambda_{c\beta}$, $\lambda_{q\beta}$, $\lambda_{\gamma\beta}$: Şev katsayılarıdır. Hansen (1970)'e göre,

$$\lambda_{q\beta} = \lambda_{\gamma\beta} = (1 - \tan\beta)^2 \tag{2.8}$$

$$\lambda_{c\beta} = \frac{N_q\lambda_{q\beta} - 1}{N_q - 1} \quad (\phi>0 \text{ için}) \tag{2.18}$$

$$\lambda_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2} \quad (\phi=0 \text{ için}) \tag{2.19}$$

şeklindedir.

Vesic (1975), ϕ=0 olması durumunda, şev ağırlığının ihmal edilmesiyle, N_γ katsayısının negatif bir değer alacağını ve

$$N_\gamma = -2\sin\beta \tag{2.9}$$

eşitliğiyle bulunabileceğini göstermiştir. Buna göre ϕ=0 durumu için, (2.7) eşitliği, (N_c=5.14, N_q=1 olmak üzere)

$$q_u = c(5.14)\left(1 - \frac{2\beta}{5.14}\right) + \gamma D_f (1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \sin\beta (1 - \tan\beta)^2$$

veya

$$q_u = (5.14 - 2\beta)c + \gamma D_f (1 - \tan\beta)^2 - \gamma B \sin\beta (1 - \tan\beta)^2 \quad (2.10)$$

halini alacaktır.

Graham ve ark. (1988), kumlu şevlere oturan sürekli temellerde, $N_{\gamma q}$ taşıma gücü katsayısının elde edilebilmesi için, gerilme karakteristikleri metodunu kullanarak bir çözüm geliştirmişlerdir. Analizlerde kabul edilen temel derinliği (D_f /B) ve temel konumu (b/B) için zemin içerisindeki göçme bölgesi Şekil 2.8'de, gerilme karakteristikleri metoduyla elde edilen $N_{\gamma q}$ değerleri ise, Şekil 2.9, 2.10 ve 2.11'de görülmektedir.

Saran ve ark. (1989), limit denge ve limit analiz yaklaşımını kullanarak, şeve oturan yüzeysel temellerin nihai taşıma kapasitesini veren bir çözüm elde etmişlerdir. Bu çözüme göre, şerit temelin nihai taşıma kapasitesi,

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_\gamma \quad (2.11)$$

eşitliğiyle hesaplanmaktadır. N_c, N_q ve N_γ taşıma gücü katsayılarının sayısal değerleri Çizelge 2.1'de görülmektedir.

Gemperline (1988) tarafından, kumlu şevlere oturan sürekli temellerin taşıma kapasitesinin belirlenmesi amacıyla santrifüj deney sonuçlarına dayanılarak, Shields ve ark. (1990), $N_{\gamma q}$ taşıma gücü katsayısı için,

$$\frac{N_{\gamma q}}{N_{\gamma qR}} = \left[1 + 0.65\left(\frac{D_f}{B}\right)\right]\left\{1 - 0.8\ \left[1 - (1 - \tan\beta)^2\right]\left[\frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B}\right)^2 \tan\beta}\right]\right\}$$

$$\times\left\{1 - 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right)\tan\beta\left[\frac{2}{2 + \left(\frac{b}{B}\right)^2 \tan\beta}\right]\right\} \quad (2.12)$$

eşitliğini önermişlerdir.

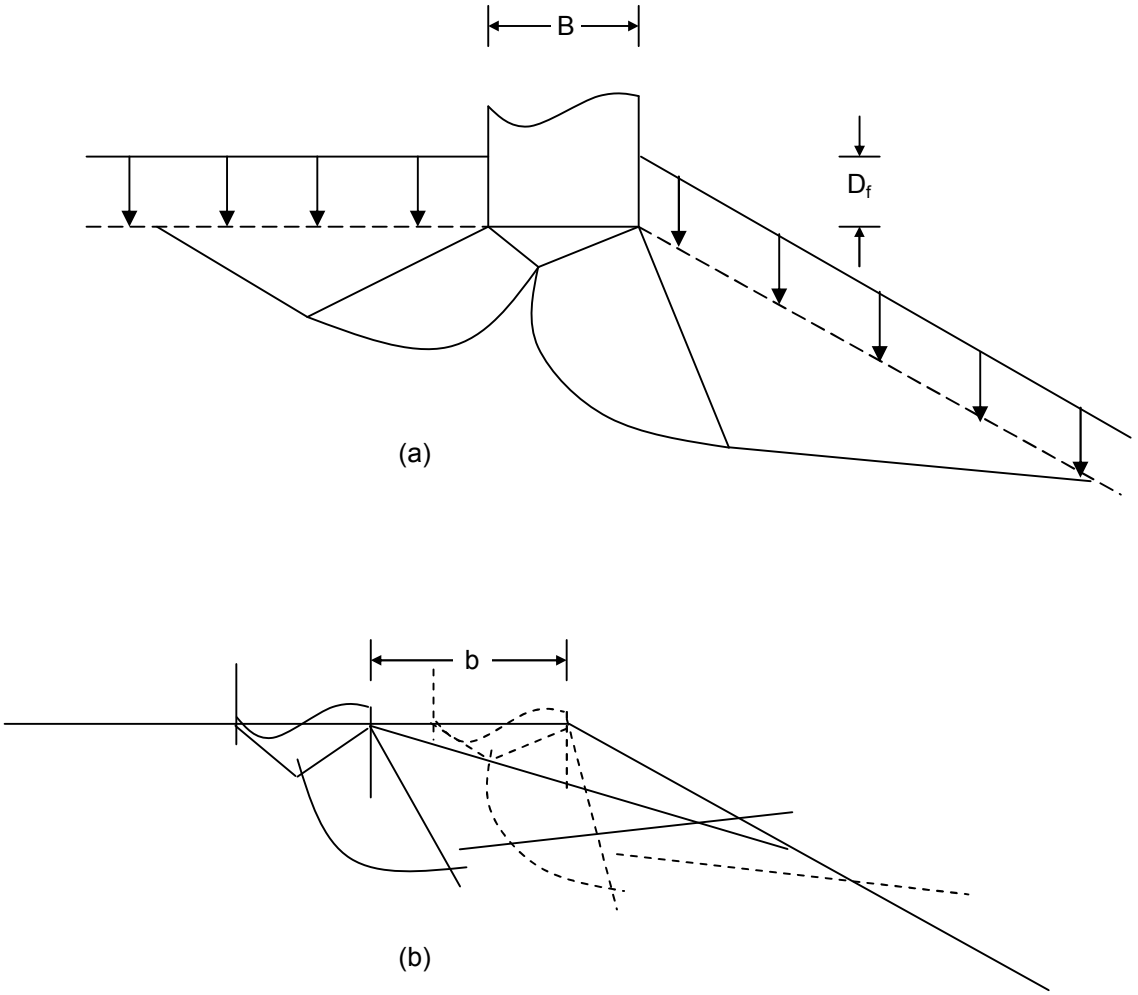
Burada,

$N_{\gamma qR}$: yatay zemin yüzeyine oturan referans sürekli temel için $N_{\gamma q}$ değeridir.

$N_{\gamma qR}$ değeri,

$$N_{\gamma qR} = (10^{0.116\ \phi - 2.386})(10^{0.340 - 0.200 \log B}) \tag{2.13}$$

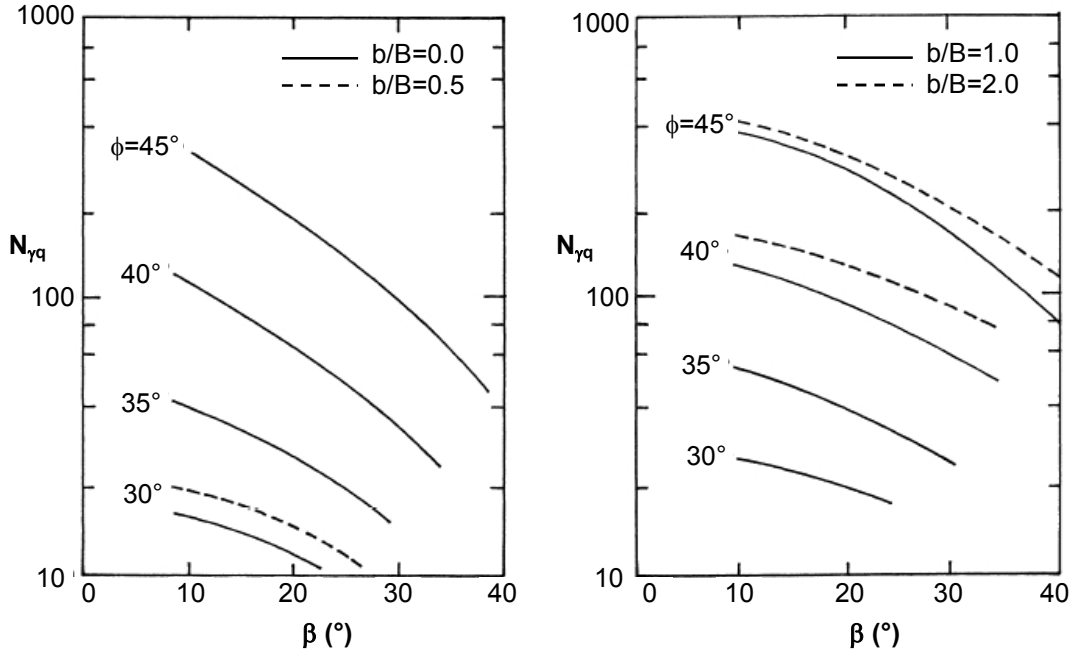
eşitliğiyle hesaplanabilmektedir**.**



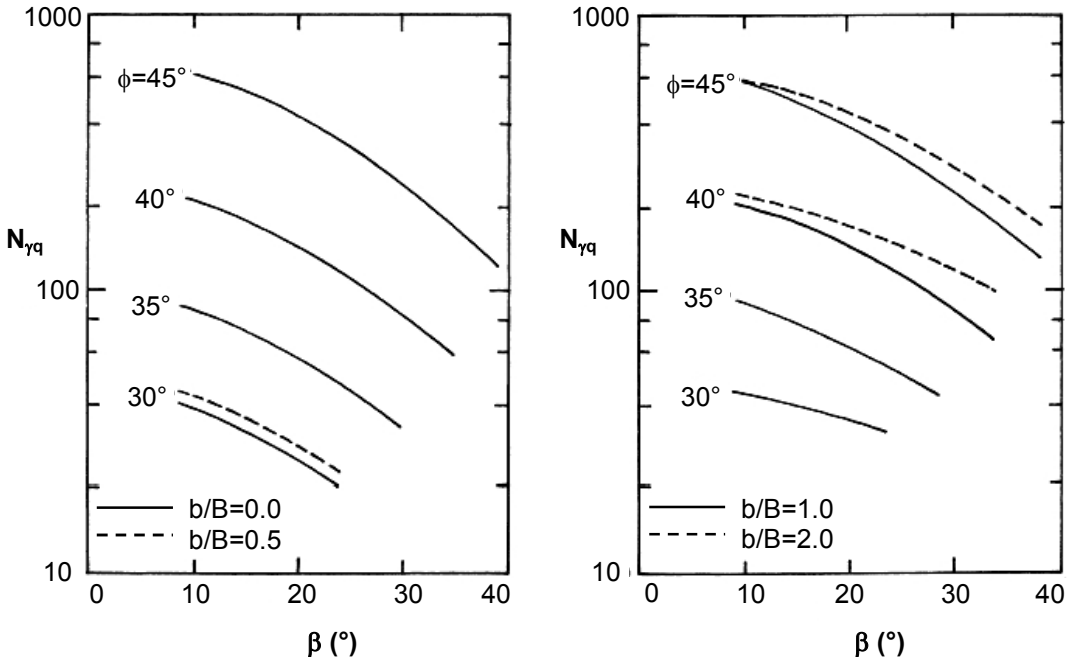
Şekil 2.8. Temel derinliği ve konumu için göçme bölgesinin şematik gösterimi
(a) $D_f/B>0$ (b) $b/B>0$

Çizelge 2.1. Saran ve ark. (1989) analizine göre taşıma gücü katsayıları

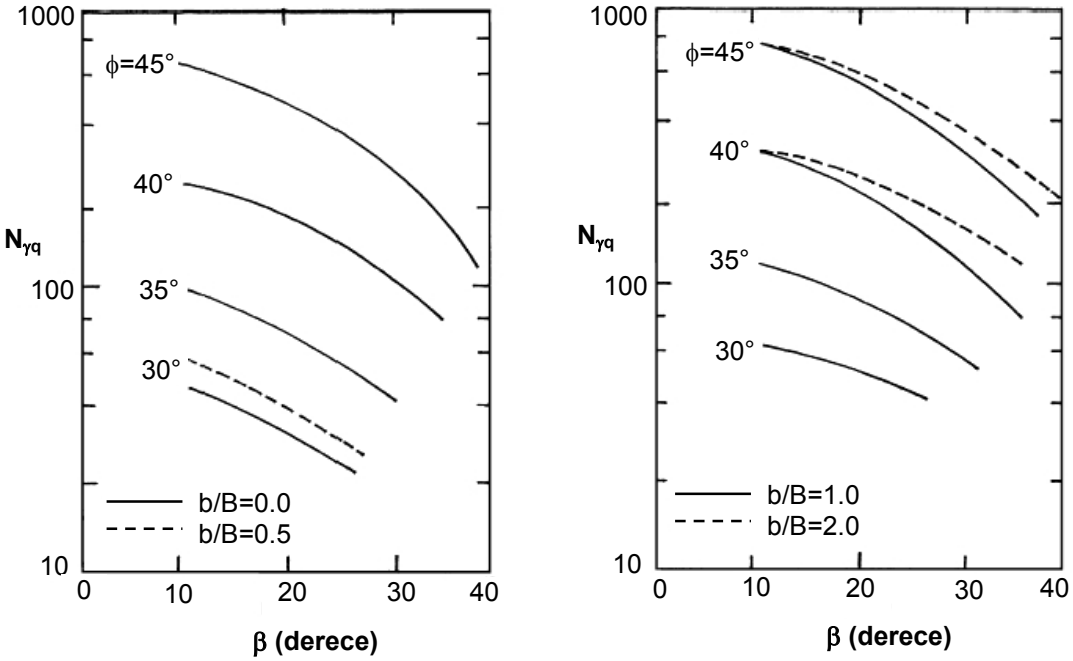
	β (°)	$\frac{D_f}{B}$	$\frac{b}{B}$	İçsel sürtünme açısı, ϕ (°)						
				40	**35**	**30**	**25**	**20**	**15**	**10**
N_γ	30	0	0	25.37	12.41	6.14	3.20	1.26	0.70	0.10
	20			53.48	24.54	11.62	5.61	4.27	1.79	0.45
	10			101.74	43.35	19.65	9.19	4.35	1.96	0.77
	0			165.39	66.59	28.98	13.12	6.05	2.74	1.14
	30	0	1	60.06	34.03	18.95	10.33	5.45	0.00	
	20			85.98	42.49	21.93	11.42	5.89	1.35	
	10			125.32	55.15	25.86	12.26	6.05	2.74	
	0			165.39	66.59	28.89	13.12	6.05	2.74	
	30	1	0	91.87	49.43	26.39				
	25			115.65	59.12	28.80				
	20			143.77	66.00	28.89				
	≤15			165.39	66.59	28.89				
	30	1	1	131.34	64.37	28.89				
	25			151.37	66.59	28.89				
	≤20			166.39	66.59	28.89				
N_q	30	1	0	12.13	16.42	8.98	7.04	5.00	3.60	
	20			12.67	19.48	16.80	12.70	7.40	4.40	
	≤10			81.30	41.40	22.50	12.70	7.40	4.40	
	30	1	1	28.31	24.14	22.50				
	20			42.25	41.40	22.50				
	≤10			81.30	41.40	22.50				
N_c	50	0	0	21.68	16.52	12.60	10.00	8.60	7.10	5.50
	40			31.80	22.44	16.64	12.80	10.04	8.00	6.25
	30			44.80	28.72	22.00	16.20	12.20	8.60	6.70
	20			63.20	41.20	28.32	20.60	15.00	11.30	8.76
	≤10			88.96	55.36	36.50	24.72	17.36	12.61	9.44
	50	0	1	38.80	30.40	24.20	19.70	16.42		
	40			48.00	35.40	27.42	21.52	17.28		
	30			59.64	41.07	30.92	23.60	17.36		
	20			75.12	50.00	35.16	27.72	17.36		
	≤10			95.20	57.25	36.69	24.72	17.36		
	50	1	0	35.97	28.11	22.38	18.38	15.66	10.00	
	40			51.16	37.95	29.42	22.75	17.32	12.16	
	30			70.59	50.37	36.20	24.72	17.36	12.16	
	20			93.79	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	≤10			95.20	57.20	36.20	24.72	17.36	12.16	
	50	1	1	53.65	42.47	35.00	24.72			
	40			67.98	51.61	36.69	24.72			
	30			85.38	57.25	36.69	24.72			
	≤20			95.20	57.25	36.69	24.72			



Şekil 2.9. Teorik $N_{\gamma q}$ değerleri (D_f/ B=0) (Graham ve ark. 1988)



Şekil 2.10. Teorik $N_{\gamma q}$ değerleri (D_f/ B=0.5) (Graham ve ark. 1988)



Şekil 2.11. Teorik $N_{\gamma q}$ değerleri (D_f / B=1) (Graham ve ark. 1988)

2.3. Donatılı Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Kapasitesi

Bu bölümde önce donatılı zeminden sonra da donatılı şevler ve donatılı şevler üzerine oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili deneysel ve teorik çalışmalar sunulacaktır.

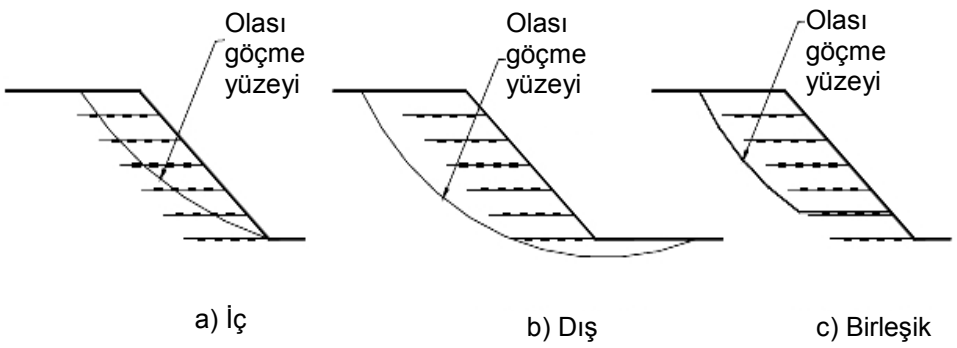
2.3.1. Donatılı Zeminler

Donatılı zemin, çekme dayanımı çok düşük olan zeminlerin geotekstil, geogrid gibi malzemeler kullanılarak mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesidir. İlk defa Vidal (1968) tarafından kullanılmıştır. Zemin içerisindeki çekmeye dayanıklı elemanların varlığının betonarmedeki çeliğe benzer bir etki oluşturduğunu iddia ederek bir dizi deneyle ispatlamıştır. Bilhassa dolgu ve dayanma yapılarında kullanılmış ve verimli sonuçlar alınmıştır. Donatı olarak kullanılan elemanlar, doğal, işlenmiş metal veya sentetik lifli malzemelerden üretilmektedir. Başta metal şeritler kullanılırken 1980'li yıllardan sonra bunların yerini geosentetik türü malzemeler almıştır.

2.3.2. Donatılı Şevler

Şevli dolgularda stabiliteyi arttırmak amacıyla donatılandırılan şevlerde de, donatı kuvvetlerinin bilinen kuvvetler olarak limit denge analizinde yer almasıyla çözüm gerçekleştirilmektedir. Donatılı zeminlerin tasarımında, tüm olası göçme şekilleri göz önüne alınmalıdır (Şekil 2.12):

- Göçme düzleminin donatı ile kesiştiği durum için iç stabilite
- Göçme düzleminin donatılı zemin kütlesinin dışında ve altında oluştuğu durum için dış stabilite
- Göçme yüzeyinin donatılı zemin kütlesinin arkasından ve içinden geçtiği durum için birleşik stabilite (Keskin ve ark. 2008).



Şekil 2.12. Donatılı şevlerde göçme şekilleri

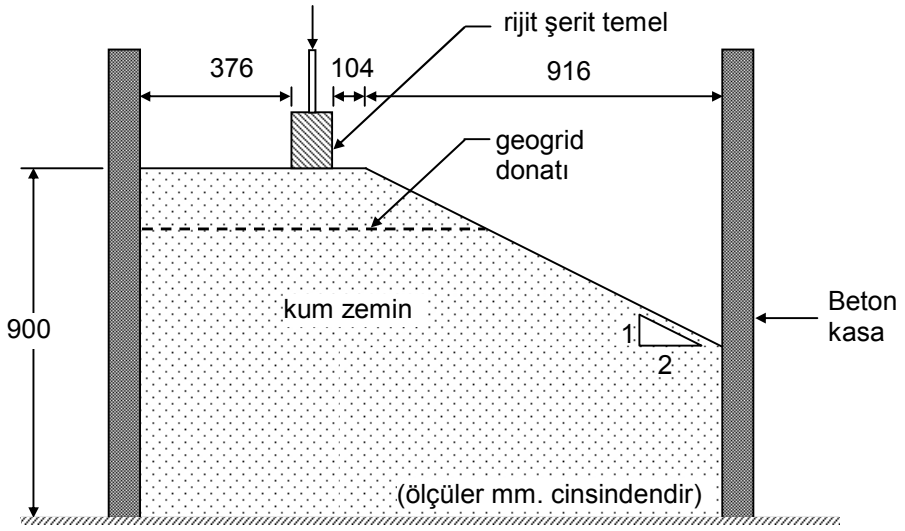
2.3.3. Deneysel Çalışmalar

Donatı ile güçlendirilmiş yatay bir zemin üzerine oturan yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili literatürde birçok çalışma mevcuttur [Binquet ve Lee (1975a,b), Akinmusuru ve Akinbolade (1981), Fragaszy ve Lawton (1984), Guido ve ark. (1985), Huang ve Tatsuoka (1990), Mandal ve Sah (1992), Dixit ve Mandal (1993), Khing ve ark. (1993), Yetimoğlu ve ark. (1994), Adams ve Collin (1997), Laman ve Yıldız (2003), Kumar ve Saran (2003), Michalowski (2004), Kumar ve Walia (2006)].

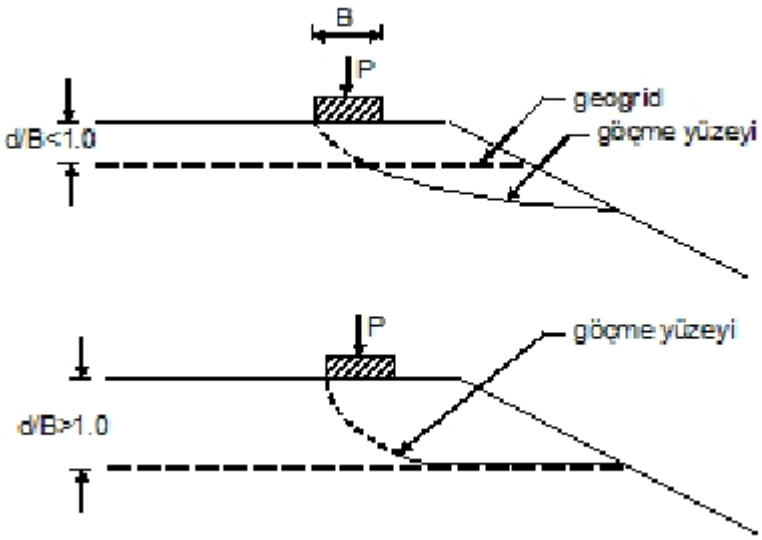
Donatılı şevlerle ilgili önceki çalışmaların birçoğu ise şev üzerinde temel olmaksızın limit denge esaslı tasarım yöntemlerini geliştirmeye yöneliktir [Schneider ve Holtz (1986), Schmertmann ve ark. (1987), Leshchinsky ve Boedeker (1990), Sawicki ve Lesniewska (1991), Mandal ve Labhane (1992), Lesniewska (1993), Zhao (1996), Michalowski (1997), Zornberg ve ark. (1998a,b)]. Fakat donatılı şevlere oturan temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili çalışmalar sınırlı sayıdadır [Selvedurai ve Gnanendran (1989), Huang ve ark. (1994), Lee ve Manjunath (2000), Yoo (2001), Bathurst ve ark. (2003), Sawwaf (2007), Laman ve ark. (2007)].

Selvedurai ve Gnanendran (1989), tarafından küçük ölçekli bir model üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışma konu ile ilgili yapılan ilk çalışma olarak kabul edilmektedir. Çalışmada deneyler, 1500mm uzunluğunda, 880mm genişliğinde ve 1200mm yüksekliğindeki beton bir deney kasası içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 2.13). Model şerit temel olarak 104mm genişliğinde ve 870mm uzunluğunda rijit bir çelik plaka kullanılmıştır. Deneysel çalışmada, kum zemin kasa içerisine γ_k=17.6 kN/m^3 (ϕ=43°) olacak şekilde tabakalar halinde kompaktörle sıkıştırılarak yerleştirilmiştir. Donatı istenilen derinliğe yerleştirildikten ve sıkıştırma işlemi tamamlandıktan sonra, şev eğimi 1düşey:2yatay olacak şekilde kum zemin kazılarak oluşturulmuştur. Çalışmada, donatı malzemesi olarak geogrid kullanılmış ve tek bir geogrid tabakasının temelin taşıma kapasitesine etkisi araştırılmıştır. Deneylerde, model temel şev tepesinden 1.0B kadar uzaklığa yerleştirilmiş ve geogrid tabakası tek tabaka halinde belli derinliklere yerleştirilerek model temel plakasının yüklenmesi sonucunda elde edilen yük ve oturma değerleri ölçülmüştür.

Çalışma sonunda, tek geogrid donatı tabakasının temel genişliğinin 0.5 ve 0.9 katı kadar derinliklere yerleştirilmesi durumunda şerit temelin nihai taşıma kapasitesinin donatısız duruma göre yaklaşık 1.5 kat arttığı görülmüştür. Ayrıca, geogrid tabakasının temel genişliğinin 2 katı kadar derinliğe yerleştirilmesi durumunda yük taşıma kapasitesine herhangi bir katkısının olmadığı anlaşılmıştır. Şekil 2.14'de ise deneyler sonucunda gözlenen, donatı derinliği-göçme yüzeyi değişimi görülmektedir.



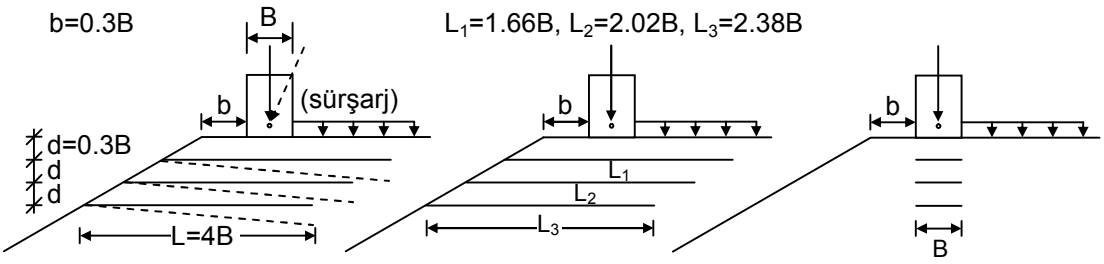
Şekil 2.13. Deney düzeneği (Selvedurai ve Gnanendran 1989)



Şekil 2.14. Donatı derinliği-Göçme yüzeyi değişimi
(Selvedurai ve Gnanendran 1989)

Huang ve ark. (1994) tarafından, kumlu bir şeve oturan şerit temelin davranışı, küçük ölçekli laboratuar deneyleriyle donatılı ve donatısız durumlar için araştırılmıştır. Deneysel çalışmada, 1827mm uzunluğunda, 400mm genişliğinde ve 677mm

yüksekliğinde 30°'lik bir model şev kullanılmıştır. Model şev, kumun deney kasası içerisine yağmurlama sistemiyle ortalama ϕ=48° olacak şekilde yerleştirilip eğimli kısmın kazılarak çıkarılmasıyla oluşturulmuştur. Model şerit temel olarak, 100mm genişliğinde ve 398mm uzunluğunda, şev tepesine 30mm uzaklığa yerleştirilen rijit bir çelik plaka kullanılmıştır. Çalışmada donatı malzemesi olarak 3mm genişliğinde, 0.5mm kalınlığında ve 100mm-400mm uzunluklarında fosfor bronz şeritler kullanılmıştır. Çalışmada, farklı yükleme koşulları ve donatı yerleşimleri için donatısız ve donatılı kumlu şevlere oturan şerit temelin taşıma kapasitesi davranışı 5 grup deney gerçekleştirilerek incelenmiştir (Şekil 2.15). Birinci grup deneylerde donatısız durumda kumlu şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesi davranışı, ikinci grup deneylerde donatılar arası düşey derinlik değerleri, üçüncü grup deneylerde donatı uzunluğu ve pozisyonu, dördüncü grup deneylerde kaplama oranı (covering ratio), beşinci grup deneylerde ise yönlenme (orientation) parametreleri araştırılmıştır.



Şekil 2.15. Donatı şeritlerinin yerleşim düzeni (Huang ve ark. 1994)

Çalışmada, birinci grup deneylerde şev içerisine donatı konulmamış ve şerit temele etkiyen yükün temel yüzeyiyle 0°, 5° (şev yüzeyi yönünde) ve -5°'lik (şev yüzeyinin aksi yönünde) açılarla uygulanması durumunda taşıma kapasitesi davranışı incelenmiştir. Bu grup deneyler sonunda, yükün şerit temele -5°'lik açıyla uygulanması durumunda, nihai taşıma kapasitesi değerinin 0°'lik açıyla uygulanması durumuna göre 1.6 kat, 5°'lik açıyla uygulanması durumuna göre ise, 2.2 kat daha büyük değer verdiği görülmüştür.

İkinci grup deneylerde, donatılar arası düşey mesafenin yük-oturma davranışına etkisi incelenmiştir. Bu amaçla, zemin içerisine 3 adet şerit donatı yerleştirilmiş ve donatılar arası mesafenin temel genişliğinin 0.3 katı (0.3B) ve 0.5 katı olması durumunda (0.5B) deneyler gerçekleştirilmiştir. Deneyler sonunda donatılar arası mesafenin 0.5B olması durumunda şerit temelin nihai taşıma kapasitesinin donatısız duruma göre 3.80 kat, donatılar arası mesafenin 0.3B olması durumuna göre ise 1.17 kat daha büyük olduğu görülmüştür.

Üçüncü grup deneylerde, donatı uzunluğunun şerit temelin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmış ve optimum donatı uzunluğu L=4B olarak elde edilmiştir.

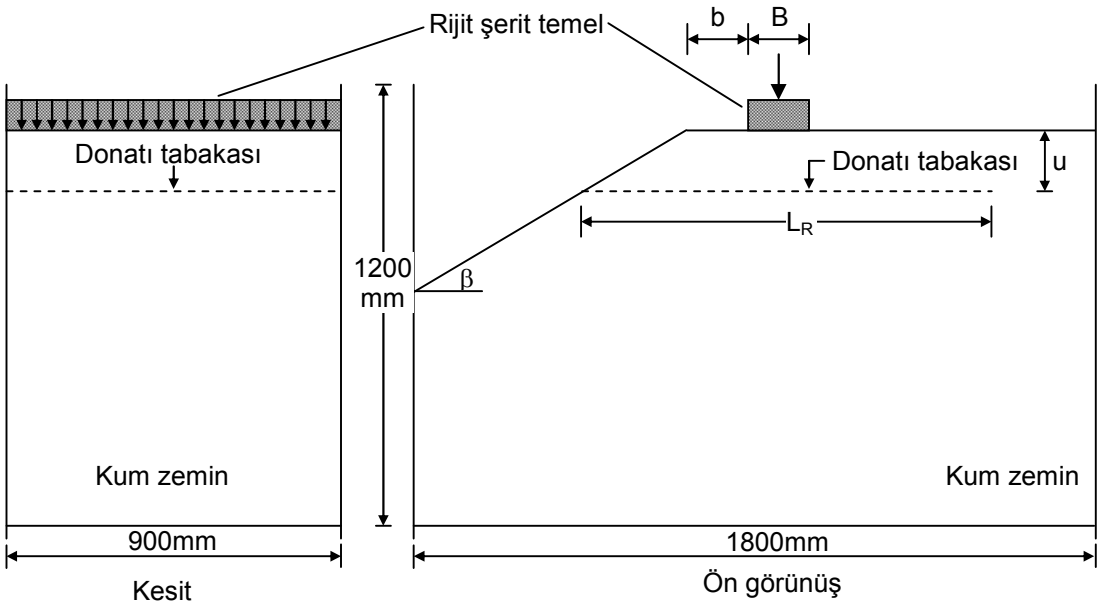
Dördüncü grup deneylerde, kaplama oranının (CR=Bir şerit donatı genişliği/Donatı konulan toplam zemin genişliği) şerit temelin nihai taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmış ve CR değerinin %10'dan büyük olması durumunda nihai taşıma kapasitesinde önemli bir artış gözlenmemiştir.

Beşinci grup deneylerde ise, şerit donatıların kum şev içerisine yatay, 30° ve 60°'lik açılarla yerleştirilmesi durumunda yük-oturma eğrileri elde edilmiş ve en yüksek nihai taşıma kapasitesi değerinin, şerit donatıların zemin içerisine 30°'lik açıyla yerleştirilmesi durumunda elde edildiği görülmüştür.

Lee ve Manjunath (2000), geosentetikle güçlendirilmiş kumlu şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesini donatısız ve donatılı durum için deneysel ve sayısal olarak araştırmışlardır. Deneyler 1800mm uzunluğunda, 900mm genişliğinde ve 1200mm yüksekliğinde bir deney kasası içerisinde gerçekleştirilmiş ve model şerit temel olarak 100mm genişliğinde ve 900mm uzunluğunda rijit bir çelik plaka kullanılmıştır (Şekil 2.16). Deneylerde kum zemin γ_k=17.8 kN/m^3 (ϕ=38°) olacak şekilde yağmurlama yöntemiyle deney kasası içerisine yerleştirilmiş ve istenilen şev eğimi kum kazılarak elde edilmiştir. Deneylerde, zemin içerisine tek bir donatı tabakası yerleştirilmesi durumunda şerit temelin taşıma kapasitesi davranışı araştırılmıştır. Donatı malzemesi olarak, geosentetik kullanılmıştır.

Çalışmada şev açısının, temelin şev tepesine olan uzaklığının, farklı geosentetik tiplerinin ve ilk donatı derinliğinin şerit temelin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla deneyler, üç farklı şev açısında (20°, 26.56° ve 30°), şerit

temelin şev tepesine farklı uzaklıklarında (1B, 2B, 3B, 4B ve 5B) ve iki farklı tip geogrid ve örgüsüz geotekstil kullanılarak gerçekleştirilmiştir.



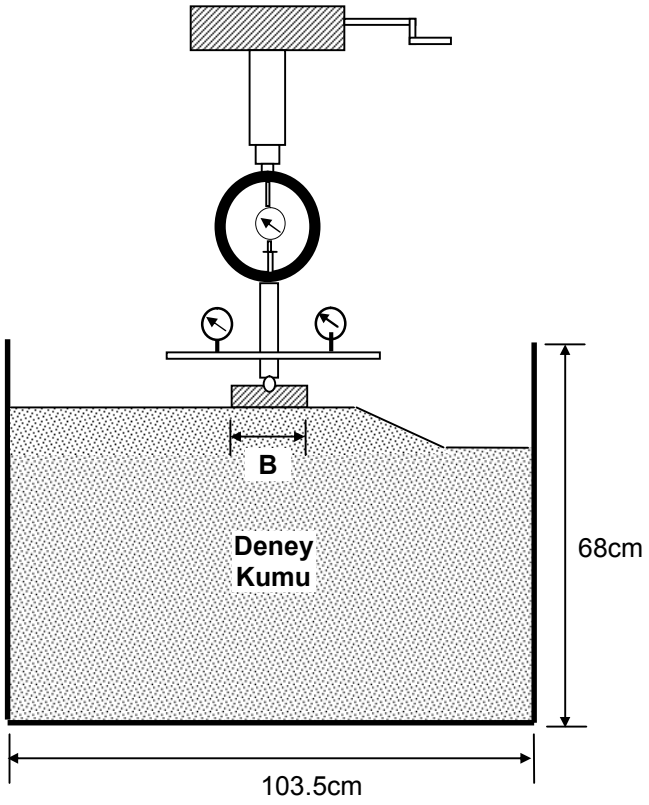
Şekil 2.16. Model deney düzeneği (Lee ve Manjunath 2000)

Çalışma sonunda, her üç tip donatı için de, donatının temel genişliğinin yarısı kadar (0.50B) derinliğe yerleştirilmesi durumunda en büyük taşıma gücü değerinin elde edildiği görülmüştür. Bu durumda temelin taşıma kapasitesi donatısız duruma göre daha yüksek çekme kapasitesine sahip geogrid kullanılması durumunda 1.76 kat, ikinci tip geogridde 1.58 kat, geotekstil kullanılması durumunda ise 1.43 kat arttığı görülmüştür. Şerit temelin taşıma kapasitesinin, şev açısı arttıkça azaldığı ve şev tepesinden uzaklaştıkça arttığı görülmüştür. Hem donatısız hem donatılı durumda temelin şev tepesine olan uzaklığının 1B–4B arasında olması durumunda taşıma kapasitesinin arttığı, şev tepesinden 5B uzaklığa yerleştirilmesi durumunda ise temelin taşıma kapasitesi üzerinde bir etkisinin kalmadığı, yani şevsiz durumla yaklaşık aynı taşıma kapasitesi değerini verdiği görülmüştür.

Laman ve ark. (2007) tarafından, kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi ile ilgili deneysel bir çalışma gerçekleştirilmiştir. Deneysel çalışma, donatı ile

güçlendirilmiş kumlu şev üzerinde yapılan, model plaka yükleme deneylerini içermektedir. Model temel olarak 20mm kalınlıkta ve plan boyutları 400mm×40mm olan metal şerit plaka kullanılmıştır. Donatı malzemesi olarak kohezyonsuz zeminlerde daha efektif çalışması nedeniyle geogridler tercih edilmiştir. Deneylerde kasa içerisine farklı boyut, miktar ve konumda yerleştirilen geogrid donatıların taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Deneyler 103.5×40.5cm genişliğinde ve 68cm yüksekliğindeki dikdörtgen kesitli kasa içerisinde yapılmıştır (Şekil 2.17).

Deneylerde şev açısı $\beta=30^{\circ}$ olarak belirlenmiştir. Yüzeyi şevlendirmek amacı ile ahşap suntadan özel olarak hazırlanmış 30° açıya sahip şev plakası kullanılmıştır. Kum numuneler kasa içerisinde D_r=%65 olacak şekilde yerleştirilmiştir. Deney kumunun kayma mukavemeti parametrelerini belirlemek amacıyla kesme kutusu ve konsolidasyonlu drenajlı (CD) üç eksenli basınç deney verileri dikkate alınmıştır. Buna göre kumun kayma mukavemeti açısı $\phi=41^{\circ}$ ve kohezyonu c=0 kPa olarak bulunmuştur. Donatı malzemesi olarak tek yönlü çalışan ve 28.6 kN/m çekme mukavemetine sahip geogrid donatı kullanılmıştır.



Şekil 2.17. Deney düzeneği (Laman ve ark. 2007)

İlk donatı tabakası derinliğinin, u, taşıma kapasitesine etkisini araştırmak amacıyla farklı u değerleri seçilerek bir seri deney yapılmıştır. Deneylerde donatı tabaka sayısı N=1, sıkılık derecesi D_r=%65 ($\pm$3), donatı tabaka boyu L=10B, temelin şev tepesine olan mesafesi b=2B, şev açısı ise $\beta=30^o$ olarak sabit tutulmuştur. İlk donatı derinliği, u, 0.25B ile 1.00B arasında seçilerek yapılan deneylerden, u=0.25B ile u=0.50B arasında taşıma kapasitesinin arttığı, u=0.50B durumunda ise, taşıma kapasitesinin maksimum değere ulaştığı görülmüştür. İlk donatı tabakasının optimum derinliğe yerleştirilmesi durumunda (u=0.50B) taşıma kapasitesi, donatısız duruma göre yaklaşık 1.75 kat artış göstermiştir.

Donatı tabaka sayısının, şevli kum yüzeye oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için, N=1'den 5'e kadar artırılmak suretiyle bir seri deney yapılmıştır. Deneylerde, diğer parametreler u/B=0.50, h/B=0.375, b/B=2, L/B=10 olarak sabit tutulmuştur. Deneyler sonucunda, donatı tabaka sayısının (N) artmasıyla taşıma kapasitesinin de arttığı, donatı sayısı 4'e ulaştığında ise artış miktarının azaldığı görülmüştür. Çalışmada, optimum donatı sayısı N=4 olarak önerilmiş ve optimum donatı sayısında taşıma kapasitesinin, donatısız duruma göre 6.2 kat arttığı görülmüştür.

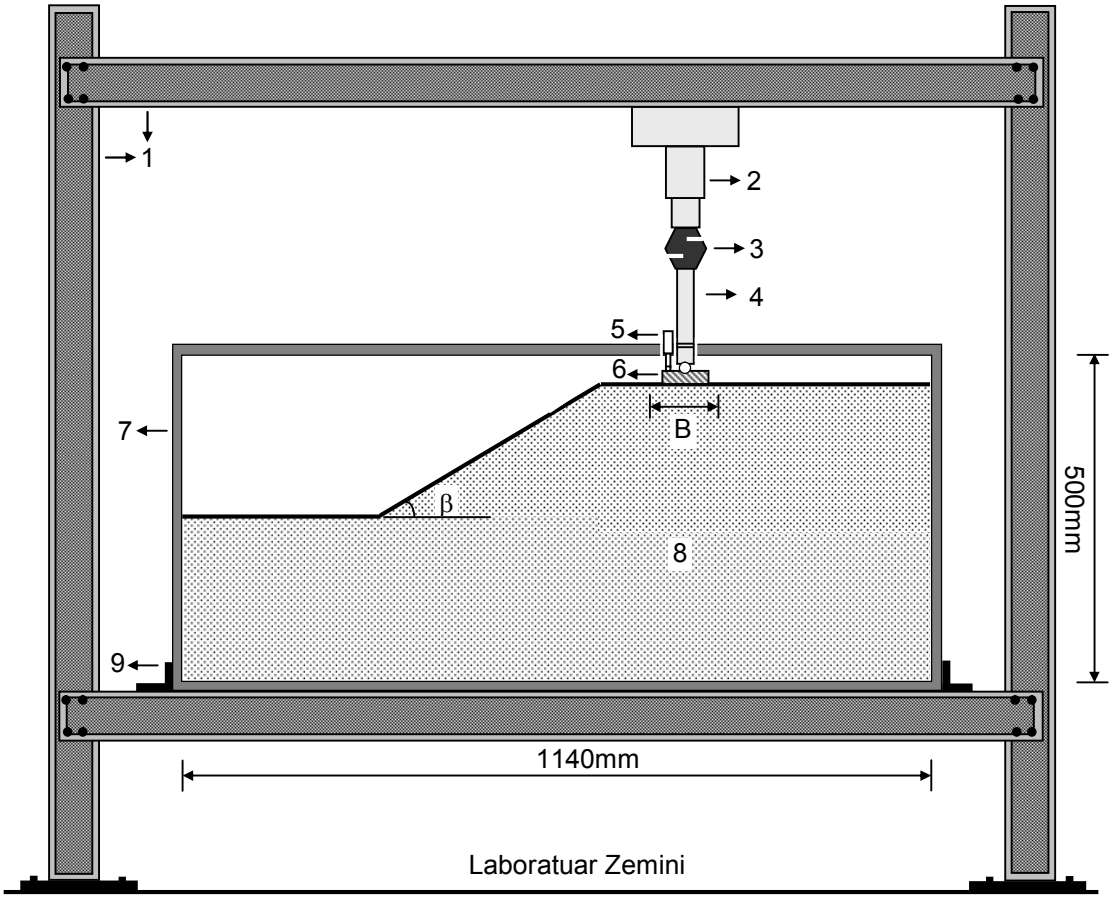
Çalışmada, ayrıca şerit temelin şev tepesine olan uzaklığının (b) taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için şev tepesinden farklı uzaklıklarda bir seri deney yapılmıştır. Deneyle ilgili diğer parametreler N=3, u=0.50B, h=0.375B, L=20B olarak sabit alınmıştır. Temelin şev tepesinden 5B uzaklığa yerleştirilmesi durumunda şevsiz durumla yaklaşık aynı taşıma kapasitesi değerinin elde edildiği görülmüştür.

Keskin (2009) tarafından gerçekleştirilen doktora çalışmasında donatısız, geogrid donatılı ve lastik parçacıklarıyla karıştırılmış (donatısız-donatılı) kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi ve oturma davranışı, laboratuar model deneyleri yapılarak araştırmıştır. Model deneylerde, donatısız durumda temelin şev tepesine olan uzaklığı, şev açısı, sıkılık derecesi ve temel boyutu parametrelerinin taşıma kapasitesi davranışına etkisi incelenmiştir. Donatılı durumda ise, geogrid donatı tabakalarının yerleşim düzeni, miktarı ve boyutuyla ilgili parametrelerin taşıma kapasitesi ile oturma davranışına etkisi ve davranışın, şev açısı, sıkılık derecesi, temel boyutu ve farklı donatı tiplerinden nasıl etkilendiği araştırılmıştır. Deneysel çalışmanın son kısmında, atık lastik parçacıkları-kum karışımlı şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi donatısız ve

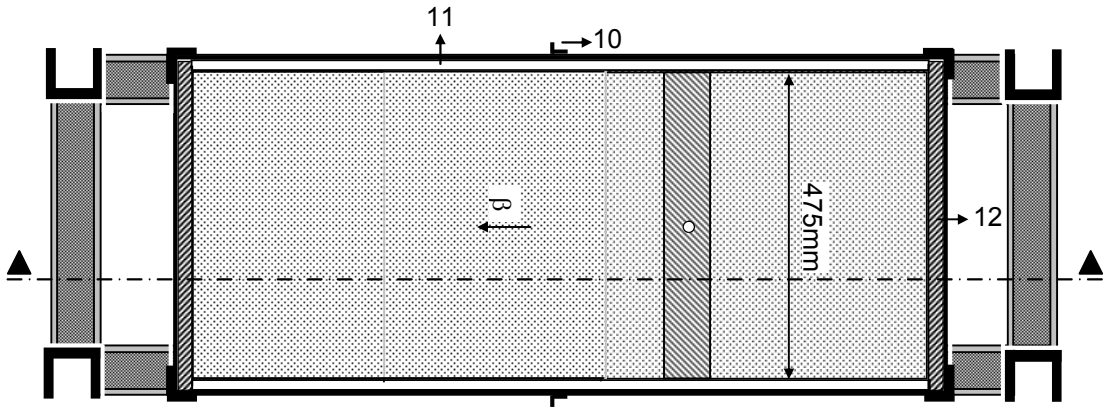
donatılı durumlar için model deneyler yapılarak incelenmiş ve en büyük taşıma kapasitesi değerini veren optimum karışım oranı belirlenmiştir. Çalışmada, donatısız ve donatılı kum şevlere oturan temellerin, PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanılarak, 2 boyutlu ve düzlem-şekil değiştirme koşullarında sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümü yapılmıştır. Elde edilen deneysel ve teorik sonuçlar karşılaştırılarak temel mühendisliği uygulamalarında kullanılmak üzere tasarım parametreleri önerilmiştir

Deneysel çalışma, donatısız, donatılı ve katkı malzemesiyle karıştırılmış (donatısız–donatılı) kumlu şevler üzerinde yapılan model plaka yükleme deneylerini içermektedir. Deneysel çalışmada, model temel olarak şerit plakalar kullanılmıştır. Donatı malzemesi olarak, kohezyonsuz zeminlerde daha efektif çalışması nedeniyle geogridler, katkı malzemesi olarak ise, atık lastik parçacıkları kullanılmıştır. Deneylerde şevli zemin içerisine yerleştirilen farklı boyut miktar ve yerleşim düzenindeki geogrid donatı tabakalarının ve farklı oranlardaki atık lastik parçacıklarının şevli zeminin taşıma kapasitesine etkileri araştırılmıştır.

Deneysel çalışmalar, Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölüm Laboratuarı'nda, iç ölçüleri 1140mm × 475mm × 500mm (uzunluk × genişlik × yükseklik) olan dikdörtgen kesitli kasa içerisinde gerçekleştirilmiştir (Şekil 2.18 ve 2.19). Deney kasası iskeleti 5mm kalınlıktaki çelik profillerden olup, ön ve arka yüzeyleri 10mm kalınlıktaki cam, yan yüzeyler ile alt taban ise 20mm kalınlıktaki ahşap malzemeden oluşturulmuştur. Cam yüzeyler, kum numunelerin kasa içerisine yerleştirilmesi sırasında görülmesine ve deney süresince zeminde oluşan deformasyonların izlenmesine olanak sağlamaktadır.



(a)

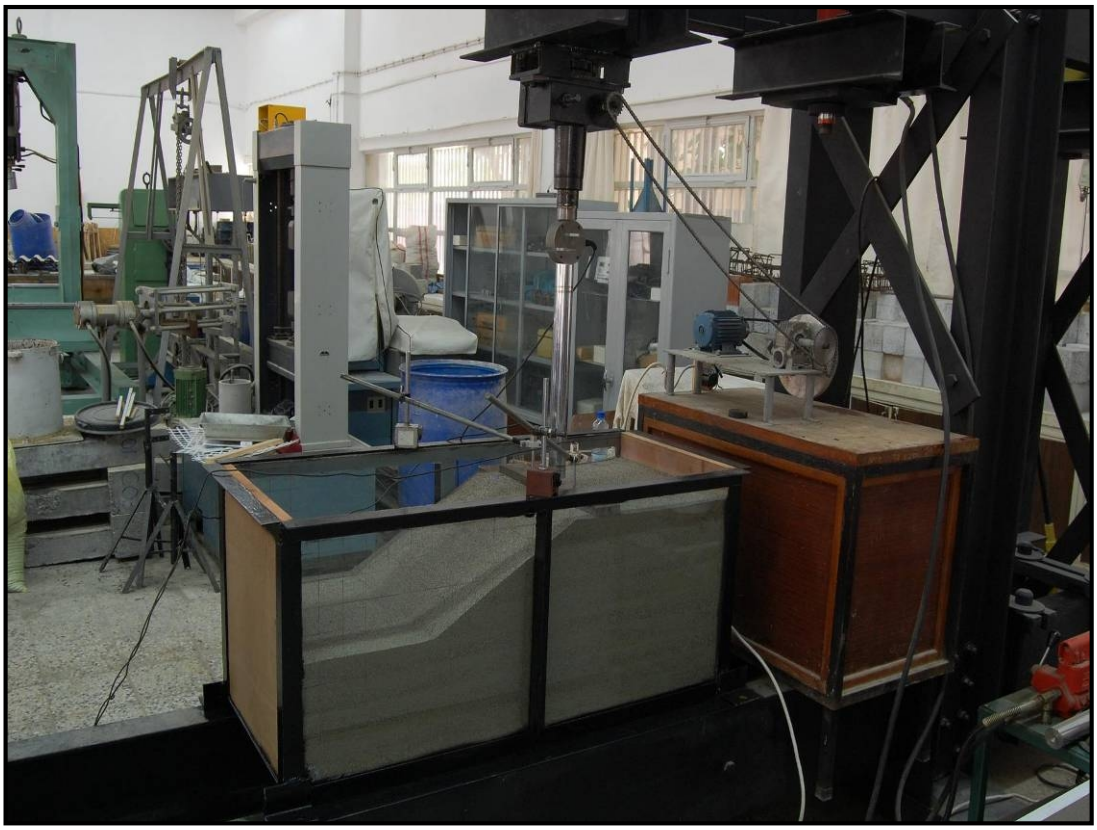


(b)

1- Yükleme Çerçevesi	7- Çelik Profil
2- Motor Kontrollü Hidrolik Kriko	8- Model Zemin
3- Yük Hücresi	9- Sabitleme Profili
4- Yükleme Başlığı	10- Güçlendirme Profili
5- Deplasman Transduseri	11- Cam Tabaka
6- Model Temel	12- Ahşap Tabaka

Şekil 2.18. Deney düzeneği (a) kesit (b) plan

Deneysel çalışmada, donatısız, donatılı ve katkı malzemesi ile ilgili tüm deneyler, düzlem-şekil değiştirme koşullarında gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, deney kasası düzlem-şekil değiştirme koşullarını sağlayacak boyutlarda imal edilmiştir. Deney kasasının rijitliğini arttırmak amacıyla, kasanın orta kısmına, düşey doğrultuda iki adet çelik profil monte edilmiştir.



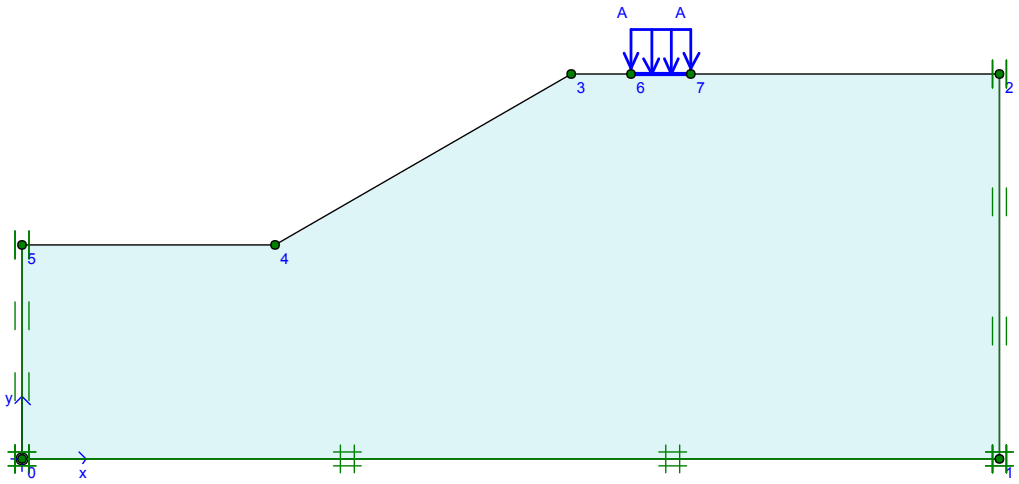
Şekil 2.19. Deney kasası

ahşap yüzeyler cilalanarak pürüzsüz hale getirilmiştir. Deney kasası, laboratuar zeminine sabitlenmiş olan yükleme çerçevesine, hareket etmeyecek şekilde monte edilerek deneyler gerçekleştirilmiştir.

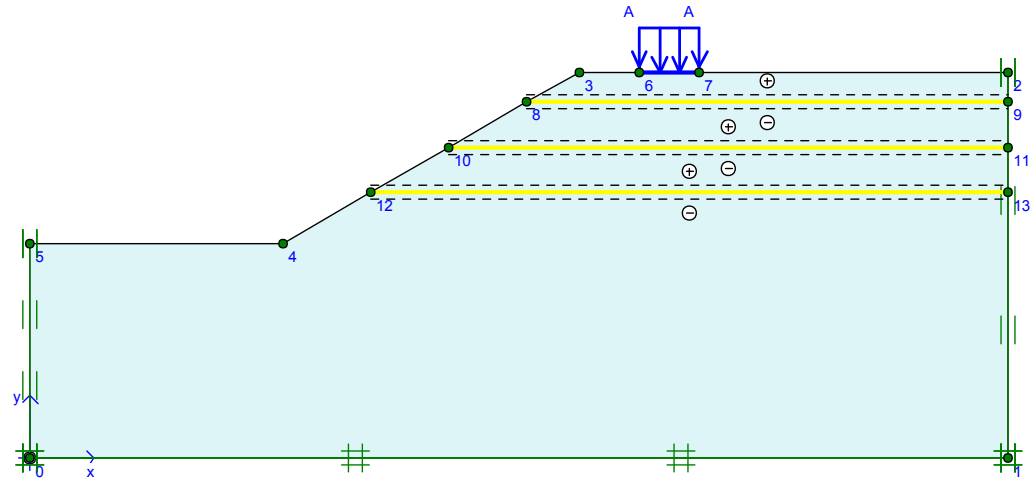
Sonlu elemanlar analizinde zemin cinsi, sınırlar ve yükleme koşulları deneysel çalışmadakiler ile aynı seçilmeye çalışılmıştır.

PLAXIS bilgisayar programında deney kasasının geometrik modeli, iki boyutlu ve ele alınan şev problemine uygun olarak, düzlem şekil değiştirme koşullarında oluşturulmuştur. Zemin ortamı, daha hassas bir çözüm elde etmek amacıyla 15 düğüm noktalı üçgen elemanlarla modellenmiştir. Geometrik modelin genişliği 114cm ve

toplam zemin yüksekliği 45cm'dir. Analizlerde farklı şev açıları için geometri yeniden oluşturulmuştur. Şekil 2.20'de, oluşturulan donatısız ve donatılı model geometrileri görülmektedir.



a) Donatısız model



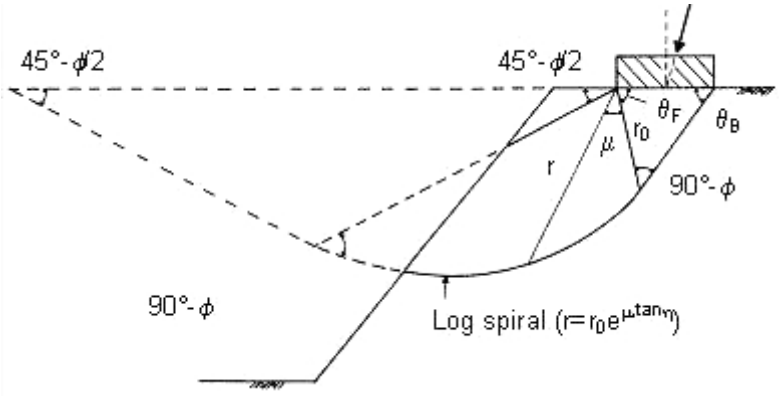
b) Donatılı model

Şekil 2.20. Geometrik modelin oluşturulması (a) donatısız (b) donatılı model

2.3.4. Teorik Çalışmalar

Huang ve Tatsuoka (1994), Huang ve ark. (1994) tarafından gerçekleştirilen donatısız ve donatılı şev üzerine oturan 100mm genişliğindeki bir şerit temelin taşıma kapasitesi ile ilgili model deneyleri, limit denge metodlarını kullanarak analiz

etmişlerdir. Bu amaçla şev analiz yöntemlerinden birisi olan Janbu metodu, potansiyel göçme yüzeyi üzerindeki donatı kuvvetlerinin denge denklemlerine dahil edilmesiyle dönüştürülmüştür. Stabilite analizi sonuçları, kompozit göçme yüzeyi kullanılmasıyla, hem donatılı hem donatısız şevlerde stabilitenin ve göçme yüzeyinin konumunun oldukça geçerli bir şekilde belirlenebileceğini ve göçme yüzeyi boyunca içsel sürtünme açısını, ϕ, aktif hale getiren üç faktörün de hesaplara katılmasını sağladığını göstermiştir. Bu faktörler, içsel sürtünme açısının gerilme bağımlılığı, mukavemet anizotropisi ve kademeli göçmedir. Bu durumda, göçme yüzeyi boyunca aktif içsel sürtünme açısı sabit değildir ve kademeli göçmenin derecesi donatı etkisinin artmasıyla artmaktadır. Analizlerde, önceden gerçekleştirilen deneylerden gözlenen göçme yüzeyi kullanılmıştır (Şekil 2.21). Tüm model deneylerde, şev açısı 30°, temel genişliği 100mm ve temelin şev tepesine uzaklığı 30mm olarak alınmıştır. Göçme yüzeyi, temelin altında oluşan üçgen aktif kama, logaritmik bir spiral ve pasif kamadan oluşmaktadır. Bu göçme mekanizması aynı zamanda, temelle yüklü düz zemin durumuna da uygulanabilir.



Şekil 2.21. Model deneylerde gözlenen göçme mekanizması
(Huang ve Tatsuoka 1994)

Çalışmada, donatılı şevlere oturan şerit temelin taşıma kapasitesi, Janbu dilim metodunun (Janbu 1973) dönüştürülerek, donatı çekme kuvvetinin limit denge formülasyonunda her dilimin tabanına ve dilimler arası yüzeye uygulanmasıyla elde edilmiştir. Minimum taşıma kapasitesinin elde edildiği kritik göçme yüzeyinin

araştırılması için deneme-yanılma yaklaşımı kullanılmıştır. Bunun için, θ_B açısının ve η değerlerinin değişik kombinasyonları denenmiştir. θ_B açısı, temel topuğundan başlayan düz göçme yüzeyinin yönlenmesini tanımlamaktadır. θ_F açısı $(90+\phi-\theta_B)$ değerine eşittir. η açısı ise logaritmik spiralin eğriliğini tanımlamaktadır.

Çalışmada, dönüştürülmüş Janbu metodu kullanılarak donatılı şevlerde güvenlik sayısı formülasyonu elde edilmiştir. Coulomb kriterine göre,

$$S_{fi} = \left[C_i + (N_i - U_i)\tan\phi_i\right] \tag{2.14}$$

yatay ve düşey yönlerde kuvvet dengesi (Şekil 2.22) formüle edilirse;

$$F_s = \frac{\sum_1^n A_i}{E_0 - E_n + \sum_1^n B_i + \sum_1^n M_i} \tag{2.15}$$

ve

$$\Delta E_i = \frac{-A_i}{F_s} + B_i + M_i \tag{2.16}$$

denklemleri elde edilir. Burada;

$$A_i = S_{fi}\sec\alpha_i$$

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

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

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

denklemleriyle hesaplanmaktadır. Her dilimin merkezindeki moment dengesinden,

$$T_i = E_i \tan\theta_i - \Delta E_i \tan\theta_i - \Delta T_{si} \sin\beta + \frac{\Delta T_i + \Delta T_{si} \sin\beta}{2} + \frac{-\Delta E_i h_i + Q_i h_{qi} + kW_i h_{ei} + \Delta T_{si} \cos\beta h_{ti}}{B_s} \quad (2.17)$$

denklemi elde edilir. Dilim genişliğinin çok küçük olması durumunda, ΔT_i, ΔE_i ve ΔT_{si} ihmal edilebilir ve Denklem (2.17);

$$T_i = E_i \tan\theta_i + \frac{Q_i h_{qi} + kW_i h_{ti}}{B_s} \quad (2.18)$$

halini alır. Denklemlerde,

P_i, Q_i : Dilim üzerindeki yatay ve düşey dış yükler

W_i : Dilim ağırlığı

C_i : Dilim tabanındaki, zeminin kohezyonundan dolayı oluşan kaymaya karşı koyan bileşenler

U_i : Boşluk suyu basıncından dolayı oluşan up-lift kuvveti

N_i : Dilim tabanındaki kayma kuvveti

E_i, T_i : Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki normal ve kayma gerilmeleri ($\Delta E_i=E_i-E_{i-1}$, $\Delta T_i=T_i-T_{i-1}$)

T_{si} : Dilim ara yüzeyinin sol tarafındaki donatı kuvveti ($\Delta T_{si}=T_{si}-T_{si-1}$)

T_{Bi} : Dilim alt kısmındaki donatı kuvveti

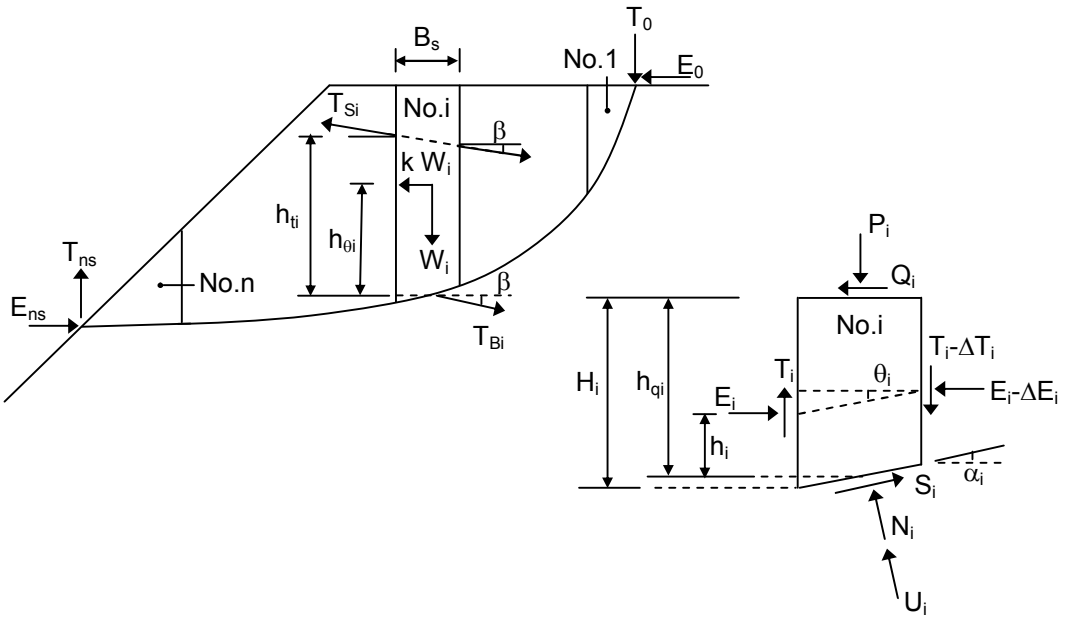
k : Yatay sismik katsayısı

α, β : Sırasıyla, dilim tabanı ve donatı şeritlerinin yatayla yaptığı açı

γ : Kumun birim hacim ağırlığı

B : Temel genişliği, değerlerini göstermektedir.

Donatılı şevlerin taşıma kapasitesi, dönüştürülmüş Janbu metoduyla hesaplanırken, Denklem (2.15)'de $F_s=1$ alınır ve aşağıdaki durumlar denkleme katılarak Denklem (2.19) halini alır.



Şekil 2.22. Dönüştürülmüş janbu metoduna göre şeve etkiyen kuvvetler (Huang ve Tatsuoka 1994)

- Temel yüküne direk maruz kalan dilim sayısı, m (=5, bu çalışma için) ile ifade edilir ve bu dilimlerin genişliği sabittir,
- Nihai temel yükleri P_{fi} ve Q_{fi}, temelin hemen altındaki dilimler üzerinde üniform olarak dağılmaktadır, yani, $P_{f1}=P_{f2}= \cdots P_{fm}=P_f$ ve $Q_{f1}=Q_{f2}= \cdots =Q_{fm}=Q_f$ ve,
- $Q_f = P_f \tan\delta$, δ : Temel tabanındaki yük eğim açısı.

$$P_f = \frac{E_n - E_0 + \sum_{i}^{m} D_{fi} + \sum_{m+1}^{n} D_i + \sum_{1}^{m} E_{fi} + \sum_{m+1}^{n} E_i + \sum_{m+1}^{n} G_i}{\sum_{1}^{m} H_{fi}} \qquad (2.19)$$

Burada,

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

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

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

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

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

$$H_{fi} = \tan\delta + \frac{\tan\alpha_i - \tan\phi_i}{1+\tan\phi_i\tan\alpha_i}$$

değerlerini ifade etmektedir. Nihai taban basıncı, q_u ve taşıma kapasitesi katsayısı N_γ değerleri,

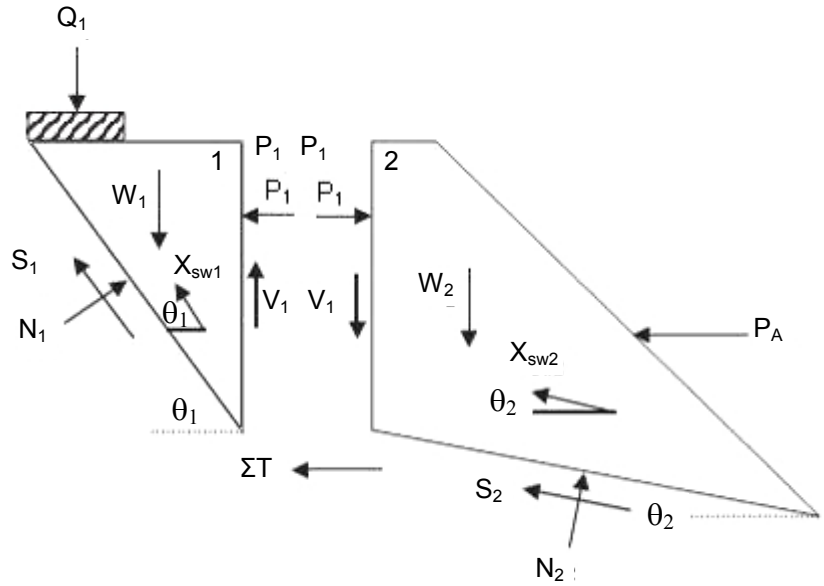
$$q_u = \frac{P_f m}{B} \tag{2.20}$$

$$N_\gamma = \frac{2q_u}{\gamma B} \tag{2.21}$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Blatz ve Bathurst (2003), Bathurst ve ark. (2003) tarafından, şerit temelle yüklenmiş büyük ölçekli iki adet donatılı ve bir adet donatısız kumlu şev dolgu üzerinde gerçekleştirilen deneysel çalışmayı limit denge yöntemiyle analiz etmişlerdir. Çalışmanın amacı deneylerden elde edilen göçme yükü değerleri ile analizler sonucu elde edilen göçme yükü değerlerinin karşılaştırılmasıdır. Çalışmada ayrıca, büyük ölçekli şev modellerinin yerleştirildiği deney kasası iç yüzeyleri ile kum zemin arasında oluşan sürtünme etkisinin hesaplanması amacıyla üç boyutlu analitik bir yaklaşım kullanılmıştır. Çalışma sonunda, iki parçalı kama analiz yaklaşımının, donatılı ve donatısız kumlu şev dolgularda göçme yükünün hesaplanmasında kullanılabileceği görülmüştür.

Çalışmada, Bathurst ve Jones (2001) tarafından tanımlanan iki parçalı kama analiz metodu kullanılmıştır. Analizlerde genel yaklaşım, göçmenin başlangıç aşamasında, yatay ve düşey kuvvetlerin dengesinin formüle edilmesidir. Şekil 2.23'de genelleştirilmiş düzlem-şekil değiştirme koşullarında iki parçalı kama geometrisi görülmektedir. Şekilde, S_1, kama 1'in tabanındaki kayma kuvveti; S_2, kama 2'nin tabanındaki kayma kuvveti; N_1, kama 1'in tabanındaki normal kuvvet; N_2, kama 2'nin tabanındaki kuvvet; ΣT, donatı yatay çekme yükleri toplamıdır.



Şekil 2.23. İki parçalı kama geometrisi ve kuvvet tanımları
(Blatz ve Bathurst 2003)

Kama 1 ve kama 2, yatayla sırasıyla θ_1 ve θ_2 göçme yüzeyi yönlenmesi yapacak şekilde alınmıştır. Kama 1'den kama 2'ye doğru hareket eden P_1 ve V_1 yatay ve düşey kuvvetleri,

$$P_1 = \frac{W_1 + Q_1}{\lambda \tan \phi_f + B_1 A_1} \tag{2.22}$$

$$V_1 = \lambda P_1 \tan\phi_f \tag{2.23}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada, W_1 kama 1'in ağırlığını, Q_1 ise temel yükünü göstermektedir. A_1 ve B_1 büyüklükleri ise,

$$A_1 = \frac{1}{\sin\theta_1 - \tan\phi\cos\theta_1} \tag{2.24}$$

$$B_1 = \tan\phi_f \sin\theta_1 + \cos\theta_1 \tag{2.25}$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

λ değeri, kamalar arası kayma mobilizasyon oranı olarak tanımlanmakta ve $0<\lambda<1$ aralığında değişmektedir. ϕ_f parametresi, faktörlenmiş içsel sürtünme açısı olup,

$$\phi_f = \tan^{-1}\left(\frac{C_{ds}\tan\phi}{F}\right) \tag{2.26}$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada, ϕ içsel sürtünme açısı, F güvenlik sayısı, C_{ds} ise kama 2 tabanının, yatay geosentetik donatı yüzeyiyle uyumlu olması durumu için hesaplanan düz kayma katsayısı μ ($\mu=C_{ds}\tan\phi$) değerini elde etmekte kullanılan bir sabittir. Düz kayma durumunda $C_{ds} = 1.0$; diğer tüm durumlar için $C_{ds} \leq 1.0$'dir. Kama 2'nin yatay ve düşey dengesini sağlamak için gerekli kuvvet P_A,

$$P_A = P_1 - B_2A_2\left[W_2 + V_1\right] - \frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} T_i \tag{2.27}$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada W_2 kama 2'nin ağırlığı, T_i ise, i donatısındaki çekme yükü ve

$$A_2 = \frac{1}{\tan\phi_f \sin\theta_2 + \cos\theta_2} \tag{2.28}$$

$$B_2 = \tan\phi_f \cos\theta_2 - \sin\theta_2 \tag{2.29}$$

şeklinde gösterilmektedir.

Denklem 2.27'deki toplam terimi, iki parçalı kama göçme yüzeyleriyle kesiştirilen n sayıdaki donatı tabakasının nihai çekme kapasitelerinin toplamını ifade etmektedir. Bu formülasyonda, donatı çekme kuvvetlerinin yatay yönde etkidikleri kabul edilmiştir. Önceden tanımlanan iki doğrusal göçme mekanizması için, Denklem 2.48 ve 2.49'daki güvenlik sayısı, P_A=0 durumu çözümüne uymaktadır. Bu yaklaşımda, limit denge analiz metodlarında sıklıkla kullanılan, toptan güvenlik sayısı yaklaşımıyla uyumlu olması amacıyla zemine ve donatıya aynı güvenlik sayısı değerleri uygulanmıştır. Pratikteki uygulamalarda, T_i değeri, donatı yerleştirilirken oluşabilecek hasarlar, sünme ve varsa biyolojik etkilerden dolayı kayma mukavemetinde oluşabilecek azalmalar nedeniyle, belli katsayılar kullanılarak azaltılmaktadır. Bu çalışmada, sadece sünme durumu göz önüne alınmış ve T_i değeri belirlenirken hesaplara katılmıştır.

Analizleri gerçekleştirilen deneysel çalışmada, zemin ile kasa yan yüzeyleri arasında oluşacak sürtünme etkisini en aza indirmek amacıyla, kasa iç yan duvarları kompozit sürtünme azaltıcı membranlarla kaplanmıştır. Ara yüzey sürtünme açısı, ϕ_{sw}, kesme kutusu deneyleriyle belirlenmiş ve uygulanan basıncın büyüklüğüne bağlı olarak, 3° ile 16° arasında değişen değerler elde edilmiştir (Bathurst ve ark. 2003). Sonuç olarak, stabiliteye olumsuz yönde etki eden kuvvetlerin büyüklüğünün, sürtünme etkisi nedeniyle azalması beklenmektedir.

Çalışmada, sürtünme etkisinin hesaplara katılması amacıyla, Bathurst (1993) tarafından kullanılan genel yaklaşım iki parçalı kama analizine dönüştürülmüştür. Zemin ağırlığı ve temel yükünden dolayı oluşan X_{sw1} ve X_{sw2} sürtünme kuvvetlerinin

sırasıyla kama 1 ve kama 2 üzerinde hareket ettikleri varsayılmaktadır. Bu kuvvetler Şekil (2.23)'de tanımlanmış ve her bir kamanın tabanına paralel hareket ettikleri kabul edilmiştir.

Kasa yan yüzeyinin, dA birim alanı üzerinde oluşan ϕ_{sw} yüzey sürtünme açısının (Şekil 2.24) katkısı,

$$f_{sw} = K_{sw}(q_z + \Delta\sigma_v)\tan\phi_{sw} \tag{2.30}$$

şeklinde ifade edilmektedir. Burada, K_{sw} yan yüzey toprak basınç katsayısı, $q_z = \gamma.z$ zemin ağırlığından dolayı z derinliğinde oluşan düşey basınç ve $\Delta\sigma_v$ ise, aynı derinlikte temel yükünden dolayı oluşan düşey basıncı göstermektedir. Temelden dolayı oluşan ilave düşey basınç değeri, yarı-sonsuz, elastik, yarı-uzay düzleme oturan sonsuz uzunluktaki şerit temel için Boussinesq çözümü kullanılarak elde edilmiştir (Poulos ve Davis 1974). Denklem 2.30'un integrasyonuyla,

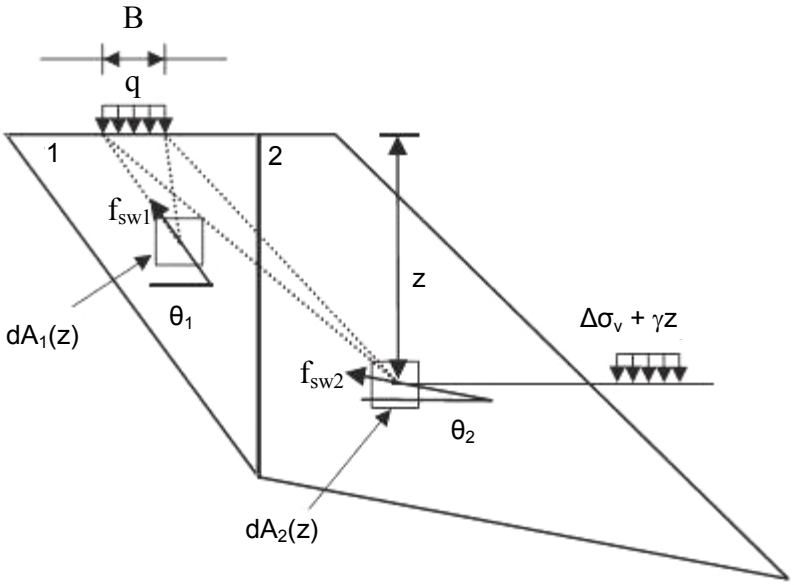
$$X_{swi} = 2\int_{dA} f_{sw}\,dA_i \tag{2.31}$$

bağıntısı elde edilmektedir. Denklem 2.31 sayısal olarak çözülüp X_{sw1} ve X_{sw2}'nin yatay ve düşey bileşenleri daha önce elde edilen bağıntılara katılırsa,

$$P_1 = \frac{W_1 + Q_1 - X_{sw1}(B_1A_1\cos\theta_1 + \sin\theta_1)}{\lambda\tan\phi_f + B_1A_1} \tag{2.32}$$

$$P_A = P_1 - B_2A_2\left[W_2 + V_1 - X_{sw2}\sin\theta_2\right] - \frac{1}{F}\sum_{i=1}^{n} T_i - X_{sw2}\cos\theta_2 \tag{2.33}$$

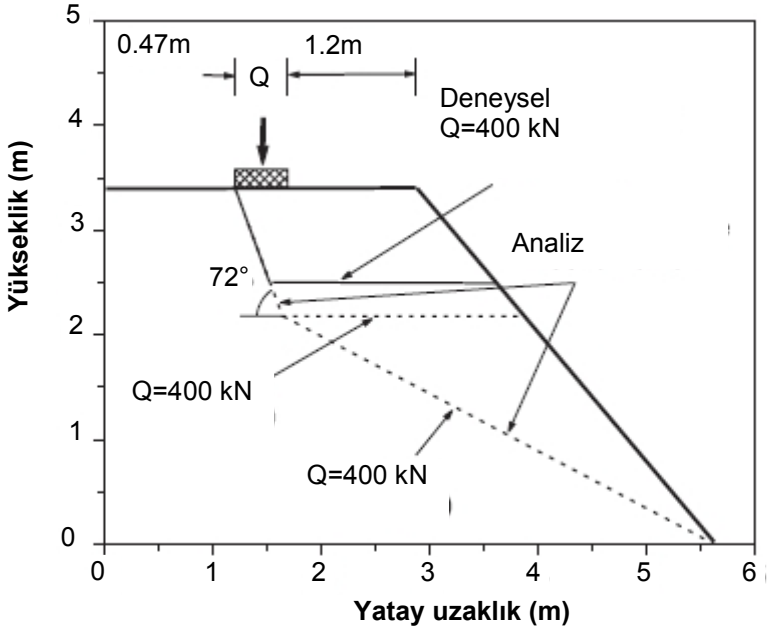
denklemleri elde edilir.



Şekil 2.24. Zemin ağırlığı ve temel yükünden dolayı kasa iç yüzeyinde oluşan sürtünme kuvvetleri (Blatz ve Bathurst 2003)

Şekil 2.25'de, donatısız şev modeli için, sürtünme etkisinin olmadığı ve kamalar arası mobilizasyon oranın λ=0 olduğu kabülleriyle analizler sonucu elde edilen göçme mekanizması görülmektedir. Sonuçta, temel göçme yükü, deneysel olarak elde edilen göçme yükü değeriyle aynı (400 kN) elde edilmiştir. Bununla birlikte, deneysel olarak elde edilen kritik göçme mekanizması geometrisinin, analizler sonucu elde edilen göçme mekanizması geometrisinden oldukça farklı olduğu görülmektedir. Kum zemin ile kasa iç yan yüzeyleri arasındaki sürtünme açısının ϕ_{sw}=15° olarak analizlere katılması durumunda, temel göçme yükü, deneysel olarak elde edilen göçme yükü değerinden %25 daha büyük (500 kN) çıkmaktadır. Fakat göçme mekanizması geometrisinde bir değişiklik olmamaktadır.

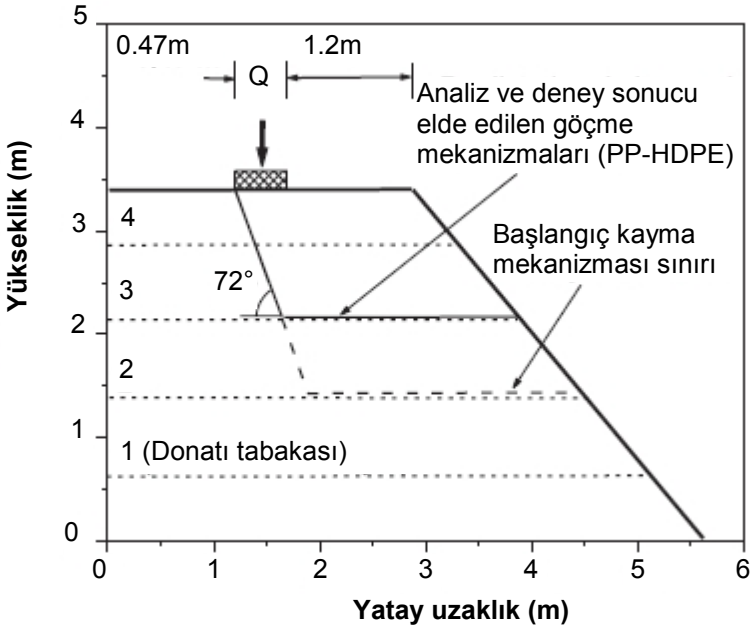
Şekil 2.26'da ise, sürtünme etkisi olmadığı kabulüyle gerçekleştirilen analizler sonucunda iki adet donatılı şev modeli için elde edilen göçme mekanizması görülmektedir. Analizler sonucunda, göçme mekanizması tüm durumlar için kayan blok şeklinde elde edilmiştir.



Şekil 2.25. Donatısız şev modeli için analiz ve deney sonucunda elde edilen göçme geometrisi (Blatz ve Bathurst 2003)

Kayan blok analizlerinde, düz kayma katsayısı PP tipi geogrid donatılı modelde geogridin büyük açıklıklara sahip olmasından dolayı C_{ds}=1.0, HDPE tipi geogrid donatılı modelde ise geogridin küçük açıklıklara sahip olmasından dolayı C_{ds}=0.9 olarak alınmıştır. Donatılı analizlerde de, donatısız analizlere benzer şekilde, göçme mekanizmasının sürtünme etkisinden bağımsız olduğu belirlenmiştir.

Analizler sonucunda, donatının minimum ve maksimum çekme kapasitelerine göre, zayıf geogridli şev modelinde 615-655 kN, güçlü geogridli şev modelinde ise 770-775 kN değerlerinde temel göçme yükleri elde edilmiştir. Elde edilen bu göçme yükü değerleri, deneysel olarak elde edilen zayıf geogridli şev model için 650 kN, güçlü geogridli şev modeli için 840 kN değerleriyle karşılaştırılabilir yaklaşıklıktadır.



Şekil 2.26. Donatılı şev modelleri için analiz ve deney sonucu elde edilen göçme mekanizması (Blatz ve Bathurst 2003)

Bu yüksek lisans tezinde ise geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi PLAXIS paket programı kullanılarak iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Geogrid donatılarının farklı derinlikteki etkileri araştırılıp optimum donatı parametresi bulunmuştur. Bu optimum donatı parametresi kullanılarak farklı şev açısı, farklı temel genişliği ve farklı donatı tiplerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen analiz sonuçları deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla (Keskin 2009) karşılaştırılmıştır.

3. MATERYAL VE METOT

3.1. Giriş

Bu bölümde şevlerin stabilitesi ve donatılı şevlere oturan yüzeysel temellerin taşıma kapasitesi hakkında bilgi verilmiştir. Donatılı zeminler, geosentetikler, donatılı şevler anlatılmıştır. Sonlu elemanlar analizi ve PLAXIS bilgisayar yazılımı ile ilgili bilgi verilmiştir.

3.2. Şevlerin Stabilitesi

Şev genel anlamda, yatayla belirli bir açı yapan zemin kitlesi olarak tarif edilebilir. Geoteknik mühendisliğinin araştırma konularından biri de şev stabilite analizleridir. Çünkü; şev stabilite bozuklukları sel baskınları, depremler gibi doğal afetlerin yanında can ve mal kayıplarına yol açmaktadır.

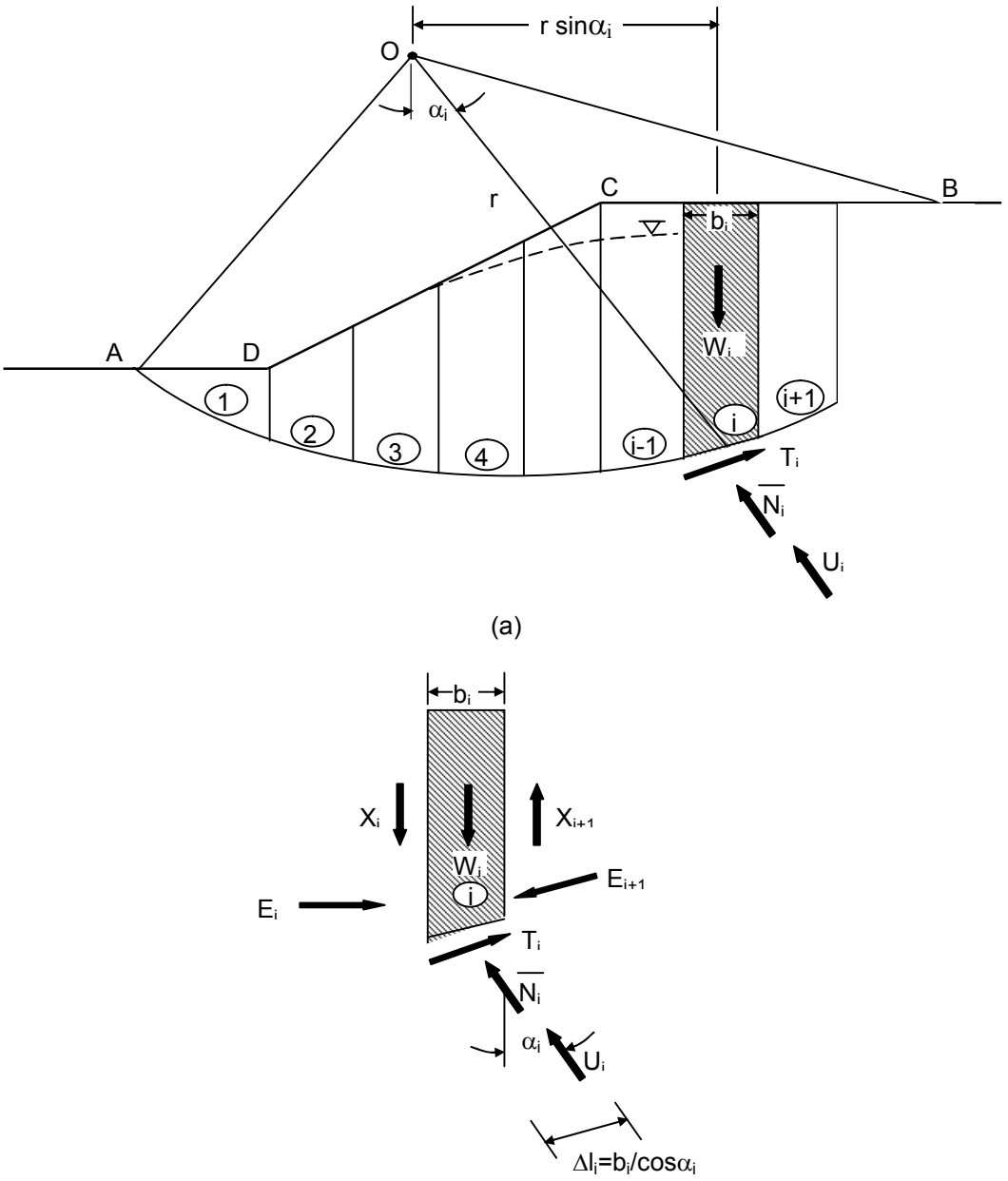
Şevlerin gerek kendi ağırlıkları gerekse uygulanan yüklerin etkisi altında göçmeye karşı stabiliteleri, geleneksel olarak elastik teoriye dayanan limit denge metodlarıyla yapılabilmektedir. Bunlar İsveç Dilim, Bishop, Janbu, Morgenstern ve Price, Spencer vb. metodlarıdır. Bu metodların ortak özelliği, kabul edilen veya bilinen bir kritik kayma yüzeyinde, kayma kütlesinin dengesinin araştırılmasıdır (Şekil 3.1). Bunların esası, kayma yüzeyinin yeterli ölçüde düşey dilimlere ayrılmasına dayanmaktadır. Aralarındaki fark ise, dilim kuvvetlerinden yapılan kabullerden kaynaklanmaktadır. Şev stabilitesi analizleri sonucu elde edilen güvenlik sayısı, şevin stabil olup olmadığının veya ne derece stabil olduğunu gösterir. Şekil 3.1'den

$$T_i = W_i \sin\alpha_i \tag{3.1}$$

$$S_i = c_d \Delta l_i + \overline{N}_i \tan\phi_d = c_d \Delta l_i + (W_i \cos\alpha_i - U_i)\tan\phi_d \tag{3.2}$$

olarak hesaplanır. Burada ϕ_d ve c_d, drenajlı durumda kayma mukavemet parametreleridir. Güvenlik sayısı GS ise,

$$GS = \frac{\sum \text{Kaymaya karşı koyan kuvvetler}}{\sum \text{Kaymaya zorlayan kuvvetler}} = \frac{r\sum_{i=1}^{i=n} S_i}{r\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin\alpha_i} \tag{3.3}$$



Şekil 3.1. Dilim metodu (a) dilimlere ayrılmış şev (b) *i* dilimine etkiyen kuvvetler

şeklindedir. Şekil 3.1a'dan, Denklem (3.2) efektif gerilme parametreleri $\bar{c}$ ve $\bar{\phi}$ cinsinden yazılırsa,

$$GS = \frac{\sum_{i=1}^{i=n}\left[\bar{c}\Delta l + (W_i \cos\alpha_i - U_i)\tan\bar{\phi}\right]}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin\alpha_i} \tag{3.4}$$

ifadesi elde edilir.

Burada,

W_i : Dilime etkiyen toplam ağırlık,

E_i : Dilim birincil efektif kuvveti,

J_i : Dilim sızma kuvveti,

N_j : Kayma yüzeyi üzerindeki normal efektif kuvvet,

T_j : Kayma yüzeyindeki hareketli kayma mukavemeti,

X_j : Dilim arası kayma kuvveti,

U_j : Boşluk suyu basıncının oluşturduğu kuvvet,

r : Dilim taban merkezinin o noktasına olan uzaklığı,

α : Dilim taban merkezinin yatayla yaptığı açı,

b_i : Dilim genişliği,

Δl_i : Dilim kayma yüzeyi uzunluğudur.

Çizelge 3.1'de farklı esaslarda tanımlanmış başlıca şev stabilite analizlerinin özeti sunulmaktadır (Budhu 2000).

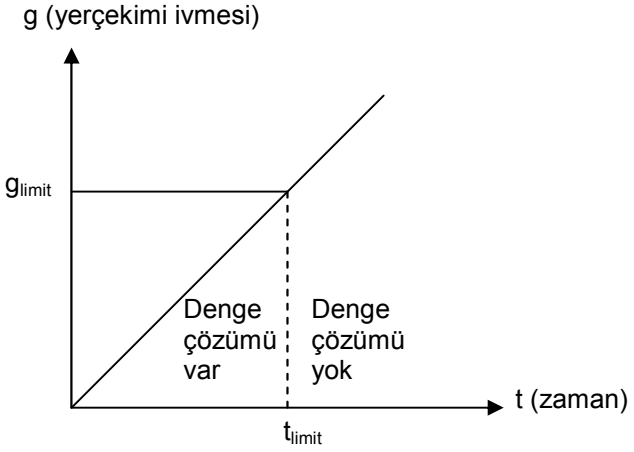
Geoteknik mühendisliğinde şev stabilite analizleri, sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak bilgisayar vasıtasıyla yapılabilmektedir. Konvansiyonel limit denge yöntemlerine nazaran sonlu elemanlar yönteminin artısı, şevin göçme yüzeyinin yeri ve şekli, dilimlerin şiddeti ve yönleri ile ilgili bir kabul ihtiyacına gerek kalmamasıdır.

Çizelge 3.1. Değişik şev stabilite analiz yöntemleri (Budhu 2000)

Metod	Kayma Tipi	Denge Şartı	Çözüm Aracı
Fellenius (1927)	Dairesel	Moment	Geleneksel
Bishop (1955)	Dairesel	Moment	Geleneksel
Modifiye Bishop (1955)	Dairesel	Moment	Geleneksel
Morgenstern ve Price (1965)	Herhangi	Tümü	Bilgisayar
Spencer (1967)	Herhangi	Tümü	Bilgisayar
Bell (1968)	Herhangi	Tümü	Bilgisayar
Janbu (1973)	Non-lineer	Düşey	Geleneksel
Sarma (1976)	Herhangi	Tümü	Bilgisayar

Sonlu elemanlar yöntemi, karmaşık şev geometrileri, farklı zemin, sınır ve yükleme koşullarında iki veya üç boyutlu olarak tüm göçme mekanizması tiplerinde uygulanabilmektedir. Şev modellenirken birçok zemin malzeme modeli kullanılarak gerçeğe yakın malzeme bünye davranışı elde edilebilmekte, zeminde oluşan gerilmeler ve deplasmanlar doğru bir şekilde hesaplanabilmektedir. Ayrıca, uzun ve kısa süreli stabilite analizlerinde, yeraltı su seviyesi bulunması, şevin geosentetikler veya zemin çivisi gibi materyallerle güçlendirilmesi durumlarında da yöntem rahatlıkla kullanılabilmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemi ile şev stabilitesi analizlerinde genel olarak iki yaklaşım bulunmaktadır. İlk yaklaşım ağırlık arttırma yönteminde (Şekil 3.2), yerçekimi ivmesi, g şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar arttırılır. İkinci yaklaşım mukavemet azaltma yönteminde (Şekil 3.3) ise, kayma mukavemeti parametreleri, c ve ϕ şev göçünceye ve denge çözümü ortadan kalkıncaya kadar azaltılır (Keskin ve Laman 2007).

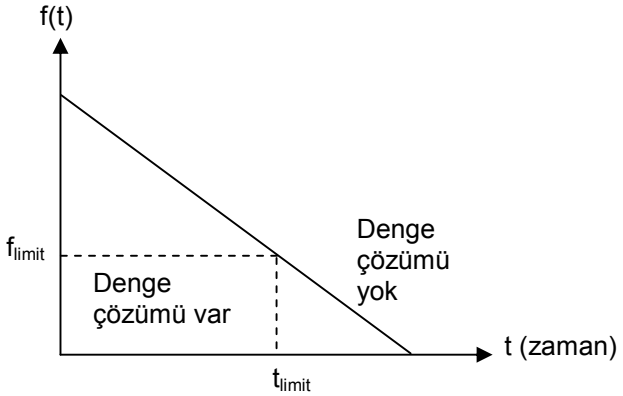


Şekil 3.2. Ağırlık arttırma yöntemi

$$g(t) = g_{base} f(t)$$

$$GS = \frac{g_{limit}}{g_{true}} \tag{3.5}$$

Burada g_{true} gerçek graviteyi göstermektedir.



Şekil 3.3. Mukavemet azaltma yöntemi

$$Y(t) = Y_{base} f(t)$$

$$F_s = \frac{y_{true}}{Y(t_{limit})} = \frac{1}{f(t_{limit})} \tag{3.6}$$

Burada Y_{base} gerçek mukavemet parametrelerini göstermektedir.

Mukavemet azaltma yönteminde,

$$c_f = \frac{c}{MAF} \tag{3.7}$$

$$\phi_f = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi}{MAF}\right) \tag{3.8}$$

şeklinde hesaplanırlar.

Denklemdeki MAF mukavemet azaltma faktörüdür. Bu metod mukavemet azaltma faktörü olarak adlandırılmaktadır. Doğru MAF değerinin elde edilebilmesi için, şevde göçmeye neden olacak güvenlik sayısının bulunması gerekmektedir.

Güvenlik sayısı ise,

$$GS = \frac{c}{c_{azaltıaltı}} = \frac{\phi}{\phi_{azaltızalt}} \tag{3.9}$$

şeklinde hesaplanmaktadır.

Yapılan sayısal çalışmalar, sonlu elemanlar analizi ve limit denge yöntemi sonuçlarının birbirine oldukça yakın değerler verdiği ve sonlu elemanlar yönteminin şev stabilitesi analizlerinde rahatlıkla ve güvenle kullanılabileceğini göstermektedir. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen sayısal analizler sonucunda deplasman ve gerilme konturlarının da elde edilebiliyor olması bu problemin daha rahat anlaşılabilmesine katkı sağlamaktadır (Keskin ve Laman 2007).

3.3. Donatılı Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Kapasitesi

Bu bölümde donatılı zeminlerden ve geosentetiklerden, donatılı şevler ve donatılı şevlerin analiz metodlarından bahsedilecektir.

3.3.1. Donatılı Zeminler

Donatılı zemin, çekme dayanımı çok düşük olan zeminlerin geotekstil, geogrid gibi malzemeler kullanılarak mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesidir. İlk defa Vidal (1968) tarafından kullanılmıştır. Zemin içerisindeki çekmeye dayanıklı elemanların varlığının betonarmedeki çeliğe benzer bir etki oluşturduğunu iddia ederek bir dizi deneyle ispatlamıştır. Bilhassa dolgu ve dayanma yapılarında kullanılmış ve verimli sonuçlar alınmıştır. Donatı olarak kullanılan elemanlar, doğal, işlenmiş metal veya sentetik lifli malzemelerden üretilmektedir. Başta metal şeritler kullanılırken 1980'li yıllardan sonra bunların yerini geosentetik türü malzemeler almıştır.

3.3.2. Geosentetikler

Geosentetikler çevre şartlarına dayanıklı, istenilen özellikte üretilebilen ve maliyeti düşük malzemeler olması hasebiyle inşaat sektöründe bilhassa geoteknik mühendisliğinde oldukça geniş kullanım alanına sahiptir. Geosentetikler, sentetik polimer hammaddesinden üretilirler. Şev, dolgu, yol ve baraj uygulamalarında geniş bir yelpazede kullanılırlar. Başlıca geosentetik türleri;

- Geotekstiller
- Geomembranlar
- Geogridler
- Geonetler
- Geokompozitler

şeklinde sıralanabilirler.

Geosentetiklerin inşaat mühendisliği uygulamalarındaki işlevleri Çizelge 3.2'de sunulmuştur.

Çizelge 3.2. Geosentetiklerin işlev ve çeşitleri

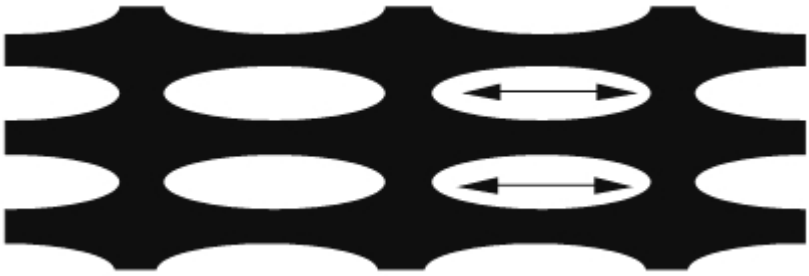
Geosentetikler	Ayırma	Filtrasyon	Drenaj	Güçlendirme	Koruma	Yalıtım
Geotekstil	●	●	○	○	●	○
Geomembran	○			○		●
Geogrid				●		
Geonet			●		○	
Geokompozit			●		○	○

● Ana İşlev ○ İkincil İşlev

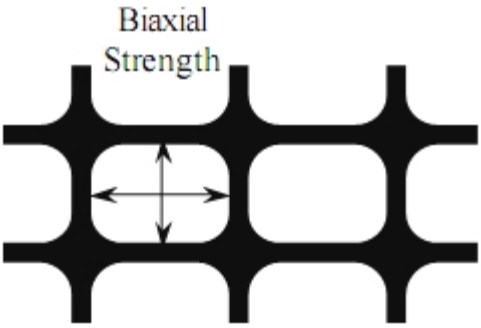
3.3.2.1. Geogridler

Geogridler, donatılı zemin uygulamalarında taşıma gücü yönünden zayıf olan zeminleri güçlendirmek için kullanılırlar. Rijitlikleri ve çekme dayanımları yüksek olduğundan sadece güçlendirme amacıyla kullanılırlar. Genelde polietilen, poliester veya polipropilen cinsi polimerler olarak üretilirler. Geogridler, boşluklu olarak üretilirler ve diğer geosentetiklere göre çekme dayanımı, elastisite modülü ve sıyrılma direnci daha büyük, sünme özelliği ise daha küçüktür. Metal donatılara oranla daha yüksek donatı-zemin sürtünme katsayısına sahiptirler ve ızgara şeklindeki açıklıkları sayesinde zemin ile arasında oluşan kenetlenme etkisiyle donatılı zemin uygulamalarında daha efektif davranırlar.

Geogrid imalatında, polimerler soğuk çekme işlemine tabi tutulmak suretiyle daha rijit hale getirilirler. Geogridler, uygulanan soğuk çekme işlemine göre iki farklı tipte üretilirler. Bunlar tek eksenli ve çift eksenli geogridlerdir (Şekil 3.4).



(a)



(b)

Şekil 3.4. Geogridler (a) tek eksenli (b) çift eksenli

3.3.2.2. Geogrid-Zemin Etkileşimi

Donatılı zemin yapıları, donatı ile zemin arasında oluşan etkileşim nedeniyle kompozit bir malzeme gibi davranırlar. Böylece, zemin kayma direnci ve göçmeden önceki deformasyon kapasitesi artar. Donatı ile zemin arasındaki etkileşimin nedenleri aşağıda sıralanmıştır:

a) Çekme direnci: Zemin içerisine gömülü geogrid tabakası üzerinde oluşan çekme gerilmeleri nedeniyle oluşur. Çekme gerilmelerinin iki bileşeni vardır:

- Geogrid tabakası boyunca zemin daneleri ile donatı arasında oluşan sürtünme dirençleri
- Geogrid tabakaları üzerindeki enine nervürler sayesinde zemin daneleri ile donatı arasında oluşan kayma direnci

b. Kayma direnci: İki bileşenden oluşur:

- Geogrid boşluklarına giren zemin daneleri ile donatı arasında oluşan kayma direnci
- Geogrid boşluklarına giren zemin danelerinin kendi arasında oluşan kayma direnci

Donatı-zemin arasında oluşan bu dirençleri ölçmek için laboratuarda çekme deneyi (pull-out test) ve kesme kutusu deneyi (direct shear test) yapılır. Daneli bir yapıya ve daha yüksek içsel sürtünme açısına sahip kumlu zeminlerde geogrid-zemin etkileşimi killere göre daha efektif bir şekilde gerçekleşir.

3.3.2.3. Geogridlerin Kullanım Alanları

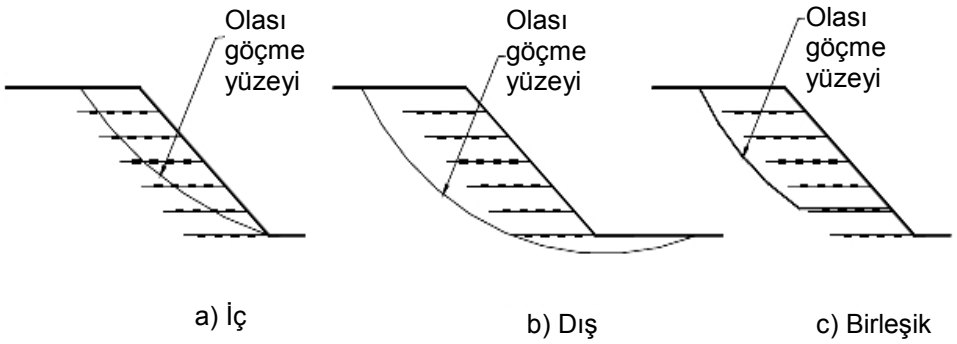
Geogridlerin güçlendirme özelliğinden dolayı inşaat mühendisliğindeki kullanım alanları şöyledir:

- Yol uygulamalarında
- Havaalanlarında
- Seddelerde
- İstinat yapılarında
- Şevlerde
- Dolgularda
- Yapı temellerinin taşıma gücünün arttırılmasında

3.3.3. Donatılı Şevler

Şevli dolgularda stabiliteyi arttırmak amacıyla donatılandırılan şevlerde de, donatı kuvvetlerinin bilinen kuvvetler olarak limit denge analizinde yer almasıyla çözüm gerçekleştirilmektedir. Donatılı zeminlerin tasarımında, tüm olası göçme şekilleri göz önüne alınmalıdır (Şekil 3.5):

- Göçme düzleminin donatı ile kesiştiği durum için iç stabilite
- Göçme düzleminin donatılı zemin kütlesinin dışında ve altında oluştuğu durum için dış stabilite
- Göçme yüzeyinin donatılı zemin kütlesinin arkasından ve içinden geçtiği durum için birleşik stabilite (Keskin ve ark. 2008).

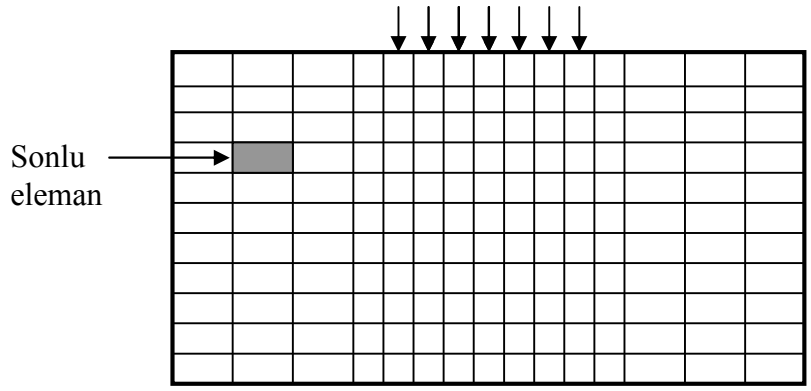


Şekil 3.5. Donatılı şevlerde göçme şekilleri

3.4. Sonlu Elemanlar Yöntemi

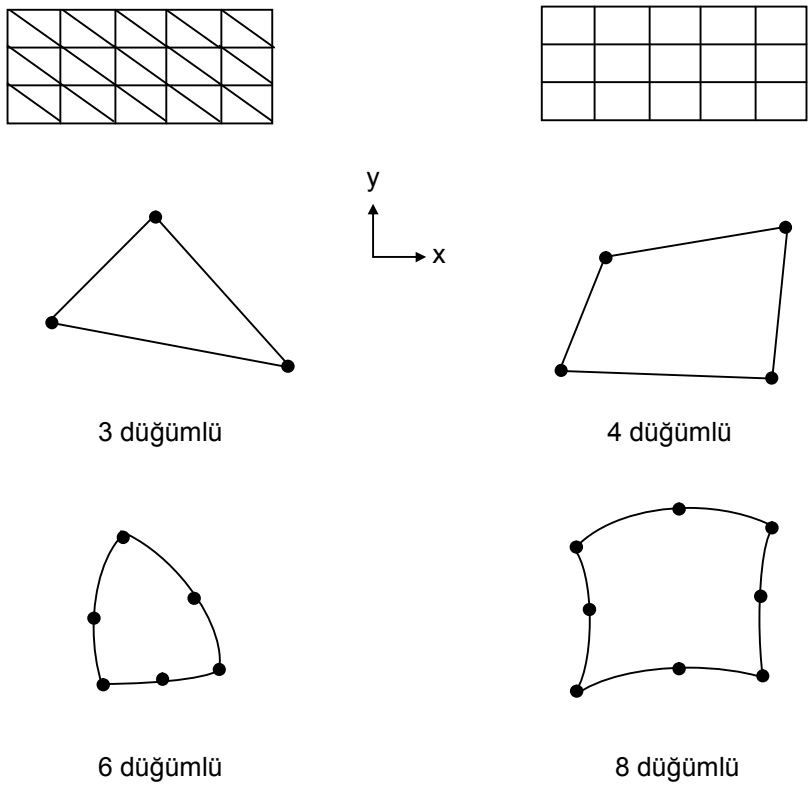
Çeşitli teorik ve ampirik yöntemler zeminlerin davranışlarının incelenmesinde kullanılmaktadır. Bu teorik ve ampirik yöntemlerde zeminin birçok etkene bağlı davranış özelliği ve zeminin karmaşık yapısı nedeniyle homojen ve lineer-elastik bir ortam gibi düşünülmekte ve basitleştirici kabullerle çözüm yapılmaktadır. Bu çözümle gerçekçi çözümlere ulaşılması pek mümkün değildir. Bu duruma zeminlerin heterojen yapısı, lineer olmayan, zamana ve ortama bağlı davranışı, anizotropi gibi karmaşık özellikleri neden olmaktadır. Hiç şüphesiz teknolojideki ilerleme ve bilgisayarların kullanımının gün geçtikçe artması geoteknik mühendisliği problemlerinin sayısal yöntemlerle kısa zamanda çözümünü mümkün kılmıştır. Bu yöntemlerde sürekli fiziki sistemlerin davranışı sayısal yöntemlerle analiz edilmektedir. Bu sayısal yöntemlerden en sistematik ve efektif olanı Sonlu Elemanlar Yöntemi'dir.

Sonlu elemanlar yöntemi, Zeinkiewicz (1977) tarafından matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemi olarak tarif edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile sürekli bir sistem matematiksel olarak modellenmektedir. Bu yöntemde, sürekli bir sistem kendi içinde sonlu sayıda eleman veya bileşenlerden ve bu elemanları birleştiren düğüm noktalarından oluşan ayrık bir sistem olarak modellenmektedir (Şekil 3.6). Sistem, sonlu elemanlara bölünerek, denklemler bir eleman için yazılmakta ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenmektedir.



Şekil 3.6. Sürekli bir sistemin sonlu elemanlara ayrılması

Sonlu elemanlar yönteminin ilk adımında çözüm bölgesi, eleman adı verilen alt bölgelere ayrıklaştırılmaktadır. Bu elemanlarla oluşturulan eşdeğer sonlu elemanlar ağına dönüştürülmektedir. Elemanlar, belirlenen esas bilinmeyene göre bir, iki veya üç boyutlu seçilebilmektedir. Eleman tipi seçilirken, gerekli serbestlik derecesi dikkate alınmakta ve eğri yüzeyler için eğrisel elemanlar seçilmektedir. İki boyutlu problemlerde, sonlu elemanlar genellikle üçgen veya dörtgen şeklindedir (Şekil 3.7). Bu elemanlar "node" adı verilen düğüm noktaları yardımıyla ilişkilendirilmektedir. Düz yüzeyli elemanlar için düğüm noktaları genellikle eleman köşelerine yerleştirilmektedir. Eğrisel yüzeylere sahip elemanlar için ise, her yüzeyin orta noktalarına da düğümler eklenmektedir.



Şekil 3.7. Tipik 2 boyutlu elemanlar

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

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

$$\{\delta\} = [N]\ \{d\}_e \tag{3.10}$$

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

Elemandaki şekil değiştirmeler, düğüm noktası deplasmanları cinsinden,

$$\{\varepsilon\} = [B]\ \{d\}_e \tag{3.11}$$

şeklinde yazılmaktadır. Burada [B], eleman şekil değiştirme matrisidir.

Gerilmeler ise, elastisite matrisi [D] kullanılıp, şekil değiştirmelerle ilişkilendirilerek,

$$\{\sigma\} = [D]\ \{\varepsilon\} \tag{3.12}$$

şeklinde yazılabilir.

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

$$\{f\} = [k]\ \{d\}_e \tag{3.13}$$

Denklemde,

{f} : eleman yük vektörü

[k] : eleman rijitlik matrisidir.

Her sonlu eleman için ayrı ayrı bulunan (3.13) denklemleri uygun şekilde birleştirilerek bütün sisteme ait cebrik denklemler takımı elde edilir.

$$\{F\} = [K]\ \{d\} \tag{3.14}$$

Burada,

{F} : sistem yük vektörü

[K] : sistem rijitlik matrisi

{d} : sistem deplasman vektörü değerlerini göstermektedir.

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

3.5. PLAXIS Programı

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

Bu çalışmada, PLAXIS 8.2 versiyonu ile PLAXIS 3D Tunnel versiyonu kullanılmıştır. PLAXIS 8.2 versiyonu, geoteknik mühendisliği uygulamalarına yönelik olarak geliştirilmiştir. Analizlerde, problemler 2 boyutlu olarak eksenel simetrik veya düzlem şekil değiştirme geometri koşullarında statik ve dinamik olarak analiz edilmektedir. Programda, malzemenin gerilme-deformasyon davranışı lineer olmayan çözüm teknikleri ile modellenmektedir. PLAXIS, çok yönlü ve karmaşık bir yapı arz eden geoteknik uygulamaların analizi için önemli özelliklerle donatılmıştır. Aşağıda bu özelliklerin kısa bir özeti verilmiştir. Önce PLAXIS 8.2 versiyonu hakkında bilgi verilecektir. Daha sonra PLAXIS 3D Tunnel versiyonu hakkında kısa bilgi verilecektir.

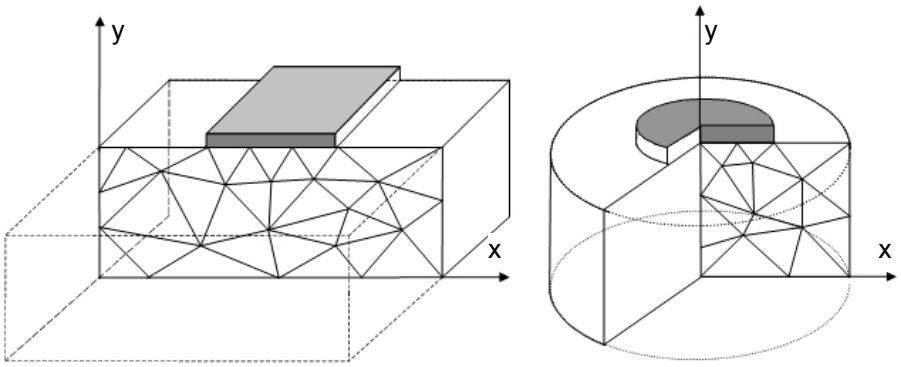
3.5.1. Geometrik Modelin Oluşturulması

Programda; zemin tabakaları, yapılar, kazı safhaları, yükler ve sınır şartlarının girişi için özel bir grafik ortamı (CAD) kullanılmaktadır. Böylece program bünyesinde geometrik model, gerçek konumuna uygun olarak doğru ve detaylı bir şekilde

oluşturulabilmektedir. Programda, problem tipine göre düzlem şekil değiştirme veya eksenel simetrik geometri koşulları kullanılmaktadır.

Düzlem şekil değiştirme durumu, cismin bir doğrultudaki boyutunun (z ekseni), bu boyuta dik diğer iki doğrultudaki boyutundan çok büyük olması durumunda kullanılabilmektedir. Düzlem şekil değiştirme durumunun uygulanabilmesi için, z doğrultusunda sadece düzgün yayılı yükler etki etmeli ve hacimsel kuvvetler z doğrultusundan bağımsız olmalıdır (Şekil 3.8a).

Problemin z ekseni etrafında çepeçevre simetrik olması durumunda, deformasyonlar ve gerilmeler dönme açısından bağımsız olmakta, bu nedenle problem Şekil 3.8b'de görülen alan üzerinde 2 boyutlu problem olarak ele alınabilmektedir.

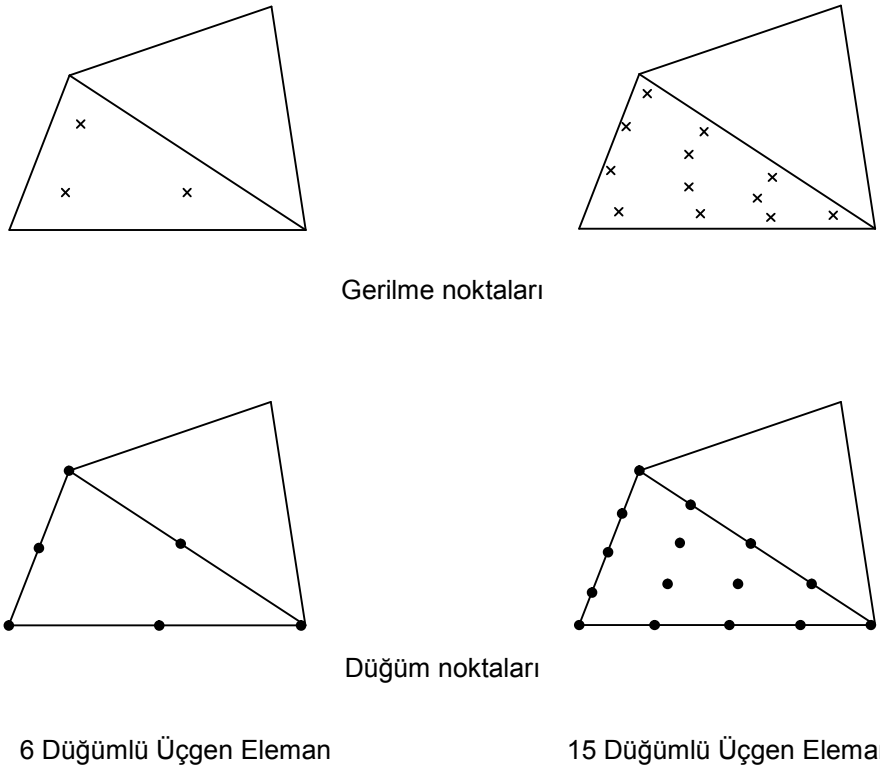


Şekil 3.8. (a) Düzlem şekil değiştirme (b) eksenel simetrik problem (PLAXIS manual 2002)

3.5.2. Elemanlar

3.5.2.1. Zemin Elemanları

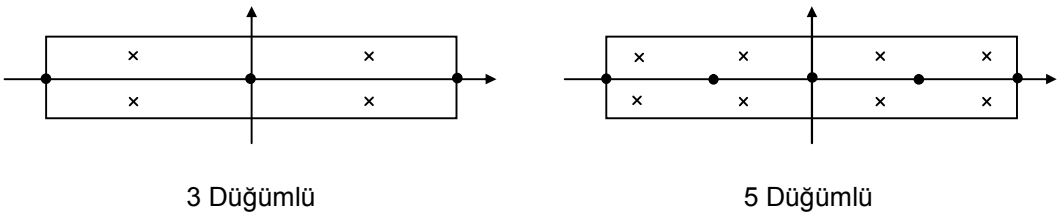
Sonlu elemanlar ağının oluşturulması sırasında, zemin ortam iki boyutlu üçgen elemanlara ayrılır. Programda, 6 ve 15 düğüm noktalı iki farklı üçgen eleman bulunmaktadır (Şekil 3.9) Aynı sonlu elemanlar ağında, 15 düğüm noktalı elemanlar, 6-düğüm noktalı elemanlara göre daha hassas çözüm yapabilmektedirler. Sonlu elemanlar analizinde, deplasmanlar düğüm noktalarında, gerilmeler ise düğümler yerine her bir Gauss-noktasında (veya gerilme noktasında) hesaplanmaktadır.



Şekil 3.9. Zemin elemanlarındaki düğüm ve gerilme noktalarının pozisyonu

3.5.2.2. Kiriş Elemanlar

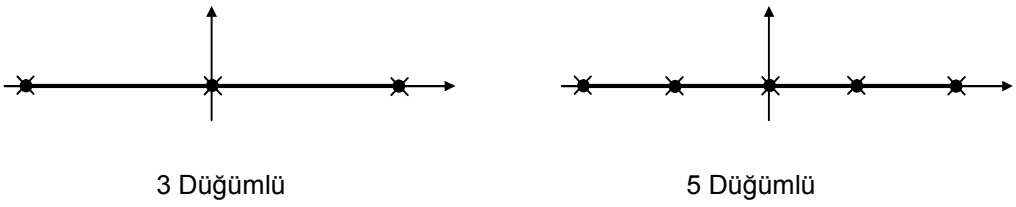
Programda; duvar, plak ve temel gibi yapı elemanları 3 ve 5 düğüm noktasına sahip iki farklı kiriş eleman kullanılarak tanımlanır (Şekil 3.10). Analizlerde eğer 6 düğümlü zemin elemanı kullanılıyorsa, 3 düğümlü kiriş eleman, 15 düğümlü zemin elemanı kullanılıyorsa, 5 düğümlü kiriş eleman kullanılmaktadır. Kiriş elemanı, Mindlin kiriş teorisine dayanılarak geliştirilmiştir. Bu teoriye göre, kiriş eleman eğilmeye ve kaymaya maruz kalmaktadır. Ayrıca eksenel bir kuvvet uygulandığında eleman boyu değişmektedir. Kiriş elemanı önceden tanımlanan eğilme momenti veya maksimum eksenel kuvvete ulaştığında plastik hale gelmektedir. Kiriş elemanların malzeme özelliği olarak programa eğilme rijitliği (EI) ve eksenel rijitlik (EA) değerleri girilmektedir.



Şekil 3.10. Kiriş elemanları

3.5.2.3. Geogrid Elemanı

Geoteknik uygulamalarda kullanılan donatı malzemeleri PLAXIS programında geogrid elemanı ile modellenmektedir. Geogridler; sadece eksenel rijitliğe sahip, eğilme rijitliği çok düşük malzemelerdir. Dolayısıyla, çekme dayanımı yüksek olan bu malzemelerin basınç dayanımı ihmal edilmektedir. Programa malzeme özelliği olarak sadece eksenel rijitlik (EA) değeri girilmektedir. PLAXIS'de geogridler, her düğüm noktasında iki serbestlik derecesine sahip (u_x, u_y) geogrid elemanlar kullanılarak tanımlanır (Şekil 3.11). Analizlerde 6 düğümlü zemin elemanları kullanılması durumunda geogrid elemanlar 3 düğümlü olarak, 15 düğümlü zemin elemanları kullanılması durumunda ise 5 düğümlü olarak tanımlanırlar.

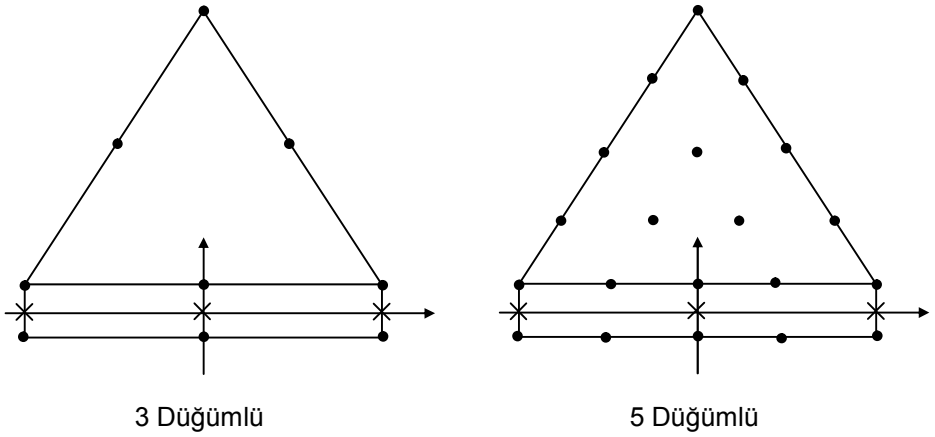


Şekil 3.11. Geogrid elemanları

3.5.2.4. Ara Yüzey Elemanı

Yapı ile zemin veya donatı ile zemin arasındaki etkileşimi modellemek için ara yüzey elemanlar kullanılır. Ara yüzey elemanlarının, zemin elemanlarına nasıl bağlandığı Şekil 3.12'de görülmektedir. Ara yüzey elemanları, 6 düğüm noktalı zemin

elemanları kullanıldığı durumda 3 düğümlü, 15 düğüm noktalı zemin elemanları kullanıldığı durumda ise, 5 düğümlü olarak tanımlanır.



Şekil 3.12. Ara yüzey elemanlarının zemin elemanlarına bağlanması

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

3.5.3. Zemin Modelleri

PLAXIS'de zemin ve diğer ortamların (kaya vb) davranışını modellemek için 6 farklı model kullanılmaktadır. Bu modeller ve modellerde kullanılan parametreler aşağıda kısaca özetlenmiştir.

3.5.3.1. Lineer Elastik Model (LE)

Bu modelde, zemin davranışının Hooke yasasına uyduğu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu kabul edilir. Programda giriş bilgileri olarak 2 adet rijitlik parametresi, Elastisite modülü, E ve Poisson oranı, ν değerleri girilir. LE model, zemin davranışını çok sınırlı bir şekilde temsil edebilir. Genellikle, zemin içerisindeki rijit yapıları modellemek için kullanılır.

3.5.3.2. Mohr-Coulomb Model (MC)

Elasto-plastik zemin modelidir. Programda, giriş bilgileri olarak 5 parametre girilir. Bunlar; Elastisite modülü, E, Poisson oranı, ν, kohezyon, c, içsel sürtünme açısı, ϕ ve dilatasyon açısı, ψ'dir. Ayrıca modelde, doğru bir K_0 seçilerek zemindeki başlangıç yatay gerilme durumu oluşturulabilir. Zemin rijitliği için kullanılan E parametresi, tüm zemin tabakaları için sabittir. Bu modelde, hesaplamaların hızlı ve kısa zamanda yapılabilmesi nedeniyle genellikle analizlerde zeminde oluşacak deformasyonlar hakkında ilk izlenimleri elde etmek için kullanılır.

3.5.3.3. Jointed-Rock Model (JR)

Plastik kaymanın sadece sınırlı sayıda kayma doğrultularında meydana geldiği anizotropik elasto-plastik modeldir. JR model, tabakalı veya birleşik kayaların davranışını modellemede kullanılır. Modelde giriş parametreleri olarak, Elastisite modülü, E, Poisson oranı, ν, kohezyon, c, içsel sürtünme açısı, ϕ ve dilatasyon açısı, ψ değerleri girilmektedir.

3.5.3.4. Soft Soil Model (SS)

Zemin mekaniğinde normal konsolide killer, killi siltler ve turba zeminler yumuşak zemin olarak kabul edilir. Bu tür zeminlerin yüksek mertebedeki sıkışabilirlik özelliğine bağlı olarak farklı özellikleri vardır. Bu nedenle, bu tür zeminlerde SS model kullanılır. Model en iyi performansını birincil sıkışma durumlarında gösterir. Modelde giriş parametreleri olarak, kohezyon, c, içsel sürtünme açısı, ϕ, dilatasyon açısı, ψ, modifiye sıkışma indeksi, λ^*, ve modifiye şişme indeksi, κ^* değerleri girilmektedir.

3.5.3.5. Soft Soil Creep Model (SSC)

SSC modeli, konsolide killer, killi siltler ve turba gibi yumuşak zeminlerin zamana bağlı davranışının modellenmesinde kullanılmaktadır. Temel ve dolgulardaki zamana bağlı oturma problemleri ile tüneller ve derin kazı gibi zemindeki yük boşalması problemlerinde bu model kullanılır. Modelde giriş parametreleri olarak, kohezyon, c, içsel sürtünme açısı, ϕ, dilatasyon açısı, ψ, modifiye sıkışma indeksi, λ^*, modifiye şişme indeksi, κ^* ve modifiye sünme indeksi μ^* değerleri girilmektedir.

3.5.3.6. Hardening Soil Model (HS)

Hardening Soil modeli, farklı tiplerdeki yumuşak ve sert zeminlerin davranışını modellemekte kullanılan ve Mohr Coulomb modeline göre çok daha gelişmiş bir zemin modelidir. MC modelde olduğu gibi gerilme seviyesi kohezyon (c), sürtünme açısı (ϕ) ve dilatasyon açısı (ψ) ile sınırlandırılmıştır. HS model, gerilme bağımlı rijitlik modülünü dikkate almaktadır. Yani, zemin rijitliği basınçla birlikte artmaktadır. HS model, drenajlı üç eksenli basınç deneyinde gözlenen eksenel deformasyon-deviatorik gerilme ilişkisinin yaklaşık hiperbol şeklinde olması esasına dayanır. Bu ilişki ilk olarak Kondner (1963) tarafından formüle edilmiştir. Daha sonra Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilerek hiperbolik zemin modeli olarak adlandırılmıştır. HS model, hiperbolik zemin modelinin yerini almış olmakla beraber arasında önemli farklar vardır. Bu farklardan ilki, modelde elastisite teorisinden çok plastisite teorisini kullanılmasıdır. İkinci fark, modelin zemin dilatasyonunu da kapsaması, üçüncü fark ise, bir akma başlığı (yield cap) içermesidir.

3.5.4. PLAXIS 3D TUNNEL

PLAXIS 3D Tünel programı, özellikle tünel projelerindeki şekil değiştirme ve stabilitenin üç boyutlu analizi için tasarlanmış bir geoteknik sonlu elemanlar paketidir. Geoteknik uygulamalar, zemin ve kayanın lineer olmayan, zamana bağlı ve anizotropik davranışının simülasyonu için gelişmiş yapıcı modeller gerektirir. Buna ek olarak, zemin çok fazlı bir malzeme olup zemindeki hidrostatik ve hidrostatik olmayan boşluk suyu basınçlarını engellemek için özel yöntemler gereklidir. Zemin modelinin kendisi önemli bir konu olmasına rağmen, birçok tünel projesi yapıların modelini ve yapılar ve zemin arasındaki etkileşimi içerir. PLAXIS 3D Tünel karmaşık geoteknik yapıların birçok yönleri ile başa çıkmak için özel özelliklerle donatılmıştır.

3.6. GEOSTUDIO Programı

GeoSlope, limit denge yöntemi esas alınarak şevlerde güvenlik sayısını hesaplayan bir bilgisayar programıdır. Basit ve kompleks şev stabilitesi hesaplarında çeşitli yöntemleri kullanarak şev güvenlik sayısını elde eden bir programdır. GEO-SLOPE International tarafından geliştirilen bu programda yer altı su seviyesi heterojen zemin veya dış yükleme bulunması durumunda, kayma durumları için gereken stabilite

problemlerini çözebilir. Sonlu elemanlar hesapları ve gerekli iterasyonlar Sigma/W ek yazılımı ile yapılmaktadır. Dinamik bir etkinin olması durumunda (deprem gibi) Quake/W ek yazılımıyla gerilme ve deformasyon hesaplarını yapmaktadır. Geoslope Programı; Morgenstern-Price, Bishop, Janbu, Spencer, Ordinary metodlarıyla satbilite hesabı yapar.

GeoSlope programının özellikleri şöyle sıralanabilir;

- Uygun parametrelerin seçimiyle Morgenstern-Price, Spencer, Bishop, Janbu, Ordinary metodlarıyla analizler gerçekleştirilebilir.
- 13 farklı öntanımlı dayanım modeli içeren zemin ihtiva eder ve bu zeminlerin parametreleri tanımlanarak yeterli sayıda zemin tanımlanabilir.
- Analizler birçok kayma yüzeyi için yapılabilmektedir.
- Çok tabakalı ve heterojen zeminler için Fellenius, Dönüştürülmüş Bishop, Janbu, Spencer ve Morgenstern-Price metodları kullanılabilir.
- Sonlu elemanlar yöntemiyle boşluk suyu basıncı veya piyezometre çizgileri girilerek güvenlik sayısı elde edilebilir.
- Aktif ve pasif toprak basınçları olması durumunda çözümler üretilebilir.
- Sağdan sola veya soldan sağa analiz yapılabildiğinden geometrinin programa giriş yönü sonucu değiştirmemektedir.

Slope/W'de problemin tanımlanması işlemi yapıldıktan sonra uygun çözüm yöntemine karar verilir ve hangi analiz yönteminin kullanılacağı, boşluk suyu basıncının bulunup bulunmadığı, kayma yüzeyini kısmi, tam veya karelej teğet yöntemlerinden hangisine göre tanımlanacağı, gerilme çatlağının bulunup bulunmadığı, analizin hangi yönde gerçekleştirileceği ve kullanılması düşünülen dilim sayısı gibi kriterler programa girilir. Zemin özelliklerinin programa girilmesinin ardından problem geometrisine uygun ölçek ve sayfa boyutlarının tanımlanması işlemi yapılır. Belli bir orjine karar verildikten sonra problem geometrisi, kayma yüzeyi, boşluk suyu basıncı, harici yükler gibi problem kriterleri programa aktarılır ve seçilen yönteme göre programın çözüm vermesi beklenir.

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

4.1. Giriş

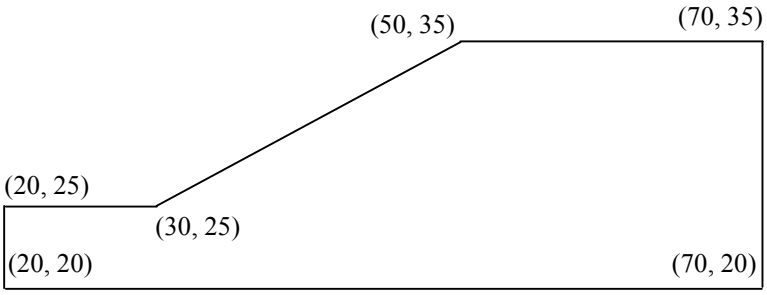
Bu bölümde, donatısız ve geogrid donatılı bir şev modelinin stabilitesini incelemek amacıyla iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri gerçekleştirilmiştir. Analizler, sonlu elemanlar yöntemi ile çözüm yapan PLAXIS (professional version 8, Brinkgreve ve Vermeer, 1998) ve PLAXIS 3D Tunnel (2004) paket programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Analizlerde farklı boyut, miktar ve yerleşim düzenindeki geogrid donatı tabakalarının stabilite üzerindeki etkisi araştırılmış, iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizleri yapılmış olup elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ayrıca GeoStudio bilgisayar yazılımı ile de analizler gerçekleştirilmiş olup donatısız şev modeli için güvenlik sayıları elde edilmiştir.

Ayrıca bu bölümde geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi PLAXIS paket programı kullanılarak iki ve üç boyutlu analizleri gerçekleştirilmiştir. Geogrid donatılarının farklı derinlikteki etkileri araştırılıp optimum donatı parametresi bulunmuştur. Bu optimum donatı parametresi kullanılarak farklı şev açısı, temel genişliği ve donatı tiplerindeki etkileri araştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar daha önce deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla (Keskin 2009) karşılaştırılmıştır.

4.2. Sonlu Elemanlar Analizi

4.2.1. Donatılı Şevin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi

Çalışmada ele alınan problem için model şev geometrisi Şekil 4.1'de görülmektedir. Analizlerde, zemin davranışını modellemek için, Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Mohr-Coulomb malzeme modelinde, geoteknik mühendisliğinde sıklıkla kullanılan ve zemin numunesi üzerinde gerçekleştirilen basit laboratuvar deneyleriyle elde edilebilen toplam 5 adet parametreye ihtiyaç duyulmaktadır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 4.1'de verilmiştir.



Şekil 4.1. Model şev geometrisi

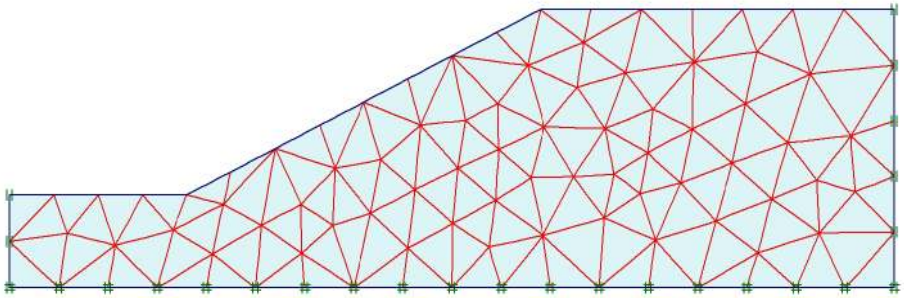
Çizelge 4.1. Modelde kullanılan zemin parametreleri

Parametre	**Değer**
Elastisite Modülü, E (kN/m^2)	100000
Poisson Oranı, υ	0.3
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	19.6
Kohezyon, c (kN/m^2)	5.0
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	0

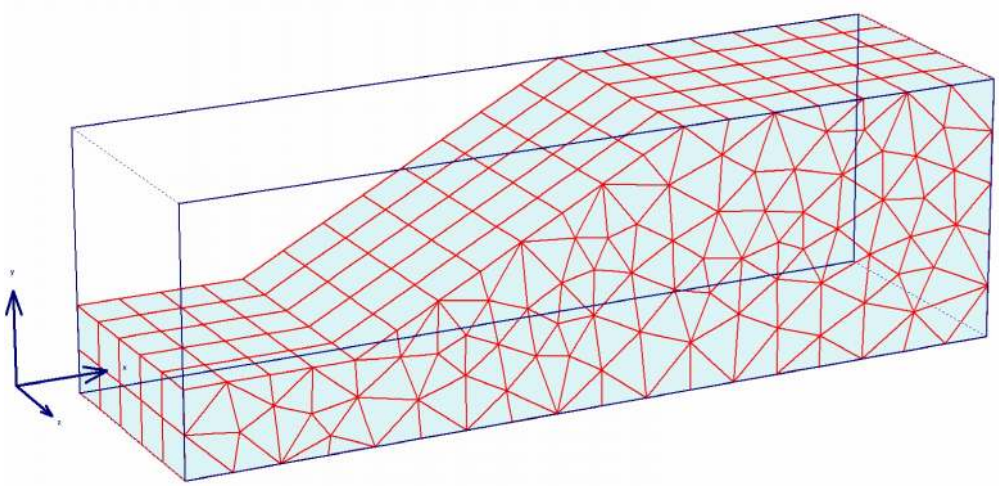
Donatılı analizlerde, donatı malzemesi olarak geogrid kullanılmış ve malzeme özelliği olarak rijitlik değeri (EA); 2000 kN/m olarak girilmiştir.

Analizlerde, problemin yatay olmayan zemin yüzeylerine sahip olmasından dolayı (şevli yüzey), başlangıç gerilmeleri oluşturulurken ağırlık yüklemesi yöntemi kullanılmıştır. Analizlerde, çözüm iki aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. İlk aşamada zemin ağırlığından dolayı meydana gelen başlangıç gerilmeleri oluşturulmuş, ikinci aşamada ise varsa donatı aktif hale getirilerek stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir.

Donatısız durum için, şev geometrisi, sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları iki ve üç boyutlu durum için Şekil 4.2 ve Şekil 4.3'de görülmektedir.



Şekil 4.2. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (iki boyutlu)



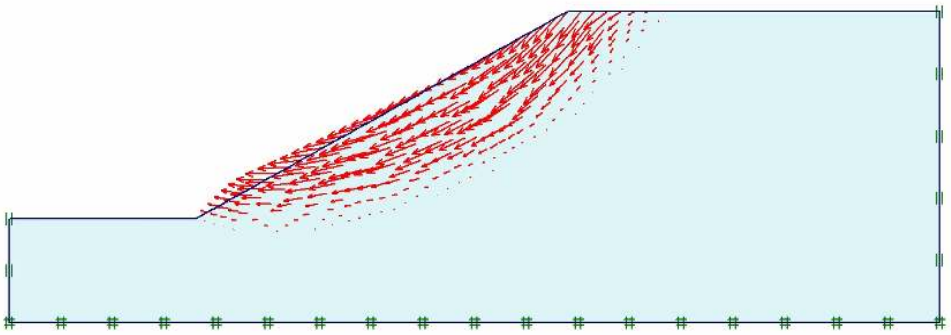
Şekil 4.3. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (üç boyutlu)

4.2.1.1. Donatısız Şev

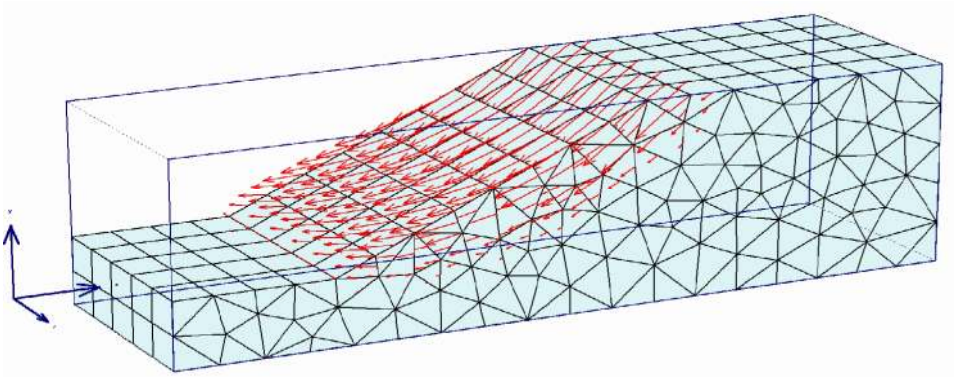
Çizelge 4.2'de, donatısız şev durumunda sonlu elemanlar çözümleriyle elde edilen güvenlik sayısı (F_s) değerleri görülmektedir. Şekil 4.4 ve Şekil 4.5'de ise, iki ve üç boyutlu modelleme için elde edilen düğüm deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir.

Çizelge 4.2. Güvenlik sayısı

M	F_s
PLAXIS 2D	1.090
PLAXIS 3D	1.133

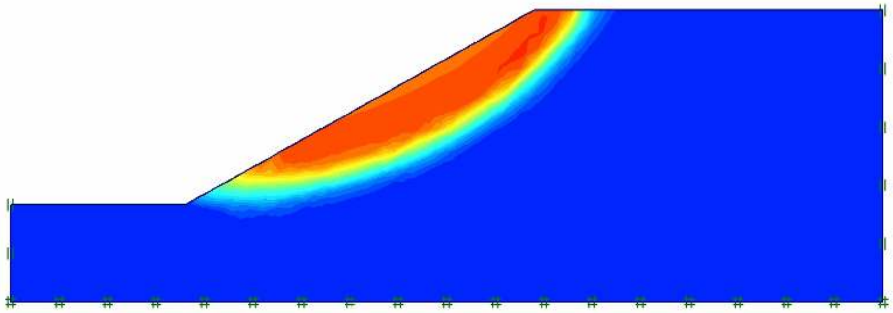


a) İki boyutlu model

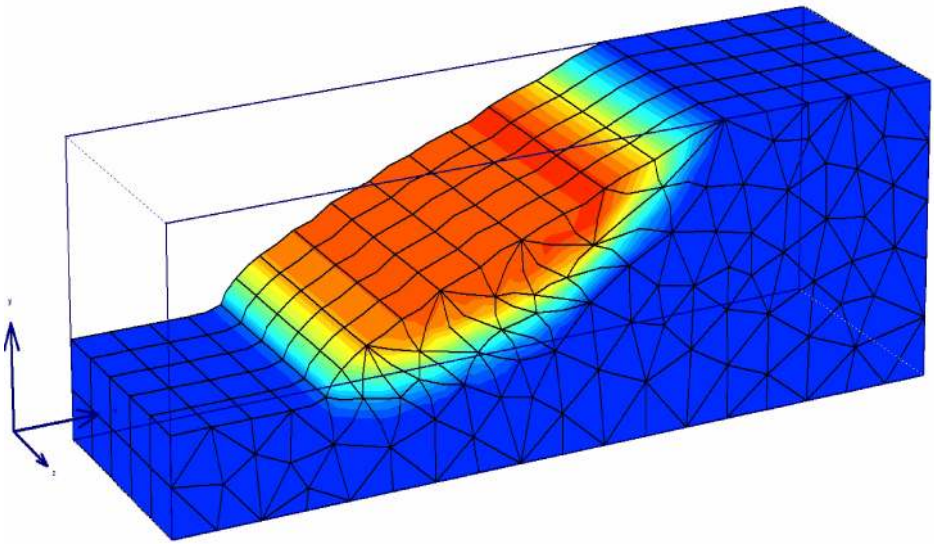


b) Üç boyutlu model

Şekil 4.4. Düğüm deplasman vektörleri



a) İki boyutlu model



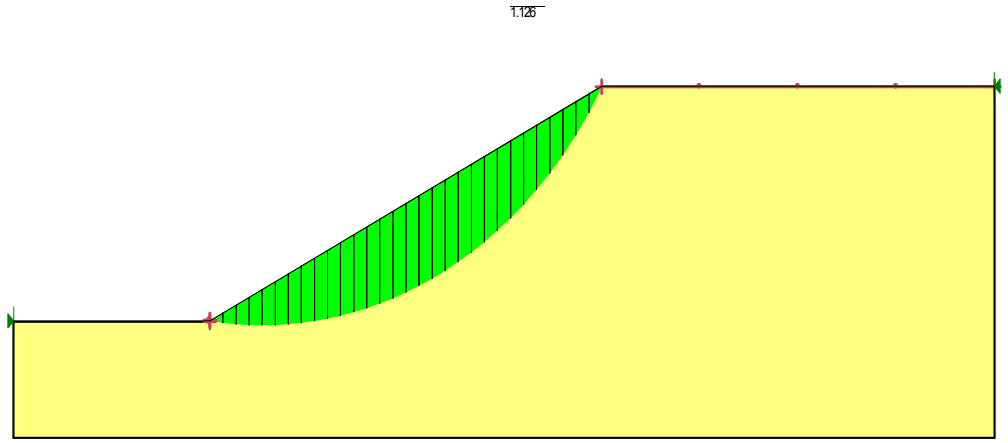
b) Üç boyutlu model

Şekil 4.5. Kayma yüzeyi konturları

- GeoStudio Analizleri

Donatısız şevde, GeoStudio 2012 bilgisayar yazılımı kullanılarak limit denge yöntemiyle analizler gerçekleştirilip güvenlik sayıları elde edilmiştir.

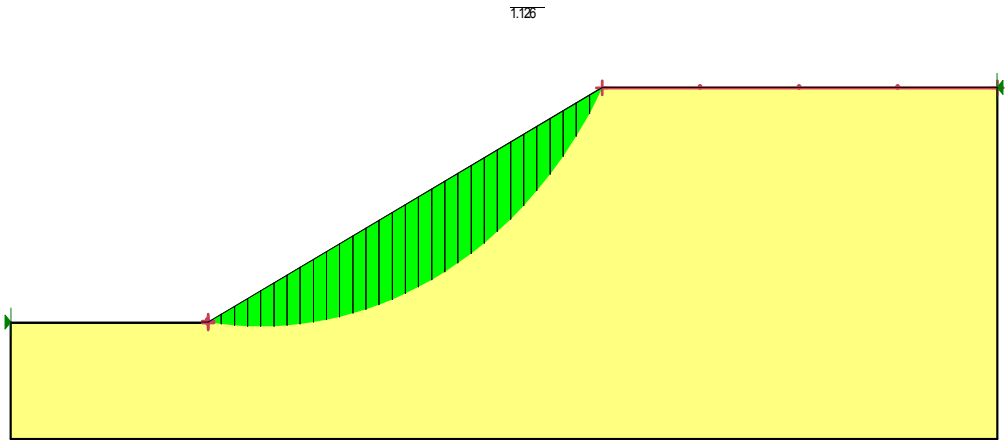
a) Morgenstern-Price Metodu



Şekil 4.6. Morgenstern-Price metodu

Güvenlik sayısı 1.126 bulunmuştur.

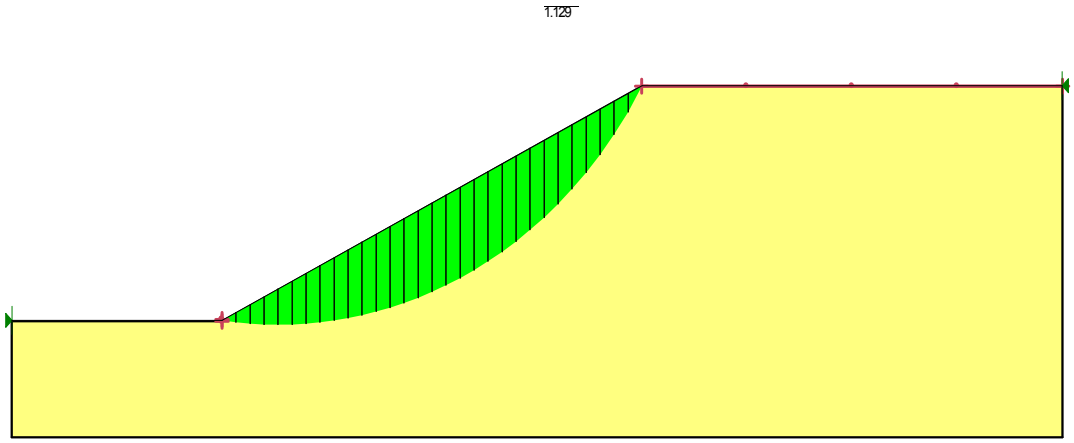
b) Spencer Metodu



Şekil 4.7. Spencer metodu

Güvenlik sayısı 1.126 bulunmuştur.

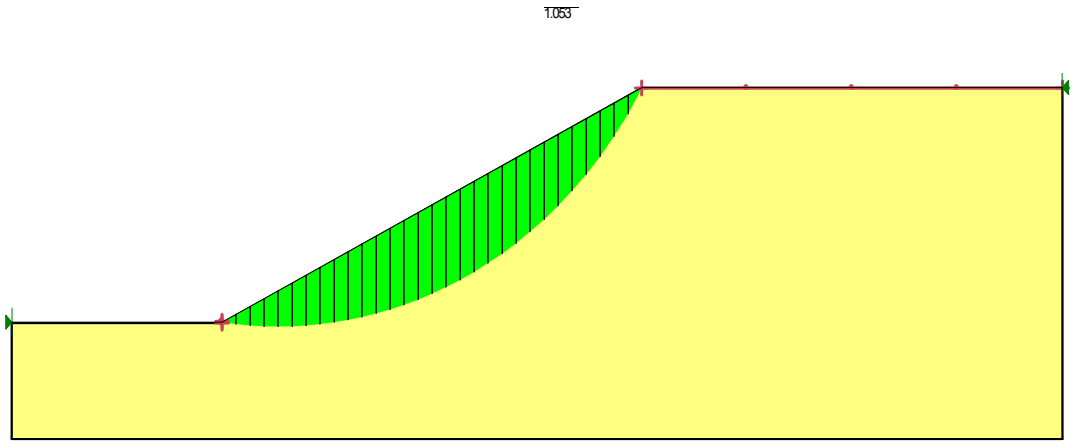
c) Bishop Metodu



Şekil 4.8. Bishop metodu

Güvenlik sayısı 1.129 bulunmuştur.

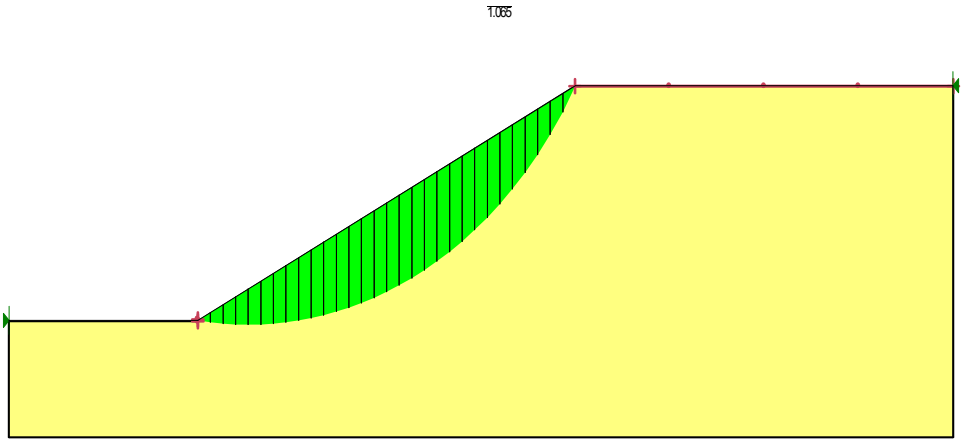
d) Janbu Metodu



Şekil 4.9. Janbu metodu

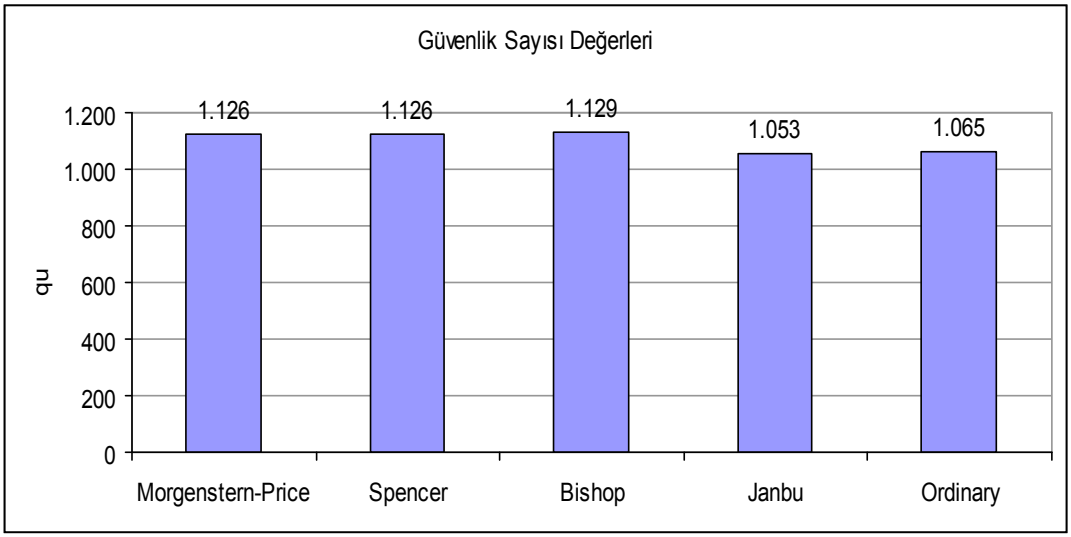
Güvenlik sayısı 1.129 bulunmuştur.

e) Ordinary Metodu



Şekil 4.10. Ordinary metodu

Güvenlik sayısı 1.065 bulunmuştur.



Şekil 4.11. Farklı analiz tipleri için güvenlik sayısı değerleri

GeoStudio analizlerinden elde edilen sonuçlar Plaxis analizlerinden elde edilen sonuçlarla uyumlu olduğu görülmüştür.

GeoStudio analiz metodlarından elde edilen sonuçların raporları Ekler bölümünde detaylıca verilmiştir.

4.2.1.2. Donatılı Şev

Çalışmada, geogrid donatının şev davranışı üzerindeki etkisini, farklı şev açılarının etkisini ve farklı temel genişliklerinin etkisini araştırmak amacıyla düzlem-şekil değiştirme koşullarında analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler, maksimum güvenlik sayısını veren geogrid konfigürasyonunu elde edebilmek amacıyla gerçekleştirilmiş ve bir parametrenin etkisi araştırılırken diğer parametreler sabit tutulmuştur (Çizelge 4.3).

Çizelge 4.3. Analizlerde kullanılan geogrid parametreleri

Sabit parametreler	Değişken parametreler
N=1, L=1.0H	u/H=0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, 0.70, 0.80
N=1, u/H=optimum	L/H=0.50, 1.00, 1.50, 2.00
N=2, L/H=opt., u/H=opt.	x/H=0.10, 0.20, 0.30, 0.40, 0.50, 0.60, 0.70
x/H=opt., L/H=opt., u/H=opt.	N=1, 2, 3

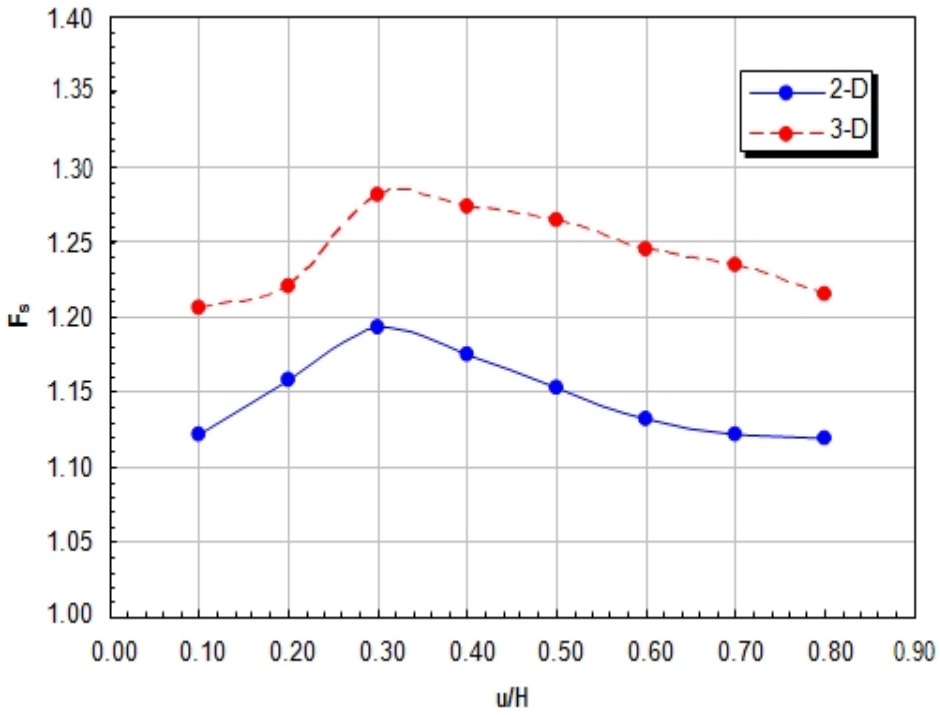
Burada, u=ilk donatı derinliği, x=donatılar arası düşey mesafe, L=donatı uzunluğu, N=donatı sayısı, H=şev yüksekliği'ni ifade etmektedir. Analizlerde, donatı ile ilgili parametreler şev yüksekliği, H, değerine oranlanarak (u/H, x/H, L/H) ifade edilmiştir. Böylece analizlerden elde edilen sonuçlar değerlendirilirken donatı ile ilgili optimum değerler, şev yüksekliği, H, cinsinden boyutsuz olarak verilmiştir.

- İlk Donatı Tabakası Derinliğinin Etkisi (u)

İlk donatı tabakası derinliğinin (u), güvenlik sayısı (F_s) üzerindeki etkisinin araştırılması için gerçekleştirilen analizlerde, donatı sayısı N=1 ve donatı uzunluğu L=1.0H olarak sabit tutulmuştur. Analizlerde, u/H oranı 0.10-0.80 değerleri arasında seçilmiştir. Analizlerden elde edilen F_s-u/H ilişkisi, Şekil 4.12'de görülmektedir.

u/H-F_s ilişkisi incelendiğinde, başlangıçta u/H oranının artmasıyla birlikte F_s değerlerinin de arttığı ve belli bir u/H oranından sonra, F_s değerlerinin azaldığı görülmektedir.

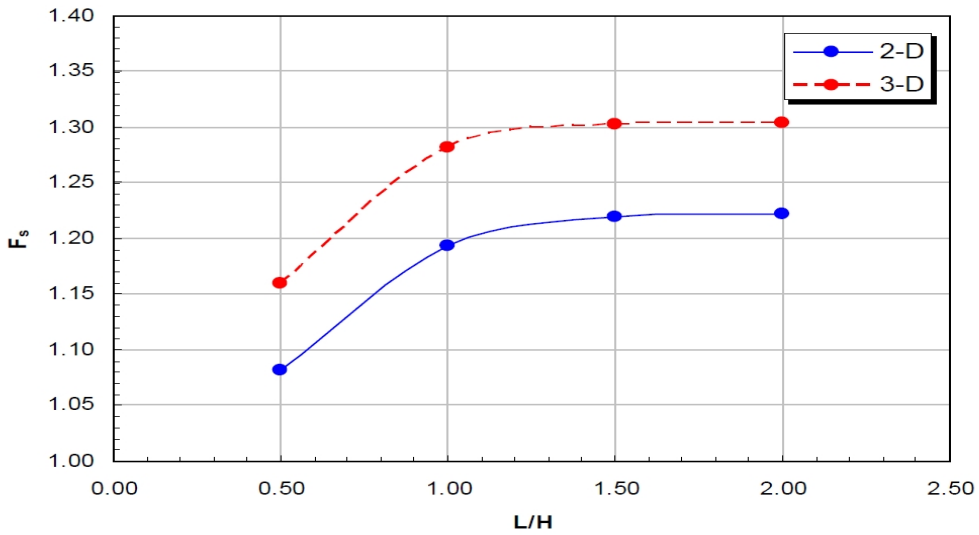
İki boyutlu ve üç boyutlu analizlerden elde edilen sonuçlara göre optimum u/H oranı 0.30 olarak elde edilmiştir. Şekil 4.12'de de görüldüğü üzere üç boyutlu analizlerden elde edilen optimum değerin tekabül ettiği F_s değeri iki boyutlu analizlerin sonucundaki değerden yüksek çıkmıştır. Optimum u/H oranının, altındaki ve üstündeki değerlerde donatı etkisi azalmaktadır. Bu durum şu şekilde açıklanabilir; ilk donatı derinliğinin, optimum değerden küçük seçilmesi durumunda donatı tabakası üzerinde yeterli zemin tabakası olmamakta ve donatı-zemin etkileşimi efektif olarak gerçekleşememekte dolayısıyla güvenlik sayısı azalmaktadır. İlk donatı tabaka derinliğinin optimum değerden daha büyük seçilmesi durumunda ise, yanal ve düşey zemin deplasmanları, şev tepesi ve geogrid tabakası arasında kalan bölgede artmakta ve bu yüzden güvenlik sayısı azalmaktadır. Şev tepesi altındaki optimum bir derinlikte, düşey ve yanal zemin deplasmanları daha büyük olduğundan, donatıdan maksimum fayda, donatının oluşan yanal deplasmanları karşılayan maksimum zemin dirençlerinin aktif hale geldiği bu optimum derinliklere yerleştirilmesiyle sağlanabilir.



Şekil 4.12. F_s-u/H varyasyonu

- Donatı Tabakası Uzunluğunun Etkisi (L)

Bu serideki analizlerde, donatı tabaka boyu (L) ile donatılı şevin güvenlik sayısı arasındaki ilişki araştırılmıştır. Analizlerde, donatı tabaka uzunluğu L=0.5-2.0H arasında seçilmiştir. Diğer parametreler ise, N=1 ve $(u/H)_{opt}$=0.30 olarak sabit tutulmuştur. İki boyutlu ve üç boyutlu analizlerden elde edilen L/H ile F_s arasındaki ilişki Şekil 4.13'de görülmektedir. Şekil 4.13 incelendiğinde, donatı tabaka uzunluğu L=0.5H ile 1.5H arasında değiştirilerek gerçekleştirilen analizlerde, F_s değerlerinin arttığı, L=1.5H'dan daha büyük donatı uzunluklarında ise F_s değerindeki artışın oldukça azaldığı görülmektedir. Bu davranış, donatının şev stabilitesine olan katkısının maksimum olması için, geogridin yeterli bir ankraj boyuna sahip olması gerektiğini göstermektedir. Aynı zamanda üç boyutlu analizlerden elde edilen değerin iki boyutlu analiz sonuçlarından büyük olduğu görülmektedir.

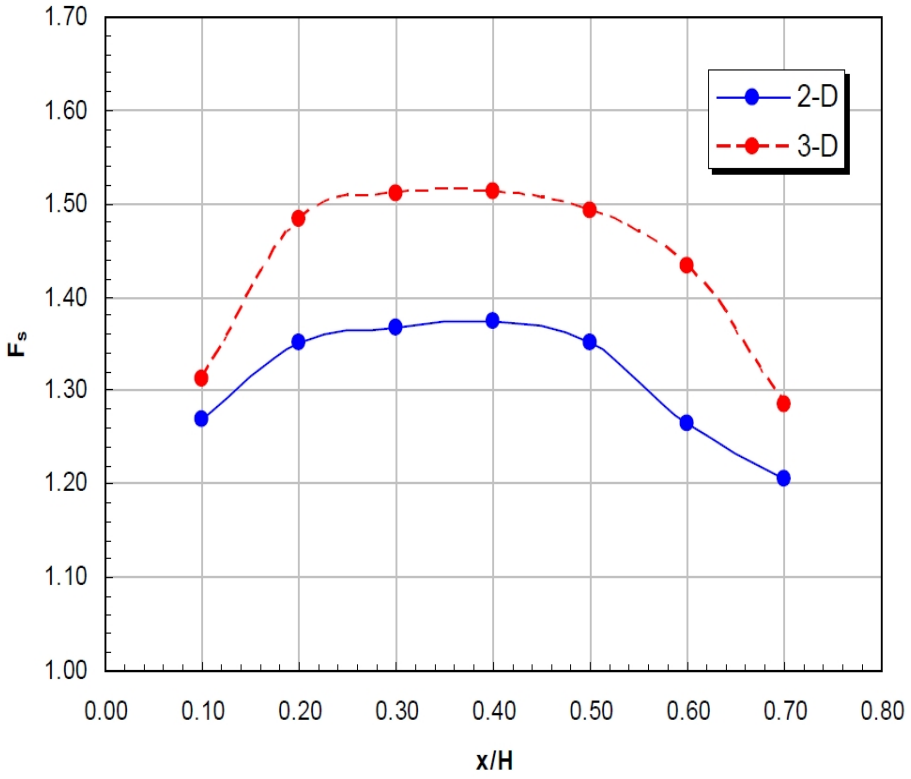


Şekil 4.13. F_s-L/H varyasyonu

- Donatılar Arası Düşey Mesafe Etkisi (x)

Bu gruptaki analizlerde, donatı tabaka sayısı N=2 için donatı tabakaları arasındaki derinlik (x) değişken alınarak güvenlik sayısına etkisi araştırılmıştır. Analizlerde diğer parametreler, $(u/H)_{opt}$=0.30 ve L_{opt}=1.5H olarak sabit tutulmuştur. Analizlerden elde edilen x/H ile F_s arasındaki ilişki Şekil 4.14'de görülmektedir. Şekil 4.14'de verilen x/H–F_s ilişkisi incelendiğinde, donatı tabakaları arasındaki derinliğin

(x), donatılı şevlerin stabilitesini önemli derecede etkilediği görülmektedir. N=2 için farklı x/H oranlarında, F_s değeri yaklaşık x=0.30H-0.40H arasındaki bir değerde maksimum olmaktadır. x/H oranının 0.30'dan küçük olduğu durumlarda, donatı tabakaları birbirine yakın olmakta ve donatı-zemin etkileşimi için tabakalar arasında yeterli miktarda zemin bulunmamaktadır. Donatılar arası derinliğin optimum değerden daha büyük seçilmesi durumunda ise, yanal ve düşey zemin deplasmanları, geogrid tabakaları arasında kalan bölgede artmakta ve bu yüzden güvenlik sayısı azalmaktadır.



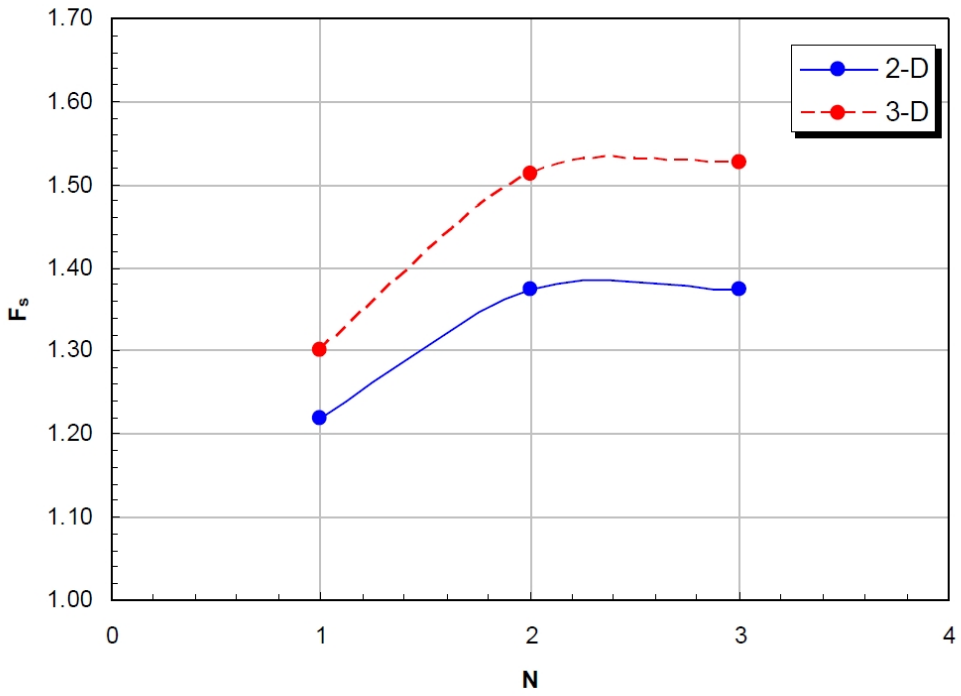
Şekil 4.14. F_s-x/H varyasyonu

- Donatı Tabaka Sayısı Etkisi (N)

Donatılı şevlerde, şev tepesinden itibaren belli bir derinlik içerisinde kalan donatı tabakaları efektif çalışarak stabiliteye önemli derecede katkıda bulunurlar. Bu bölge, efektif toplam donatı derinliği (d) olarak tanımlanmıştır.

$$d = u + (N-1)\cdot x \tag{4.6}$$

Efektif derinlikten daha derine yerleştirilen donatı tabakalarının stabiliteye katkısı fazla değildir. Bu durumda, donatılı şevin stabilitesi bu bölge içerisine yerleştirilecek donatı tabaka sayısına (N) ve bu tabakalar arasındaki derinliğe (x) bağlıdır. Bu serideki analizler ile, efektif donatı derinliği (d) ve bu derinlik içerisine yerleştirilmesi gereken optimum donatı tabaka sayısı araştırılmıştır. Analizlerde, donatılar arası düşey derinlik $(x/H)_{opt}$=0.40 değeri için, donatı tabaka sayısı değişken olarak alınmıştır. Diğer parametreler ise, $(u/H)_{opt}$=0.30 ve L_{opt}=1.5H olarak sabit tutulmuştur. Analizlerden elde edilen N ile F_s arasındaki ilişki Şekil 4.15'de görülmektedir



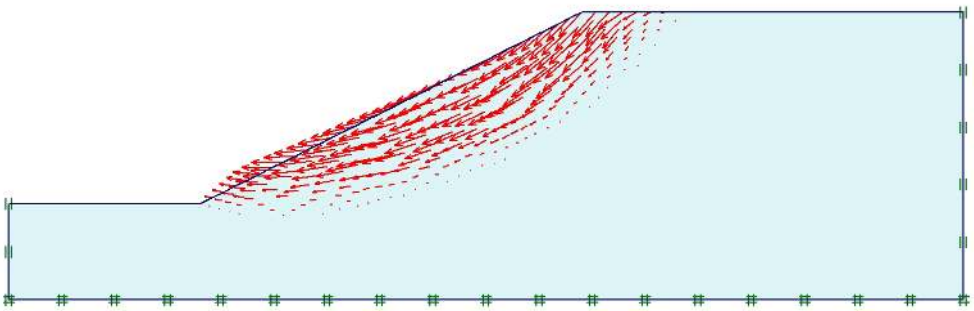
Şekil 4.15. F_s-N varyasyonu

Donatı tabaka sayısının stabiliteye etkisini araştırmak için gerçekleştirilen sayısal çalışmalardan, donatı tabaka sayısının (N) artmasıyla, donatılı şevin göçmeye karşı güvenlik sayısının arttığı görülmüştür. Optimum donatı tabaka sayısı N=2 olarak elde edilmiştir. Bu durumda, efektif donatı derinliği, d=0.70H olarak elde edilmektedir. Aynı zamanda üç boyutlu analizsonuçlarının iki boyutlu analiz sonuçlarından daha büyük olduğu da görülmektedir (Şekil 4.15).

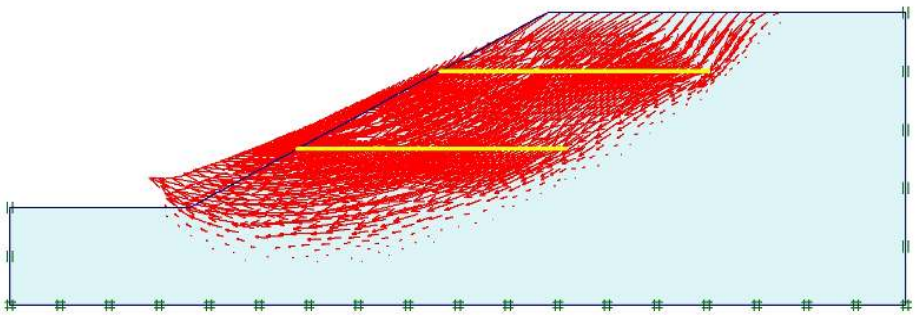
Efektif donatı bölgesi dışında kalan veya optimum donatı tabaka sayısından daha fazla kullanılan geogridlerin, şevin stabilitesine katkısı önemli mertebelerde değildir. Donatı tabaka sayısının artmasıyla, şevin güvenlik sayısında meydana gelen artış, zemin direnci ve kum zemin-geogrid arasında oluşan adhezyon sonucu ortaya çıkan donatı mekanizmasıyla açıklanabilir. Donatılar, şevde oluşan gerilmeleri daha stabil zemin tabakalarına aktararak, daha geniş ve derin bir göçme bölgesi oluşturmaktadır. Oluşan bu göçme bölgesinde stabilite artmakta ve daha derin bölgelere donatı tabakası konulması durumunda güvenlik sayısı artışları oldukça azalmaktadır.

4.2.1.3. Deplasman Vektörleri

Şekil 4.16 ve Şekil 4.17'de sırasıyla, donatısız ve donatılı şevlerde gerçekleştirilen analizlerden elde edilen deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir. Donatısız ve donatılı durumda oluşan göçme durumları karşılaştırıldığında, donatısız durumda deplasman vektörlerinin şevli yüzeyin hemen altında yoğunlaştığı, donatılı durumda ise, deplasman vektörlerinin daha geniş ve derin bir alana yayıldığı görülmektedir. Geogrid tabakaları, zemin partiküllerini şev yüzeyinden daha aşağıdaki tabakalara yönlendirmekte ve dolayısıyla daha uzun bir kayma yüzeyi oluşturarak güvenlik sayısını arttırmaktadırlar.

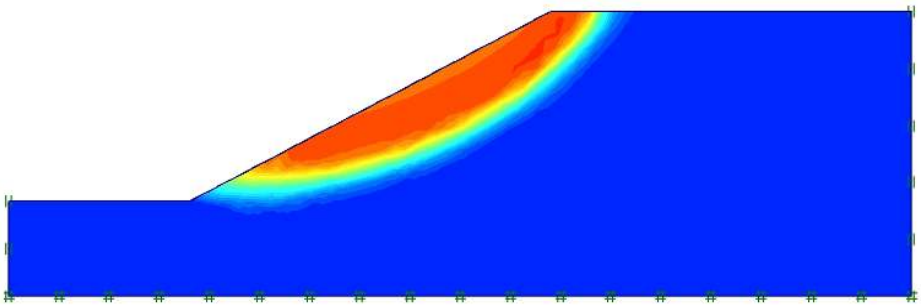


a) Donatısız şev

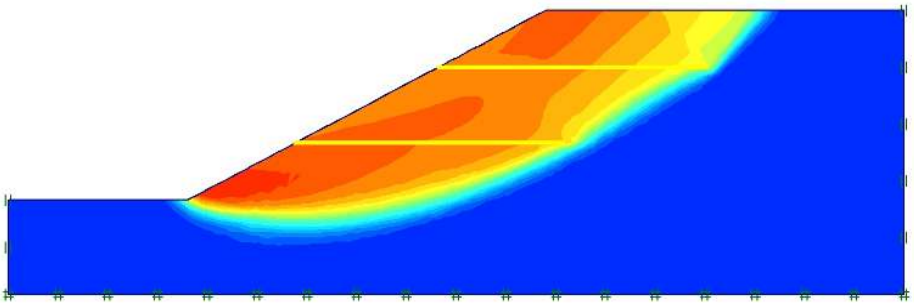


b) Donatılı şev

Şekil 4.16. Deplasman vektörleri



a) Donatısız şev



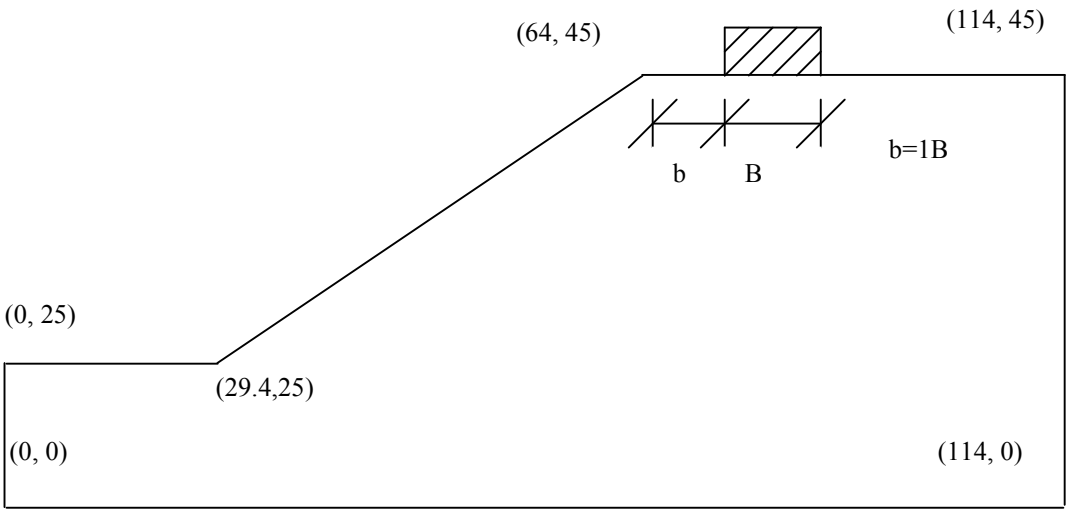
b) Donatılı şev

Şekil 4.17. Kayma yüzeyi konturları

4.2.2. Donatılı Şevlere Oturan Şerit Temellerin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi

PLAXIS bilgisayar programında deney kasasının (Keskin 2009) geometrik modeli üç boyutlu olarak oluşturulmuştur. Zemin, ortam daha hassas bir çözüm elde etmek amacıyla 15 düğüm noktalı üçgen elemanlarla modellenmiştir. Geometrik modelin genişliği 114 cm ve toplam zemin yüksekliği 45 cm'dir. Şev açısı β=30° alınmıştır. Analizlerde farklı şev açıları için de geometri yeniden oluşturulmuştur (β=20° ve β=25°).

Analizlerde, zemin davranışını modellemek için, Mohr-Coulomb malzeme modeli kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 4.4'de verilmiştir.



Şekil 4.18. Model şev geometrisi

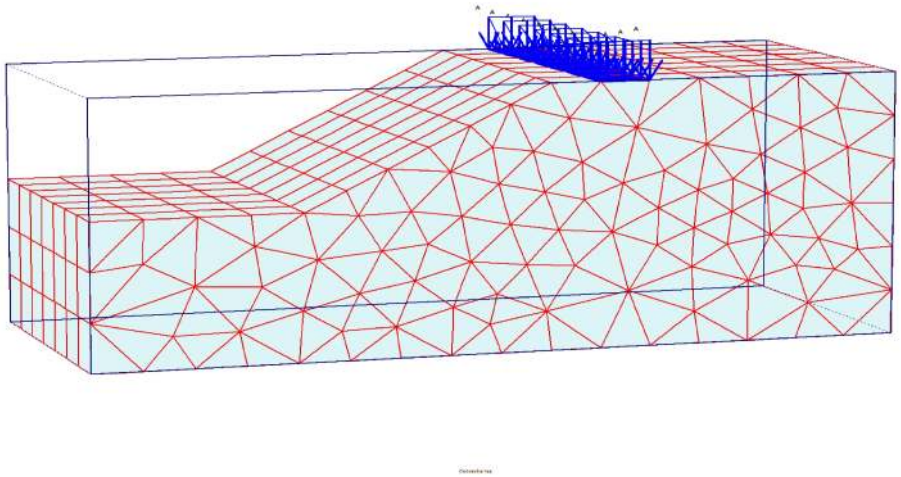
Çizelge 4.4. Modelde kullanılan MC model parametreleri

Parametre	Değer
Elastisite Modülü, E (kN/m^2)	28000
Birim Hacim Ağırlığı, γ_n (kN/m^3)	17
Poisson Oranı, υ	0.25
İçsel Sürtünme Açısı, ϕ (°)	41.8
Kohezyon, c (kN/m^2)	0.50
Dilatasyon Açısı, ψ (°)	11.8

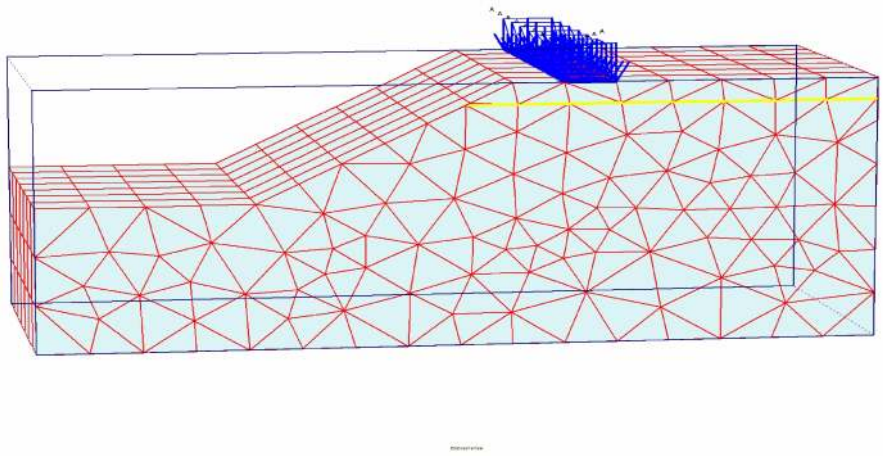
Analizlerde model temel plakası, kiriş eleman ile modellenmiştir. Kiriş elemanın malzeme özellikleri, EI=163 kNm²/m ve EA=3.4x10^5 kN/m'dir. Kiriş elemanın genişliği deneylerde kullanılan model temel genişliği ile (B=70mm) aynı seçilmiş ve üniform olarak yüklenmiştir. Analizlerde farklı temel genişlikleri de kullanılmıştır.

Donatılı analizlerde, donatı malzemesi olarak geogrid kullanılmış ve malzeme özelliği olarak rijitlik değeri (EA); 1100 kN/m olarak girilmiştir.

Donatısız ve donatılı durum için, şev geometrisi, sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları üç boyutlu olarak Şekil 4.19 ve Şekil 4.20'de görülmektedir.



Şekil 4.19. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (donatısız)



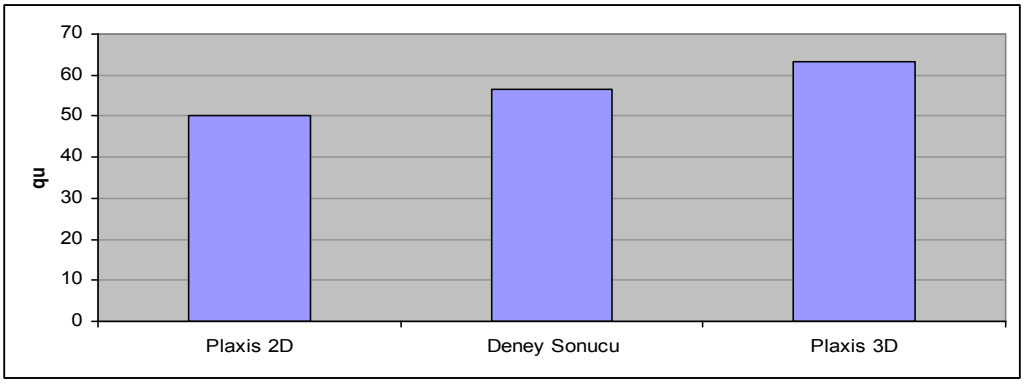
Şekil 4.20. Geometri ve sonlu elemanlar modeli (donatılı)

4.2.2.1. Donatısız Şev

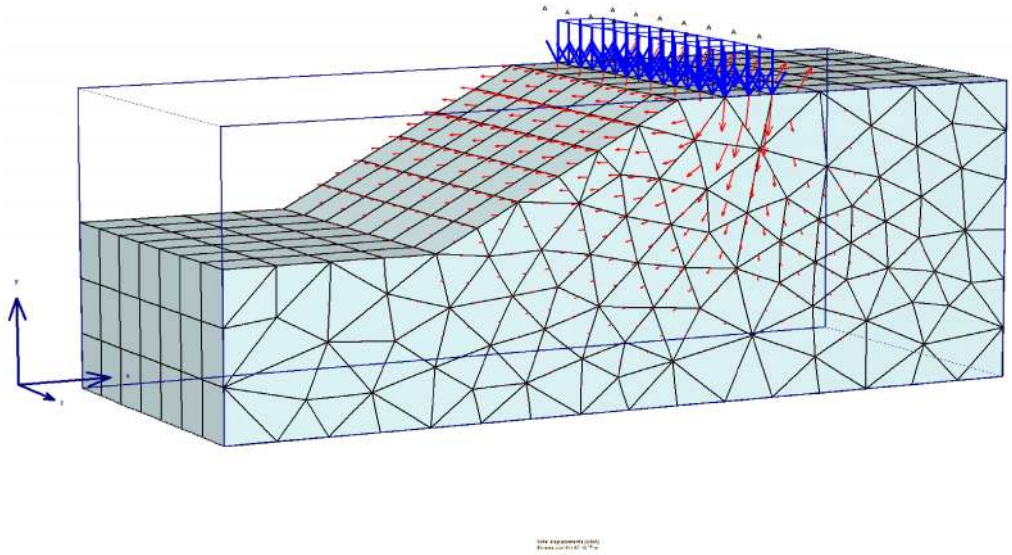
Çizelge 4.5'de, donatısız şev durumunda sonlu elemanlar çözümüyle elde edilen q_u (kN/m^2) değerleri görülmektedir. Şekil 4.29 ve Şekil 4.30'da ise, üç boyutlu modelleme için elde edilen düğüm deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir.

Çizelge 4.5. Güvenlik sayısı

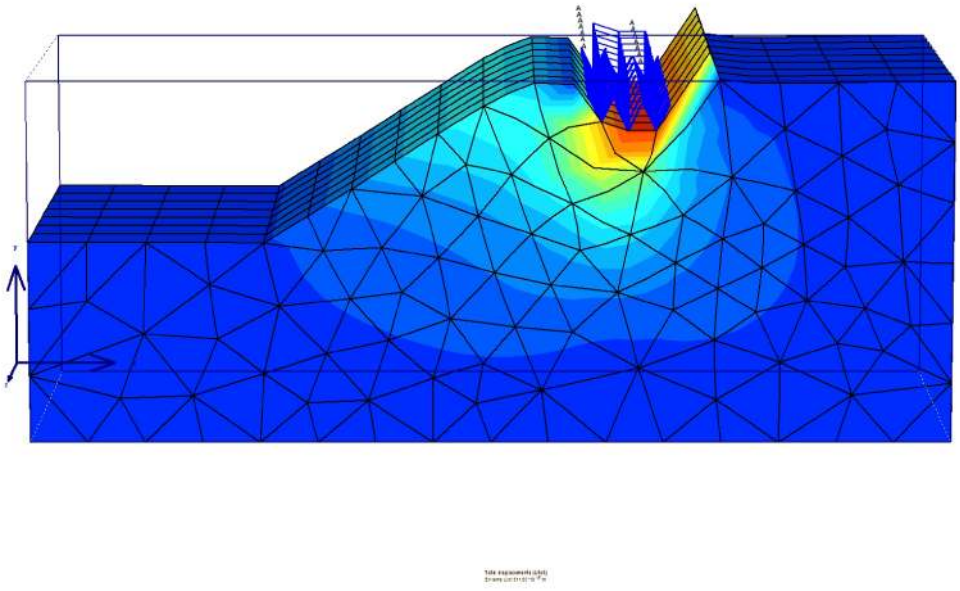
Model	**q_u (kN/m^2)**
PLAXIS 2D	50
Deney Sonuçları	56,7
PLAXIS 3D	63,2



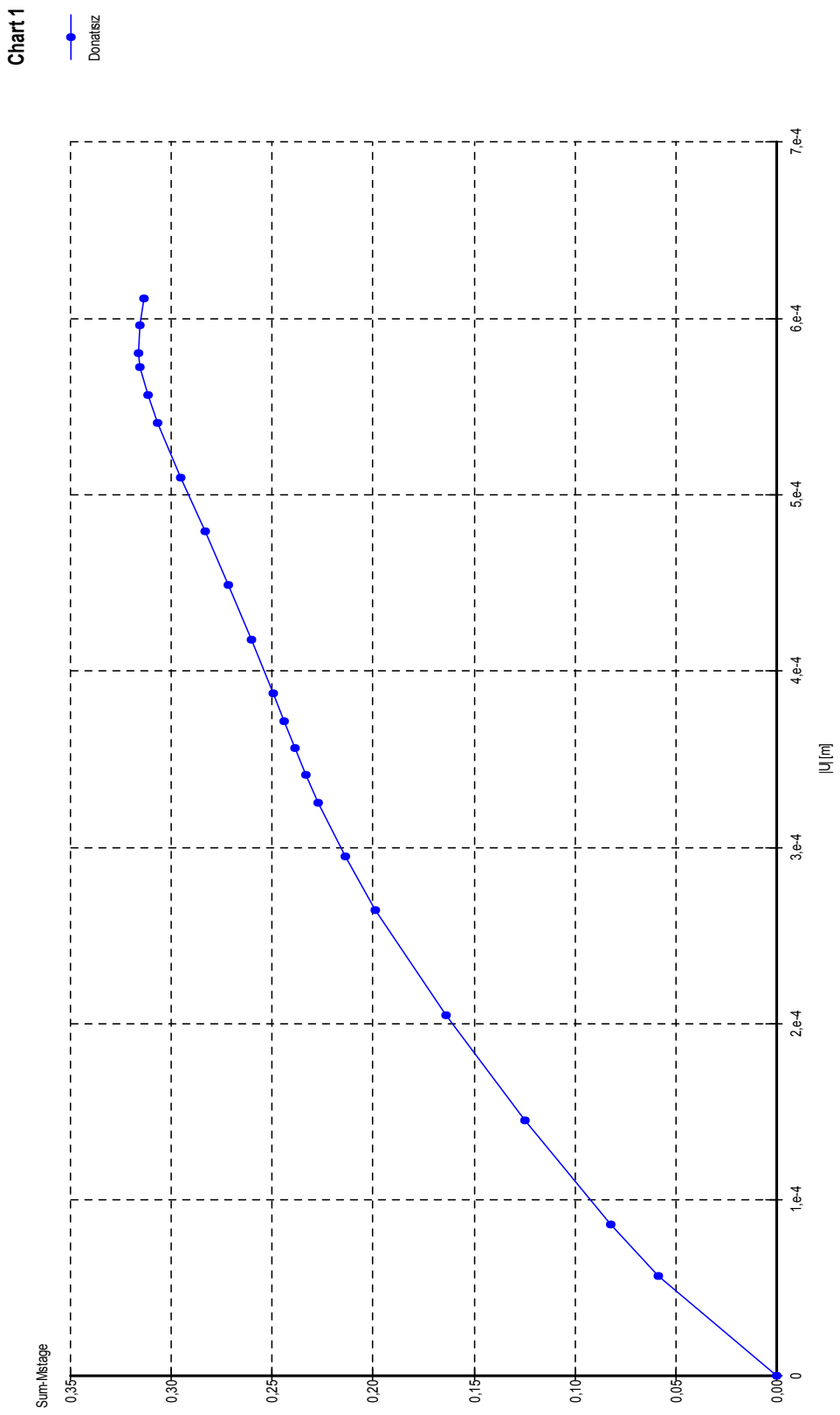
Şekil 4.21. Model – qu ilişkisi



Şekil 4.22. Düğüm deplasman vektörleri



Şekil 4.23. Kayma yüzeyi konturları



Şekil 4.24. Yük-Deplasman eğrisi (donatısız şev)

4.2.2.2. Donatılı Şev

Çalışmada, geogrid donatının şev davranışı üzerindeki etkisini, farklı şev açılarının etkisini ve farklı temel genişliklerinin etkisini araştırmak amacıyla düzlem-şekil değiştirme koşullarında analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler, maksimum güvenlik sayısını veren geogrid konfigürasyonunu elde edebilmek amacıyla gerçekleştirilmiş ve bir parametrenin etkisi araştırılırken diğer parametreler sabit tutulmuştur (Çizelge 4.6).

Çizelge 4.6. Analizlerde kullanılan parametreler

Sabit parametreler	Değişken parametreler
B=70mm, β=30°	u/B=0.25, 0.50, 0.75, 1.00, 1.25, 1.50
u/B=optimum, B=70mm	β=20°, β=25°, β=30°
u/B=optimum, β=30°	B=50mm, B=70mm

- İlk Donatı Tabakası Derinliğinin (u) Etkisi

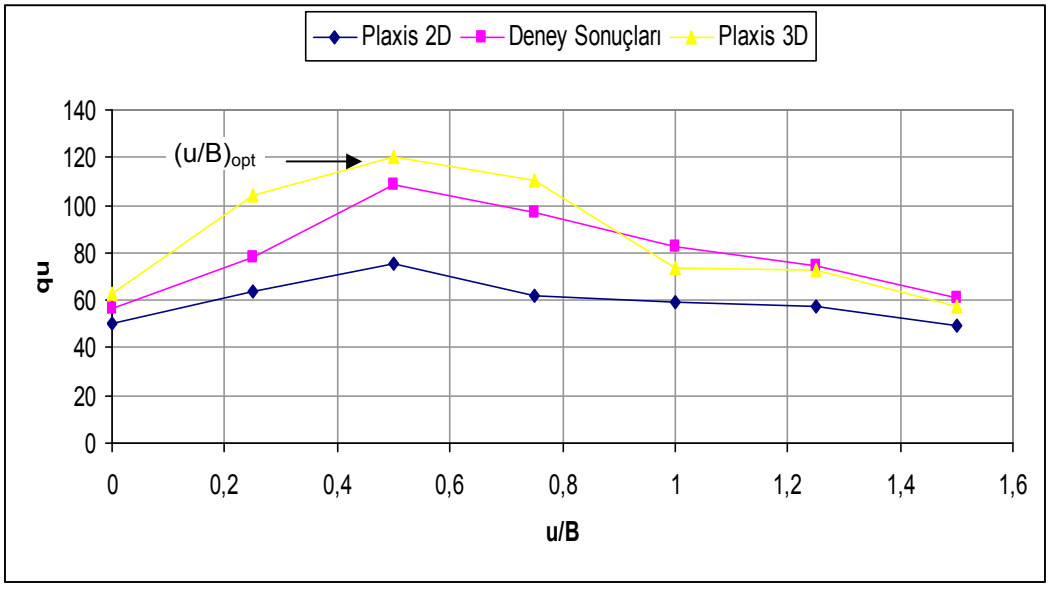
İlk donatı tabakası derinliğinin (u), q_u (kN/m^2) üzerindeki etkisinin araştırılması için gerçekleştirilen analizlerde, donatı sayısı N=1 ve donatı uzunluğu L=1.0H olarak sabit tutulmuştur. Analizlerde, u/B oranı 0.25-1.50 değerleri arasında seçilmiştir. Analizlerden elde edilen u/B – qu ilişkisi, Şekil 4.25'de görülmektedir.

Çizelge 4.7. İlk donatı tabakası derinliği için analiz sonuçları

u	u/B	q_u (kN/m^2)-3D	q_u (kN/m^2)-2D	q_u (kN/m^2)-Deney
Donatısız	-	63.2	50	56.70
1.75	0.25	104	64	78.07
3.50	0.50	120.60	75	108.33
5.25	0.75	110	62	97.28
7.00	1.00	74	59	82.62
8.75	1.25	72.80	57	74.72
10.50	1.50	57	49	60.92

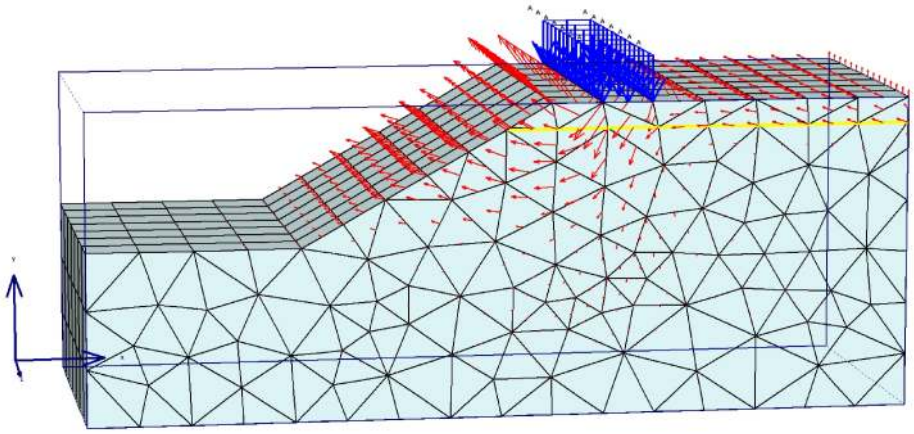
u/B – qu ilişkisi incelendiğinde, başlangıçta u/B oranının artmasıyla birlikte qu değerlerinin de arttığı ve belli bir u/B oranından sonra, qu değerlerinin azaldığı görülmektedir.

Üç boyutlu analizlerden elde edilen sonuçlara göre optimum u/B oranı 0.50 olarak elde edilmiştir. Şekil 4.25'de görüldüğü üzere üç boyutlu analizlerden elde edilen optimum değerin tekabül ettiği qu değeridir. Bu sonuçlar, Keskin (2009) deney sonuçlarıyla mukayese edilmiştir. Optimum u/B oranının, altındaki ve üstündeki değerlerde donatı etkisi azalmaktadır. Bu durum şu şekilde açıklanabilir; ilk donatı derinliğinin, optimum değerden küçük seçilmesi durumunda donatı tabakası üzerinde yeterli zemin tabakası olmamakta ve donatı-zemin etkileşimi efektif olarak gerçekleşememekte dolayısıyla güvenlik sayısı azalmaktadır. İlk donatı tabaka derinliğinin optimum değerden daha büyük seçilmesi durumunda ise, yanal ve düşey zemin deplasmanları, şev tepesi ve geogrid tabakası arasında kalan bölgede artmakta ve bu yüzden güvenlik sayısı azalmaktadır. Şev tepesi altındaki optimum bir derinlikte, düşey ve yanal zemin deplasmanları daha büyük olduğundan, donatıdan maksimum fayda, donatının oluşan yanal deplasmanları karşılayan maksimum zemin dirençlerinin aktif hale geldiği bu optimum derinliklere yerleştirilmesiyle sağlanabilir.

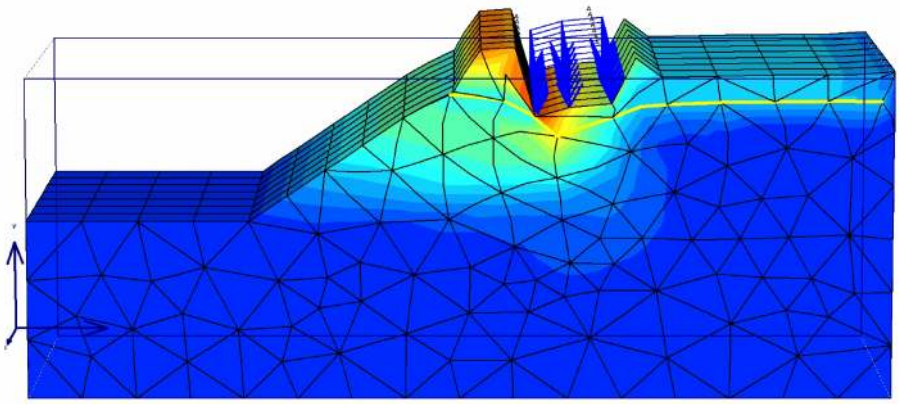


Şekil 4.25. u/B – qu ilişkisi

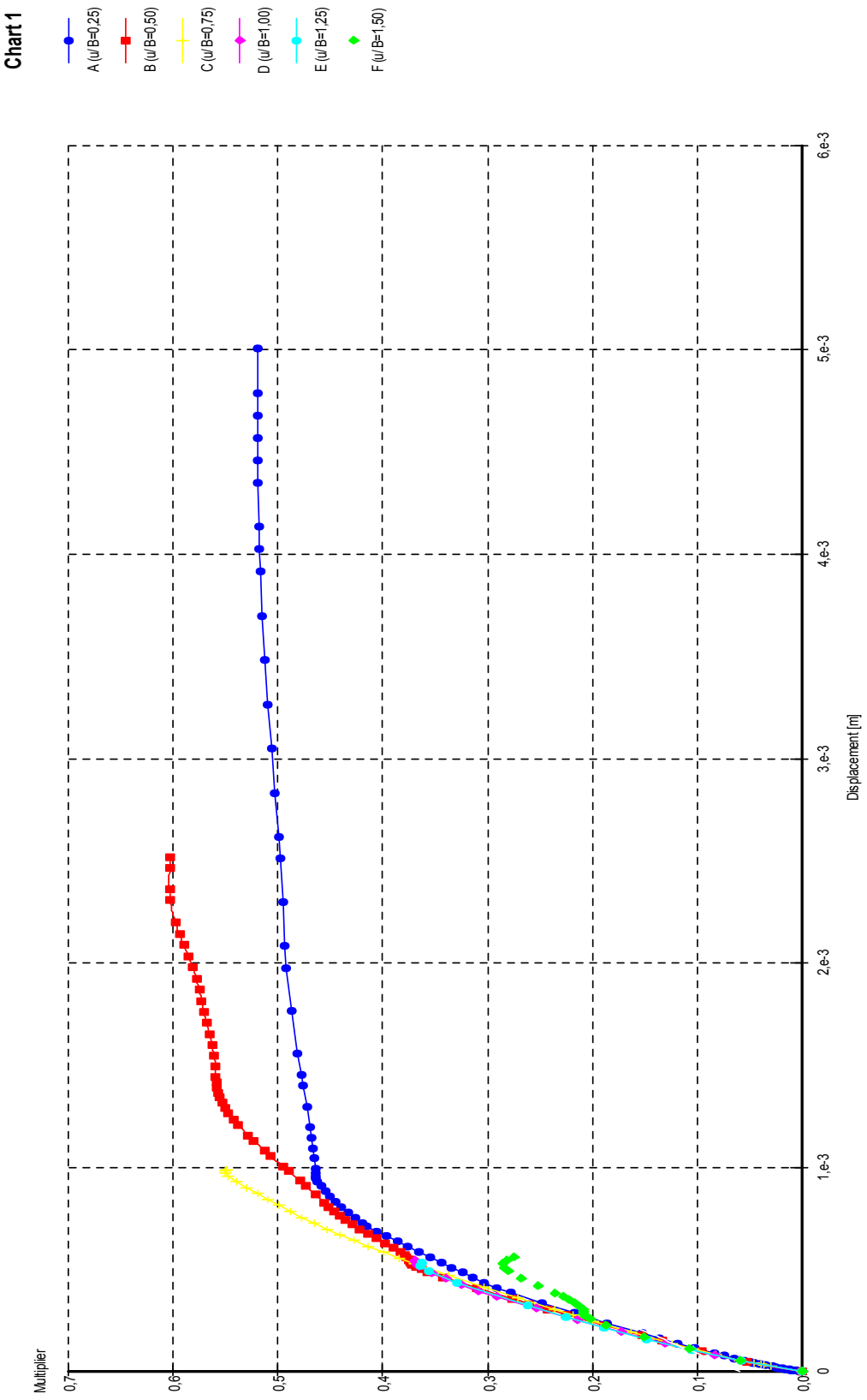
Şekil 4.26 ve Şekil 4.27'de ise, optimum u parametresinin üç boyutlu modelleme için elde edilen düğüm deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir.



Şekil 4.26. Deplasman vektörleri (optimum u derinliği için)



Şekil 4.27. Kayma yüzeyi konturları (optimum u derinliği için)



Şekil 4.28. Yük-Deplasman eğrisi (u)

- Şev Açısının (β°) Etkisi

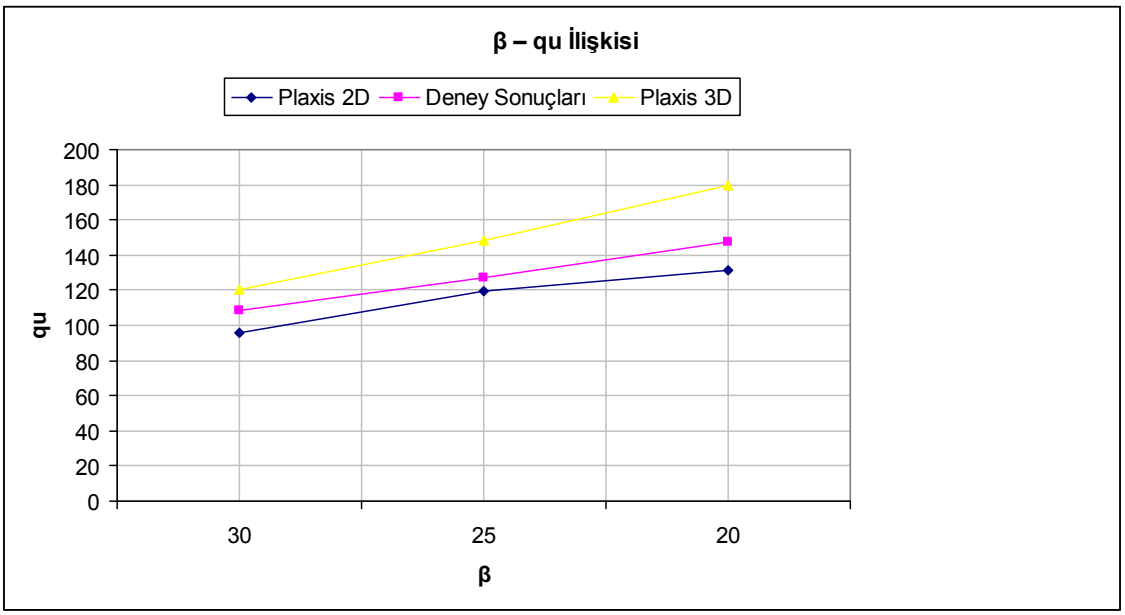
Şev açısının, donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için β=30° durumuna ek olarak, şev açısının β=25° ve β=20° olması durumlarında analizler yapılmıştır. Analizlerde ilk donatı derinliği olarak (u/B)=0.50 değeri kullanılmıştır. Farklı şev açılarında elde edilen sonuçlar Çizelge 4.8'de özetlenmiştir.

Çizelge 4.8. Farklı şev açıları için analiz sonuçları (u/B=0.50)

β (°)	q_u (kN/m^2)-3D	q_u (kN/m^2)-2D	q_u (kN/m^2)-Deney
30	120.60	75	108.33
25	148	93	127.40
20	180	117	147.30

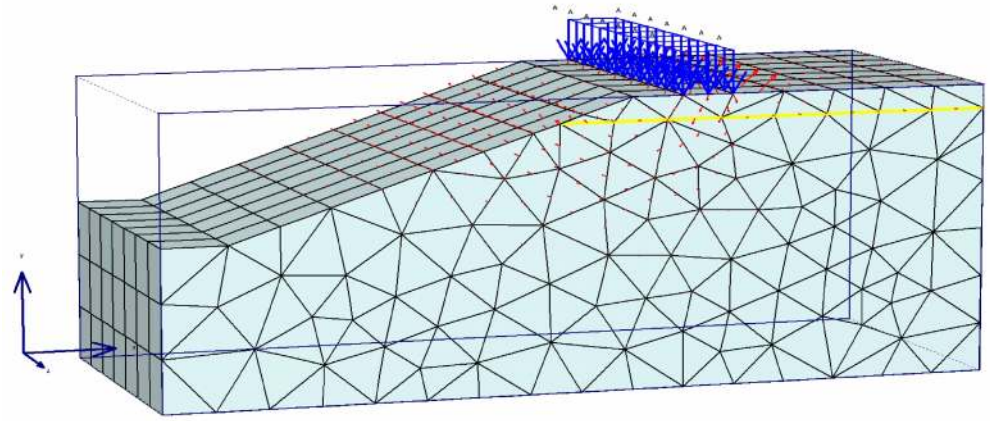
Bu sonuçlar, Keskin (2009) deney sonuçlarıyla ve yapılan iki boyutlu analiz sonuçlarıyla mukayese edilmiştir (Şekil 4.29).

Şekil 4.29'a göre; üç boyutlu analizde, iki boyutlu analizde ve deney sonucunda da görüldüğü üzere şev açısının, 30°'den 25°'ye düşmesi durumunda q_u değerlerinin arttığı görülmektedir. Aynı şekilde şev açısının 25°'den 20°'ye düşmesi durumunda da q_u değerlerinin arttığı görülmektedir.

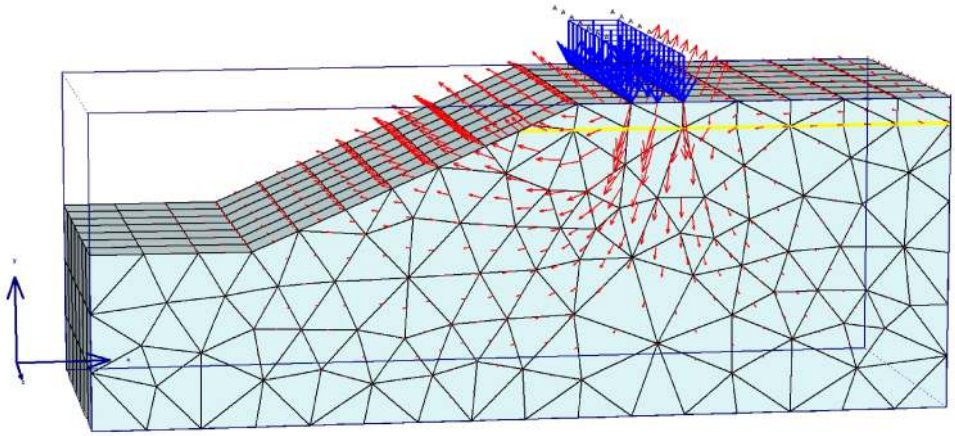


Şekil 4.29. β – qu ilişkisi

Şekil 4.30 ve Şekil 4.31'de ise, şev açısının β=25° ve β=20° durumundaki üç boyutlu modelleme için elde edilen düğüm deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir.

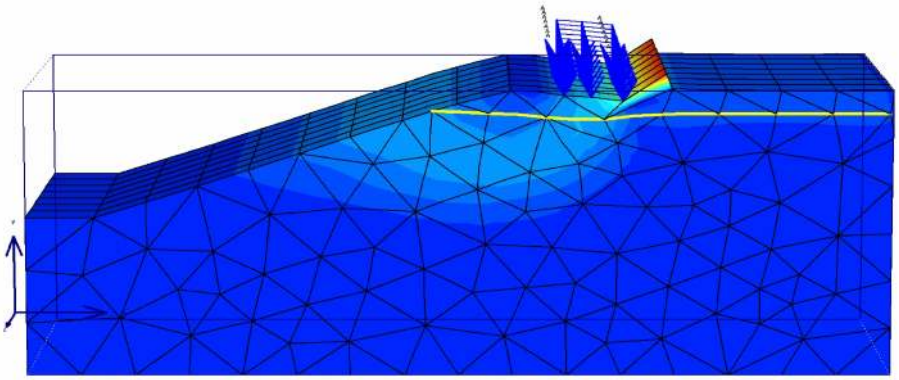


(a) Deplasman vektörleri (β=20°)

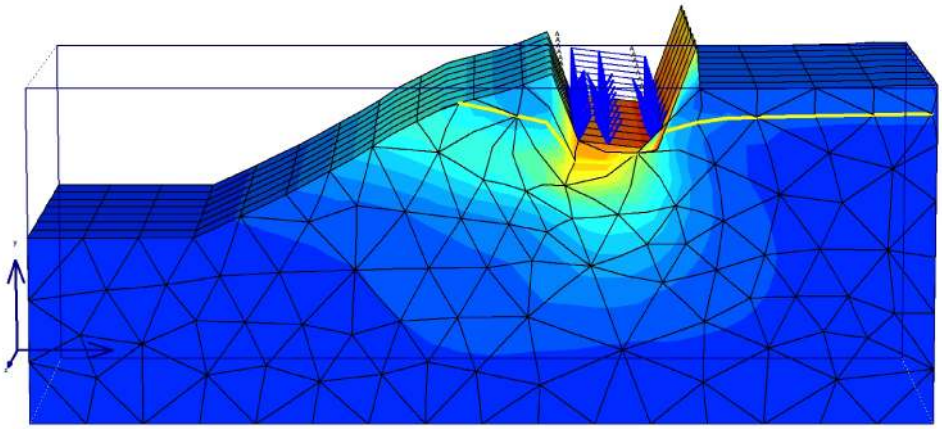


(b) Deplasman vektörleri (β=25°)

Şekil 4.30. Deplasman vektörleri

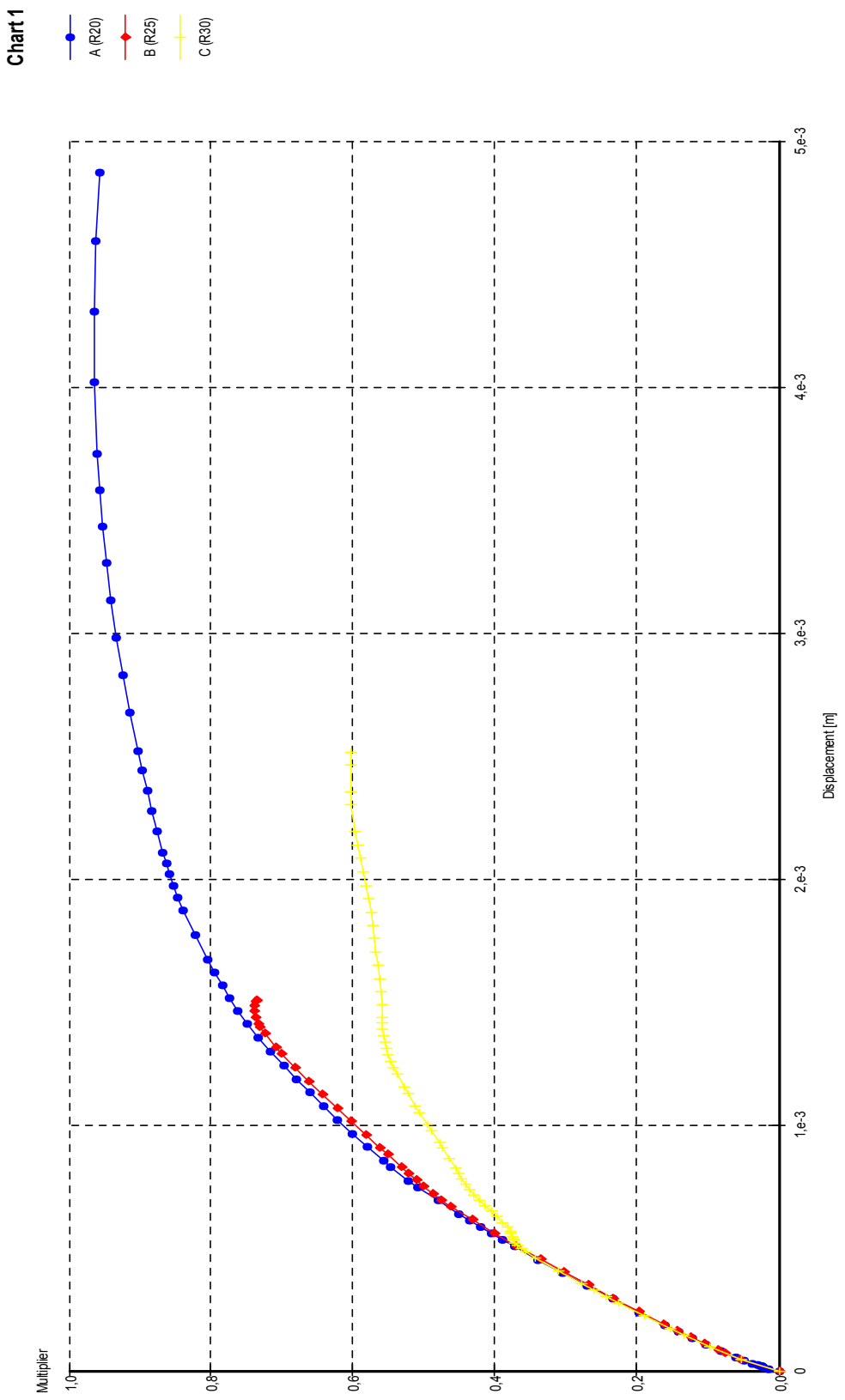


(a) Kayma yüzeyi konturları (β=20°)



(b) Kayma yüzeyi konturları (β=25°)

Şekil 4.31. Kayma yüzeyi konturları



Şekil 4.32. Yük-Deplasman eğrisi (β)

- Temel Boyutunun (B) Etkisi

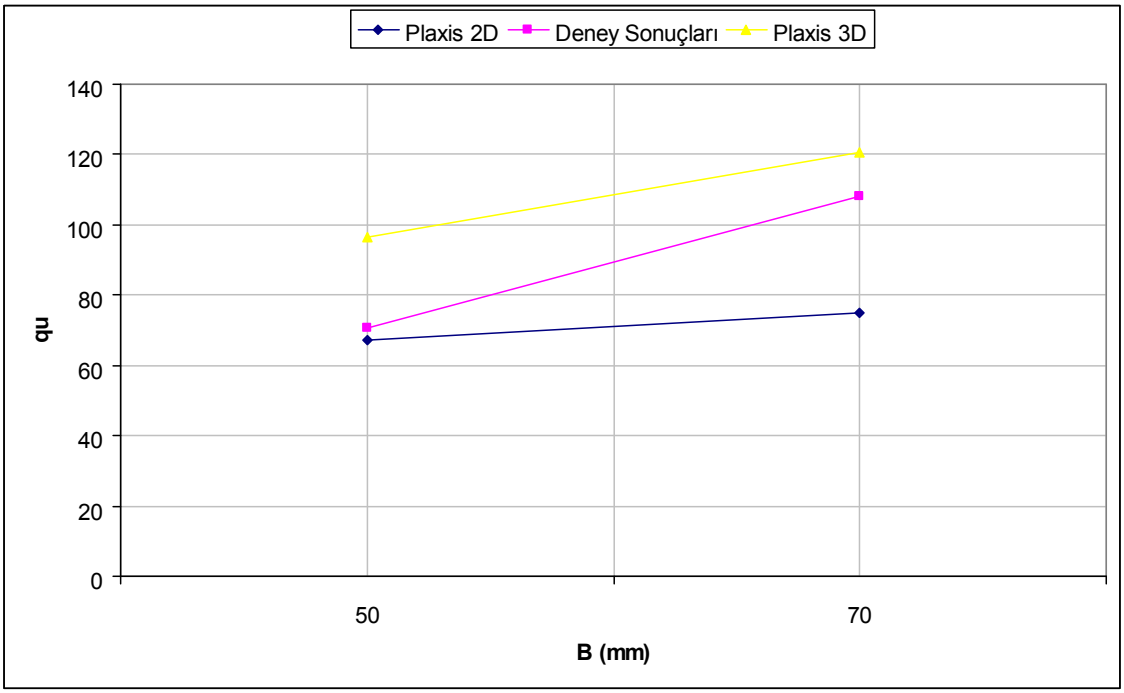
Temel boyutunun donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için B=70mm genişliğindeki model temelle gerçekleştirilen analizlere ek olarak, temel genişliğinin B=50mm olması durumu için de analizler yapılmıştır. Analizlerde ilk donatı derinliği olarak (u/B)=0.50 değeri kullanılmıştır. Farklı temel genişlikleri için elde edilen sonuçlar Çizelge 4.9'da özetlenmiştir.

Çizelge 4.9. Farklı temel genişlikleri için analiz sonuçları (u/B=0.50)

B (mm)	q_u (kN/m^2)-3D	q_u (kN/m^2)-2D	q_u (kN/m^2)-Deney
50	96.40	67	70.78
70	120.60	75	108.33

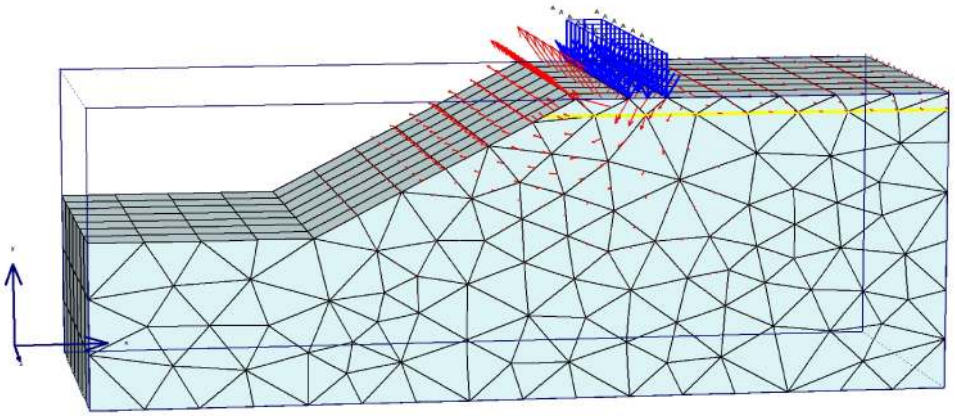
Bu sonuçlar, Keskin (2009) deney sonuçlarıyla ve yapılan iki boyutlu analiz sonuçlarıyla mukayese edilmiştir (Şekil 4.33).

Şekil 4.33'e göre; üç boyutlu analizde, iki boyutlu analizde ve deney sonucunda da görüldüğü üzere temel genişliğinin B=50mm'den B=70mm'ye yükselmesi durumunda q_u değerlerinin arttığı görülmektedir.

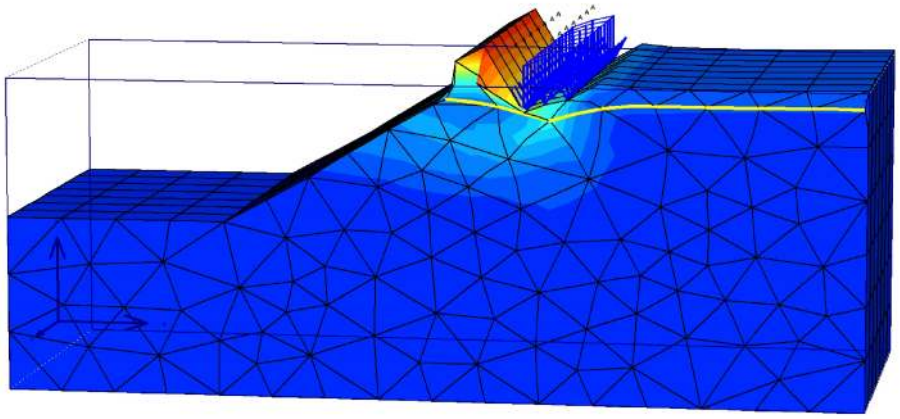


Şekil 4.33. B – qu ilişkisi

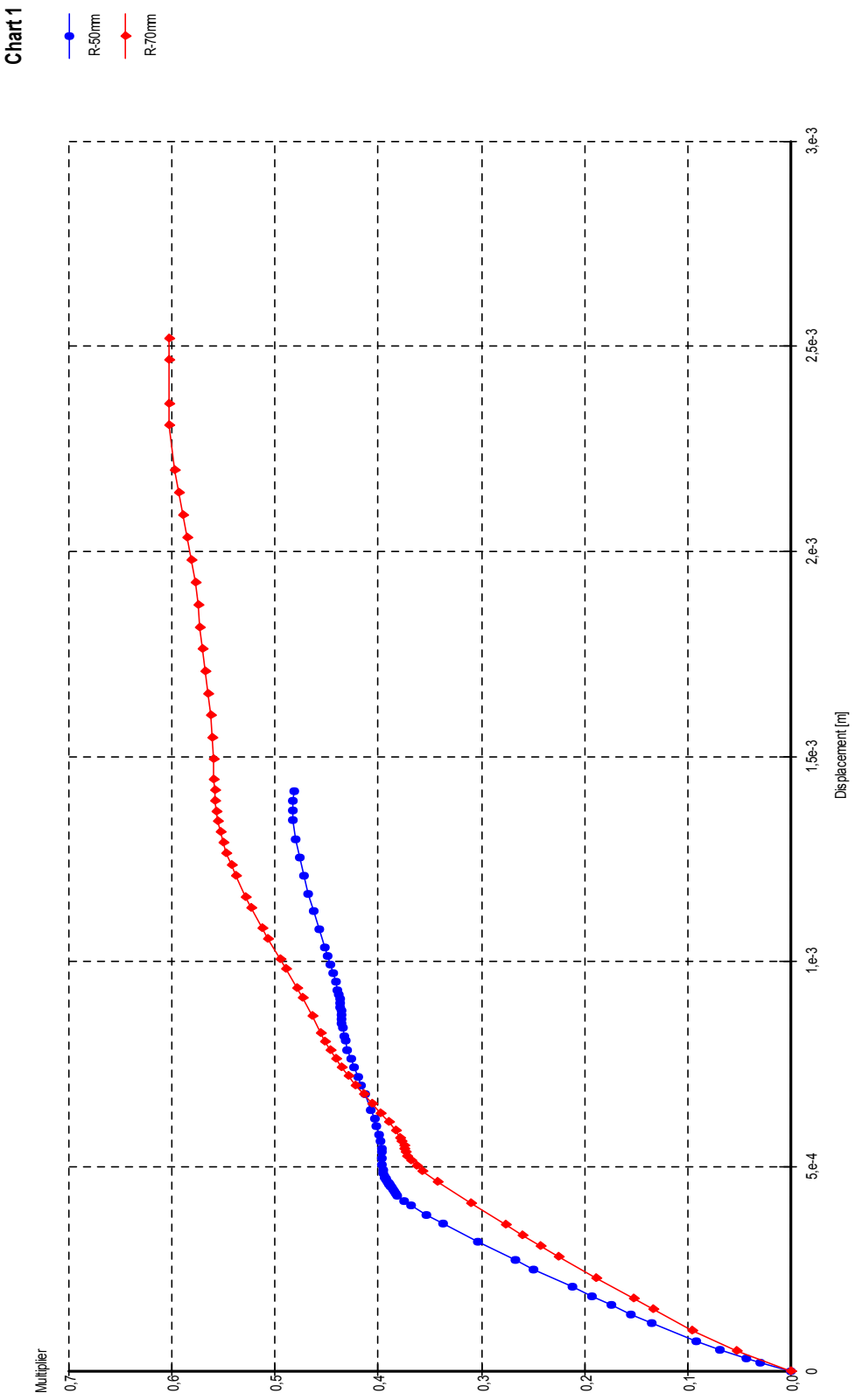
Şekil 4.34 ve Şekil 4.35'de ise, temel genişliği B=50 mm deki üç boyutlu modelleme için elde edilen düğüm deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir.



Şekil 4.34. Deplasman vektörleri (B=50 mm)



Şekil 4.35. Kayma yüzeyi konturları (B=50 mm)



Şekil 4.36. Yük-Deplasman eğrisi (B)

- Farklı Donatı Tiplerinin Etkisi

Farklı rijitlik ve tiplerdeki geogridlerin, donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak amacıyla, Secugrid®60/60 Q1 tipi donatıya ek olarak iki farklı tipte geogrid için EA değerleri kullanılarak analizler yapılmıştır (Combigrid®60/60 Q1 ve Çevregrid UR45). Farklı donatı tipleri için elde edilen sonuçlar Çizelge 4.10'da özetlenmiştir.

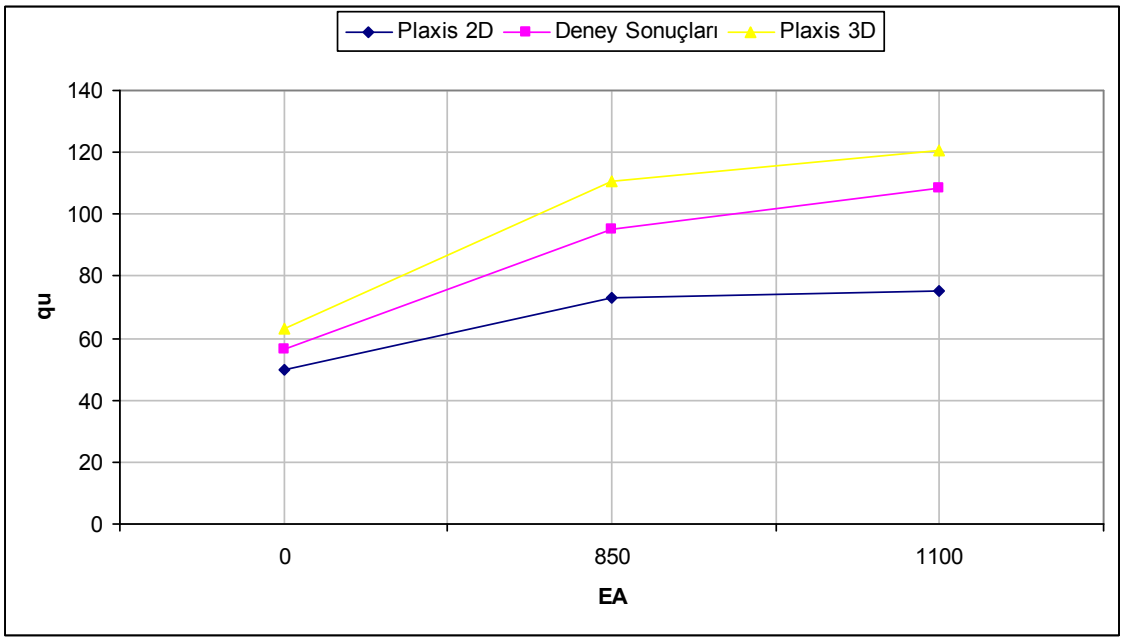
Bu sonuçlar, Keskin (2009) deney sonuçlarıyla ve yapılan iki boyutlu analiz sonuçlarıyla mukayese edilmiştir (Şekil 4.37).

Şekil 4.37'ye göre; üç boyutlu analizde, iki boyutlu analizde ve deney sonucunda da görüldüğü üzere EA=1100 değerinden EA=850 değerine inmesi durumunda q_u değerlerinin de azaldığı görülmektedir.

Secugrid®60/60 Q1 ve Combigrid®60/60 Q1 değişik tiplerde geogridler olmasına rağmen, EA değerlerinin aynı olması nedeniyle, aynı q_u değerini vermektedir.

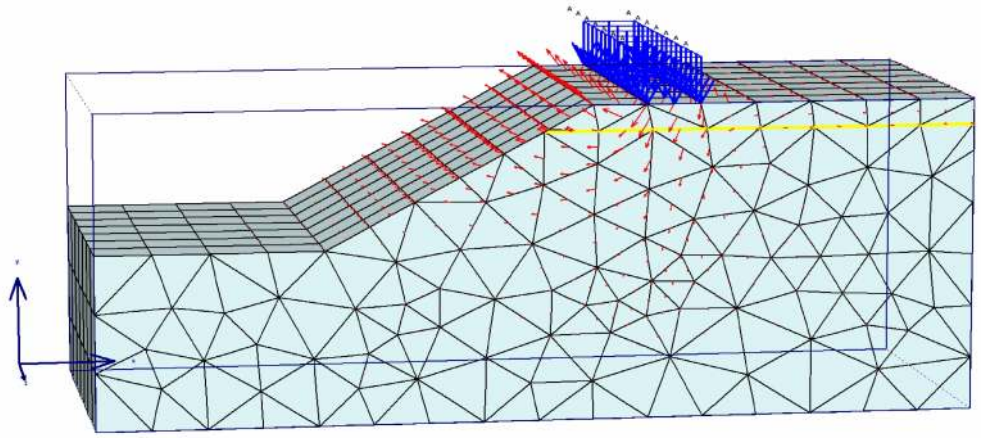
Çizelge 4.10. Farklı donatı tipleri için analiz sonuçları (u/B=0.50)

Donatı	**Çekme Dayanımı EA (kN/m)**	**q_u (kN/m^2)-3D**	**q_u (kN/m^2)-2D**	**q_u (kN/m^2)-Deney**
Donatısız	-	63.20	50	56.70
Secugrid® 60/60 Q1	1100	120.60	75	108.33
Combigrid® 60/60 Q1	1100	120.60	75	102.27
Çevregrid UR45	850	110.60	73	95.15

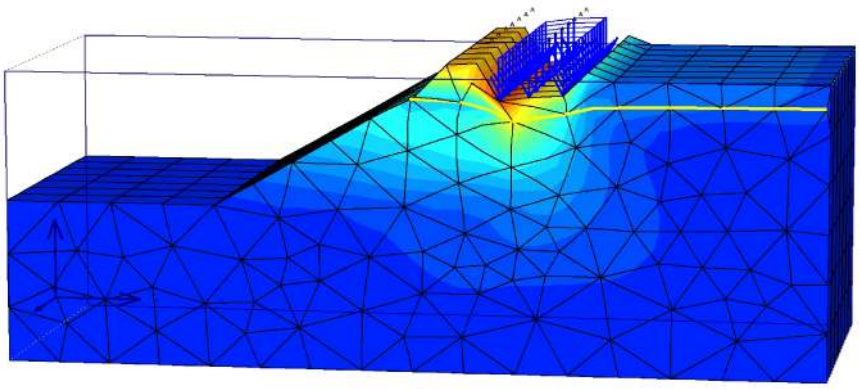


Şekil 4.37. Farklı donatı – q_u ilişkisi

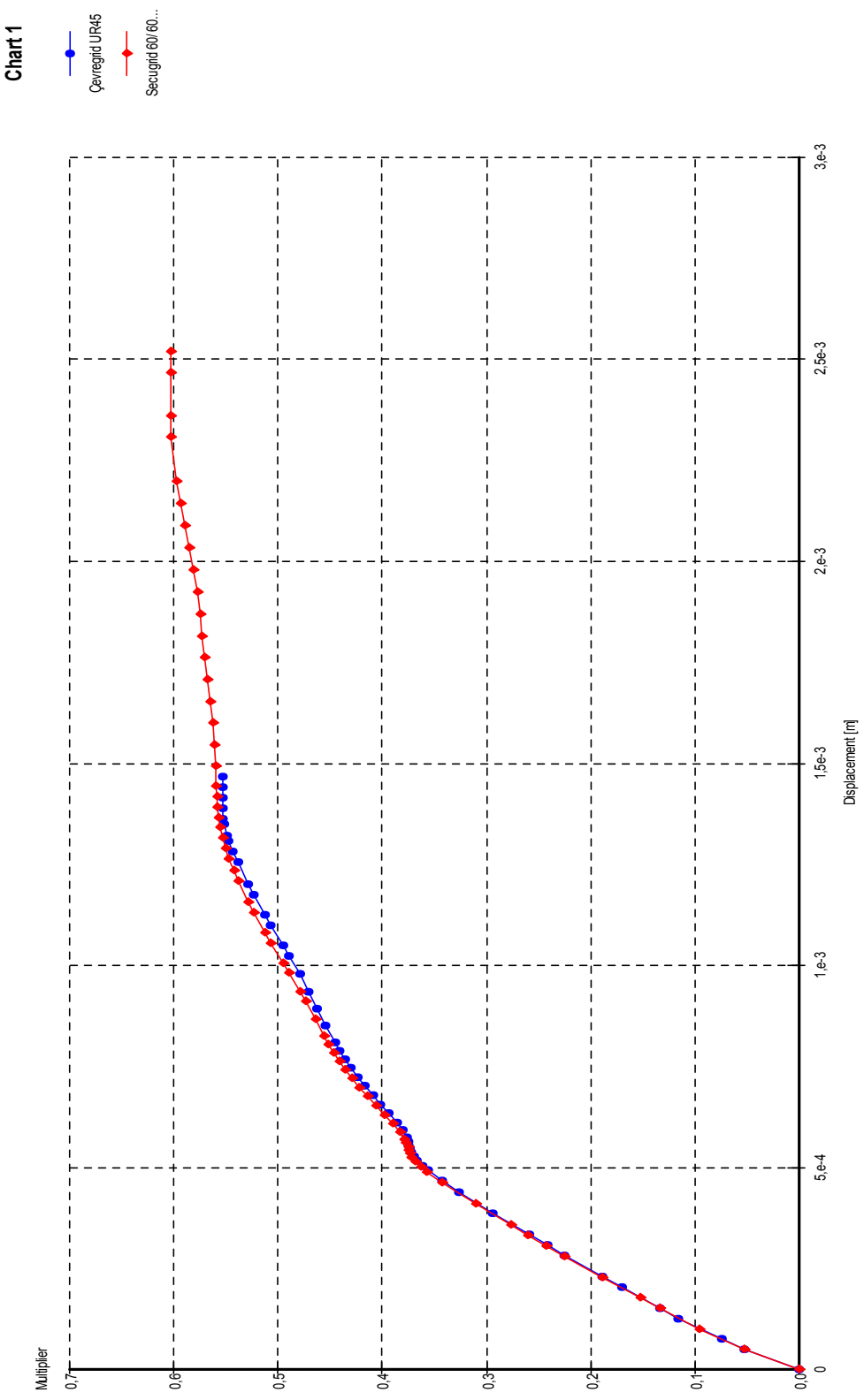
Şekil 4.38 ve Şekil 4.39'da ise, Çevregrid UR45'in üç boyutlu modelleme için elde edilen düğüm deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir.



Şekil 4.38. Deplasman vektörleri (Çevregrid UR45)



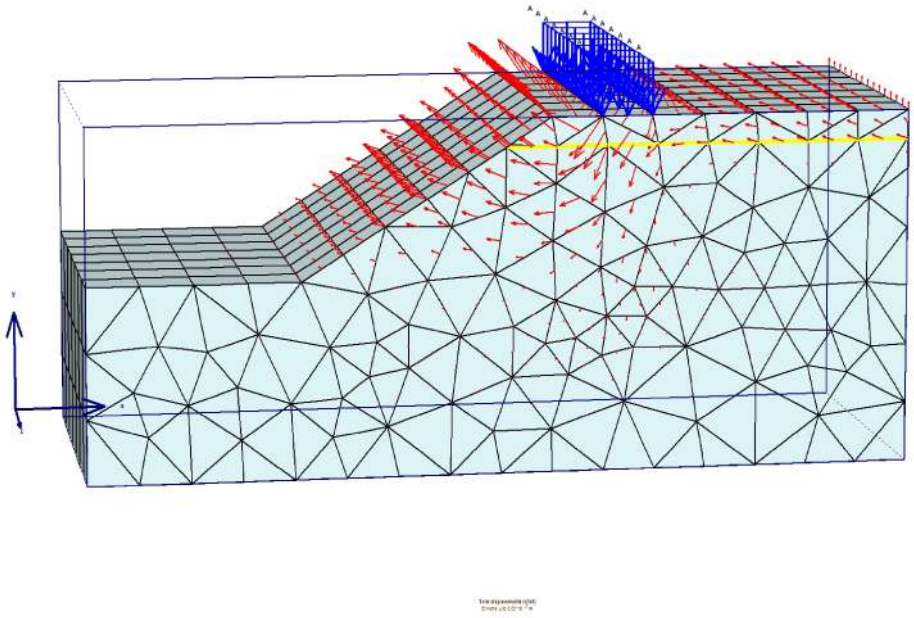
Şekil 4.39. Kayma yüzeyi konturları (Çevregrid UR45)



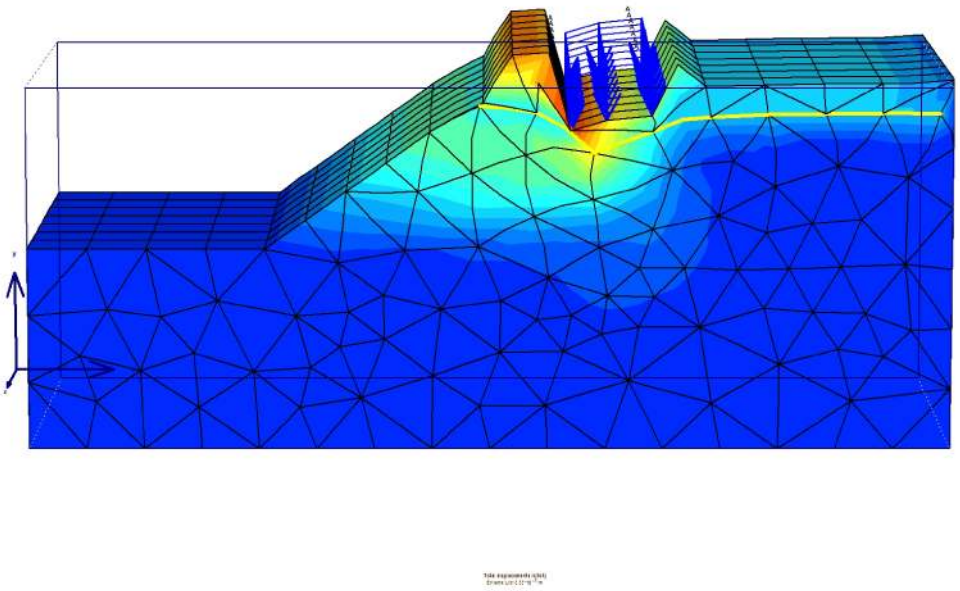
Şekil 4.40. Yük-Deplasman eğrisi (farklı donatı tipleri)

4.2.2.3. Deplasman Vektörleri

Şekil 4.41 ve Şekil 4.42'de sırasıyla, donatılı şevlerde gerçekleştirilen analizlerden elde edilen deplasman vektörleri ve kayma yüzeyi konturları görülmektedir. Donatısız ve donatılı durumda oluşan göçme durumları karşılaştırıldığında, donatısız durumda deplasman vektörlerinin şevli yüzeyin hemen altında yoğunlaştığı, donatılı durumda ise, deplasman vektörlerinin daha geniş ve derin bir alana yayıldığı görülmektedir. Geogrid tabakaları, zemin partiküllerini şev yüzeyinden daha aşağıdaki tabakalara yönlendirmekte ve dolayısıyla daha uzun bir kayma yüzeyi oluşturarak güvenlik sayısını arttırmaktadırlar.



Şekil 4.41. Deplasman vektörleri



Şekil 4.42. Kayma yüzeyi konturları

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, donatısız ve geogrid donatılı model şevde PLAXIS bilgisayar yazılımı kullanılarak iki boyutlu ve üç boyutlu koşullarda sonlu elemanlar yöntemi ile sayısal çözümler yapılmıştır. Model şevde, donatısız durumda güvenlik sayıları bulunmuştur. Elde edilen çözümler birbiriyle karşılaştırılmıştır. Geogrid donatılı durumda ise; ilk donatı tabakası derinliğinin (u) etkisi, geogrid tabakası boyunun (L) etkisi, donatı tabakaları arasındaki düşey derinliğin (h) etkisi ve donatı tabaka sayısının (N) etkisi araştırılarak optimum donatı parametreleri elde edilmiştir. GEOSTUDIO bilgisayar yazılımı ile de analizler gerçekleştirilmiş olup elde edilen sonuçlar PLAXIS programı ile karşılaştırılmıştır. Elde edilen GEOSTUDIO analiz sonuçlarının PLAXIS sonuçlarıyla uyumlu olduğu görülmüştür.

Çalışmada ayrıca donatısız ve geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi PLAXIS paket programı kullanılarak iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Geogrid donatılarının farklı derinlikteki etkileri araştırılıp optimum donatı parametreleri elde edilmiştir. Optimum donatı parametreleri kullanılarak farklı şev açısı, temel genişliği ve donatı tipleri için analizler gerçekleştirilmiştir. Elde edilen analiz sonuçları daha önce gerçekleştirilen deneysel çalışmadan elde edilen sonuçlarla (Keskin 2009) karşılaştırılmıştır.

Aşağıda, bu çalışmadan elde edilen sonuçlar sunulmaktadır.

- Donatılı Şevin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi

Sonlu elemanlar yaklaşımı, diğer geleneksel limit denge yöntemlerine göre avantajlarından dolayı geoteknik mühendisliğinde şev stabilite problemlerinin analizinde artan bir şekilde kullanılmaktadır. Plaxis programının kullanım kolaylığı şev stabilite problemlerinde sonlu elemanlar yönteminin sağladığı yararları görmeye imkan sağlamaktadır. Sonuçta deplasman ve gerilme konturlarının da elde edilebiliyor olması bu problemin daha rahat anlaşılabilmesine katkı sağlamaktadır. Çalışmada, donatısız ve donatılı şevlerin stabilitesi iki boyutlu ve üç boyutlu koşullar altında sayısal olarak analiz edilmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar aşağıda sunulmuştur:

- Şev içerisine geogrid donatı yerleştirilmesi durumunda, şevin güvenlik sayısı, donatıların kayma yüzeyini daha derinlere iletmesinden dolayı önemli miktarda artmaktadır. Donatı yerleşimine bağlı olarak, şevin güvenlik sayısı, donatısız duruma göre, yaklaşık %25 artmaktadır.
- Çalışmada analiz edilen şev geometrisi ve koşullarında, ilk donatı tabakası (u) ve donatılar arası düşey mesafe (x) değerlerinin, şev yüksekliğinin (H) sırasıyla 0.30 ve 0.40 katı olmaları durumunda donatıdan maksimum fayda sağlanmaktadır.
- Şev içerisine iki geogrid tabakasından fazla donatı konulması durumunda güvenlik sayısı önemli mertebede artmamaktadır. Analizlere göre optimum donatı sayısı N=2 olarak elde edilmiştir.
- Çalışmada optimum donatı uzunluğu 1.5H olarak bulunmuştur. Daha büyük uzunluk değerlerinde güvenlik sayısı yaklaşık olarak sabit kalmaktadır.

- Donatılı Şevlere Oturan Şerit Temellerin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İki ve Üç Boyutlu Analizi

Geogrid donatılı kumlu şevlere oturan şerit temellerin taşıma kapasitesi PLAXIS paket programı kullanılarak iki ve üç boyutlu sonlu elemanlar analizi ile gerçekleştirilmiş olup aşağıda bu çalışmadan elde edilen sonuçlar verilmektedir:

- Geogrid donatı kullanılarak kum zeminlerin taşıma kapasitesi özelliği önemli derecede iyileştirilebilir. Donatılı zemin sistemlerinde, donatı ile zemin arasında oluşan kenetlenme ve sürtünme dirençleri nedeniyle donatılı zeminler kompozit bir malzeme gibi davranmaktadır. Geogrid donatı kullanımı ile kum zeminlerde rijitlik artışı meydana gelirken taşıma kapasitesi de önemli derecede artmaktadır.
- Donatılı analizlerde elde edilen sonuçlara göre, donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesi şev açısı, temel genişliği ve farklı donatı tipinden etkilenmektedir.
- Üç boyutlu analizlerden elde edilen sonuçlara göre optimum u/B oranı 0.50 olarak elde edilmiştir. Optimum u/B oranının, altındaki ve üstündeki değerlerde donatı etkisi azalmaktadır. Bu durum şu şekilde açıklanabilir; ilk donatı derinliğinin, optimum değerden küçük seçilmesi durumunda donatı tabakası

üzerinde yeterli zemin tabakası olmamakta ve donatı-zemin etkileşimi efektif olarak gerçekleşememekte dolayısıyla güvenlik sayısı azalmaktadır. İlk donatı tabaka derinliğinin optimum değerden daha büyük seçilmesi durumunda ise, yanal ve düşey zemin deplasmanları, şev tepesi ve geogrid tabakası arasında kalan bölgede artmakta ve bu yüzden güvenlik sayısı azalmaktadır. Şev tepesi altındaki optimum bir derinlikte, düşey ve yanal zemin deplasmanları daha büyük olduğundan, donatıdan maksimum fayda, donatının oluşan yanal deplasmanları karşılayan maksimum zemin dirençlerinin aktif hale geldiği bu optimum derinliklere yerleştirilmesiyle sağlanabilir. Bu sonuçlar, Keskin (2009) deney sonuçlarıyla ve iki boyutlu analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Sonuçların birbiriyle uyumlu olduğu görülmüştür.

- Şev açısının, donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için β=30° durumuna ek olarak, şev açısının β=25° ve β=20° olması durumlarında analizler yapılmıştır. Analizlerde ilk donatı derinliği olarak (u/B)=0.50 değeri kullanılmıştır. Üç boyutlu analizde, iki boyutlu analizde ve deney sonucunda da görüldüğü üzere şev açısının, 30°'den 25°'ye düşmesi durumunda q_u değerlerinin arttığı görülmektedir. Aynı şekilde şev açısının 25°'den 20°'ye düşmesi durumunda da q_u değerlerinin arttığı görülmektedir.
- Temel boyutunun donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak için B=70mm genişliğindeki model temelle gerçekleştirilen analizlere ek olarak, temel genişliğinin B=50mm olması durumu için de analizler yapılmıştır. Analizlerde ilk donatı derinliği olarak (u/B)=0.50 değeri kullanılmıştır. Üç boyutlu analizde, iki boyutlu analizde ve deney sonucunda da görüldüğü üzere temel genişliğinin B=50mm'den B=70mm'ye yükselmesi durumunda q_u değerlerinin arttığı görülmektedir.
- Farklı rijitlik ve tiplerdeki geogridlerin, donatılı şeve oturan şerit temelin taşıma kapasitesine etkisini araştırmak amacıyla, Secugrid®60/60 Q1 tipi donatıya ek olarak iki farklı tipte geogrid için EA değerleri kullanılarak analizler yapılmıştır (Combigrid®60/60 Q1 ve Çevregrid UR45). Üç boyutlu analizde, iki boyutlu analizde ve deney sonucunda da görüldüğü üzere EA=1100 değerinden EA=850 değerine inmesi durumunda q_u değerlerinin de azaldığı görülmektedir. Secugrid®60/60 Q1 ve Combigrid®60/60 Q1 değişik tiplerde geogridler

olmasına rağmen, EA değerlerinin aynı olması nedeniyle, aynı q_u değerini vermektedir.

6. KAYNAKLAR

Abdrabbo, F.M., Abouseeda, H.M., Gaaver, K.E. and El-Marassi M.A. 2005. Behavior of Strip Footings Resting on Sand Reinforced with Tire-Chips. Slopes and Retaining Structures under Seismic and Static Conditions (GSP 140) Part of Geo-Frontiers 2005 Proceedings of the Sessions of the Geo-Frontiers 2005 Congress Austin, Texas, USA.

Adams, M.T. and Collin, J.G. 1997. Large Model Spread Footing Load Tests on Geosyntetic Reinforced Soil Foundation. Journal of Geotech. and Geoenvir. Engineering, 123(1):66-72.

Ahmed, I. and Lovell, C.W. 1992. Use of Waste Products in Highway Construction. Environmental Geotechnology, Balkema, Rotterdam, 409-418.

Ahmed, I. 1993. Laboratory Study on Properties of Rubber Soils. Report No. FHWA/IN/JHRP-93/4, Purdue University, West Lafayette, Indianapolis.

Akinmusuru, J.O. and Akinbolade, J.A. 1981. Stability of Loaded Footings on Reinforced Soil. Journal of Geotechnical Engineering, 107:819-827

ASTM, 1998. Standard Practice for Use of Scrap Tires in Civil Engineering Applications. ASTM D 6270-98, American Society for Testing and Materials, W. Conshohocken, PA.

Attom, M.F. 2006. The Use of Shredded Waste Tires to Improve the Geotechnical Engineering Properties of Sands. Environmental Geology, 49:497-503.

Bathurst, R.J. 1993. Investigation of Footing Restraint on Stability of Large-Scale Reinforced Soil Wall Tests. In Proceedings of the 46th Annual Canadian Geotechnical Conference, Saskatoon, Sask., 27–29 Sept., Canadian Geotechnical Society, Alliston, Ont., 389–398.

Bathurst, R.J. and Jones, C.J.F.P. 2001. Earth Retaining Structures and Reinforced Slopes. In Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Handbook. Edited by Rowe R.K., Kluwer Academic Publishing, Norwell, Mass. Chap. 17.

Bathurst, R.J., Blatz, J.A. and Burger, M.H. 2003. Performance of Instrumented Large-Scale Unreinforced and Reinforced Embankments Loaded by a Strip Footing to Failure. Canadian Geotechnical Journal, 40:1067-1083.

Bell, J.M. 1968. General Slope Stability Analysis. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 94(SM6):1253-1270.

Binquet, J. and Lee, K.L. 1975a. Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs. Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE, 101(12):1241-1255.

Binquet, J. and Lee, K.L. 1975b. Bearing Capacity Tests on Reinforced Earth Slabs. Journal of Geotechnical Engineering Div. ASCE, 101(12):1257-1276.

Bishop, A.W. 1955. The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes. Geotechnique, 5(1):7-17.

Blatz, J.A. and Bathurst, R.J. 2003. Limit Equilibrium Analysis of Reinforced and Unreinforced Embankments Loaded by a Strip Footing. Canadian Geotechnical Journal, 40(6):1084-1092.

Bolton, M.D. 1986. The Strength and Dilatancy of Sands. Geotechnique, 36(1):65-78.

Bosscher, P.J., Edil, T.B. and Kuraoka, S. 1997. Design of Highway Embankments Using Tire Chips. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(4):295-304.

Briaud, J.L. and Jeanjean, P. 1994. Load Settlement Curve Method for Spread Footings on Sand. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, ASCE, Vol. 2:1774-1804.

Budhu, M. 2000. Soil Mechanics and Foundations. Wiley, New York, 586p.

Cerato, A.B. 2005. Scale Effects of Foundation Bearing Capacity on Granular Material. Doctoral Thesis, Lafayette College, University of Massachusetts Amherst, 443p.

Cetin, H., Fener, M. and Gunaydın, O. 2006. Geotechnical Properties of Tire-Cohesive Clayey Soil Mixtures as a Fill Material. Engineering Geology, 88 (1–2):110–120.

Coduto, P.D. 2001. Foundation Design: Principal and Practices (Second Edition), Prentice Hall, New Jersey, 883p.

Das, B.M. 1999. Shallow Foundation: Bearing Capacity and Settlement. CRC Press., USA, 365p.

Debeer, E.E. 1970. Experimental Determination of the Shape Factors and the Bearing Capacity Factors of Sand. Geotechnique, 20(4):387-411.

Dickson, T.H., Dwyer, D.F. and Humphrey, D.N. 2001. Prototypes Tire-Shred Embankment Construction. Transportation Research, Record 1755, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 160-167.

Dinen 14243, 2004. Post-Consumer Tyre - Materials and Applications; English version prEN 14243.

Dixit, R.K. and Mandal, J.N. 1993. Bearing Capacity of Geosynthetic-Reinforced Soil Using Variational Method. Geotextiles and Geomembranes, 12(6):543-566.

Duncan, M. and Chang, C.Y. 1970. Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, 96(SM5):1629-1653.

Edeskar, T. 2006. Use of Tyre Shreds in Civil Engineering Applications: Technical and Environmental Properties. Doctoral Thesis, Luleå University of Technology, Department of Civil and Environmental Engineering Division of Mining and Geotechnical Engineering, Luleå, Sweden, 87p.

Edil T, and Bosscher P.J. 1994. Engineering Properties of Tire Chips and Soil Mixtures. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 14(4):453-464.

Edincliler, A., Baykal, G. and Dengili, K. 2004. Determination of Static and Dynamic Behaviour of Waste Materials. Resources, Conservation and Recycling, 42(3):223-237.

Fellenius, W. 1927. Erdstatische Berechnungen mit Reibung and Koaesion, Berlin:ERNST.

Foose G.J, Benson C.H. and Bosscher P.J. 1996. Sand Reinforced with Shredded Waste Tires. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(9):760-767.

Fragaszy, R.J. and Lawton, E.C. 1984. Bearing Capacity of Reinforced Sand Subgrades. Journal of Geotechnical Engineering, 110:1500-1507.

Garnier, J., Canepa, Y., Corte, J.F., and Bakır, N.E. 1994. Etude dela Portance de Foundations en Bord de Talus. Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 705-708.

Gemperline, M.C. 1988. Centrifuge Modelling of Shallow Foundations. in Proc., ASCE Spring Convention, 45-70.

GeoStudio 2012, GeoStudio Tutorials, Geo-Slope International.

Geosyntec Consultants, 1998. Guidance Manual – Tire Shreds as Leachate Drainage Material at Municipal Solid Waste Landfill. Prepared for the California Integrated Waste Management Board, December.

Ghazavi, M. and Sakhi, M.A. 2005. Optimization of Aspect Ratio of Waste Tire Shreds in Sand–Shred Mixtures Using CBR Tests. Geotechnical Testing Journal, 28 (6):1–6.

Gönüllü, M.T. 2004. Endüstriyel Kirlenme Kontrolü. Cilt:1, Birsen Yayinevi, 466s.

Graham, J., Andrews, M. and Shields, D.H. 1988. Stress Characteristics for Shallow Footings in Cohesionless Slopes. Canadian Geotech. J., 25(2):238-249.

Guido, V.A., Chang, D.K. and Sweeny, M.A. 1986. Comprasion of Geogrid and Geotextile Reinforced Slabs. Canadian Geotechnical Journal, 23:435-440.

Hansen, J.B. 1970. A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Danish Geotechnical Institute, Copenhagen, Bulletin 28:5-11.

Hataf, N. and Rahimi AHIMI, M. 2006. Experimental Investigation of Bearing Capacity of Sand Reinforced with Randomly Distributed Tire Shreds. Journal of Construction and Building Materials, Vol. 20:910-916.

Heitzman, M. 1992. Design and Construction of Asphalt Paving Materials with Crumb Rubber Modifier. Transportation Research, Record No.1339, Transportation Research Board, Washington, DC, 1-8.

Huang, C.C. and Tatsuoka, F. 1990. Bearing Capacity of Reinforced Horizontal Sandy Ground. Geotextile and Geomembranes, 9:51-82.

Huang, C.C. and Tatsuoka, F. 1994. Stability Analysis for Footings on Reinforced Sand Slopes. Soils and Foundations, 34(3):21-37.

Huang, C.C., Tatsuoka, F. and Sato, Y. 1994. Failure Mechanisms of Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing. Soils and Foundations, 34(2):27-40.

Humphrey, D., Sandford, T., Cribbs, M. and Manison, W. 1993. Shear Strength and Compressibility of Tire Chips for Use as Retaining Wall Backfill. Transportation Research, Record 1422, Transportation Research Board, Washington, D.C., 29-35.

Humphrey, D.N. and Kate, L.E. 2000. Five Year Study of the Effect of Tire TDA Placed Above the Water Table on Groundwater Quality. Transportation Research, Record 1714, Transportation Research Board, Washington, D.C., 18-24.

Humphrey, D.N. and Manion, W.P. 1992. Properties of Tire Chips for Lightweight Fill. Grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, ASCE, Vol. 2:1344-1355.

Humphrey, D.N. and Sandford, T.C. 1993. Tire Shreds as Lightweight Subgrade Fill and Retaining Wall Backfill. In: Proceedings of the Symposium on Recovery and Effective Reuse of Discarded Materials and By-Products for Construction of Highway Facilities, Federal Highway Administration, Washington, DC, pp. 5–87 to 5–99.

Humphrey, D.N. 1996. Investigation of Exothermic Reaction in Tire Shred Fill Located on SR 100 in Ilwaco, Washington. Consulting Report to FHWA, US Department of Transportation.

Humphrey, D.N. 2007. Tire-Derived Aggregate as Lightweight Fill for Embankments and Retaining Walls. Proc., International Workshop on Scrap Tire Derived Geomaterials-Opportunities and Challenges (IW-TDGM), Yokusuka, Japan.

Janbu, J. 1963. Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests, Proc. ECSMFE Wiesbaden, 1:19-25 (as referred by PLAXIS Manual, 2002).

Janbu, N. 1973. Slope Stability Computations. Embankment and Dam Engineering, Cassagrande Memorial Volume, Wiley, New York, 47-86.

Keskin, M.S. 2004. Zeminlerde Oluşan İlave Düşey Gerilmelerin Değişik Yöntemlerle İrdelenmesi. Yüksek Lisans Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 225s.

Keskin, M.S. ve LAMAN, M. 2007. Sonlu Elemanlar Yönteminin Şev Stabilitesi Problemlerinin Analizinde Kullanılması. Çukurova Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi. 22(1):101-114.

Keskin, M.S., Bildik, S. ve Laman, M. 2008. Donatılı Şevlerin Stabilitesinin Sayısal Olarak İncelenmesi. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Ulusal Kongresi, ZM.12, 16-17 Ekim, Selçuk Üniversitesi, Konya, 339-350.

Keskin, M.S. 2009. Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 368s.

Khing, K.H., Das, B.M., Puri, V.K., Cook, E.E. and Yen, S.C. 1993. Bearing Capacity of a Strip Foundation on Geogrid-Reinforced Sand. Geotextile and Geomembranes, 12(4):351-361.

Kılıç, H. 2000. Yumuşak Zeminler Üzerine Oturan Dolgu Barajlarda Deformasyonların Deneysel ve Nümerik Yöntemlerle Belirlenmesi. Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, 278s.

Kondner, R.L. 1963. Hyberbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils. Journal of Soil Mechanics and Foundations, 89(SM1):115-143.

Kumar, A. and Saran, S. 2003. Closely Spaced Footings on Geogrid-Reinforced Sand. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129(7):660-664.

Kumar, A. and Walia, B.S. 2006. Bearing Capacity of Square Footings on Reinforced Layered Soil. J. Geotechnical and Geological Engineering, 24:1001–1008.

Laman, M. and Yıldız, A. 2003. Model Studies of Ring Foundations on Geogrid-Reinforced Sand. Geosynthetics International, Thomas Telford, 10(5):142-152.

Laman, M., Yıldız, L., Keskin, M.S. ve Uncuoğlu, E. 2007. Donatılı Kum Şeve Oturan Şerit Temelin Deneysel Olarak İncelenmesi. İMO Teknik Dergi, 277:4197-4217.

Lee, K.M. and Manjunath, V.R. 2000. Experimental and Numerical Studies of Geosynthetic-Reinforced Sand Slopes Loaded with a Footing. Canadian Geotechnical Journal, 37:828–842.

Leshchinsky, D. and Boedeker, R.H. 1990. Geosynthetic Reinforced Soil Structure. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE 115 (10):1459–1477.

Lesniewska, D. 1993. RES:A Numerical Program for Reinforced-Soil Slopes Based on the Rigid-Plastic Theoretical Model. Geotextiles and Geomembranes, 12(5):435–439.

Lutenegger, A.J. and Adams, M.T. 1998. Bearing Capacity of Footings on Compacted Sand. Proceedings of the 4th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, 1216-1224.

Mandal, J.N. and Labhane, L. 1992. A Procedure for the Design and Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Slopes. Geotechnical and Geological Engineering, 10 (4):291–319.

Mandal, J.N. and Sah, H.S. 1992. Bearing Capacity Tests on Geogrid-Reinforced Clay. Geotextile and Geomembranes, 11(3):327-333.

Meyerhof, G.G. 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations, Geotechnique, 2:301–332.

Meyerhof, G.G. 1957. The Ultimate Bearing Capacity of Foundations on Slopes. in Proc., IV Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., London, England, 1:384.

Michalowski, R.L. 1997. Stability of Uniformly Reinforced Slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (6):546–556.

Michalowski, R.L. 2004. Limit Loads on Reinforced Foundation Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(4):381-390.

Morgenstern, N.R. and Price, V.E. 1965. The Analysis of Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique, 15(1).

Plaxis, 2002. User Manual. 2D version8, (Edited by BRINKGREEVE, R.J.B.), Delft University of Technology&PLAXIS b.v. The Netherlands.

Plaxis 3D Tunnel, User Manual, General Information. 3D Version 2.

Potts, D.M. and Zdravkovic, L.T. 1999. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory. Thomas Telford, London, UK.

Poulos, H.G., and Davis, E.H. 1974. Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics. Series in Soil Engineering, John Wiley and Sons, Inc., New York, 411p.

Prandtl, L. 1921. Uber die Eindringungsfestigkeit Plastisher Baustoffe und die Festigkeit von Schneiden, Z. Ang. Math. Mech., 1(1):15. (as referred by Das, 1999)

Reddy, K. and Marella, A. 2001. Properties of Different Size Scrap Tire Shreds: Implications on Using as Drainage Material in Landfill Cover Systems. Proc., 7th International Conference on Solid Waste Technology and Management, Philadelphia, 1-19.

Saran, S., Sud, V.K. and Handa, S.C. 1989. Bearing Capacity of Footings Adjacent to Slopes. J. Geotech. Eng., ASCE, 115(4):553-573.

Sarma, S.K. 1976. Stability Analysis of Embankment and Slopes. Proceedings ASCE, Geotechnical Engineering Division, 105:1511-1524.

Sawicki, A. and Lesniewska, D. 1991. Stability of Fabric Reinforced Cohesive Soil Slopes. Geotextiles and Geomembranes, 10:125–146.

Sawwaf, M.E. 2007. Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand over a Soft Clay Slope. Geotextiles and Geomembranes, 25 (1):50–60.

Schmertmann, G.R., Chourery-Curtis, V.E., Johnson, R.D. and Bonaparte, R. 1987. Design Charts for Geogrid-Reinforced Soil Slopes. Proceedings Geosynthetics ‘87, Industrial Fabrics Association Int., St. Paul, Minn., USA, Vol. 1:108–120.

Schneider, H.R. and Holtz, R.D., 1986. Design of Slopes Reinforced with Geotextiles and Geogrids. Geotextiles and Geomembranes 3(1):29–51.

Selvadurai, A.P.S. and Gnanendran, C.T. 1989. An Experimental Study of a Footing Located on a Sloped Fill: Influence of a Soil Reinforcement Layer. Canadian Geotechnical Journal, 26 (3):467–473.

Shields, D., Chandler, N. and Garnier, J. 1990. Bearing Capacity of Foundations in Slopes. J. Geotech. Eng., ASCE, 116(3):528-537.

Shields, D.H., Scott, J.D., Bauer, G.E., Deschemes, J.H. and Barsvary, A.K. 1977. Bearing Capacity of Foundations Near Slopes. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1:715-720.

Spencer, E. 1967. A Method of Analysis Assuming Parallel Interslices Technique. Geotechnique, 17(1):11-26.

Tatlısoz, N., Edil, T.B. and Benson C. 1998. Interaction Between Reinforcing Geosynthetics and Soil-Tire Chip Mixtures. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 124(11):1109-1119.

Tekinsoy, M.A., Taşkıran, T., Kayadelen, C. and Baran, T. 2009. An Approximation to the Stress Distribution Analysis for Anisotropic Clayey Soil. Scientific Research and Essays, 4(2):78-87.

Terzaghi, K. 1943. Theoretical Soil Mechanics. Wiley, New York, 510p.

Trautmann, C.H. and Kulhawy, F.H. 1998. Uplift Load-Displacement Behavior of Spread Foundations. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 114(2):168-183.

Vesic, A.S. 1975. Bearing Capacity of Shallow Foundations. in Foundation Engineering Hand-Book, Winterkorn, H.F., and Fang, H.Y., Eds., Van Nostrant Reinhold Co., 121-147.

Vidal, H. 1968. La Terre Arme. Annales de L’Intitut Technique du Batiment et des Travoux Publics:888-938 (as referred by Das, 1999).

Von Soos, P. 1980. Properties of Soil and Rock (in german) In: Grundbautaschenbuch, Part 4, Edition 4, Ernst&Sohn, Berlin (as referred by PLAXIS Manual, 2002).

Wu, W.Y., Benda, C.C. and Cauley, R.F. 1997. Triaxial Determination of Shear Strength of Tire Chips. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 123(5):479-482.

Yetimoğlu, T., Wu, J.T.H. and Sağlamer, A. 1994. Bearing Capacity of Rectangular Footings on Geogrid-Reinforced Sand. Journal of Geotechnical Engineering, 120(12):2083-2099.

Yıldız, A. 2002. Donatılı Zeminler Üzerine Oturan Yüzeysel Temellerin Analizi. Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana, 213s.

Yoo, C. 2001. Laboratory Investigation of Bearing Capacity Behavior of Strip Footing on Geogrid-Reinforced Sand Slope. Geotextiles and Geomembranes, 19:279–298.

Young, H.M., Sellasie, K., Zeroka, D. and Sabris, G. 2003. Physical and Chemical Properties of Recycled Tire Shreds for Use in Construction. Journal of Environmental Engineering, ASCE, 129(10):921-929.

Zhao, A. 1996. Limit Analysis of Geosynthetic-Reinforced Soil Slopes. Geosynthetics International, 3(6):721–740.

Zienkiewicz, O.C. 1977. The Finite-Element Method. 3rd ed., New York, McGraw-Hill Book Co., 787p.

Zornberg, J.G., Alexandre, R.C. and Viratjandr, C. 2004. Behaviour of Tire Shred-Sand Mixtures. Canadian Geotechnical Journal, 41(2):227-241.

Zornberg, J.G., Sitar, N. and Mitchell, J.K. 1998a. Performance of Geosynthetic Reinforced Slopes at Failure. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124 (8):670–683.

Zornberg, J.G., Sitar, N. and Mitchell, J.K. 1998b. Limit Equilibrium as Basis for Design of Geosynthetic Reinforced Slopes. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 124

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2012. Copyright © 1991-2012 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Revision Number: 7
Date: 27.04.2012
Time: 14:07:10
File Name: geoslope tez 2012.gsz
Directory: C:\Users\Veysel\Desktop\
Last Solved Date: 27.04.2012
Last Solved Time: 14:07:13

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9,807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Morgenstern-Price
Settings
- Side Function
  - Interslice force function option: Half-Sine
- Lambda
  - Lambda 1: -1
  - Lambda 2: -0,8
  - Lambda 3: -0,6
  - Lambda 4: -0,4
  - Lambda 5: -0,2
  - Lambda 6: 0
  - Lambda 7: 0,2
  - Lambda 8: 0,4
  - Lambda 9: 0,6
  - Lambda 10: 0,8
  - Lambda 11: 1
- PWP Conditions Source: (none)

Slip Surface
- Direction of movement: Right to Left
- Use Passive Mode: No
- Slip Surface Option: Entry and Exit
- Critical slip surfaces saved: 1
- Optimize Critical Slip Surface Location: No

Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
F of S Distribution
F of S Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
F of S Tolerance: 0,001
Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m
Optimization Maximum Iterations: 2.000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1
Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °
Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

New Material

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion': 5 kPa
Phi': 19,6 °
Phi-B: 0 °

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range
Left-Zone Left Coordinate: (10, 5) m
Left-Zone Right Coordinate: (10.04, 5.02) m
Left-Zone Increment: 4
Right Projection: Range
Right-Zone Left Coordinate: (30, 15) m
Right-Zone Right Coordinate: (50, 15) m
Right-Zone Increment: 4
Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 5) m
Right Coordinate: (50, 15) m

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	0
Point 2	50	0
Point 3	50	15
Point 4	30	15
Point 5	10	5
Point 6	0	5

Regions

	Material	Points	Area (m²)
Region 1	New Material	1,2,3,4,5,6	550

Current Slip Surface

Slip Surface: 3
F of S: 1.126
F of S Rank: 1
Exit: (10, 5) m
Entry: (30, 15) m
Radius: 19,817627 m
Center: (12,682373, 24,635255) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
Slice 1	10,333333	4,9602027	0	5,205792	1,8536991	5
Slice 2	11	4,8920013	0	14,32791	5,1019394	5
Slice 3	11,666667	4,846488	0	23,193268	8,2587514	5
Slice 4	12,333333	4,8235063	0	31,617731	11,258568	5
Slice 5	13	4,8229776	0	39,417765	14,036035	5
Slice 6	13,666667	4,8449003	0	46,4272	16,531982	5
Slice 7	14,333333	4,889349	0	52,51201	18,698686	5
Slice 8	15	4,9564768	0	57,580886	20,503631	5
Slice 9	15,666667	5,0465169	0	61,590302	21,93132	5
Slice 10	16,333333	5,1597876	0	64,543832	22,983025	5
Slice 11	17	5,2966975	0	66,486528	23,674788	5
Slice 12	17,666667	5,4577537	0	67,49586	24,034195	5
Slice 13	18,333333	5,6435712	0	67,670995	24,096557	5
Slic	19	5,854886	0	67,122016	23,901075	5

e 14						
Slice 15	19,666667	6,0925712	0	65,960283	23,4874	5
Slice 16	20,333333	6,3576572	0	64,29061	22,892856	5
Slice 17	21	6,6513579	0	62,205454	22,150366	5
Slice 18	21,666667	6,9751035	0	59,780973	21,287047	5
Slice 19	22,333333	7,3305838	0	57,074555	20,323335	5
Slice 20	23	7,7198042	0	54,123353	19,272459	5
Slice 21	23,666667	8,1451601	0	50,943288	18,140089	5
Slice 22	24,333333	8,6095371	0	47,52802	16,923967	5
Slice 23	25	9,1164502	0	43,847372	15,613347	5
Slice 24	25,666667	9,6702388	0	39,844618	14,18803	5
Slice 25	26,333333	10,276352	0	35,431876	12,616724	5
Slice 26	27	10,941778	0	30,482358	10,85428	5
Slice 27	27,666667	11,675717	0	24,817445	8,8370946	5
Slice 28	28,333333	12,490703	0	18,184911	6,4753554	5
Slice 29	29	13,404595	0	10,221169	3,6395945	5
Slice 30	29,666667	14,444457	0	0,38192563	0,1359976	5

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2012. Copyright © 1991-2012 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

- Revision Number: 10
- Date: 27.04.2012
- Time: 14:14:45
- File Name: geoslope tez 2012.gsz
- Directory: C:\Users\Veysel\Desktop\
- Last Solved Date: 27.04.2012
- Last Solved Time: 14:14:48

Project Settings

- Length(L) Units: meters
- Time(t) Units: Seconds
- Force(F) Units: kN
- Pressure(p) Units: kPa
- Strength Units: kPa
- Unit Weight of Water: 9,807 kN/m³
- View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

- Kind: SLOPE/W
- Method: Spencer
- Settings
  - Lambda
    - Lambda 1: -1
    - Lambda 2: -0,8
    - Lambda 3: -0,6
    - Lambda 4: -0,4
    - Lambda 5: -0,2
    - Lambda 6: 0
    - Lambda 7: 0,2
    - Lambda 8: 0,4
    - Lambda 9: 0,6
    - Lambda 10: 0,8
    - Lambda 11: 1
  - PWP Conditions Source: (none)
- Slip Surface
  - Direction of movement: Right to Left
  - Use Passive Mode: No
  - Slip Surface Option: Entry and Exit
  - Critical slip surfaces saved: 1
  - Optimize Critical Slip Surface Location: No
  - Tension Crack
    - Tension Crack Option: (none)
- F of S Distribution
  - F of S Calculation Option: Constant

Advanced
Number of Slices: 30
F of S Tolerance: 0,001
Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m
Optimization Maximum Iterations: 2.000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1
Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °
Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

New Material

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion': 5 kPa
Phi': 19,6 °
Phi-B: 0 °

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range
Left-Zone Left Coordinate: (10, 5) m
Left-Zone Right Coordinate: (10.04, 5.02) m
Left-Zone Increment: 4
Right Projection: Range
Right-Zone Left Coordinate: (30, 15) m
Right-Zone Right Coordinate: (50, 15) m
Right-Zone Increment: 4
Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 5) m
Right Coordinate: (50, 15) m

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	0
Point 2	50	0
Point 3	50	15
Point 4	30	15
Point 5	10	5
Point 6	0	5

Regions

	Material	Points	Area (m²)
Region 1	New Material	1,2,3,4,5,6	550

Current Slip Surface

Slip Surface: 3
F of S: 1.126
F of S Rank: 1

Exit: (10, 5) m
Entry: (30, 15) m
Radius: 19,817627 m
Center: (12,682373, 24,635255) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)
Slice 1	10,333333	4,9602027	0	8,2398379	2,9340743	5
Slice 2	11	4,8920013	0	17,720464	6,3099732	5
Slice 3	11,666667	4,846488	0	26,103346	9,2949836	5
Slice 4	12,333333	4,8235063	0	33,488374	11,924674	5
Slice 5	13	4,8229776	0	39,958846	14,228705	5
Slice 6	13,666667	4,8449003	0	45,584665	16,231969	5
Slice 7	14,333333	4,889349	0	50,424796	17,955462	5
Slice 8	15	4,9564768	0	54,529179	19,416967	5
Slice 9	15,666667	5,0465169	0	57,940228	20,631587	5
Slice 10	16,333333	5,1597876	0	60,694016	21,612167	5
Slice 11	17	5,2966975	0	62,821216	22,369629	5
Slice 12	17,666667	5,4577537	0	64,347854	22,91324	5
Slice 13	18,333333	5,6435712	0	65,295906	23,250826	5
Slice 14	19	5,854886	0	65,683787	23,388944	5
Slice 15	19,666667	6,0925712	0	65,526732	23,33302	5

Slice 16	20,333333	6,3576572	0	64,837109	23,087456	5
Slice 17	21	6,6513579	0	63,624661	22,655723	5
Slice 18	21,666667	6,9751035	0	61,896701	22,040424	5
Slice 19	22,333333	7,3305838	0	59,658268	21,243354	5
Slice 20	23	7,7198042	0	56,91225	20,265541	5
Slice 21	23,666667	8,1451601	0	53,659493	19,107286	5
Slice 22	24,333333	8,6095371	0	49,898915	17,768204	5
Slice 23	25	9,1164502	0	45,62764	16,247272	5
Slice 24	25,666667	9,6702388	0	40,841219	14,542904	5
Slice 25	26,333333	10,276352	0	35,533995	12,653086	5
Slice 26	27	10,941778	0	29,699777	10,575615	5
Slice 27	27,666667	11,675717	0	23,333083	8,3085373	5
Slice 28	28,333333	12,490703	0	16,431498	5,8509933	5
Slice 29	29	13,404595	0	9,0001996	3,2048269	5
Slice 30	29,666667	14,444457	0	1,0608058	0,37773594	5

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2012. Copyright © 1991-2012 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Revision Number: 8
Date: 27.04.2012
Time: 14:11:27
File Name: geoslope tez 2012.gsz
Directory: C:\Users\Veysel\Desktop\
Last Solved Date: 27.04.2012
Last Solved Time: 14:11:29

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9,807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Bishop
Settings
PWP Conditions Source: (none)
Slip Surface
Direction of movement: Right to Left
Use Passive Mode: No
Slip Surface Option: Entry and Exit
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: No
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
F of S Distribution
F of S Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
F of S Tolerance: 0,001
Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m
Optimization Maximum Iterations: 2.000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1
Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °
Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

New Material

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion': 5 kPa
Phi': 19,6 °
Phi-B: 0 °

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range
Left-Zone Left Coordinate: (10, 5) m
Left-Zone Right Coordinate: (10.04, 5.02) m
Left-Zone Increment: 4
Right Projection: Range
Right-Zone Left Coordinate: (30, 15) m
Right-Zone Right Coordinate: (50, 15) m
Right-Zone Increment: 4
Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 5) m
Right Coordinate: (50, 15) m

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	0
Point 2	50	0
Point 3	50	15
Point 4	30	15
Point 5	10	5
Point 6	0	5

Regions

	Material	Points	Area (m²)
Region 1	New Material	1,2,3,4,5,6	550

Current Slip Surface

Slip Surface: 3
F of S: 1.129
F of S Rank: 1
Exit: (10, 5) m
Entry: (30, 15) m
Radius: 19,817627 m
Center: (12,682373, 24,635255) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)

Slice 1	10,333333	4,9602027	0	4,8404998	1,7236244	5
Slice 2	11	4,8920013	0	12,883819	4,5877216	5
Slice 3	11,666667	4,846488	0	20,292887	7,225972	5
Slice 4	12,333333	4,8235063	0	27,091834	9,6469682	5
Slice 5	13	4,8229776	0	33,300997	11,857952	5
Slice 6	13,666667	4,8449003	0	38,937368	13,864973	5
Slice 7	14,333333	4,889349	0	44,014946	15,673017	5
Slice 8	15	4,9564768	0	48,545017	17,286103	5
Slice 9	15,666667	5,0465169	0	52,536363	18,707357	5
Slice 10	16,333333	5,1597876	0	55,995425	19,939074	5
Slice 11	17	5,2966975	0	58,926404	20,982749	5
Slice 12	17,666667	5,4577537	0	61,331335	21,839106	5
Slice 13	18,333333	5,6435712	0	63,2101	22,508104	5
Slice 14	19	5,854886	0	64,560415	22,98893	5
Slice 15	19,666667	6,0925712	0	65,377766	23,279975	5
Slice 16	20,333333	6,3576572	0	65,655293	23,378798	5
Slice 17	21	6,6513579	0	65,383635	23,282065	5
Slice 18	21,666667	6,9751035	0	64,550705	22,985472	5
Slice 19	22,333333	7,3305838	0	63,141389	22,483637	5
Slic	23	7,7198042	0	61,137164	21,769965	5

e 20						
Slice 21	23,666667	8,1451601	0	58,515599	20,836468	5
Slice 22	24,333333	8,6095371	0	55,249711	19,673537	5
Slice 23	25	9,1164502	0	51,307142	18,269651	5
Slice 24	25,666667	9,6702388	0	46,649091	16,610994	5
Slice 25	26,333333	10,276352	0	41,228936	14,680964	5
Slice 26	27	10,941778	0	34,99046	12,459542	5
Slice 27	27,666667	11,675717	0	27,86559	9,9224904	5
Slice 28	28,333333	12,490703	0	19,771681	7,0403788	5
Slice 29	29	13,404595	0	10,608724	3,7775966	5
Slice 30	29,666667	14,444457	0	0,25853915	0,092061649	5

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2012. Copyright © 1991-2012 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Revision Number: 9
Date: 27.04.2012
Time: 14:12:51
File Name: geoslope tez 2012.gsz
Directory: C:\Users\Veysel\Desktop\
Last Solved Date: 27.04.2012
Last Solved Time: 14:12:53

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9,807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Janbu
Settings
PWP Conditions Source: (none)
Slip Surface
Direction of movement: Right to Left
Use Passive Mode: No
Slip Surface Option: Entry and Exit
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: No
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
F of S Distribution
F of S Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
F of S Tolerance: 0,001
Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m
Optimization Maximum Iterations: 2.000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1
Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °
Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

New Material

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion': 5 kPa
Phi': 19,6 °
Phi-B: 0 °

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range
Left-Zone Left Coordinate: (10, 5) m
Left-Zone Right Coordinate: (10.04, 5.02) m
Left-Zone Increment: 4
Right Projection: Range
Right-Zone Left Coordinate: (30, 15) m
Right-Zone Right Coordinate: (50, 15) m
Right-Zone Increment: 4
Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 5) m
Right Coordinate: (50, 15) m

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	0
Point 2	50	0
Point 3	50	15
Point 4	30	15
Point 5	10	5
Point 6	0	5

Regions

	Material	Points	Area (m²)
Region 1	New Material	1,2,3,4,5,6	550

Current Slip Surface

Slip Surface: 3
F of S: 1.053
F of S Rank: 1
Exit: (10, 5) m
Entry: (30, 15) m
Radius: 19,817627 m
Center: (12,682373, 24,635255) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)

Slice 1	10,333333	4,9602027	0	4,8945074	1,7428557	5
Slice 2	11	4,8920013	0	12,938131	4,6070611	5
Slice 3	11,666667	4,846488	0	20,334116	7,2406532	5
Slice 4	12,333333	4,8235063	0	27,108593	9,6529359	5
Slice 5	13	4,8229776	0	33,283643	11,851772	5
Slice 6	13,666667	4,8449003	0	38,877796	13,84376	5
Slice 7	14,333333	4,889349	0	43,906427	15,634375	5
Slice 8	15	4,9564768	0	48,382062	17,228077	5
Slice 9	15,666667	5,0465169	0	52,314623	18,628399	5
Slice 10	16,333333	5,1597876	0	55,711603	19,83801	5
Slice 11	17	5,2966975	0	58,578203	20,85876	5
Slice 12	17,666667	5,4577537	0	60,917406	21,691712	5
Slice 13	18,333333	5,6435712	0	62,730025	22,337157	5
Slice 14	19	5,854886	0	64,014698	22,794608	5
Slice 15	19,666667	6,0925712	0	64,767836	23,062789	5
Slice 16	20,333333	6,3576572	0	64,983542	23,139599	5
Slice 17	21	6,6513579	0	64,65346	23,022062	5
Slice 18	21,666667	6,9751035	0	63,766579	22,706257	5
Slice 19	22,333333	7,3305838	0	62,308961	22,187223	5
Slic	23	7,7198042	0	60,263395	21,45883	5

e 20						
Slice 21	23,666667	8,1451601	0	57,608938	20,51362	5
Slice 22	24,333333	8,6095371	0	54,32033	19,342599	5
Slice 23	25	9,1164502	0	50,367249	17,934971	5
Slice 24	25,666667	9,6702388	0	45,713354	16,277793	5
Slice 25	26,333333	10,276352	0	40,315054	14,355545	5
Slice 26	27	10,941778	0	34,119965	12,149573	5
Slice 27	27,666667	11,675717	0	27,064996	9,6374114	5
Slice 28	28,333333	12,490703	0	19,074175	6,792008	5
Slice 29	29	13,404595	0	10,056794	3,5810634	5
Slice 30	29,666667	14,444457	0	-0,091751292	-0,032671165	5

SLOPE/W Analysis

Report generated using GeoStudio 2012. Copyright © 1991-2012 GEO-SLOPE International Ltd.

File Information

Revision Number: 11
Date: 27.04.2012
Time: 14:15:56
File Name: geoslope tez 2012.gsz
Directory: C:\Users\Veysel\Desktop\
Last Solved Date: 27.04.2012
Last Solved Time: 14:15:58

Project Settings

Length(L) Units: meters
Time(t) Units: Seconds
Force(F) Units: kN
Pressure(p) Units: kPa
Strength Units: kPa
Unit Weight of Water: 9,807 kN/m³
View: 2D

Analysis Settings

SLOPE/W Analysis

Kind: SLOPE/W
Method: Ordinary
Settings
PWP Conditions Source: (none)
Slip Surface
Direction of movement: Right to Left
Use Passive Mode: No
Slip Surface Option: Entry and Exit
Critical slip surfaces saved: 1
Optimize Critical Slip Surface Location: No
Tension Crack
Tension Crack Option: (none)
F of S Distribution
F of S Calculation Option: Constant
Advanced
Number of Slices: 30
F of S Tolerance: 0,001
Minimum Slip Surface Depth: 0,1 m
Optimization Maximum Iterations: 2.000
Optimization Convergence Tolerance: 1e-007
Starting Optimization Points: 8
Ending Optimization Points: 16
Complete Passes per Insertion: 1
Driving Side Maximum Convex Angle: 5 °
Resisting Side Maximum Convex Angle: 1 °

Materials

New Material

Model: Mohr-Coulomb
Unit Weight: 20 kN/m³
Cohesion': 5 kPa
Phi': 19,6 °
Phi-B: 0 °

Slip Surface Entry and Exit

Left Projection: Range
Left-Zone Left Coordinate: (10, 5) m
Left-Zone Right Coordinate: (10.04, 5.02) m
Left-Zone Increment: 4
Right Projection: Range
Right-Zone Left Coordinate: (30, 15) m
Right-Zone Right Coordinate: (50, 15) m
Right-Zone Increment: 4
Radius Increments: 4

Slip Surface Limits

Left Coordinate: (0, 5) m
Right Coordinate: (50, 15) m

Points

	X (m)	Y (m)
Point 1	0	0
Point 2	50	0
Point 3	50	15
Point 4	30	15
Point 5	10	5
Point 6	0	5

Regions

	Material	Points	Area (m²)
Region 1	New Material	1,2,3,4,5,6	550

Current Slip Surface

Slip Surface: 3
F of S: 1.065
F of S Rank: 1
Exit: (10, 5) m
Entry: (30, 15) m
Radius: 19,817627 m
Center: (12,682373, 24,635255) m

Slip Slices

	X (m)	Y (m)	PWP (kPa)	Base Normal Stress (kPa)	Frictional Strength (kPa)	Cohesive Strength (kPa)

Slice 1	10,333333	4,9602027	0	4,0712453	1,4497052	5
Slice 2	11	4,8920013	0	12,072315	4,2987578	5
Slice 3	11,666667	4,846488	0	19,685046	7,0095297	5
Slice 4	12,333333	4,8235063	0	26,854872	9,5625899	5
Slice 5	13	4,8229776	0	33,531829	11,940147	5
Slice 6	13,666667	4,8449003	0	39,670529	14,12604	5
Slice 7	14,333333	4,889349	0	45,230163	16,105737	5
Slice 8	15	4,9564768	0	50,17452	17,866343	5
Slice 9	15,666667	5,0465169	0	54,472046	19,396623	5
Slice 10	16,333333	5,1597876	0	58,095918	20,687026	5
Slice 11	17	5,2966975	0	61,024156	21,729725	5
Slice 12	17,666667	5,4577537	0	63,239767	22,518668	5
Slice 13	18,333333	5,6435712	0	64,730923	23,049645	5
Slice 14	19	5,854886	0	65,491181	23,320361	5
Slice 15	19,666667	6,0925712	0	65,519756	23,330536	5
Slice 16	20,333333	6,3576572	0	64,821842	23,08202	5
Slice 17	21	6,6513579	0	63,409013	22,578934	5
Slice 18	21,666667	6,9751035	0	61,299696	21,82784	5
Slice 19	22,333333	7,3305838	0	58,519751	20,837946	5
Slic	23	7,7198042	0	55,103189	19,621363	5

e 20						
Slice 21	23,666667	8,1451601	0	51,093037	18,193412	5
Slice 22	24,333333	8,6095371	0	46,542445	16,573019	5
Slice 23	25	9,1164502	0	41,516058	14,783203	5
Slice 24	25,666667	9,6702388	0	36,091809	12,851715	5
Slice 25	26,333333	10,276352	0	30,363253	10,811868	5
Slice 26	27	10,941778	0	24,442731	8,703665	5
Slice 27	27,666667	11,675717	0	18,465763	6,5753626	5
Slice 28	28,333333	12,490703	0	12,597411	4,4857362	5
Slice 29	29	13,404595	0	7,0419715	2,5075333	5
Slice 30	29,666667	14,444457	0	2,0588254	0,73311475	5

ÖZGEÇMİŞ

1984 yılında Diyarbakır'da doğdum. İlk, orta ve lise öğrenimimi Diyarbakır'da tamamladım. 2004 yılında Çukurova Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde başladığım lisans eğitimimi 2008 yılında tamamladım ve aynı yıl Dicle Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nde yüksek lisans eğitimime başladım. 2011 yılında Batman Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Ana Bilim Dalı'na araştırma görevlisi olarak atandım. Halen bu görevimi sürdürmekteyim.