

Z (2,1)

15.06.2004

f

248176

**ZEMİN TABAKALANMASI VE YER ALTI SU  
SEVİYESİ DEĞİŞİMİNİN ŞEV STABİLİTESİ  
ÜZERİNE ETKİSİ**

**Türcan TÖTÜK**  
**Yüksek Lisans Tezi**

**Fen Bilimleri Enstitüsü**  
**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**  
**Mayıs – 2004**

## JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI

Türcan Tutuk'un Zemin tabakalanması ve yer altı su seviyesi değişiminin şev stabilitesi üzerine etkisi başlıklı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalındaki, Yüksek Lisans tezi ~~18.05.2004~~ tarihinde, aşağıdaki jüri tarafından Anadolu Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

	Adı-Soyadı	İmza
Üye (Tez Danışmanı)	: Yrd.Doç.Dr. Gülgün YILMAZ	
Üye	: Prof.Dr. Mustafa TUNCAN	
Üye	: Prof.Dr. Mehmet BİLGİN	

Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun ~~16.06.2004~~.. tarih ve ~~21/1~~.... sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Enstitü Müdürü  
Prof. Dr. Altuğ İFTAR  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
Müdürü

## ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

### ZEMİN TABAKALANMASI VE YERALTI SU SEVİYESİ DEĞİŞİMİNİN ŞEV STABİLİTESİ ÜZERİNE ETKİSİ

TÜRÇAN TUTUK

Anadolu Üniversitesi

Fen Bilimleri Enstitüsü

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Yrd.Doç.Dr.Gülgün YILMAZ

2004 135 sayfa

Bir zemin kütlelerinde ortaya çıkan göçme ve kayma hareketinin incelenmesi stabilite problemleri olarak isimlendirilir. Günümüzde şevlerde stabilite analizi paket programlar aracılığı ile yapılmaktadır. Bu çalışmada Slope/W paket programı kullanılarak, şevi oluşturan zemin tabakalanmasının ve yeraltı su seviyesi değişiminin şev stabilitesi üzerine etkisinin incelenmesi amaçlanmıştır. Çalışmanın birinci kısmında geometrik ve geoteknik özellikleri belli olan bir şevin Slope/W paket programı ile stabilite analizi yapılmıştır. Bishop kayma dairesi analiz yöntemine göre elde edilen kritik durumda, tabakalanma yükseklikleri ve yeraltı su seviyeleri değiştirilerek güvenlik sayısı değerleri elde edilmiştir. Yeraltı su seviyesi yükseldikçe güvenlik sayısı değerlerinde azalma olmuştur. Elde edilen verilerin Basit doğrusal ve çok değişkenli doğrusal regresyon analizleri de yapılmıştır. Çalışmanın ikinci kısmında ise şev göçmesinin oluştuğu kayma dairesi mekanizması çözülmüştür. Mohr gerilme dairesi ve plastisite teorisinin alt sınır göçme kriterine göre yöntemin esas davranışının (aktif, rotasyonel kayma, pasif) kabulü yapılmıştır. Bu çalışma bir şevde güvenlik sayısının belirlenmesinde geometrik ve mukavemet parametrelerinin etkisini tanımlayabilmek açısından faydalıdır. Tezden elde edilebilecek en önemli fayda dairesel kayma mekanizmasına esas olan gerilme davranışının çözümüdür.

**Anahtar Kelimeler:** Şev stabilitesi, tabakalanma, yeraltı su seviyesi, regresyon analizi, plastisite teorisi.

## **ABSTRACT**

**Master of Science Thesis**

# **THE EFFECTS OF GROUNDWATER LEVEL AND SOIL LAYERS ON SLOPE STABILITY**

**TÜRÇAN TUTUK**

**Anadolu University  
Graduate School of Natural and Applied Sciences  
Civil Engineering Program**

**Supervisor : Assist. Yrd.Doç.Dr. Gülgün YILMAZ**

**2004, 135 pages**

The investigation of collapsing and sliding action on a soil mass is named as stability problem. Nowadays, analysing of stability on slope can be done by using computer programs. The aim of this study is the investigation of the effect of soil layers and ground water levels on the slope stability by using Slope/W computer program. In the first section of this study, the stability analysis of a slope known the geometric and geotechnic properties are performed by Slope/W computer program. The critical state obtained, according to Bishop sliding circle analysis method, and the factor of safety values obtained to change the layers heighty and ground water level. The values of factor of safety decreased when the ground water level is increased. The basic linear and multiple parametres linear regression analysis of obtained data were done. In the second section of the study, the sliding circle mechanism of slope collapsing were solved. According to Mohr stress circle and the lower bound collapse criteria of plastisity theory, based behaviour (active, rotational slip, passive) is assumed. This useful to define the effect of geometric and strength parametres on determine of factor of safety of slope. The main benefit obtained from this thesis is the solution of stress behaviour which is based to circular sliding mechanism.

**Keywords: Slope stability, different layers, groundwater level, regression analysis, plastisity theory.**

## TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanmasında sonsuz desteğini esirgemeyen değerli hocam Yrd.Doç.Dr. Gülgün YILMAZ'a çok çok teşekkür ederim. Yüksek lisans öğrenimim boyunca emeği geçen bölüm başkanımız Prof.Dr. Mustafa TUNCAN'a ve tüm hocalarıma, yardımlarını esirgemeyen değerli dostum inşaat mühendisi Aykut MUTLU 'ya üniversite çalışanlarına, büyüklerime, arkadaşlarıma, kardeşime, ve de ben farkında olmasam da bir şekilde yardımını gördüğüm bütün herkese teşekkürü bir borç bilirim.

Yüksek lisans öğrenimim süresince izin kolaylığı gösteren ve destek veren değerli patronlarım ve ağabeylerim, ablam; Hüseyin KURTULUŞ, Hasan SEZEN ve Ayten SEZEN 'e ayrıca teşekkür ederim.

Anneme ve babama ne kadar teşekkür etsem azdır. Hayatım boyunca onlara minnettarım.

# İÇİNDEKİLER

	<u>sayfa</u>
ÖZET.....	i
ABSTRACT.....	ii
TEŞEKKÜR.....	iii
İÇİNDEKİLER.....	iv
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	vii
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	xii
<b>1. GİRİŞ.....</b>	<b>1</b>
1.1. Efektif Gerilmeler.....	2
1.2. Boşluk Suyu Basıncı.....	3
1.3. Kırılma Çeşitleri.....	4
1.3.1. Kırılğan Olmayan Zeminlerde.....	4
1.3.2. Kırılğan Zeminlerde.....	4
1.4. Kohezyonlu Zeminlerde Çatlakların Etkisi.....	5
1.5. Güvenlik Sayısı.....	6
1.6. Kritik Kayma Yüzeyinin Yeri.....	7
<b>2. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ.....</b>	<b>10</b>
2.1. Limit Denge Yöntemleri.....	10
2.1.1. Limit Denge Metotlarında Temel Dört Adım.....	11
2.1.2. Analiz Yönteminin Seçimi.....	11
2.1.3. Tüm Analiz Yöntemleri İçin Öneriler.....	12
2.1.4. Dilim Yöntemi (İsveç Yöntemi).....	13
2.1.5. Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi.....	14
2.1.6. $\phi = 0$ Kabulü.....	17
2.1.7. $\phi$ Dairesi Yöntemi.....	19
2.1.8. Spencer Yöntemi.....	21
2.1.9. Janbu Basitleştirilmiş Yöntemi.....	22
2.1.10. Janbu Genelleştirilmiş Yöntemi.....	23

2.1.11. Lowe ve Karafiath Yöntemi.....	24
2.1.12. Corps of Engineers Yöntemi.....	25
2.1.13. Morgenstern – Price Yöntemi.....	25
2.1.14. Limit Analiz Çözümleri.....	28
2.2. Sonsuz Şevler.....	29
2.2.1. Kuru Kumdaki Sonsuz Şevler.....	29
2.2.2. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Şevler (Kohezyonsuz).....	31
2.2.3. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Şevler (Kohezyonlu).....	31
2.2.4. Düzlem Kayma Yüzeyle Şevler.....	33
2.3. Stabilite Kartları.....	36
<b>3. İKİ TABAKALI BİR ŞEVDE STABİLİTE ANALİZİ .....</b>	<b>39</b>
3.1. Şevin İki Ayrı Tabakadan Oluşması Durumunda Şev Stabilesi Analizi ...	39
3.1.1. Kayma Dairesinin Geçirilmesi.....	39
3.1.2. Mukavemet – Uzaklık Grafiği.....	40
3.1.3. Kayma Mukavemeti – Uzaklık Grafiği.....	41
3.1.4. Dilim Tabanındaki Normal Gerilme – Uzaklık Grafiği.....	42
3.1.5. Dilimler Arası Kuvvet – Uzaklık Grafiği.....	43
3.1.6. Ağırlık/Dilim Genişliği – Uzaklık Grafiği.....	44
3.2. Yer altı Su Seviyesinin Kayma Dairesi İçerisinde Yükselmesinin Şev Stabilesine Etkisi.....	45
3.2.1. Toplam Gerilmelere Göre Analiz.....	45
3.2.2. Efektif Gerilmelere Göre Analiz.....	52
3.2.3. Yer Altı Suyunun Uzaklaştırılması.....	58
3.3. Değerlendirme ve Öneriler .....	58
<b>4. ZEMİN TABAKALANMASI, MUKAVEMET PARAMETRELERİ VE YER ALTI SU SEVİYESİ DEĞİŞİMİNİN ŞEV STABİLİTESİNE ETKİSİNİN REGRESYON ANALİZİ İLE İNCELENMESİ .....</b>	<b>62</b>
4.1. Elde Edilen Verilerin Basit Doğrusal Regresyon Analizi ile Yorumlanması .....	63
4.1.1. Tabaka Kalınlığı Değişiminin Etkisi.....	63

4.1.2. İçsel Sürtünme Açısı Değişiminin Etkisi.....	64
4.1.3. Kohezyon Değişiminin Etkisi.....	65
4.1.4. Yer altı Su Seviyesi Değişiminin Etkisi.....	66
4.2. Elde Edilen Verilerin Çok Değişkenli Doğrusal Regresyon Analizi ile Yorumlanması.....	67
4.1.1. 1 Nolu Tabaka.....	68
4.1.2. 2 Nolu Tabaka.....	70
4.3. Değerlendirme ve Öneriler .....	72
<b>5. ŞEV İNCELEMESİNDE GÖÇME TEORİLERİ</b>	<b>73</b>
5.1. Mohr Gerilme Dairesi Yöntemi .....	73
5.2. Mohr-Coulomb Göçme Kriteri .....	78
5.3. Plastik Göçme Teorisine Giriş .....	87
5.4. Plastik Göçme Teoremleri ve Virtüel İş Prensibi .....	89
5.5. Plastik Göçme Teoremlerinin Virtüel İş Prensibi İle İspatı ve Teoremlerin Zeminlere Uygulanması .....	92
5.6. Plastik Göçme Mekanizmaları ve Göçme Sırasında Yapılan İşteki Artışın Hesabı .....	98
5.7. Deplasman Diyagramları ve Kayma Yelpazeleri.....	105
5.8. Kayma Düzlemlerinin Oluşumu ve Gerilme Yelpazeleri İle Eksen Dönüşleri .....	110
<b>6. ŞEVLERDE OLUŞAN DAİRESEL GÖÇME MEKANİZMASININ PLASTİSİTE TEORİSİ İLE ÇÖZÜMÜ</b> .....	<b>124</b>
6.1. Şevlerin Stabilite Problemi .....	124
6.2. Şev Stabilitesinin Belirlenmesinde Etkisi Olan Göçme Tipleri .....	124
6.3. Şev Stabilitesinin Belirlenmesinde Toplam ve Efektif Gerilme Analizleri .....	125
6.4. Şev Stabilitesinde Gerilme Dağılışı .....	125
6.5. Dairesel Göçme Mekanizmasının Çözümü .....	126
<b>7. SONUÇLAR</b> .....	<b>132</b>
<b>KAYNAKLAR</b> .....	<b>134</b>



## ŞEKİLLER DİZİNİ

### Sayfa

1.1. Gerilme çatlakları ile dairesel kayma.....	6
1.2. Kayma dairelerinin merkezi.....	8
1.3. Kritik kayma yüzeyinin yeri.....	9
2.1. Dilim yöntemi.....	15
2.2. Dairesel kayma analizi.....	17
2.3. $\phi$ Dairesi yöntemi.....	20
2.4. Janbu basitleştirilmiş yöntemi için kullanılan düzeltme katsayısı (Fredlund, 1974).....	23
2.5. Morgnestern-Price yönteminde dilimler arası kuvvetlerin yönlerinin gözönüne alındığı tipik fonksiyonlar (Fredlund ve Krahn, 1977).....	26
2.6. İki tip fonksiyon için $\lambda$ değerinin değişimine karşılık $F_f$ ve $F_m$ değerleri (Fredlund ve Krahn, 1977) .....	27
2.7. Sonsuz şev analizi için serbest cisim diyagramı ve kuvvet poligonu .....	29
2.8. Boşluk suyu basıncı ve kuvvetler poligonu .....	31
2.9. Düzlem kayma yüzeyli şev analizi .....	34
2.10. Taylor eğrileri.....	36
3.1. Kayma dairesi .....	39
3.2. Mukavemet – uzaklık grafiği.....	40
3.3. Kayma mukavemeti – uzaklık grafiği.....	41
3.4. Dilim tabanındaki normal gerilme – uzaklık grafiği.....	42
3.5. Dilimler arası kuvvet – uzaklık grafiği.....	43
3.6. Ağırlık / dilim genişliği – uzaklık grafiği.....	44
3.7. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 7m yükseklikte iken kayma dairesi .....	45
3.8. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 8m yükseklikte iken kayma dairesi .....	46
3.9. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 9m yükseklikte iken kayma dairesi .....	47

3.10. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 10m yükseklikte iken kayma dairesi .....	48
3.11. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 11m yükseklikte iken kayma dairesi .....	49
3.12. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 12m yükseklikte iken kayma dairesi .....	50
3.13. Toplam gerilme analizinde yer altı su seviyesi tabandan 13m yükseklikte iken kayma dairesi .....	51
3.14. Efektif gerilmelere göre yer altı su seviyesi tabandan 7m yükseklikte iken kayma dairesi .....	52
3.15. Efektif gerilmelere göre yer altı su seviyesi tabandan 8m yükseklikte iken kayma dairesi .....	53
3.16. Efektif gerilmelere göre yer altı su seviyesi tabandan 9m yükseklikte iken kayma dairesi .....	54
3.17. Efektif gerilmelere göre yer altı su seviyesi tabandan 10m yükseklikte iken kayma dairesi .....	55
3.18. Efektif gerilmelere göre yer altı su seviyesi tabandan 11m yükseklikte iken kayma dairesi .....	56
3.19. Efektif gerilmelere göre yer altı su seviyesi tabandan 12m yükseklikte iken kayma dairesi .....	57
3.20. Şev örneğindeki suyun sondajla drene edilmesi .....	58
3.21. Sondaj kuyusu kesiti .....	59
4.1. 1 ve 2 nolu tabaka kalınlıkları değişiminin güvenlik sayısına etkisi.....	63
4.2. 1 nolu tabakaya ait içsel sürtünme açısı değişiminin güvenlik sayısına etkisi.....	64
4.3. 2 nolu tabakaya ait içsel sürtünme açısı değişiminin güvenlik sayısına etkisi.....	65
4.4. 1 nolu tabakaya ait kohezyon değerlerinin değişiminin güvenlik sayısına etkisi.....	65
4.5. 2 nolu tabakaya ait kohezyon değerlerinin değişiminin güvenlik sayısına etkisi.....	66

4.6. Şev tabanı yüzeyine paralel yer altı su seviyesi değişiminin güvenlik sayısına etkisi.....	67
5.1. Birkaç kuvvet etkisi altındaki zemin kütlesi .....	74
5.2. Şekil 5.1. deki O noktasındaki küçük bir eleman üzerine etkiyen kuvvetlerin bileşenlerine ayrılması .....	74
5.3. Gerilmenin Mohr dairesi: (a) dengedeki eleman; (b) Mohr dairesi (c) $\sigma_2$ yi içeren Mohr daireleri .....	76
5.4. (a) Mohr yenilme kriteri; (b) asal gerilmeleri ve yenilme düzlemindeki gerilmeleri gösteren yenilme elemanı .....	78
5.5. Yenilme için çizilen Mohr dairelerinden hareketle Mohr yenilme zarfının çizilmesi .....	80
5.6. (a) b elemanındaki kırılma düzlemi açısını tanımlamak için Mohr yenilme hipotezi; (b) eleman; (c) eş oluşumlu yenilme düzlemleri .....	81
5.7. Coulomb dayanım denkleminin grafik olarak gösterimi .....	82
5.8. (a) Yenilme öncesi gerilme şartları; (b) yenilme anındaki gerilme şartları; (c) safi kohezyonlu maddeler için Mohr yenilme zarfı (Hirschfeld 1963'den) .....	84
5.9. Yenilmede bir Mohr dairesi için Mohr-Coulomb direnç zarfı .....	86
5.10. Üç boyutlu gerilme durumu için Mohr daireleri .....	87
5.11. Eksenel yükte yüklenmiş bir elemanda a)yükler ve gerilmeler, b) deplasmanlar .....	90
5.12. Üst sınır teoreminin ispatı .....	93
5.13. Alt sınır teoreminin ispatı .....	94
5.14. Drenajsız yükleme için göçme zarfı .....	95
5.15. Drenajlı yükleme için göçme zarfı .....	96
5.16. İdeal olmayan plastik malzeme için üst sınır teoreminin ispatı .....	97
5.17. Basit bir plastik göçme mekanizması .....	98
5.18. Kayma düzlemlerinin doğrultuları .....	99
5.19. Olası kayma düzlemi şekilleri .....	100
5.20. Olası plastik göçme mekanizmaları (Atkinson, 1981) .....	101
5.21. Plastik göçme sırasında yapılan işteki artış .....	102

5.22. Bir kayma düzlemini geçen gerilmeler ve deplasmanlar .....	103
5.23. Drenajsız yükleme durumunda plastik göçme mekanizmasında oluşan deplasmanlar .....	105
5.24. Drenajlı yükleme durumunda plastik göçme mekanizmasında oluşan deplasmanlar .....	106
5.25. Drenajsız yükleme durumunda bir kayma bölgesi için uygun mekanizma ve uygun deplasman diyagramı .....	107
5.26. Drenajlı yükleme durumunda bir kayma bölgesi için uygun mekanizma ve uygun deplasman diyagramı .....	108
5.27. Drenajsız yükleme durumunda kayma yelpazesinin tek bir bölgesinde iç gerilmeler tarafından yapılan iş .....	109
5.28. Süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmelerin durumu .....	111
5.29. Süreksiz kayma düzlemini geçen en büyük asal gerilmenin doğrultusu ...	113
5.30. Drenajsız durumda süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmenin değişimi .....	114
5.31. Drenajlı durumda süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmenin değişimi .	115
5.32. Şekil 5.31. de gösterilen dairenin yeniden çizilmiş durumu .....	116
5.33. Bir gerilme yelpazesini geçen en büyük asal gerilmenin doğrultusundaki dönme miktarı .....	117
5.34. Drenajsız yükleme durumunda süreksiz kayma düzlemlerinden oluşmuş bir yelpazeyi geçen gerilmelerin durumu .....	119
5.35. Drenajsız yükleme durumunda bir yelpazeyi geçen gerilmenin durumu A, B bölgeleri arasında integral alınarak gerilme yelpazesini geçen gerilmedeki değişim miktarı .....	120
5.36. Drenajlı yükleme durumunda süreksiz kayma düzlemlerinden oluşmuş bir yelpazeyi geçen gerilmelerin durumu .....	121
5.37. Drenajlı yükleme durumunda bir yelpazeyi geçen gerilmenin durumu .....	123
6.1. Şevlerde genel kayma mekanizması .....	124
6.2. Süreksizlik düzlemlerinin yerleştirilmesi .....	126
6.3. Bir süreksizlik düzleminin geçiş gerilme durumu .....	127
6.4. Yönteme esas olan gerilme durumu mekanizması .....	128

6.5. Bir süreksizlik düzleminin iki tarafındaki gerilme değerleri .....	129
6.6. Gerilme davranış mekanizmasının Mohr gerilme daireleri ile gösterilmesi .....	130

## ÇİZELGELER DİZİNİ

### Sayfa

2.1. Kritik daireler için veriler.....	38
--	----

## 1. GİRİŞ

Şevler genel olarak üçe ayrılır. Doğal şevler, kazı sonucu oluşan şevler ve dolgu sonucu oluşan şevler. Mühendislik yönünden, şevlerin stabilitesi ile ilgili problemler aşağıdaki şekillerde ortaya çıkar :

- Tepe ve dağ yüzeylerinin oluşturduğu tabii şevlerin kayma mekanizmalarının incelenmesi ;
- Yol ve demiryolu inşaatlarındaki yarma ve dolguların suni şevlerinin teşkili ;
- Toprak baraj ve setlerin inşaatı ;
- Kayan şevlerdeki hasarın giderilmesi ve hasarın genişletilmesinin önlenmesi hususundaki tedbirlerin alınması.

Her şev, kar, don, rüzgar ve yağmur gibi hava etkilerine ve bazen de, nehir veya denizlerin alttan oyma etkisine maruzdur. Bunların bileşik etkisi şevi, yavaş yavaş yatıklaştırır ve uzatır. Her ne kadar jeolojik bakımdan yavaş ise de, bu tip olayların belirli bir bölgede büyük çapta yer alması, mühendislik yönünden çok tehlikeli olabilir. Kaya düşmesi ile şevlerde meydana gelen hareket, bir demir yolunu tahrip edebilir.

Şevi kaydırmaya çalışan kuvvet zeminin kendi ağırlığıdır. Kaymaya karşı koyan kuvvet ise kayma yüzeyi boyunca yer alan kayma mukavemetidir. Bu bakımdan zeminin ağırlığındaki herhangi bir artış veya zeminin kayma mukavemetindeki bir azalma veya bunların her ikisinin birlikte olması sonucu bir şev kayması meydana gelebilir. Zeminin ağırlığının artması, bir yapının yapılması, şev üstüne malzeme yığılması veya şiddetli yağmurlar sonucu zeminin su muhtevasının artması sonucu oluşabilir. Şevin stabilitesini bozan en önemli sebeplerden biri sudur. Çünkü su zeminin birim hacim ağırlığını artırır ve kayma mukavemetini düşürür. Pek çok şev stabilitesi uygulaması için drenajlı kesme mukavemeti kullanılır. İnce kum ve siltli kum bu durumun dışında kalır. Bu tip zeminler düşük permeabiliteye sahiptirler ve boşluk suyu basıncı, hızlı yükleme durumlarında (deprem ve kazık çakma gibi ani yükleme oluşan durumlarda) düşemezler. Boşluk suyu basıncı gevşek kumlarda mukavemetin tamamen kaybolmasına ve büyük yıkımlara yol açabilir. Sıkı kum yatakları dinamik şok

yükleriyle mukavemet kazanırlar çünkü bunlar içindeki boşluk suyu basıncı negatiftir.

Şev kaymaları bazen ani olarak oluşur, bazen de şev tepesinde çatlakların bulunması, şev topuğuna yakın kısımların kabarması gibi belirtilerin sonradan toptan bir kaymaya dönüşmesi gibi yavaş yavaş da meydana gelebilir. Kayma yüzeyi genellikle, yatay veya eğimli olabilen daha sert bir tabakanın varlığına veya daha düşük mukavemetli bir zeminin yerine bağlı olarak gelişir.

### 1.1. Efektif Gerilmeler

Efektif gerilmeler uzun süreli stabilite problemlerinde ve özellikle toprak barajlardaki ani su çekilmesi olarak bilinen durumlarda kullanılır. Bu çeşit bir analizin yapılabilmesi için olası kayma yüzeyindeki boşluk suyu basıncının bilinmesi veya tahmin edilmesi gerekir. Efektif gerilmeler genellikle, toplam gerilmelerin metodunun kullanılmasının yeterli olabileceği hallerde bile bir alternatif olarak kullanılmaktadır.

Şev stabilitesi hesapları ;

- (i) toplam gerilmeler ile drenajsız kayma mukavemeti parametreleri  $c_u$  ve  $\phi_u$  veya,
- (ii) efektif gerilmeler ile efektif gerilmelere göre olan  $c'$  ve  $\phi'$  kayma mukavemeti parametreleri

kullanılarak iki şekilde yapılır.

Bunlardan birincisi drenajın az olduğu ve dolayısı ile boşluk suyu basıncındaki sönmenin küçük olduğu hallerde kısa süreli stabilite hesaplarının yapılmasında kullanılır. Buna bir örnek olarak, kohezyonlu zeminden oluşmuş bir dolgunun stabilitesinin araştırılması gösterilebilir.  $\phi_u = 0$  olan doygun killerde, toplam gerilme hipotezi, “ $\phi = 0$  analizi” olarak bilinen basitleştirilmiş bir analize yol açar. Toplam gerilmelere çözüm yapılır. Doğal şartlara uygun hazırlanmış modellerde laboratuvar deneyleri yapılarak kesme mukavemeti toplam gerilme cinsinden bulunur. Modelde oluşan boşluk suyu basıncı asıl şevdekiyle aynı kabul edilir.



## 1.2. Boşluk Suyu Basıncı

Bir dolgunun stabilitesi, kayma yüzeyi üzerindeki normal basınçları ve dolayısı ile kaymaya karşı harekete geçen sürtünme mukavemetini azaltan boşluk suyu basınçlarına büyük ölçüde bağlıdır. Boşluk suyu basıncı ile ilgili problemler iki grupta toplanır ;

- Boşluk suyu basınçlarının bağımsız bir değişken olarak statik yer altı su seviyesi ile kontrol edilmesi
- Zemin gerilmelerindeki değişiklikler sebebiyle boşluk suyu basınçlarında değişimlerin yer alması.

Bunlardan birincisine bir örnek olarak, boşluk suyu basınçlarının serbest su yüzeyinin durumuna veya sızma sırasında akıma ağının eş potansiyel çizgilerinin yerine bağlı olduğu uzun süre serviste olan bir set gösterilebilir. Şekil 1.1 de A noktasındaki boşluk suyu basıncını bulmak için, A noktasından geçen ve serbest su yüzeyini ( phreatic yüzey ) B noktasında kesen bir eşpotansiyel çizgi çizilir. Bu noktada, A noktasına konulacak piyezometre borusunda suyun yükselebileceği seviyeyi gösterir. Böylece, A noktasındaki boşluk basıncı  $\gamma_w ( h + h_1 )$  olur. İlave boşluk suyu basıncı, ölçülmüş boşluk basıncı ile  $\gamma_w h_1$  statik basıncın arasındaki farktır. Sızmanın tutulan su külesinden uzaklaşacak yönde yer alması halinde, üst akım çizgisi set arasındaki su seviyesinin altında bulunacak ve  $h_1$  negatif olacaktır.

İkinci grupta boşluk basıncı zamanla değişir, dengeye varmadaki hız permeabiliteye, fazla boşluk basıncı eğimlerine ve serbest drenaj yüzeyi uzaklığına bağlı olur.

Bishop, boyutsuz boşluk suyu basıncı oranı,  $r_u = u / \gamma h$  parametresinin kullanılmasını önermektedir.  $r_u$  nun bütün şev boyunca sabit olduğu hallerde boşluk suyu basıncı dağılımını homojen kabul etmek genellikle doğru olmaktadır.

### **1.3. Kırılma Çeşitleri**

Zeminler kırılma anında gösterdikleri özelliklere ve davranışlara iki temel gruba ayrılırlar.

#### **1.3.1. Kırılğan Olmayan Zeminlerde**

Bu tip zeminlerde zemin tam mukavemetine ulaştıktan sonra ilave yükler taşınamaz. Bu da zemin içindeki deformasyonları ve yer değiştirmeleri artırır. Topuğun kabarması veya şev yüzünün yatay yer değiştirmesi bu tip zeminlerin gerilme - deformasyon eğrisini verir. En sonunda tüm kütle potansiyel kayma yüzeyi boyunca harekete geçer. Şev tacının yüklenmesi, topuğun yükselmesine ve tacın oturmasına sebep olur. Kayma, kesme mukavemetinin kayma yüzeyi boyunca dengeye gelmesiyle durur. Bu durum bu çeşit zeminden oluşmuş dolguların belli yükseklikleri geçemeyeceklerine kanıttır. Çok küçük yer değiştirmeler bile şevi düzleştirmeye ve kesme gerilimini düşürerek dengeye getirmek için yeterlidir. Prensip olarak kırılğan olmayan zeminlerde yer değiştirmelerin az olması beklenir.

#### **1.3.2. Kırılğan Zeminlerde**

Bu tip zeminlerde daha karmaşık bir davranış karşımıza çıkar. Zemin kütlelerinin bir kısmının pik kesme mukavemetine ulaşması veya pik mukavemetin mobilize olması sadece zeminin daha büyük yük taşıyamayacağı anlamına gelmez. Yükün akma durumuna ulaştığını gösterir. Bu yük akması çevreleyen elemanlarının da harekete geçmesine zeminin yayılarak yük taşıma kapasitesini kaybetmesine yol açar. Bunun sonucunda daha büyük boyutlu yer değiştirmeler oluşur ve kayma yüzeyi oluşana kadar daha da fazla mukavemet kaybı gerçekleşir. Kayma yüzeyi ise düz taneciklerin kesme gerilmeleri doğrultusunda yönlenmesiyle oluşur. Kayma yüzeyi boyunca kesme mukavemeti artık mukavemettir ve kütle yerçekimi kuvvetleriyle artık mukavemet dengeye gelene kadar hareket eder. Eğer zeminin kırılğanlığı büyükse büyük yer değiştirmeler oluşur.

Kırılma Bishop (1967) aşağıdaki ifade ile verilmiştir;

$$I_b = \frac{\sigma_p - \sigma_r}{\sigma_p}$$

$\sigma_p$ : Pik Gerilme

$\sigma_r$ : Artık Gerilme

Deformasyonun oluşum hızı yük-deformasyon eğrisindeki pik ve artık mukavemet değerleri arasındaki ilişkiye bağlıdır. Örneğin mukavemetteki hızlı bir düşüş yer değiştirmelerin daha hızlı olmasına neden olur. Benzer kırılma durumları şevdeki boşluk suyu basıncının artmasıyla da görülebilir.

#### **Artık mukavemet :**

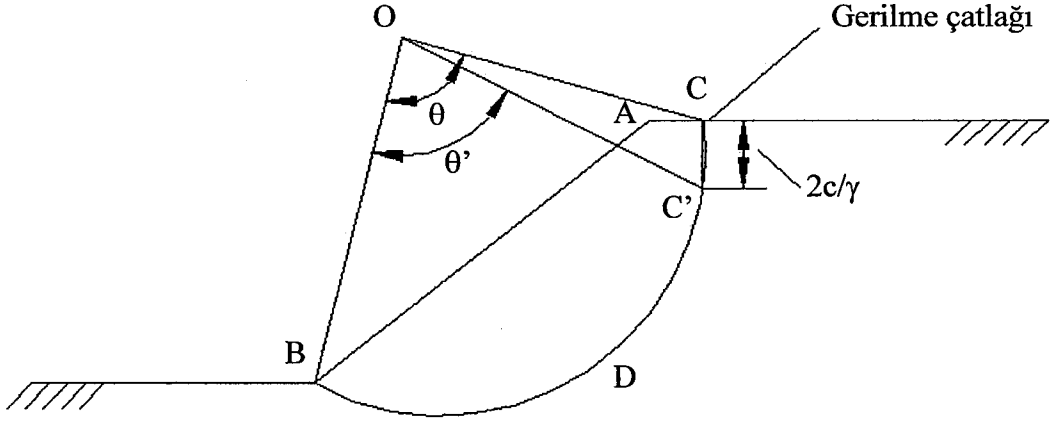
Kayma yüzeyinin oluşması düz yüzeyli kil taneciklerinin kesme yönünde düzlem oluşturmasıyla oluşur. Bu yönelim ince tabakalar halinde polarize ışık ve optik mikroskopla gözlenebilir. Zeminin bu özelliği zeminin diğer özelliklerini de elimine eder. Örneğin gerilme geçmişi. Kayma yüzeyinin oluşması zemine tamamen yeni bir yapı kazandırır, eski özelliklerinin önemini kaybettirir. Kayma yüzeyinin oluşmasının önemi düz parçacıkların aynı doğrultuda yönlenmesi ve uygulanan gerilmelerin parçacıkların birbiriyle sürtünme teması yaptırmasıdır. Artık mukavemet durumunda içsel sürtünme açısı da pik durumdakinden daha küçüktür. Kayma yüzeyleri sadece yeteri kadar düz şekilli taneciklere sahip zeminlerde oluşur. Mika-kuartz, silt-kil karışımlarında yapılan deneyler kritik bir kil oranı olduğunu ve bu oran altında kile sahip zeminlerde kayma yüzeyi oluşmayacağını göstermiştir. Kayma yüzeyi oluşmazsa zeminin mukavemeti sabit kalır.

#### **1.4. Kohezyonlu Zeminlerde Çatlakların Etkisi**

Kohezyonlu zeminlerde oluşan dairesel kaymaların özelliklerinden biri, şev tepesinin bir miktar ötesinde düşey çatlakların belirmesidir. Bu çatlaklar, kama kaymalarında  $2c/\gamma$  derinliğine erişebilir. Bu derinliğin üstünde, kayma mukavemeti meydana gelmez. Bu bakımdan çatlakların etkisi ile daire yayı BDC'

halini alarak kısılır ( Şekil 1.1 ) ve  $\theta$  küçülerek  $\theta'$  olur. Ayrıca çatlaklar yağmur suyu ile dolarak kaydırıcı ilave bir kuvvet doğurur.

Bu çatlakların hesaba alınmasının güvenlik sayısı üzerindeki etkisinin çok küçük olduğu görülmüştür. Bu bakımdan genellikle ihmal edilirler.



Şekil 1.1. Gerilme çatlakları ile dairesel kayma

### 1.5. Güvenlik Sayısı

Efektif gerilme analizinde bir kayma yüzeyi boyunca yer alan göçme kayma mukavemetinin,  $\tau = c' + (\sigma - u) \tan \phi'$  bağıntısı ile ifade edilir. Denge şartlarında harekete geçen kayma mukavemeti kohezyon ve sürtünmeden ibarettir. Böylece muhtemel bir kayma yüzeyi üzerindeki kayma gerilmesi,

$$\tau = \frac{c'}{F_{sc}} + (\sigma - u) \frac{\tan \phi'}{F_s} \quad (1.1)$$

olur. Burada  $F_s$ , güvenlik sayısını belirtmektedir. Kolaylık sağlamak bakımından, güvenlik sayısı hem kohezyon hem de sürtünme için aynı kabul edilebilir.

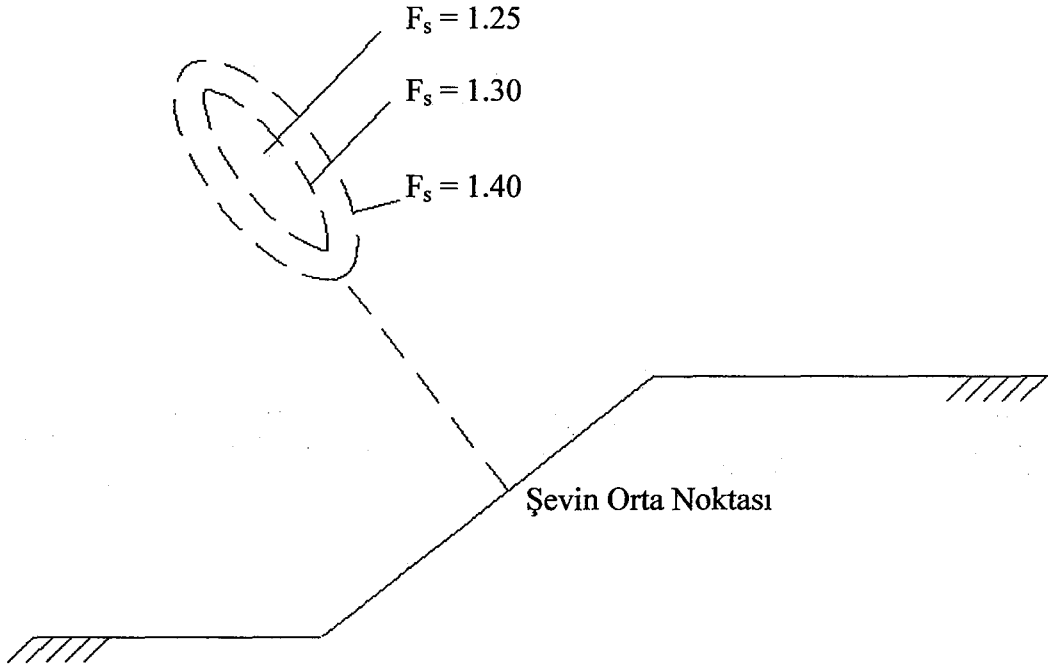
Her kayma yüzeyi üzerinde  $\sigma$  ve  $u$  değerleri ile genellikle  $c'$  ve  $\phi'$  değerleri noktadan noktaya değişir. Bu bakımdan, kuvvetlerin dönme noktasına göre olan momentlerinin göz önüne alınması gibi değişik bir güvenlik sayısı kavramı genellikle kullanılır. Şevi kaydıran moment, kayması muhtemel zemin ağırlığından, karşı koyan moment de kayma yüzeyi boyunca etkiyen kayma mukavemetinden doğmaktadır. Güvenlik sayısı, maksimum karşı koyan momentin kaydırmaya çalışan momente oranı olarak tanımlanır. Aynı işlem toplam gerilme analizinde de uygulanır. Bu analizde  $c'$  ve  $\phi'$  yerine  $c_u$  ve  $\phi_u$  konulur,  $u$  ise ihmal edilir.

#### 1.6. Kritik Kayma Yüzeyinin Yeri

Şekil 1.2 de seçilen bir seri kayma dairesi için güvenlik sayılarının hesaplandığı üniform kohezyonlu zemindeki bir şeve ait örnek görülmektedir. Şekildeki kesik çizgili eğriler, aynı ( $F_s$ ) güvenlik sayılarının elde edildiği kayma dairelerinin merkezlerinin geometrik yeridir. Bu basık eğrilerin aksı, şev yüzüne tam dik değildir. Aranılan daire merkezinin yeri şeve dik değil, fakat yanal doğrultuda daha kritik olmaktadır.

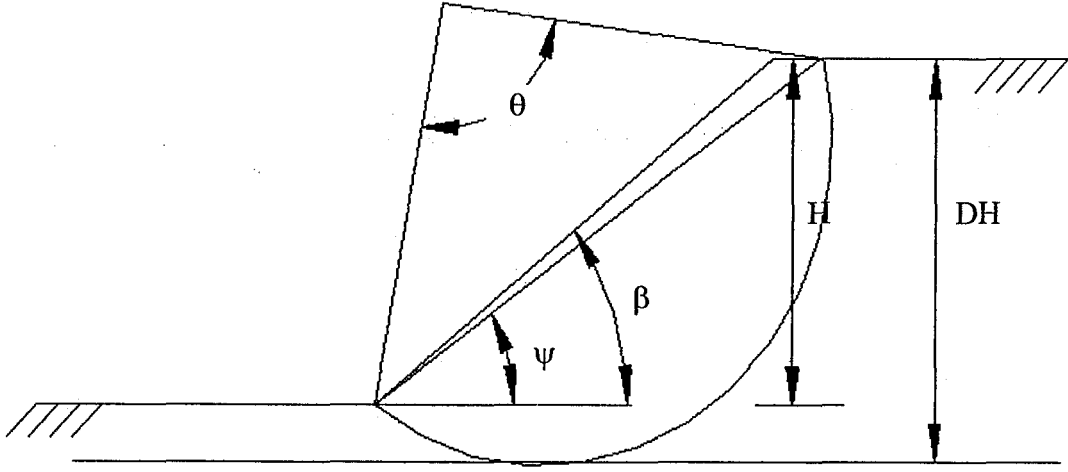
Çizelge 2.1 de,  $\phi$  dairesi yöntemi analitik çözümünün toplam gerilmelere dayanılarak uygulanmasıyla yapılmış çok sayıdaki araştırma sonuçlarından Taylor'un derlediği veriler görülmektedir. Şevin topuğundan geçen en tehlikeli dairesel yayın merkezi Şekil 1.3(a) da gösterildiği gibi  $\psi$  ve  $\phi$  açıları ile belirlenir. Çeşitli şevler için, bu açıların ve kayma mukavemeti açılarının değerleri tabloda verilmiştir. Tablonun altıncı kolonu, şevin H yüksekliğine bağlı olarak, şev topuğunun altında kayma dairesinin en büyük derinliğini gösterir. Bu seviyenin üstünde daha sert bir zemin tabakasının varlığı, genellikle kayma yüzeyinin nüfuz edebileceği derinliği sınırlar, ve bu suretle kritik eğri bu tabakanın yüzüne değen bir daire olur. Tablodaki son kolon, bir sonraki konuda açıklanan stabilite sayısını göstermektedir.

$\beta$ ,  $53^\circ$  den küçük ve  $\phi$  sıfır veya daha küçük olduğu zaman, en tehlikeli daire, topuğun altından geçer ( Şekil 1.3 b ). Fellenius'a göre bu dairenin merkezi, şevin orta noktasından çizilen düşey doğru üzerinde bulunur. Burada da, kayma yayı derinliği, genellikle şev tabanının altında belirli bir derinlikteki kaya veya başka sağlam bir tabakanın varlığı ile sınırlanır. Daha tehlikeli bir dairenin topuk altından geçmesi ihtimalinin olduğu hallerde topuktan geçen en tehlikeli daireye ait değerler tabloda parantez içinde verilmiştir.

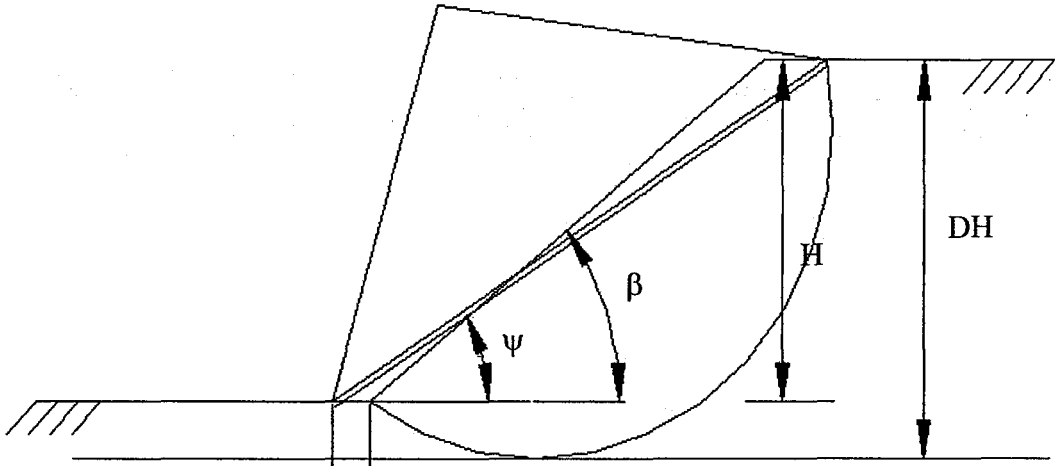


Şekil 1.2. Kayma dairelerinin merkezleri

Yukarıda verilen değerlerin hesaplandığı, basitleştirici bütün şartları pratik problemlerde bulmak mümkün olmaz. Zeminin özellikleri genellikle farklı seviyelerde değişir ve kesit her zaman üst ve altta yatay düzlemlerle sınırlanan düzgün, basit bir şev olmaz. Bununla beraber, Çizelge 2.1 de verilenler, tecrübeden edinilenlerle beraber, verilen bir problemdeki en tehlikeli kayma yüzeyini bulmak için yapılması gerekli işi azaltır.



(a)



(b)

Şekil 1.3. Kritik kayma yüzeyinin yeri

## 2. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

### 2.1. Limit Denge Yöntemleri

Şev stabilitesi analiz yöntemlerinin önemli bir kısmını oluşturan limit denge yöntemleri Coulomb göçme kriterini esas alarak, göçme yüzeyini doğrusal çizgi, dairesel yay, logaritmik spiral veya diğer yüzeylerden birisini kabul etmektedir. Hesapların başlangıcında şevin serbest cisim diyagramı üzerinde bilinen veya kabul edilmiş olan kuvvetler gösterilir ve denge konumu için zeminin kayma direnci bulunur. Kayma direncinin hesaplanmasında zeminin geçerli kayma mukavemeti ile tahmin edilen mukavemeti karşılaştırılarak güvenlik sayısı değeri elde edilir.

Kayma dairesi çözüm yöntemlerinden Culmann yöntemi ve sürtünme dairesi yöntemi (Taylor, 1948) kayan kütle için tümünü gözönüne almaktadır. Bir diğer yaklaşım ise kayan kütle için dikey dilimlere bölmek ve herbir dilimin dengesini gözönüne almaktır. Dilimlere bölerek hesap yapılması yaklaşımına göre çok sayıda yöntem bulunmaktadır. Bunlardan en uygun çözüm verenleri İsveç Dairesi yöntemi ve Bishop (1955) yöntemidir. Eğer göçme yüzeyi bir veya birden fazla düz çizgi ile sınırlandırılabilirse bu tip göçme analizlerinde Kama yöntemi kullanılmaktadır, Seed ve Sultan (1967) ve Lambe ve Whitman (1979).

Limit denge yöntemlerinde temel kabul, göçme yüzeyini öngörmek ve bu yüzey üzerine kuvvetleri etki ettirmektir. Çoğunlukla da kuvvetler, dilimler üzerinde hesaplanarak çözüme gidilmektedir. Limit denge yöntemleri ile analiz, şevlerin stabilitesi hesabında çok geniş olarak kullanılmakta, zemin bünyesindeki süreksizliklerde hesaplamalara katılmaktadır.



### 2.1.1. Limit Denge Metotlarında Temel Dört Adım

Analizde kullanılacak yöntemi belirlemeden önce şu dört adım izlenmelidir ;

1. Mümkün olan kayma yüzeyi veya yüzeyleri tahmin edilmeye çalışılır. Şev içersindeki düzensizliklere, kopukluklara ,halihazırda bulunan kayma yüzeylerine, katmanlaşmaya, homojenlik derecesini ,çekme çatlaklarına ,yarıklara özellikle dikkat etmek gerekmektedir. Homojen zeminli ve sürekli zeminler başka sebepler yoksa dairesel kayma yüzeyine sahiptir. Dolgularda ise yapım yöntemi, farklı malzemelerden oluşan katmanlar ve temelin yapısı muhtemel kayma yüzeyini tahmin edebilmek için önemlidir.

2. Varolan kayma yüzeyindeki ilk kaymayla yenilenmesi muhtemel olan kaymalar ayırt edilmelidir. Önceden oluşmuş hareketli bölgelerde de artık mukavemet değerleri kullanılmalıdır.

3. Kohezyon ve sürtünmeye göre bulunan güvenlik sayısı değerleri incelenir, mümkünse geri analiz yöntemiyle mukavemet parametreleri karşılaştırılır ve bu parametrelerde boşluk suyu basıncını güvenilirliği test edilmelidir. Jeolojik detaylar incelenerek artezyen basınçları ve değişken seviyeli yer altı su seviyeleri tespit edilmelidir.Su seviyesinin düşmesi,yükselmesi ve sızıntı miktarı incelenmelidir.

4. Efektif veya toplam gerilmelerin kullanılıp kullanılmayacağı incelenmelidir.Analizin kısa vadeli veya uzun vadeli mi olduğu , uzun vadede boşluk suyu basıncı değerlerinin ne kadar güvenilirliği olduğu ve boşluk suyu basıncının arazide incelenip incelenemeyeceği önemlidir.

### 2.1.2. Analiz Yönteminin Seçimi

Zeminin geometrisi, zemin içindeki katmanlaşma yapısı, kayma yapısının şekli genellikle analiz için kullanılacak yöntemi belirler. Genelde bulunan güvenlik sayısının güvenilirliğinden emin olmak için diğer yöntemlerde kullanılır.

1. Uzun, homojen ve kayma yüzeyi zemin yüzeyine paralel olan şevlerde basit sonsuz şev çözümleri yeterlidir.

2. Sığ, uzun düzlemsel kayma yüzeylerinde (zemin yüzeyine paralel olmayan) basitleştirilmiş Janbu Yöntemi güvenli sonuçlar vermektedir

3. Düzlemsel kayma yüzeyine sahip olan şevlerde blok analiz kullanılabilir. Daha hassas çözümler için GLE kullanılabilir.

4. Kayma yüzeyine yaylar veya dairelerle yaklaşım yapılabiliyorsa stabilite kartlarıyla ön çalışma yapılmalıdır. Daha hassas çözümler için Basitleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılabilir.

5. Gelişigüzel şekle sahip şevlerde basitleştirilmiş Janbu Yöntemiyle ön çalışmalar yapılabilir. Daha hassas çözümler için geliştirilmiş Janbu, Spencer, Morgenstern-Price ve Sarma Yöntemleri kullanılabilir.

Limit denge Yöntemleri şev stabilitesinde ve diğer geoteknik problemlerde oldukça etkin çözümler için sunmasına rağmen sistem kendi içinde bazı zayıf yönler barındırmaktadır.

Bunlar ;

1. Kaymanın yeni başladığı durumlarda güvenlik sayısı 1 kabul edilmektedir. Oysa güvenlik sayısı jeolojik oluşumlar ,malzeme parametreleri , boşluk suyu basıncı gibi pek çok değişkene bağlıdır.

2. Güvenlik sayısının tüm kayma yüzeyi boyunca sabit olduğunu varsaymak problemi olduğundan fazla basitleştirmektedir. Özellikle zemin tabakalaşmışsa bunun gerçekleşme olasılığı çok düşüktür.

3. Zeminin gerilme-deformasyon ilişkisi ihmal edilmektedir.

### **2.1.3. Tüm Analiz Yöntemleri İçin Öneriler**

Tüm şev stabilitesi analizlerinde şunlar göz önünde bulundurulmalıdır.

1. Çekme çatlaklarının ve yarıkların varlığı tespit edilmeli, analizde ihmal edilmemelidir. Uygunsa bu çatlaklarda su olduğu varsayılabilir.

2. Hassaslık analizi bir parametreye bağlı olarak yapılabilir. Bu parametreler kohezyon, sürtünme, su tablası olabilir. Bu parametrelerin zamanla değişimi güvenlik sayısına göre çizilmelidir.

3. Mukavemet zarfı eğriselse  $\sigma'$  ve  $\phi'$  değerlerinin uygun seçilmesi oldukça önemlidir. Seçilen kesme mukavemeti değerleri analiz edilen problemin gerilim seviyelerine uygun olmalıdır. Sığ kayma yüzeylerinde  $\sigma'$  ve  $\phi'$  değerleri mukavemet zarfının düşük normal gerilmeye denk düşen kısımlarından seçilebilir. Derin kayma yüzeylerinde ise bu seçim yüksek normal gerilme değerlerinde yapılmalıdır. Mümkünse çizgisel olmayan (nonlinear) Mohr-Coulomb zarfı analizi yapılabilen programlar kullanılmalıdır.

4. Aşamalı kaymanın oluşma olasılığı göz ardı edilmemelidir. Özellikle şevin dengesini bozacak etkiler, çekme çatlakları, deformasyonlar, düzensiz gerilme-deformasyon davranışlarına dikkat edilmelidir.

5. Kesme mukavemeti parametrelerinin düşmesi, boşluk suyu basıncının artması gibi zamanla gözlenebilecek olayların gecikmiş bir kaymaya yol açabileceği de unutulmamalıdır.

#### 2.1.4. Dilim Yöntemi (İsveç Yöntemi)

İlk olarak Fellenius (1936) tarafından verilen bu yöntemde, birim kalınlıktaki zemin kütlesi Şekil 2.1.a da gösterildiği gibi, düşey dilimlere bölünür. Bu dilimlerden her biri Şekil 2.1.b de gösterildiği gibi, beş kuvvetin etkisi altında dengededir. Bu kuvvetler,

(i) dilimin ağırlığı,  $W = \gamma h l \cos\alpha$ ;

(ii) kayma yüzeyi üzerindeki N normal reaksiyonu. Bu kuvvet daneler arasındaki N' reaksiyonu ile boşluk basıncından ileri gelen U kuvvetinin toplamıdır. Boşluk basıncı oranı  $r_u$  ile gösterildiğinde,  $U = r_u \gamma h l$  olur.

(iii) kayma yüzeyi üzerinde harekete geçen kohezyon ve sürtünme mukavemeti toplamından oluşan T kuvveti,

$$T = \frac{c'l + N'tg\phi}{F_s} \quad (2.1)$$

(iv) ve (v) dilimler arasındaki  $E_n$  ve  $E_{n+1}$  reaksiyonları (N ve T kuvvetleri, dilim ağırlığı ile E kuvvetinden dolayı dilim tabanında doğan normal ve kesme kuvvetlerinin aksi tesirleridir).

Bu kuvvetlerden, W kuvvetinin şiddeti ve doğrultusu, N ve T kuvvetlerinin doğrultusu bilinmekle beraber, E kuvvetlerinin şiddeti, doğrultusu ve tatbik noktası bilinmemektedir. Bu bakımdan Şekil 2.1.c deki kuvvetler diyagramı belirsiz olmaktadır.

Tam bir çözüme ulaşmak için aşağıdaki şartlar sağlanmalıdır:

- (i) Her dilime etkileyen kuvvetler dengede olmalıdır;
- (ii) Dilimler arası reaksiyon bileşenlerinin vektörel toplamı sıfır olmalıdır;
- (iii) Bu bileşenlerin aynı düzlemdeki herhangi bir noktaya göre momentleri toplamı sıfır olmalıdır.

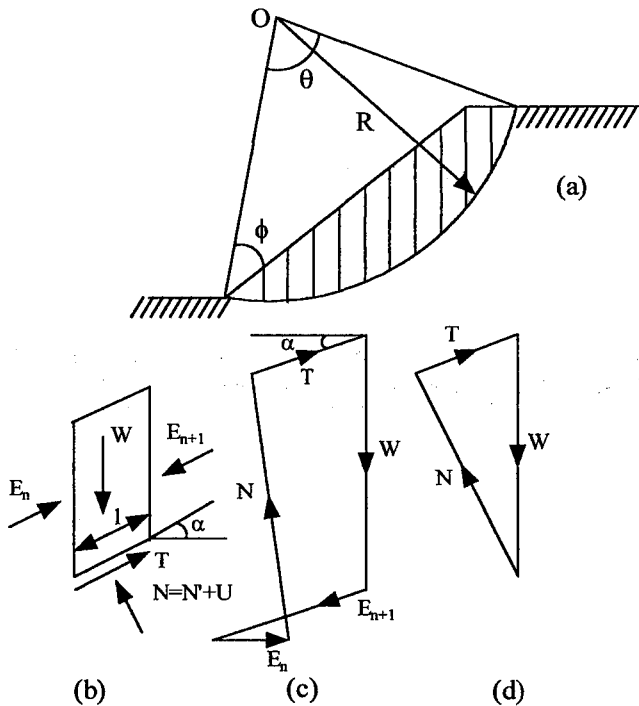
Ardışık yaklaşımlarla, bütün şartları sağlayan bir  $F_s$  değeri bulunur. Bir seri kayma yüzeyi seçilerek en küçük  $F_s$  değerinin belirlenmesi için bu hesapların yapılması uzun ve yorucu olduğundan bir program kullanılması uygundur. Daha kolay bir çözüm Bishop tarafından verilmiştir. Bu çözümde, dilimler arası kuvvetlerin yatay olduğu kabul edilmiştir. Diğer bir deyimle, her dilimdeki bu kuvvetlerin düşey bileşenlerinin dengelendiği kabul edilmiştir. Burada da  $F_s$  değerinin bulunması için deneme yapılması gerekir. Ancak, sadece momentlere ait denge denkleminin çözülmesi söz konusudur. Hesapları basitleştiren bu kabullerle yapılan hatanın yüzde bir değerini geçmediği söylenebilir. Spencer tarafından geliştirilen diğer yöntemde, her dilime etkileyen dilimler arası iki kuvvetin paralel olduğu kabulüdür. Ancak bu kabulde hem kuvvetlerle hem de momentle ilgili denge şartlarının sağlanması gerekir.

### **2.1.5. Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi**

İlk olarak Bishop (1955) tarafından ileri sürülen basitleştirmede, her dilime etkileyen yatay (E) kuvvetlerinin yaklaşık olarak her dilimde dengelendiği kabul

edilmektedir. Bu durumda kuvvetler çokgeni, Şekil 2.1.d de gösterilen şekli alır ve problem statik olarak tamamen belirgin olur.

Çoğu hassas analizlere kıyasla, bu kabulün yapılması genellikle güvenlik sayısının daha küçük elde olunmasına neden olur. Bu fark,  $r_u$  boşluk basıncı oranının yüksek olması halinde daha da büyür. Bu fark ekonomik açıdan zararlı olabilir. Basitleştirilmiş yöntemin kullanılıp kullanılmamasına karar verilmesinde, hesapta kullanılan değerlerin muhtemel hatası yanında, zeminin üniform olmaması ve kayma yüzeyinin dairesel şekilden sapması göz önünde tutulmalıdır. Basitleştirilmiş yöntemde hesaplar aşağıdaki belirtilen şekilde yapılır. Zemin diliminin dengesi Şekil 2.1.b deki gibi gösterilebilir. Kaymayı doğurmaya çalışan kuvvetler  $W$  dilim ağırlıkları ( $O$  noktası düşeyinin solundakilerin kaymaya karşı duracakları düşünülmelidir) veya  $W$  kuvvetlerinin dilim tabanına teğet ( $T$ ) ve normal ( $N$ ) bileşenleridir. Karşı duran kuvvet, kohezyon ile zemin kütlesi ağırlığının  $N$  normal bileşeninden doğan sürtünme mukavemetinin toplamından oluşan kayma mukavemetidir. Normal kuvvette gerektiğinde boşluk basıncı için düzeltme yapılır.



Şekil 2.1. Dilim Yöntemi

Dilimin ağırlığı  $W=\gamma h l \cos^2 \alpha$  dır. Burada  $\alpha$  dilim tabanının yatayla kapadığı açıdır (bu açı, dilim tabanı ortasını O noktasını bağlayan doğrunun düşeyle kapadığı açıya eşittir). Normal bileşen N ise  $W \cos \alpha = \gamma h l \cos^2 \alpha$  dir. u boşluk basıncının bulunması halinde, efektif basınç  $\gamma h \cos^2 \alpha - u$  ve efektif normal kuvvet,

$$N' = \gamma h l \cos^2 \alpha - ul \quad (2.2)$$

olur. Normal bileşen O noktasından geçtiğinden, kaydırmaya çalışan moment, teğet T bileşeni ile R moment kolunun çarpımıdır. Bu suretle toplam kaydıran moment  $R \sum T$  olur ( $T=W \sin \alpha$ ).

Dilim tabanında mümkün olabilecek en büyük karşı koyan kuvvet (kayma mukavemeti)  $c' l + N' \operatorname{tg} \phi'$  olup bunun O noktasına göre momentini  $R(c' l + N' \operatorname{tg} \phi')$  dir. En büyük toplam karşı koyan moment ise bütün dilimlere ait momentlerin toplamı olup,

$$R \sum (c' l + N' \operatorname{tg} \phi') = R(c' \sum l + \operatorname{tg} \phi' \sum N') \quad (2.3)$$

dır. Böylece güvenlik sayısı,

$$F_s = \frac{c' R \theta + \operatorname{tg} \phi' g \sum N'}{\sum T} \quad (2.4)$$

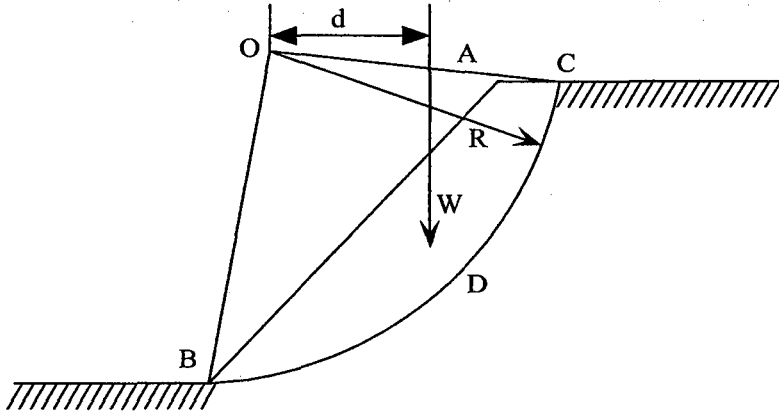
olur. Dilim ağırlıkları, hesapla veya alanların planimetri ile ölçülmesi sonucu bulunarak, Şekil 2.1.d gösterildiği gibi kuvvetler üçgeninin N ve T değerleri elde olunur. Seçilen her kayma dairesi için bu hesaplar bir tablo halinde toplanarak en küçük güvenlik sayısı bulunur.

Toplam gerilme analizinin kullanılması halinde de benzer işlemler yapılır. Burada  $c'$  ve  $\phi'$  yerine  $c_u$  ve  $\phi_u$  katsayıları kullanılır ve her elemanın toplam normal bileşeni  $N' = \gamma h l \cos^2 \alpha$  dir. Daha kesin analizlerde her dilimde kaymaya karşı duran kuvvetlere aynı güvenlik sayısı uygulanır. Basitleştirilmiş yöntemin

kullanılması halinde, dilimler arasındaki kuvvetler ihmal olduğundan, bu kabul tam olarak geçerli olmaz. Şevin tamamı için güvenlik sayısı, kayma ihtimali olan zemin kütlelerinin stabilitesinden hesaplanır.

### 2.1.6. $\phi = 0$ Kabulü

Suya doymuş killerdeki kaymaların analizinde çoğu zaman, drenajsız kesme deneyindeki şartların yaklaşık olarak bulunduğu ve bu bakımdan  $\phi$  kayma mukavemeti açısının sıfır olarak alınabileceği kabul olunur. Bu kabulün hesapların basitleştirilmesinde faydası vardır.  $c_u$  nihai kohezyonu, serbest basınç deneyinden veya çok yumuşak killerde arazide yapılan Veyn deneylerinden elde olunabilir. Yumuşak killerde bir seri kayma göçmesi üzerindeki araştırmalardan " $\phi=0$  kabulünün", akla yakın doğrulukta bir güvenlik sayısının belirlenmesinde genellikle uygun olduğu görülmüştür, Şekil 2.2. Yalnız gerçek kayma yüzeyi genel olarak teorik kayma yüzeyi ile aynı değildir.



Şekil 2.2. Dairesel Kayma Analizi

$\phi=0$  kabulünün yapılması halindeki basitleştirilmiş işlem aşağıdaki gibidir. İlk olarak ACDBA alanının ağırlık merkezinin O merkezinden olan yatay  $d$  uzaklığı bulunur, (Şekil 2.2.) Bu, alanın aynı biçimdeki şablonunu çıkarmak ve ağırlık merkezinin bulunması için, bunu çeşitli noktalarda asmak ve her durumda düşey doğruları çizmek suretiyle yapılabilir. Bir integratör kullanılarak, ölçekli şekilden

d uzaklığını, ACDBA alanını ve aynı zamanda O ya göre momenti kolayca bulmak mümkündür. Silindirik kayma yüzeyi boyunca, kaymaya sebep olan kaydırıcı moment W.d olur. Burada, W, kayan ACDBA hacminin birim kalınlığının ağırlığıdır.

Kaymaya karşı koyan moment, silindirin yarı çapı ile BCD yüzeyi boyunca meydana gelen kayma mukavemetinin çarpımıdır. ( $\phi=0$ ) kabulünde, kayma yüzeyinin herhangi bir kısa uzunluğunda meydana gelen maksimum kayma mukavemeti, o noktadaki basınca bağlı değildir ve dolayısıyla o kayma yüzeyi parçası üzerindeki materyalin ağırlığından bağımsızdır. Kohezyonlu bir zeminde, maksimum kayma mukavemeti,  $c_u$  kohezyonuna eşittir ve L kayma yüzeyinin bütün uzunluğu boyunca sabittir. Bu direnç kuvvetinin moment kolu, kayma yüzeyinin bütün parçaları için sabit ve R'e eşittir. Kaymayı önleyen karşı koyucu moment, böylece bir,  $c_uLR$  maksimum değerine ulaşır. Bu, zeminin yalnız koheziv özelliğine ve kabul edilen kayma yüzeyinin biçimine bağlıdır. L uzunluk ifadesidir. Buradan maksimum karşı koyucu moment,  $c_uR^2\theta$  olur.

Kaydırıcı moment W.d olup kaymaya karşı güvenlik sayısı,

$$F_s = \frac{c_u R^2 \theta}{Wd} \quad (2.5)$$

olur.

En düşük  $F_s$  değerinin bulunması için başka kayma daireleri de çizilerek hesaplar tekrarlanır.

Yukarıdaki basitleştirilmiş yöntemde,  $c_u$  değerinin bütün kayma yüzeyi boyunca sabit olduğu kabul edilmiştir. Oysa pratikte  $c_u$  değeri genellikle derinlikte değişir. Bu bakımdan ortalama bir değer kabulü gerekir. Aksi halde, güvenlik sayısı dilim yöntemi kullanılarak,

$$F_s = \frac{\sum c_u l}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.6)$$



bağıntısından hesaplanır.

$\phi=0$  olması ve dairesel kayma yüzeyinin kabulü halinde, dilimler arasındaki kuvvetlerin ihmal edilmesinin sonuç üzerine etkisi olmadığı görülmüştür.

### 2.1.7. $\phi$ Dairesi Yöntemi

Taylor (1948) yöntemi kayma yüzeyi üzerindeki P bileşke kuvvetinin, merkezi kayma yüzeyinin merkezi ile aynı olan  $R \sin\phi$  yarı çaplı bir daireye teğet olması kabulüne dayanmaktadır (Şekil2.3.)

BC yayının uzunluğunu L ve bu yayın kirişinin uzunluğunu  $L_1$  ile gösterelim dl uzunluğunda bir elemanın kohezyon kuvvetinin, O ya göre momenti,  $c_m dlR$  dir. Yüzey boyunca üniform kohezyon kabulü ile, bütün elemanların koheziv kuvvetlerinin bileşeni  $C=c_m L_1$  olur. Bu, O dan bir  $\alpha$  uzaklığındadır.

$$c_m L_1 \alpha = c_m L R \quad (2.7)$$

veya

$$\alpha = \frac{LR}{L_1} = \frac{R\theta}{2 \sin \theta / 2} \quad (2.8)$$

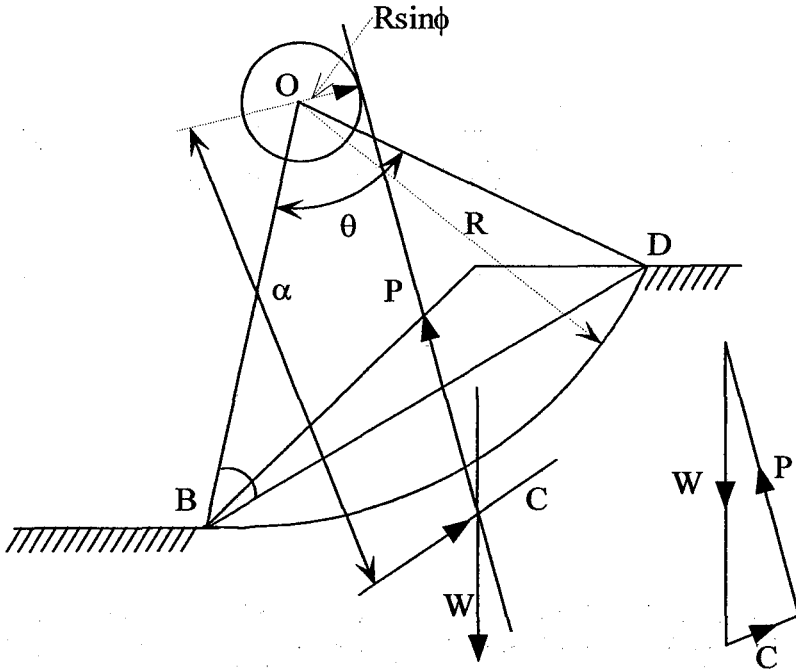
olmaktadır.

Böylece, C'nin etkime doğrultusu bulunur. Bunu W (zemin kamasının ağırlığı) ile kesim noktasından geçen ve  $\phi$  dairesine teğet olarak çizilen doğru, P nin doğrultusu belirtir. Kuvvet üçgenini çizerek, C nin değeri ve buradan denge için gerekli  $c_m$  birim kohezyonu bulunur. Kohezyon bakımından güvenlik sayısı  $c/c_m$  olur.

Bu güvenlik sayısının belirlenmesinde, denge şartlarında nihai kohezyon ve sürtünme mukavemetlerinin eşit oranlarda harekete geçtiği kabul edilmiştir. Bu bakımdan,  $\phi$  dairesinin çapı  $R \sin\phi_1$  değerine azaltılmalıdır. Burada  $\phi$  değeri  $G_s \tan\phi_1 = \tan\phi$  bağıntısından bulunur. Belli bir şevin stabilitesinin bu yöntemle incelenmesinde  $G_s$  değeri birkaç deneme kayma yüzeyi çizilerek bulunmalıdır. P kuvvetinin  $R \sin\phi$  yarıçaplı daireye teğet olması kabulü tam doğru değildir.

Bununla beraber bu şekilde yapılan hata küçük olup emin taraftadır. Bu hata,  $\phi$  değerinin sıfır olması ve dolayısıyla P kuvvetinin de O noktasından geçmesi durumunda ortadan kalkar.

Yukarıda belirtilen işlemlerde kayma yüzeyi üzerindeki boşluk basınçları hesaba alınmamıştır. Bunların hesaba alınabilmesi için boşluk hesaplarının kayma yüzeyine dik olarak işlendiği bir eğrinin çizilmesi gerekir. Bu durumda kayma yüzeyi parçalara bölünür, her biri üzerine gelen kuvvetler hesaplanır. Bunların toplamı, O noktasından geçecek bir U bileşkesidir. Sonra bu bileşke, C nin bulunması için W ağırlığı ve P reaksiyonu ile birleştirilir.



Şekil 2.3.  $\phi$  Dairesi Yöntemi

### 2.1.8. Spencer Yöntemi

Spencer (1967) tarafından geliştirilmiş olan bu yöntemde dilimler arası kesme kuvvetleri arasında bir bağıntı kurulmaktadır. Bu bağıntıya göre, dilimler arasında bulunan düşey kesme kuvvetlerinin, yatay normal kuvvetlere oranı bir sabit değere eşittir.

$$\frac{X_L}{E_L} = \frac{X_r}{E_r} = \tan \theta = \text{sabit} \quad (2.9)$$

Burada  $X_L$  ve  $X_r$  herbir dilimin kenarlarındaki düşey kesme kuvvetlerini,  $E_L$  ve  $E_r$  yatay normal kuvvetlerini,  $\theta$  ise dilimlerarası bileşke kuvvetinin yatayla yaptığı açıyı göstermektedir.  $\theta$ ' nın değeri hesaplamaların başında bilinemez.  $\theta$  değerini belirleyebilmek amacı ile hem kuvvet dengesine göre bir güvenlik sayısı ( $F_f$ ), hem de moment dengesine göre bir güvenlik sayısı değeri ( $F_m$ ),  $\theta$ ' nın değişik değerleri için çözümlenir. Sonuçta  $F_f=F_m$  olduğu anda,  $\theta$ ' nın değeri istenilen cevaptır.

Her bir dilimin özağırlığı, hesaplanarak veya planimetre ile alan ölçümü yapılarak bulunur. Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı  $\alpha$  ölçülür ve daha sonra dilim üzerindeki düşey kuvvet dengesinden,

$$W = N \cos \alpha + T \sin \alpha \quad (2.10)$$

dilimin tabanındaki kayma gerilmesi değerinden

$$T = \tau L / F_s \quad (2.11)$$

eşitlikleri elde edilmektedir.

Dilimin tabanına etki eden normal basınç gerilmesinin değeri ise

$$\sigma = \frac{N}{L} = \frac{W}{b} = \frac{\tau \tan \alpha}{G_s} \quad (2.12)$$

eşitliğinden bulunmaktadır.

Böylece,

$$\tau = \frac{c + W/b \tan \theta}{1 + (\tan \alpha \tan \theta)/G_s} \quad (2.13)$$

olur.

E kuvvetleri yatayda dengede olduklarına göre O merkezine göre momentleri toplamı sıfırdır. Diğer kuvvetlerin O merkezine göre momentleri alındığında,

$$\sum W.X = R \sum T = R \sum (\tau.L/G_s) \quad (2.14)$$

eşitliği elde edilir. Burada X, herbir dilimin (W) özağırlığının O merkezine olan dik uzaklığını göstermektedir.

Güvenlik sayısının

$$G_s = \frac{R \sum \tau L}{\sum WX} \quad (2.15)$$

olarak elde edileceği açıkça görülmektedir.

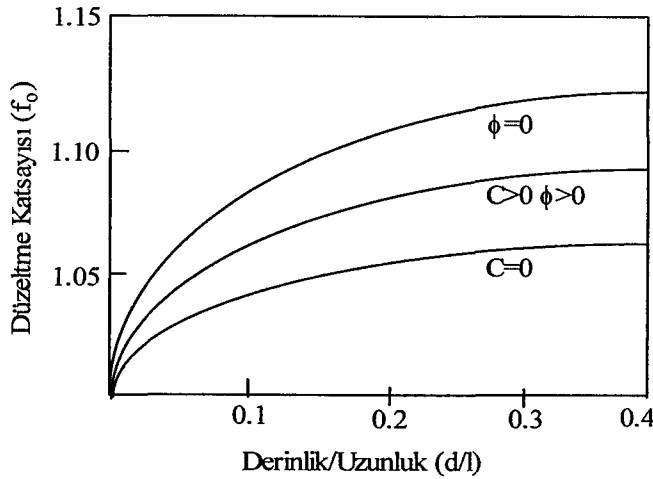
Bu yöntemde söylenmesi gereken ilginç bir durum ise  $\theta$  değerleri değiştikçe  $F_f$  değerlerindeki değişimin,  $F_m$  değerlerindeki değişime göre çok daha hızlı olduğudur.

### 2.1.9. Janbu Basitleştirilmiş Yöntemi

Janbu et. al. (1956) tarafından kayma yüzeyleri için dilimler arası kesme kuvvetlerinin (düşey kuvvetler) sıfır kabul edildiği basit bir analiz tariflenmiştir. Kesme kuvvetlerinin sıfır olması sebebi ile güvenlik sayısı sadece yatay kuvvet denge denklemini kullanarak elde edilmekte ve hesaplanmış olan güvenlik sayısı değeri ampirik bir düzeltme katsayısı ile çarpılmaktadır.

$$F_f = f_o \times F_o \quad (2.16)$$

(2.16) No.lu eşitlikte görülen  $f_o$ ; ampirik düzeltme katsayısıdır ve Şekil 2.4' de kayma mukavemeti parametrelerinin aldığı değerlere göre değişimi gösterilmektedir.



Şekil 2.4. Janbu basitleştirilmiş yöntemi için kullanılan düzeltme katsayısı (Fredlund, 1974)

Şekilden de görüldüğü gibi düzeltme katsayısı  $f_o$ ; kilin drenajsız kayma mukavemet açısına, kohezyonuna ve kayma yüzeyinin geometrisine, yani  $d/L$  oranına bağlı olarak değişmektedir. Burada  $d$  kayma dairesi dilimlerinden en derin olanının yüksekliği,  $L$  ise kayma yüzeyinin iki uç noktası arasındaki eğimli uzaklıktır.

### 2.1.10. Janbu Genelleştirilmiş Yöntemi

Janbu genelleştirilmiş yöntemi dilimler arası kesme kuvvetlerini (düşey kuvvetleri) bir noktada etki ediyor olarak gözönüne almakta ve bu noktaların bir araya getirilmesi ile bir kuvvet tepkisi doğrusu oluşturmaktadır. Düşey kuvvetlerin toplanması ile normal kuvvet denklemi elde edilmektedir. Janbu (1954), Janbu et al. (1956). Güvenlik sayısının çözümü için dilimler arası kesme kuvvetlerinden ve yatay kuvvetlerin dengesinden yararlanır.  $B$  genişliğine sahip her bir dilimin tabanının merkezine göre çevresinde bulunan kuvvetlerin

oluşturduğu momentlerin toplamından güvenlik sayısı değeri elde edilir.

$$X_r = E_r \tan \alpha_t - (E_r - E_l) t_r/b \quad (2.17)$$

(2.17) No.lu eşitlik bir dilimin sağ tarafına ait kesme kuvvetinin değerini vermektedir. Burada;

$\alpha_t$ : bir dilimin sağ tarafındaki tepkinin doğrultusunun yatay ile yaptığı açı,

$t_r$ : bir dilimin sağ tarafındaki tepkinin doğrultusu ile dilimin tabanı arasındaki düşey uzaklıktır.

Ayrıca her bir dilimin üzerine yatay yönde etki eden kuvvetlerin toplanması ile elde edilen eşitlikte aşağıda görülmektedir.

$$E_L - E_r = T_m \cos \alpha - N \sin \alpha \quad (2.18)$$

Burada;

$T_m$ : her bir dilimin tabanında uyanmış kesme kuvvetinin değerini,

$N$ : her bir dilimin tabanına etkiyen normal kuvvetin değerini göstermektedir.

Janbu genelleştirilmiş yöntemi moment dengesinin kullanıldığı, başka bir deyişle de her bir dilim üzerindeki kuvvetlerin toplamının gözönüne alınarak kayma dairesinin özel bir şeklinin çözümlenerek güvenlik sayısının elde edildiği bir yöntemdir. Bu yöntemle ilgili daha detaylı çalışmalar Fredlund and Krahn (1977) tarafından gerçekleştirilmiştir.

### 2.1.11. Lowe ve Karafiath Yöntemi

Lowe ve Karafiath (1960) Yöntemi güvenlik sayısının değerini bir kuvvet denge denkleminde hesaplar. Dilimler arası kuvvetler dilimin kayma yüzeyinin ortasında bir noktada birbirlerine eşittirler ve dilimler arası kuvvetlerin yönleri de

gözönüne alınmaktadır.

Kuvvet ve moment dengesi güvenlik sayısını elde etmek amacı ile basit limit dengenin kuralları Lowe ve Karafiath yöntemi için de geçerlidir. Özellikle kuvvet dengesinden elde edilen güvenlik sayısını diğer yöntemlerden elde edilen güvenlik sayısı değerleri ile karşılaştırmak kolaydır. Çünkü daha önce verilen yöntemlerden bir kısmı da kuvvet dengesini kullanarak güvenlik sayısını elde etmektedirler.

### **2.1.12. Corps of Engineers Yöntemi**

Corps of Engineers yöntemi güvenlik sayısı değerini kuvvet denge denkleminde hesaplar. Lowe ve Karafiath yönteminde olduğu gibi dilimler arası kuvvetlerin yönlerini kayma yüzeyinin orta noktasında eşit kabul eder. Bunun bir anlamı da kayma yüzeyinin başlangıç ve bitiş noktaları arasında şev in orta noktasında kuvvetler birbirlerini dengelemektedirler.

Corps of Engineers yöntemi Lowe ve Karafiath yönteminde olduğu gibi bir kuvvet dengesi güvenlik sayısı hattı oluşturur. Güvenlik sayısının büyüklüğü, kuvvet ve moment dengesinden elde edilen güvenlik sayısı değerinden düşük veya yüksektir. Burada kabul edilmelidir ki kenar kuvvetlerin gözönüne alındığı güvenlik sayısı değeri moment dengesi güvenlik sayısı değerinden daha büyüktür.

### **2.1.13. Morgenstern – Price Yöntemi**

Morgenstern-Price (1965) her bir kayma dairesi diliminin tabanındaki merkez etrafındaki momentleri ve her bir dilimin tabanındaki normal ve teğet kuvvetlerin toplamını kullanarak güvenlik sayısı için çözüm getirmektedirler. Denklemler sonsuz küçük kalınlıklı bir dilim için yazılmaktadır. Kuvvet ve moment denge denklemleri birleştirilerek güvenlik sayısının çözümü için bir modifiye Newton-Raphson nümerik analiz yöntemi kullanılmaktadır. Dilimler arasındaki kesme ve normal kuvvetlerin yönleri gözönüne alınarak ve bu kuvvetler arasında tipik bir fonksiyon kurularak güvenlik sayısının değeri elde edilmektedir. Kuvvetler arasında kurulan tipik fonksiyonun şekli;

$$\tan\theta = X/E = \lambda f(x) \quad (2.19)$$

olmaktadır.

Verilmiş olan eşitlikte;

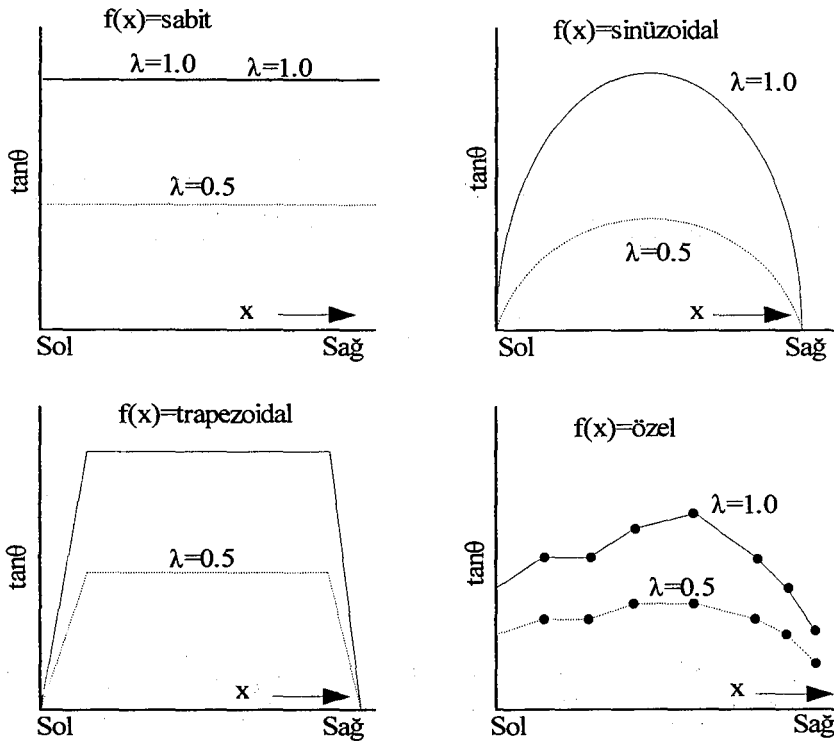
X : her bir dilimin kenarındaki kesme kuvveti

E : her bir dilimin kenarındaki normal kuvvet

$\theta$  : kayma kütlesi üzerindeki sisteme göre değişen açı

$f(x)$  : kayma kütlesi üzerindeki X/E değişiminin fonksiyonu

$\lambda$  : güvenlik sayısının çözümünde kullanılan fonksiyonun şekline bağlı bir sabit sayıdır.



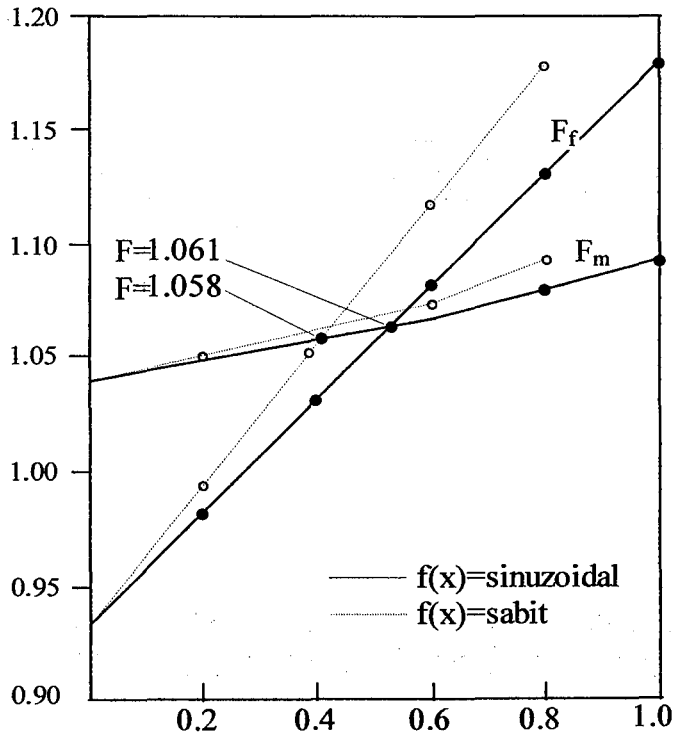
Şekil 2.5. Morgnestern-Price yönteminde dilimler arası kuvvetlerin yönlerinin gözönüne alındığı tipik fonksiyonlar (Fredlund ve Krahn, 1977).

(2.19) No.lu eşitlik için iki özel durum söz konusu olmaktadır. Bunlardan



ilki  $f(x)=0$  çözümüdür ki bu durumda basitleştirilmiş BISHOP yönteminin benzeri bir çözüm, ikincisi ise  $f(x)=\text{sabit}$  çözümüdür ki SPENCER yönteminin benzeri bir çözüm oluşmaktadır. Morgenstern-Price yönteminde kullanılmakta olan tipik fonksiyonlar Şekil 2.5'de gösterilmektedir.

Güvenlik sayısının elde edilmesinde kullanılan kuvvet denge denklemleri ve moment denge denklemleri benzer şekilde Bishop, Spencer ve Janbu yöntemlerinde de kullanılmaktadır. Çözüm sırasında öncelikle düşey kesme kuvvetleri sıfır kabul edilmekte ve dilimler arası yatay kuvvetler hesaplanmaktadır. Daha sonra kenardaki kuvvet fonksiyonunun şekline göre  $\lambda$  değeri kabul edilerek düşey kesme kuvvetlerinin değeri belirlenmektedir.



Şekil 2.6. İki tip fonksiyon için  $\lambda$  değerinin değişimine karşılık  $F_f$  ve  $F_m$  değerleri (Fredlund ve Krahn, 1977)

Kuvvet fonksiyonunun şekli kayan kütle içerisindeki dilimler arası kuvvetlerin değişiminin belirlenmesi ile tecrübelerle dayanarak seçilmektedir ve

kuvvet dengesi güvenlik sayısı  $F_f'$  in, moment dengesi güvenlik sayısı  $F_m'$  e eşit olduğu  $\lambda$  değerinin belirlenmesine kadar hesap tekrarlanmaktadır. Şekil 2.6'da seçilmiş olan iki tip fonksiyon için  $\lambda$  değerinin değişimine karşılık  $F_f$  ve  $F_m$  güvenlik sayısı değerleri gösterilmektedir.

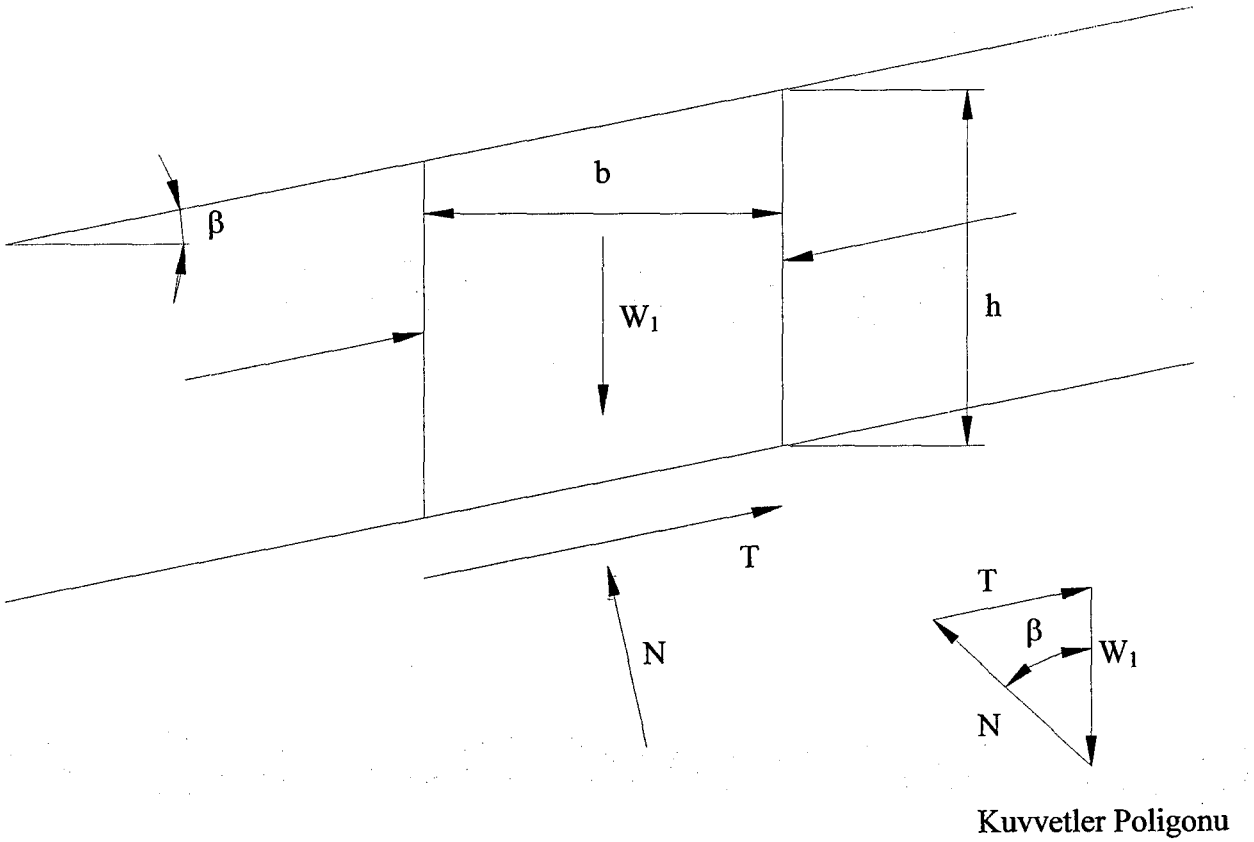
#### 2.1.14. Limit Analiz Çözümleri

Limit denge yöntemlerinde belirli bir kayma yüzeyi kabulü yapılmaktadır. Zemin mekaniğinde karşılaşılan problemlerde ise zeminin iç bünyesindeki gerilme-şekil değiştirme davranışının da kaymaya sebep olduğu görülmektedir. Dolayısıyla geliştirilmiş olan limit analiz çözümleri gerilme-deformasyon ilişkisine bağlı olarak akma kriteri ve birleştirilmiş akma kuralı kavramlarını gözönüne almaktadır. Limit analiz yaklaşımları basit ve karşılaşılabilecek çoğu durumlara uyumludur. Çözüm yöntemi elastisite ve plastisitenin iki temel teoremini; üst sınır ve alt sınır teoremlerini esas almaktadır. Üst sınır teoremine göre uygun bir göçme mekanizması bulmak gereklidir. Alt sınır teoremine göre ise tüm şartların, arazideki gerilme durumunu tam anlamıyla yansıtması gereklidir. Zemin mekaniği ve temel mühendisliğindeki farklı problemler limit analizin temel kavramları ile ilişkilendirilerek açıklanabilmektedir. Chen ve Scawthorn (1970) ve Fang ve Hirst (1970) uygulama çalışmalarında limit analizin üst sınır teoremine göre çözüm ile limit denge yöntemlerine göre çözümü karşılaştırmışlardır. Şev stabilitesi problemlerinde kayma yüzeyi önce bir doğru çizgi daha sonra ise logaritmik spiral kabul edilerek, kayma yüzeyinin topuktan veya derinden geçtiği durumuna göre farklı çözümler geliştirilmiştir. Chen (1980), Snitbhan vd. (1975), Mizuno ve Chen (1980), Zhang ve Chen (1987) ve Huang ve Chen (1990) şev stabilitesi hesaplarında Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Tresca Von Mises kırılma kriterlerini kullanmışlardır.

## 2.2. Sonsuz Şevler

Sonsuz şevler limit denge yöntemleri bakımından uygun çözüm verir. Eğer bir şev oldukça uzunsa ve zemin özellikleri genelde şev boyunca aynıysa bu şev pratik olarak sonsuz şev kabul edilebilir.

### 2.2.1. Kuru Kumdaki Sonsuz Şevler



Şekil 2.7. Sonsuz şev analizi için serbest cisim diyagramı ve kuvvet poligonu

Şekil 2.7 deki kuru kohezyonsuz denge halindeki zemin göz önüne alınırsa, Burada;

$h$ : Kayma yüzeyine kadar olan zeminin derinliği.

b: Hesaplanacak kısmın genişliği.

$\gamma$ : Zeminin toplam birim hacim ağırlığıdır.

Hesaplanacak dilimin ağırlığı ;

$$W = b \cdot h \cdot \gamma \quad (2.20)$$

olarak ifade edilebilir.

Dilimin ağırlığı Normal Kuvvet (N) ve Kesme Kuvveti (T) ile dengelenir. Bu kuvvetler arasındaki denge;

$$N = W \cdot \cos \beta \quad (2.21)$$

$$T = W \cdot \sin \beta \quad (2.22)$$

olarak ifade edilir.

Bu kuvvetler hesaplanacak dilimin taban alanına bölünürse normal gerilme ( $\sigma$ ) ve kesme gerilmesi ( $\tau$ ) bulunur.

$$\sigma' = \frac{N}{b / \cos \beta} = h \gamma \cos^2 \beta \quad (2.23)$$

$$\tau = \frac{T}{b / \cos \beta} = h \gamma \sin \beta \cos \beta \quad (2.24)$$

Sonsuz şevde güvenlik katsayısı; zeminin mukavemetinin denge için gerekli olan kesme gerilmesine oranı olarak tanımlanabilir.

Zeminin mukavemeti de;

$S = \sigma' \tan \phi'$  olarak ifade edildiğinden

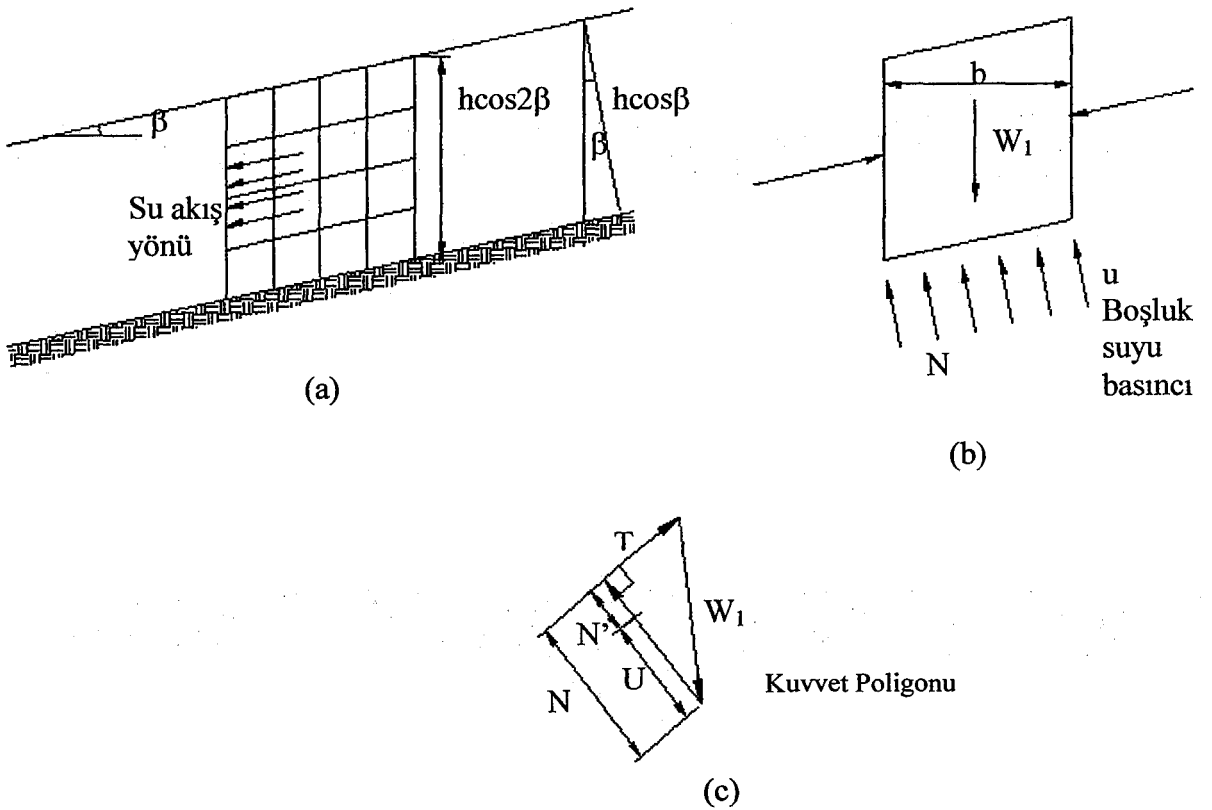
$$F = \frac{S}{\tau} = \frac{\sigma' \tan \phi'}{h \gamma \sin \beta \cos \beta} = \frac{\tan \Phi'}{\tan \beta} \quad (2.25)$$

Bu formülde güvenlik sayısı 1 olarak alınırsa  $\beta=\phi'$  olarak bulunur. Böylece kuru kohezyonsuz zeminlerdeki maksimum şev açısı elde edilir.

### 2.2.2. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Şevler (Kohezyonsuz)

Su seviyesi altındaki şevlerin hesap yöntemi temel olarak sonsuz şevlerle aynıdır. Sadece içsel gerilmeler hesaplanırken ıslak birim hacim ağırlık kullanılır. Yine de formül (2.25) 'deki  $\gamma$  değerleri birbirini götüreceğinden sonsuz şevlerdeki Güvenlik Sayısı elde edilir.

### 2.7.2.2. Su Seviyesi Altındaki Sonsuz Şevler (Kohezyonlu)



Şekil 2.8. Boşluk suyu basıncı ve kuvvetler poligonu

Yer altı suyu akışı Şekil 2.8.a 'daki gibiyse hesaplayacağımız herhangi bir dilimin denge durumu Şekil 2.8.b 'deki gibi olur. Dilimin her 2 yanındaki kuvvetler zemin ve sudan dolaydır ve eşit kabul edilebilirler. Dilimin ağırlığı toplam veya doymuş birim hacim ağırlık kullanılarak hesaplanabilir. Olası kayma yüzeyindeki boşluk suyu basıncı su akış diyagramından bulunur.

$$u = \gamma_w h \cos^2 \beta \quad (2.26)$$

Kaldırma kuvveti de;

$$U = \frac{ub}{\cos \beta} \quad (2.27)$$

$$U = \gamma_w b h \cos \beta \quad (2.28)$$

$$W_t = b h \gamma \quad (2.29)$$

$$N = W \cos \beta$$

$$N' = N - U \quad (2.30)$$

$$T = W \sin \beta$$

$$N' = b h \cos \beta (\gamma - \gamma_w) = b h \cos \beta \gamma_b \quad (2.31)$$

Önceden belirlenmiş olan dilimin tabanındaki normal ve kayma gerilmeleri ;

$$\sigma' = \frac{N'}{b / \cos \beta} = \gamma' h \cos^2 \beta$$

$$\tau = \frac{T}{b / \cos \beta} = \gamma h \cos \beta \sin \beta$$

olduğundan, zeminin kayma mukavemeti;

$$S = \tau' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.32)$$

$$S = \tau' + \gamma' h \cos^2 \beta \tan \phi' \quad (2.33)$$

Güvenlik katsayısı;

$$F = \frac{S}{\tau} = \frac{\tau' + \gamma h \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma h \cos \beta \sin \beta} \text{ olur.} \quad (2.34)$$

Eğer güvenlik katsayısını 1 kabul edip üstteki Eşitlik (2.34) h'a göre çözümlürse

$$h = \frac{\tau' \sec^2 \beta}{\gamma \left[ \tan \beta - \left( \frac{\gamma b}{\gamma} \right) \tan \phi' \right]} \text{ elde edilir.} \quad (2.35)$$

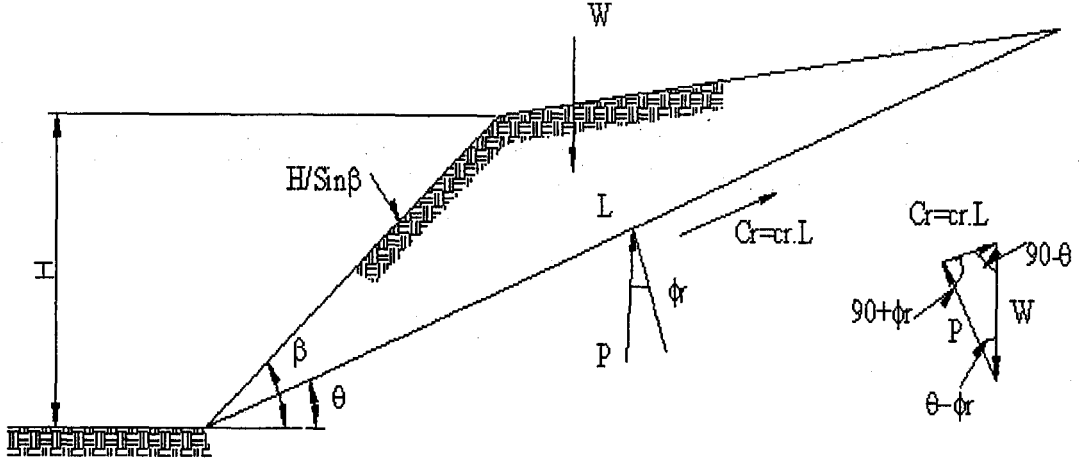
h'nin bu değeri sadece yüzeye paralel sızıntı olduğu durumlarda geçerlidir.

#### 2.2.4. Düzlem Kayma Yüzeyle Şevler

Kayma yüzeyinin düzlem şekilde olduğu şevler genelde zeminin içerisinde belirli ve zayıf bir düzlemin olduğu dolgular veya toprak depozitleridir. Örneğin, tabakalı zeminlerde kazı derine indikçe tabakalar arası kaymanın oluşabildiği rastlanan olaylardandır. Özellikle homojen zeminlerden oluşan şevlerde bu yaklaşım pek kullanılmaz. Bunun sebebiyse homojen zeminlerde bu yaklaşımın temel ögesi olan kayma düzlemine rastlama olasılığının çok düşük olmasıdır. Bu yaklaşım tarzı Culmann (1866) tarafından kullanılmaya başlanmıştır.

Şekil 2.9 daki üçgensel kamayı düşünecek olursak;

- W : Kamanın ağırlığı
- Cr : Kayma yüzeyindeki sürtünme ( $Cr = cr \cdot L$ )
- P : Normal ve sürtünme kuvvetlerinin bileşkesi



Şekil 2.9. Düzlem kayma yüzeyli şev analizi

Şekildeki poligonun çözülebilmesi için  $C_r$  ve  $\phi$  değerlerinin bilinmesi gerekir.

$$F_c = \frac{\text{Gerçek kohezyon}}{\text{Gerekli kohezyon}} = \text{Kohezyona göre güvenlik katsayısı}$$

$$F_\phi = \text{Sürtünmeye göre güvenlik} = \frac{\text{Gerçekteki } \tan\phi}{\text{Gerekli } \tan\phi}$$

Bu güvenlik katsayılarından herhangi biri 1 kabul edilip çözüm yapıldığında diğer güvenlik katsayıları 1'den büyük çıkarsa şev güvencedir. Gerçek güvenlik katsayısı ise  $F_c = F_\phi = F_s$  olduğunda bulunmuş olur.  $F_s$  deneme yanılma yoluyla bulunur. Öncelikle  $F_\phi$  'ye bir değer atanır, buradan da  $\phi_r$  bulunur. Şekil 2.13.b deki kuvvetler poligonundan  $F_c$  hesaplanır. Bu işlem  $F_\phi = F_c$  olana kadar uygulanır. Eğer zayıf düzlem açıkça belirlenebiliyorsa problemin çözümünde yukarıdaki yöntem yeterlidir.

Kayması olası zayıf yüzeyin tam olarak belirlenemediği durumlarda ise uygulanan yöntem ;



Kuvvetler poligonundan (Şekil 2.9.b)

$$\frac{C_r}{W} = \frac{\sin(\theta - \phi_r)}{\sin(90 + \phi_r)} = \frac{\sin(\theta - \phi_r)}{\cos \phi_r} \quad (2.36)$$

(Şekil 2.9.a)dan ,

$$\frac{C_r}{W} = \frac{c_r L}{\frac{1}{2} \gamma L (H / \sin \beta) \sin(\beta - \theta)} \quad (2.37)$$

Bu iki eşitlik çözüldüğünde ;

$$\frac{c_r}{\gamma H} = \frac{\sin(\theta - \phi_r) \sin(\beta - \theta)}{2 \cos \phi_r \sin \beta} \quad (2.38)$$

bulunur.

Bu eşitliğin  $\theta$ 'ya göre türevi alınıp 0'a eşitlenirse  $\theta$  (minimum güvenlik katsayısındaki  $\theta$  değeri) bulunmuş olur.

$$\theta_c = 0,5 (\beta + \phi_r) \quad (2.39)$$

Bu değeri Eşitlik (2.38) de yerine yazılırsa ;

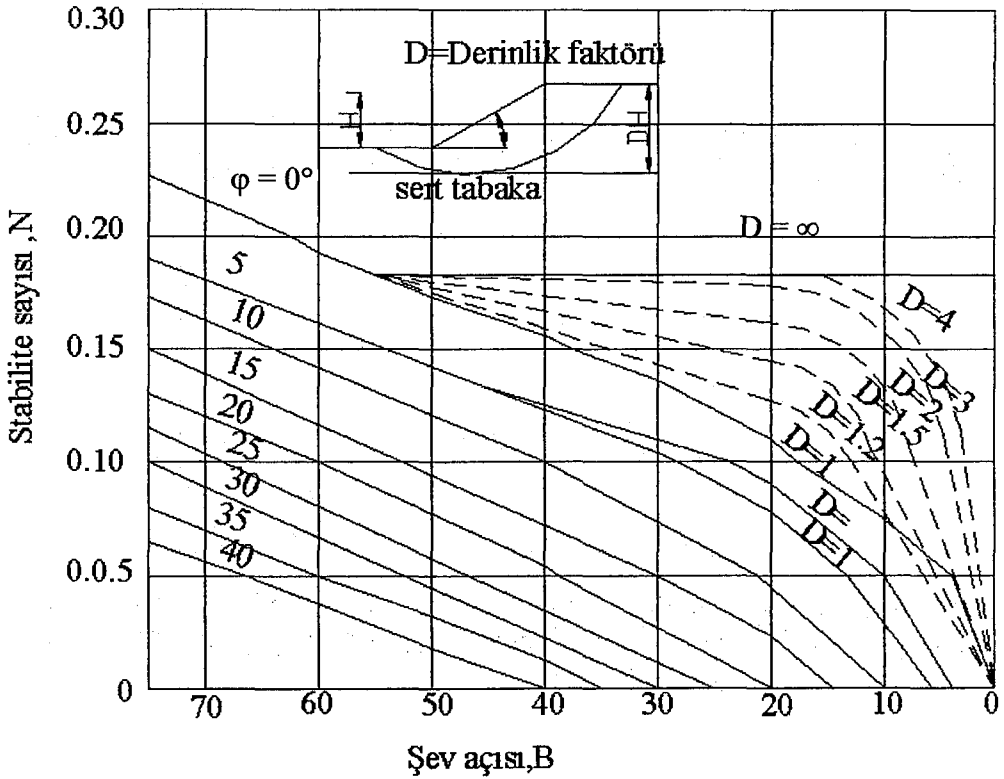
$$\left( \frac{c_r}{\gamma H} \right)_{\max} = \frac{1 - \cos(\beta - \phi_r)}{4 \sin \beta \cos \phi_r} \quad (2.40)$$

Homojen zeminlerde kritik kayma yüzeyinin düzlemsel olması ihtimali düşüktür. Bu yüzden Eşitlik (2.40) pek pratik sonuçlar vermez.

Bu yöntem toplam gerilme analizine çok uygundur. Boşluk suyu basıncı hesaplarında yer almamakta ve güvenlik sayısı toplam ağırlıklardan bulunmaktadır.

### 2.3. Stabilite Kartları

Mühendis için stabilite mekanizmasının analizi, istenen güvenlik sayısına sahip uygun bir proje yapmak yolunda sadece bir adımdır. Bu bakımdan, daha ayrıntılı stabilite analizlerinde kullanılacak şev açısı için uygun bir değerin seçilmesini sağlamak faydalıdır. Farklı yükseklik, fakat aynı eğimde bulunan geometrik bakımdan benzer şevler için, şev zeminleri aynı kayma mukavemeti açısını taşıyorsa, kritik kayma yüzeyleri birbirleri ile orantılıdır. Böylece aynı çizim ve aynı kuvvetler poligonu bütün bu benzer şevlere sadece ölçeği değiştirerek uygulanabilir.



Şekil 2.10. Taylor Eğrileri

Kohezyon kuvveti, birim  $c_m$  kohezyonu ile kayma yayı uzunluğunun çarpımına eşittir. Kayan kütle ağırlığı, bunun alanı ile birim hacim ağırlığının çarpımına eşittir. Uzunluklar, şevin H yüksekliği, alanlar ise  $H^2$  ile orantılı olduğundan  $c_m H / \gamma H^2$  veya  $c_m / \gamma H$  oranı benzer şevler için sabit olmalıdır.  $F_s$ , kohezyona göre güvenlik sayısını göstermek şartıyla,  $c_m = c / F_s$  konularak ifade  $c / F_s \gamma H$  halini alır.  $c / \gamma H$  oranı boyutsuz olup “Stabilite Sayısı” olarak isimlendirilir. Bu sayı, bilgisayarla analizlerde, programların yapılmasında çok faydalı olmaktadır. Birçok yazar, dolgu ve yarmaların avan projelerinin kolaylıkla yapılabilmesine olanak sağlayan kart ve tablolar yayınlamışlardır. Bunların içinde en tanınmış Taylor ( Şekil 2.10 ve Tablo 2.1 ) tarafından hazırlanmış olup, çeşitli kayma mukavemeti açıları için, farklı stabilite sayılarına karşılık güvenli şev açılarını vermektedir. Bu eğrilerden açıkça görülmektedir ki kohezyonlu zeminlerde güvenli şev açısı, oluşturulacak şev yüksekliğine bağlıdır. Tablo 2.1 ve Şekil 2.10 den görülebilir ki sürtünmeyi içine alan kohezyonlu bir zemin için şevin yüksekliğine karşılık, maksimum belli bir şev açısı vardır. Bununla beraber,  $\phi$  sıfır olduğu zaman bu ifade yalnız şev açısının  $53^\circ$  den büyük olması halinde geçerlidir. Topuktan geçen bir kayma dairesinden elde olunan şev açısı  $53^\circ$  den daha küçük ise sağlam tabakanın bulunduğu DH derinliğinin şevin emniyetli açısı üzerine önemli bir etkisi vardır.

Diğer taraftan, kohezyon olmadığı zaman, şev stabilitesi sürtünme direncine bağlı olup emniyetli şev açısı, yüksekliğe bağlı değildir.  $c = 0$  olduğu zaman stabilite sayısı sıfır olur ve stabilite için gerekli maksimum eğim, yükseklik ne olursa olsun, kayma mukavemeti açısına eşit olur. Stabilite sayısı bulunurken güvenlik sayısı kohezyona uygulanmıştır. Bu arada sürtünme mukavemetinin bir kısmının harekete geçmesine izin vermek doğru olur. Bu bakımdan  $\phi$  açısı, evvelce de belirtildiği gibi bir güvenlik sayısı ile bölünmelidir. Bu güvenlik sayısı bilinmiyorsa, bir değer kabul edilerek tatonman yapılmalıdır.

Çizelge 2.1. Kritik Daireler İçin Veriler

Şev Açısı $\beta$	Kayma Mukavemeti Açısı $\phi$	Kritik Daire Merkezini Belirleyen Açılar		Faktör n	Derinlik Faktörü D	Stabilite Sayısı $1/N_s = c/\gamma H$
		$\psi$	$\theta$			
90	0	47.6	30.2	-	-	0.261
	5	50.0	28.0	-	-	0.239
	10	53.0	27.0	-	-	0.218
	15	56.0	26.0	-	-	0.199
	20	58.0	24.0	-	-	0.182
	25	60.0	22.0	-	-	0.166
75	0	41.8	51.8	-	-	0.219
	5	45.0	50.0	-	-	0.195
	10	47.5	47.0	-	-	0.173
	15	50.0	46.0	-	-	0.152
	20	53.0	44.0	-	-	0.134
	25	56.0	44.0	-	-	0.117
60	0	35.3	70.8	-	-	0.191
	5	38.5	69.0	-	-	0.162
	10	41.0	66.0	-	-	0.138
	15	44.0	63.0	-	-	0.116
	20	46.5	60.4	-	-	0.097
	25	50.0	60.0	-	-	0.079
45	0	(28.2)	(89.4)	-	(1.062)	(0.170)
	5	31.2	84.2	-	1.026	0.136
	10	34.0	79.4	-	1.006	0.108
	15	36.1	74.4	-	1.001	0.083
	20	38.0	69.0	-	-	0.062
	25	40.0	62.0	-	-	0.044
30	0	(20.0)	(106.8)	-	(1.301)	(0.156)
	5	(23.0)	(96.0)	-	(1.161)	(0.110)
	5	20.0	106.0	0.29	1.332	0.110
	10	25.0	88.0	-	1.092	0.075
	15	27.0	78.0	-	1.038	0.046
	20	28.0	62.0	-	1.003	0.025
15	25	29.0	50.0	-	-	0.009
	0	(10.6)	(121.4)	-	(2.117)	(0.145)
	5	(12.5)	(94.0)	-	(1.549)	(0.068)
	5	11.0	95.0	0.55	1.697	0.070
	10	(14.0)	(68.0)	-	(1.222)	(0.023)
	10	14.0	68.0	0.04	1.222	0.023

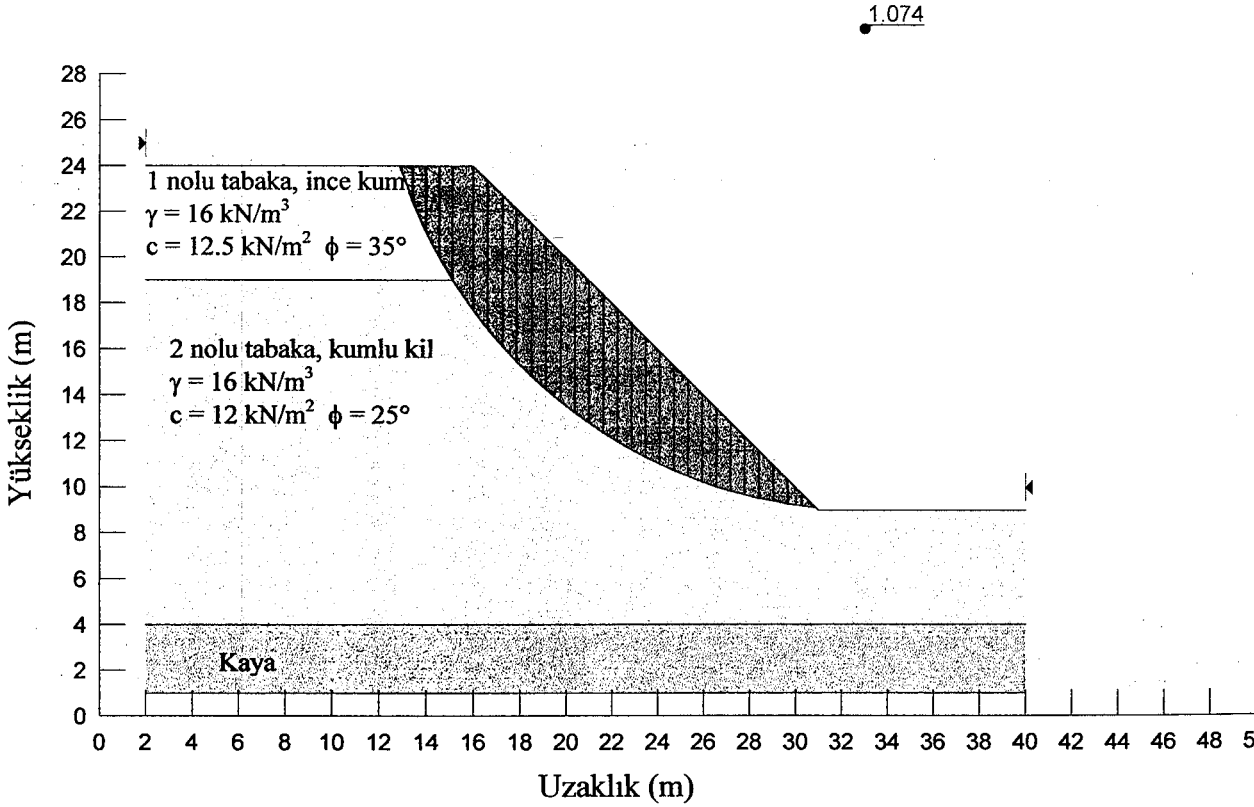
Not : Parantez içindeki değerler, topuk altından geçen daha tehlikeli bir dairenin bulunması halinde, topuktan geçen en tehlikeli daire içindir.

### 3. İKİ TABAKALI BİR ŞEVDE STABİLİTE ANALİZİ

#### 3.1. Şevin İki Ayrı Tabakadan Oluşması Durumunda Şev Stabilitesi Analizi

##### 3.1.1. Kayma Dairesinin Geçirilmesi

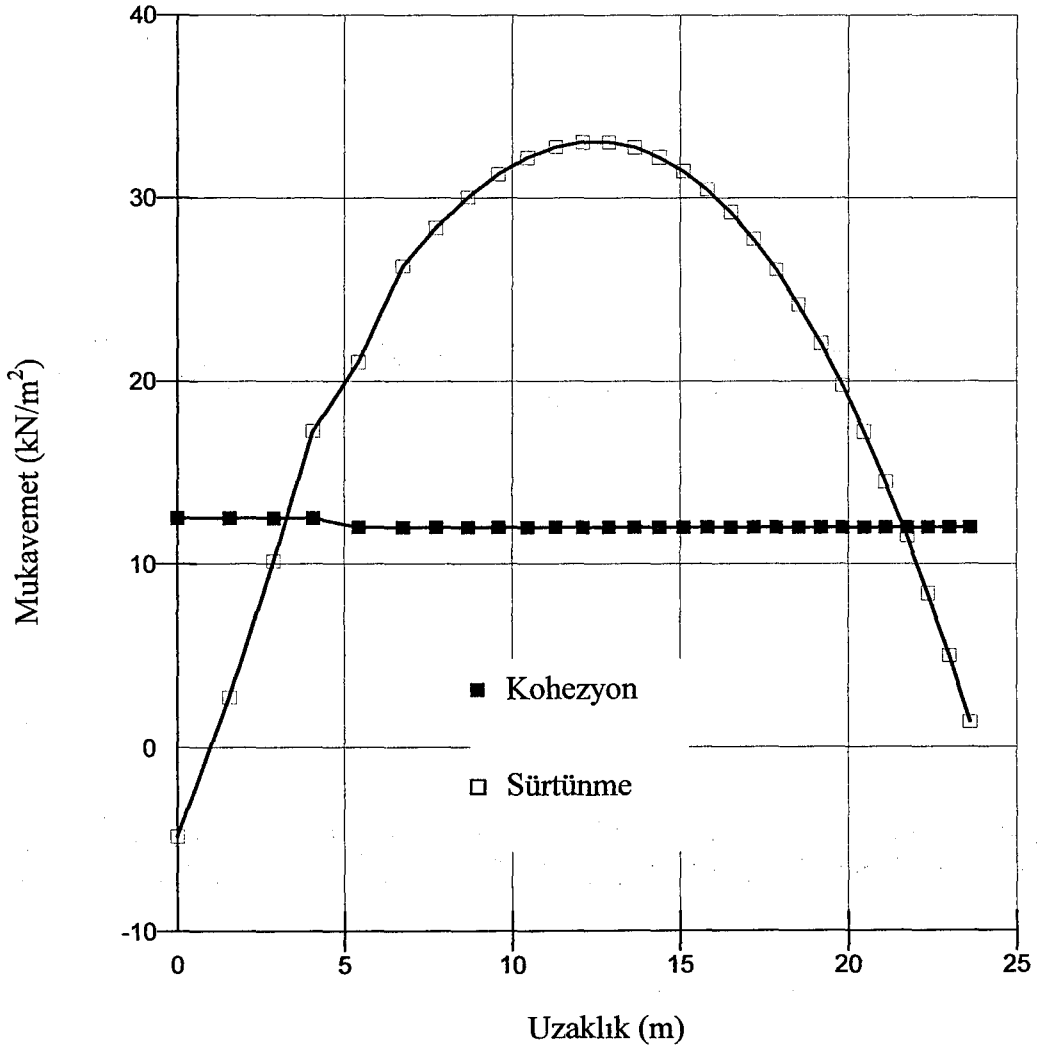
Şev stabilitesi analizinde kayan kütleli dilimlere bölerek, her bir dilimin dengesinin göz önüne alındığı Bishop Basitleştirilmiş Dilim Yöntemi çok yaygın olarak kullanılmaktadır. Şekil 3.1 de tabakalanma durumu ve zemin özellikleri verilmiş olan şevin stabilite analizi için kayma yüzeyini dairesel kabul eden Bishop Analiz Yöntemi seçilmiş ve kritik durumdaki güvenlik sayısı  $F_s = 1.074$  olarak bulunmuştur.



Şekil 3.1. Kayma dairesi

### 3.1.2. Mukavemet – Uzaklık Grafiği

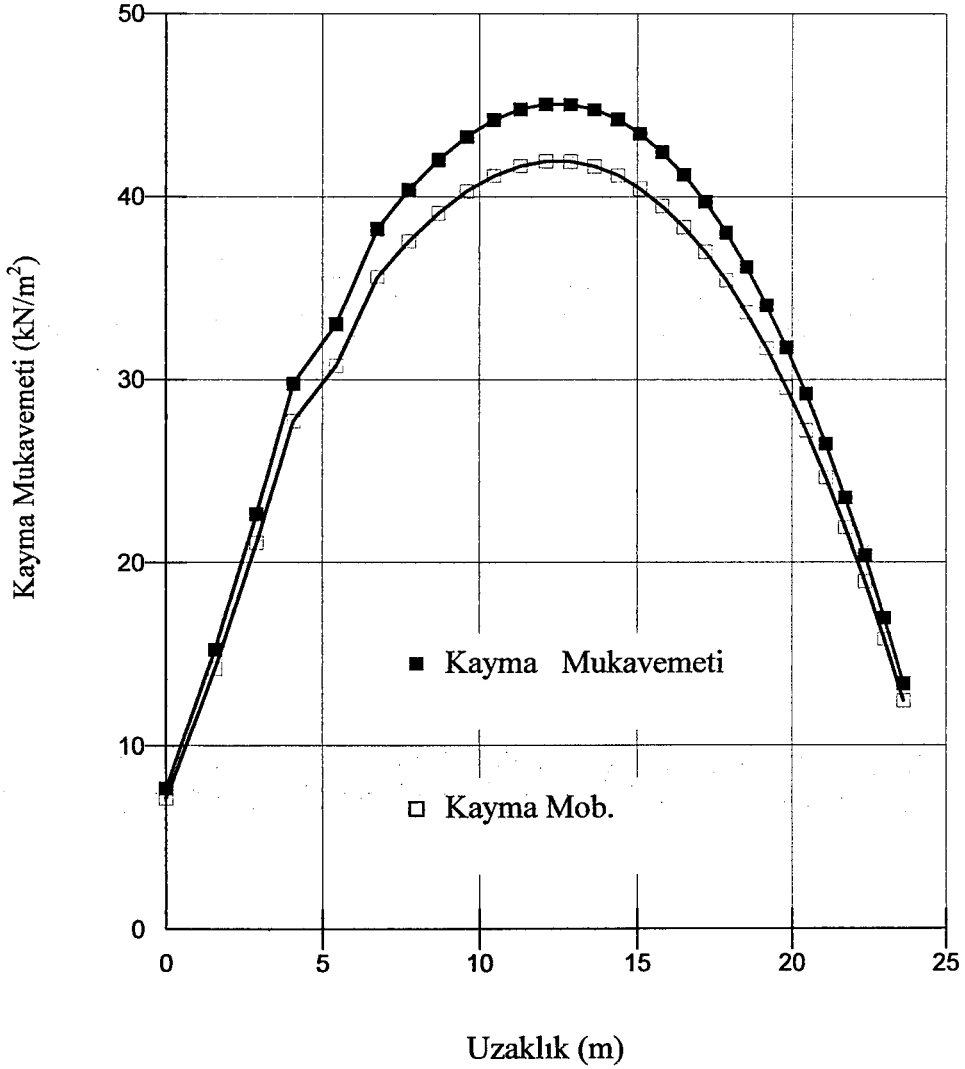
Şekil 3.2’de mukavemet değęerlerinin kayma dairesinin başlangıcından itibaren 12. dilimde maksimum değere ulaştığı, sürtünme direncinin  $33.06 \text{ kN/m}^2$  olduğu görölmektedir. Kohezyon değeri ise ilk dört dilimde  $c = 12.5 \text{ kN/m}^2$  sonraki dilimlerde  $c = 12 \text{ kN/m}^2$  olmaktadır.



Şekil 3.2. Mukavemet – Uzaklık grafiği

### 3.1.3. Kayma Mukavemeti – Uzaklık Grafiği

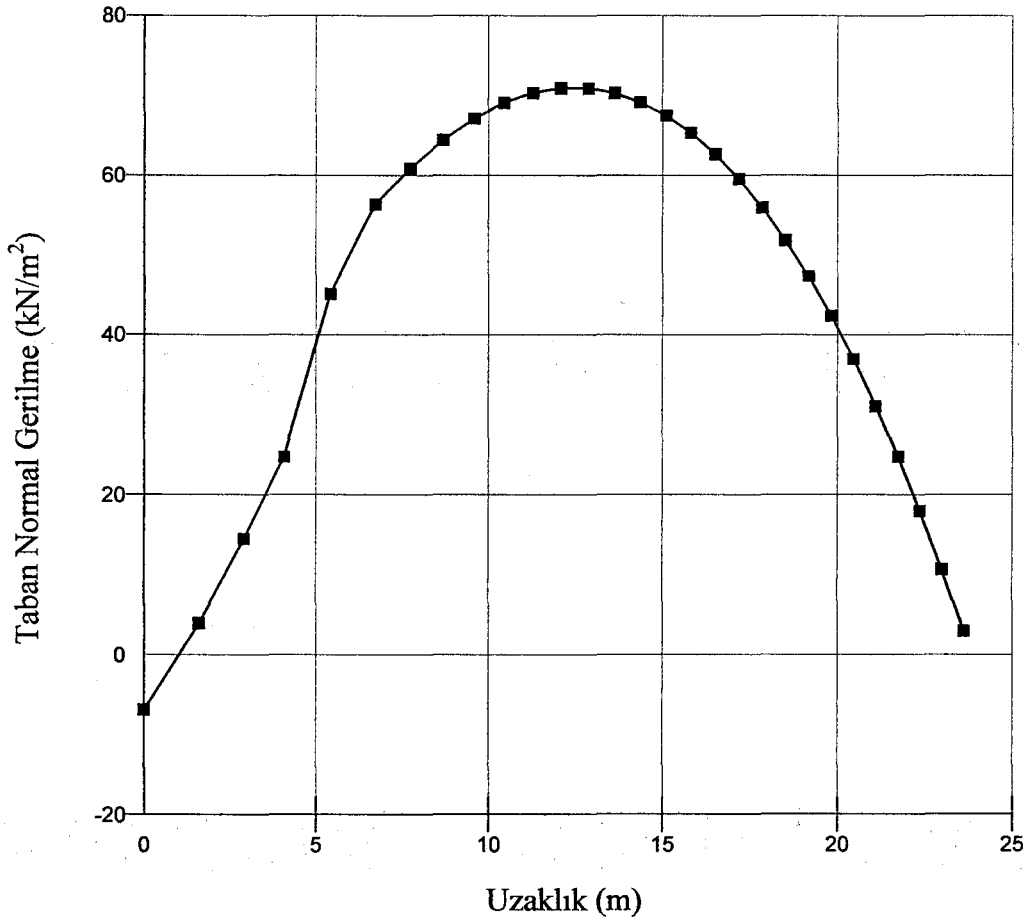
Őekil 3.3'te kayma mukavemeti ve mobilize kayma mukavemeti deđerleri 12. dilimde maksimum deđere ulařmaktadır. Kayma mukavemeti deđerini  $\tau_{\max} = 45.04 \text{ kN/m}^2$  olarak okunurken mobilize kayma mukavemeti deđerini  $\tau_{\text{mob}} = 41.93 \text{ kN/m}^2$  olmaktadır. Őevi harekete geđiren kayma direncinin  $\tau_{\text{mob}} < \tau_{\max}$  olduđuna dikkat edilirse Őevin daha kűyűk bir direnç deđerinde harekete geđebileceđi ađıktır.



Şekil 3.3. Kayma mukavemeti – Uzaklık grafiği

### 3.1.4. Dilim Tabanındaki Normal Gerilme – Uzaklık Grafiği

Şekil 3.4'te dilim tabanındaki normal gerilmenin değeri 12. dilimde maksimum değere ulaşmaktadır. 12. dilimde  $\sigma = 70.89 \text{ kN/m}^2$  olarak bulunmaktadır.

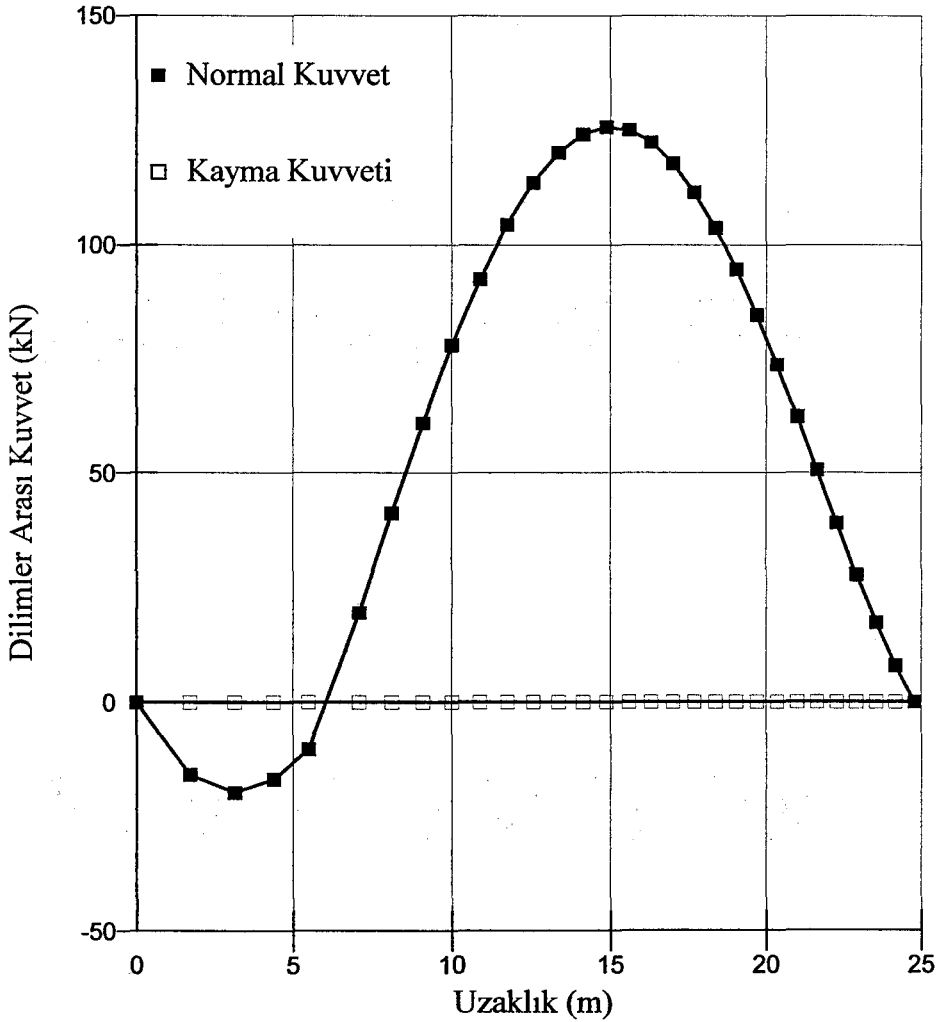


Şekil 3.4. Dilim tabanındaki normal gerilme – Uzaklık grafiği



### 3.1.5. Dilimler Arası Kuvvet – Uzaklık Grafiği

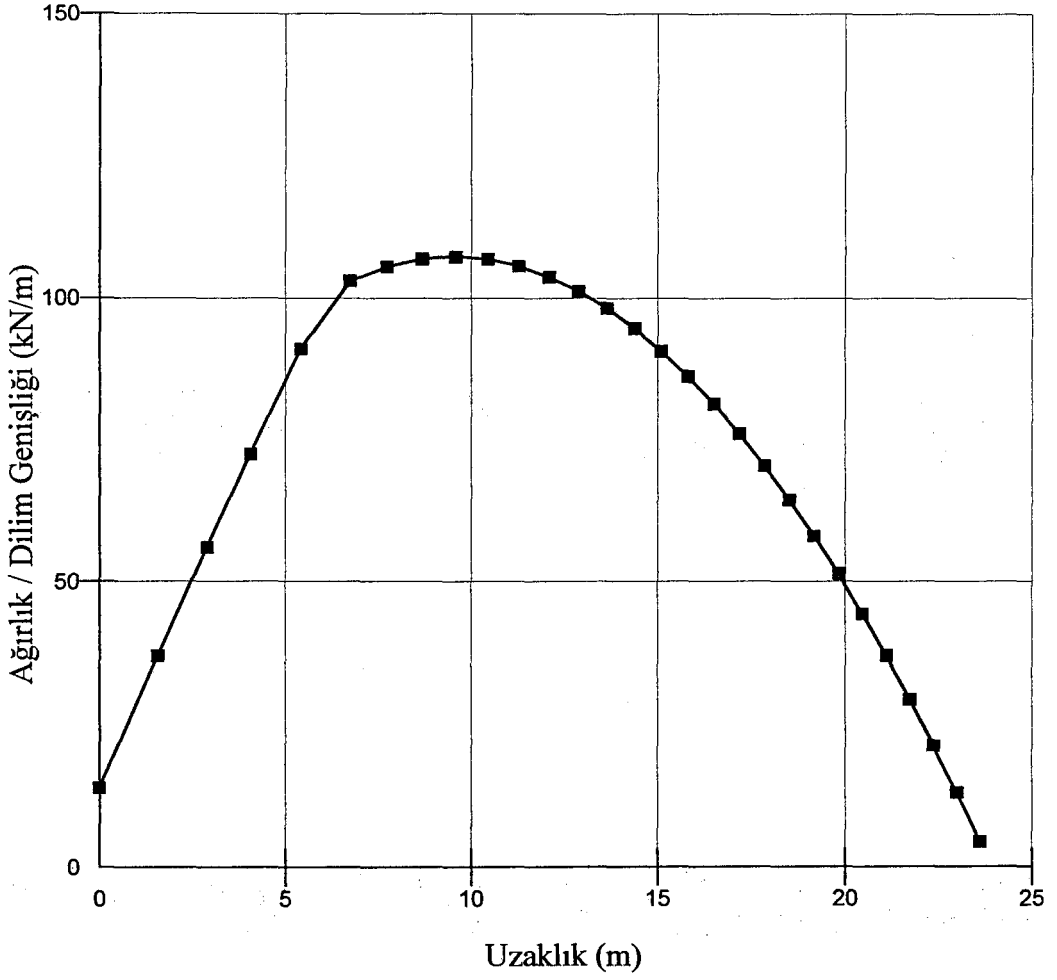
Şekil 3.5'te dilimler arası kayma kuvvetinin (düşey kuvvetler) sıfır kabul edildiği ve dilim yan yüzeylerine dik yöndeki normal kuvvetin maksimum değerinin  $E_{\max} = 125.76$  kN olduğu görölmektedir. En büyük normal kuvvet kayma dairesinin 15. diliminde oluşmaktadır.



Şekil 3.5. Dilimler arası kuvvet – Uzaklık grafiği

### 3.1.6. Ağırlık/Dilim Genişliği – Uzaklık Grafiği

Şekil 3.6'da ağırlık/dilim genişliği oranının en büyük değeri 107.17 kN/m olarak okunmaktadır. Kayma dairesinin 9. diliminde en büyük değere ulaşmaktadır.

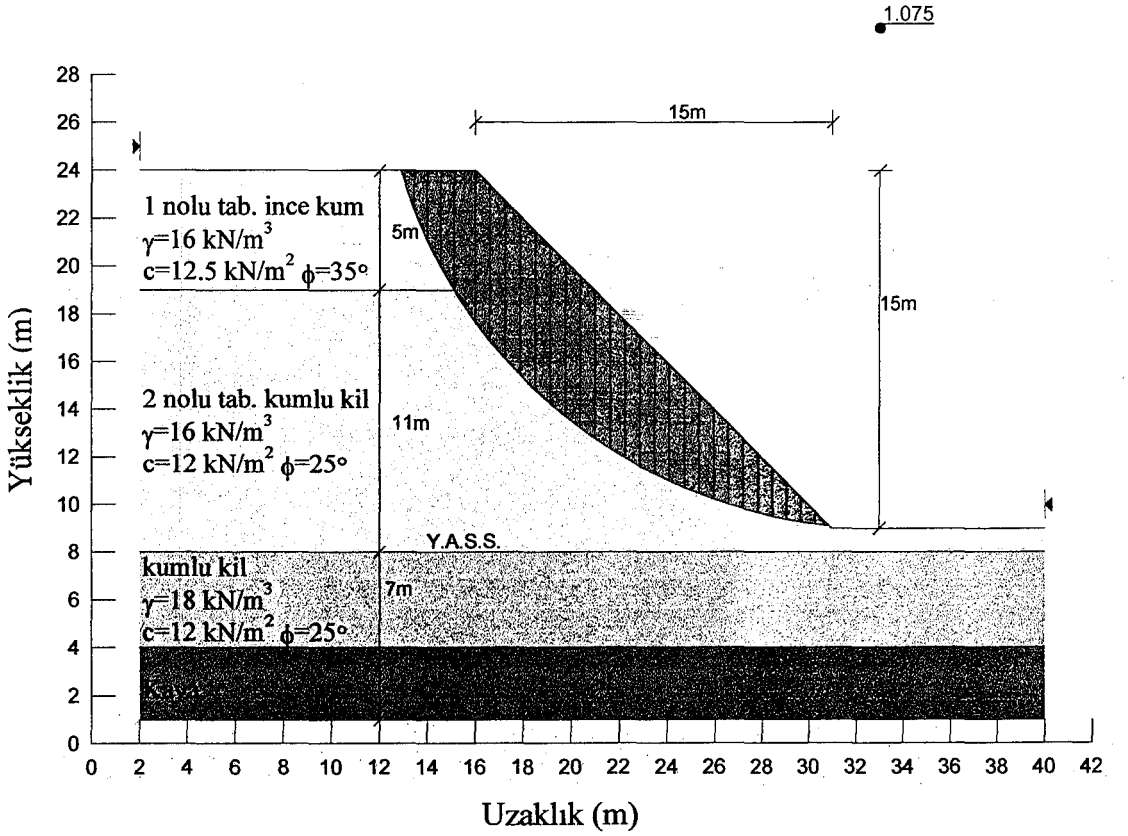


Şekil 3.6. Ağırlık / Dilim genişliği – Uzaklık grafiği

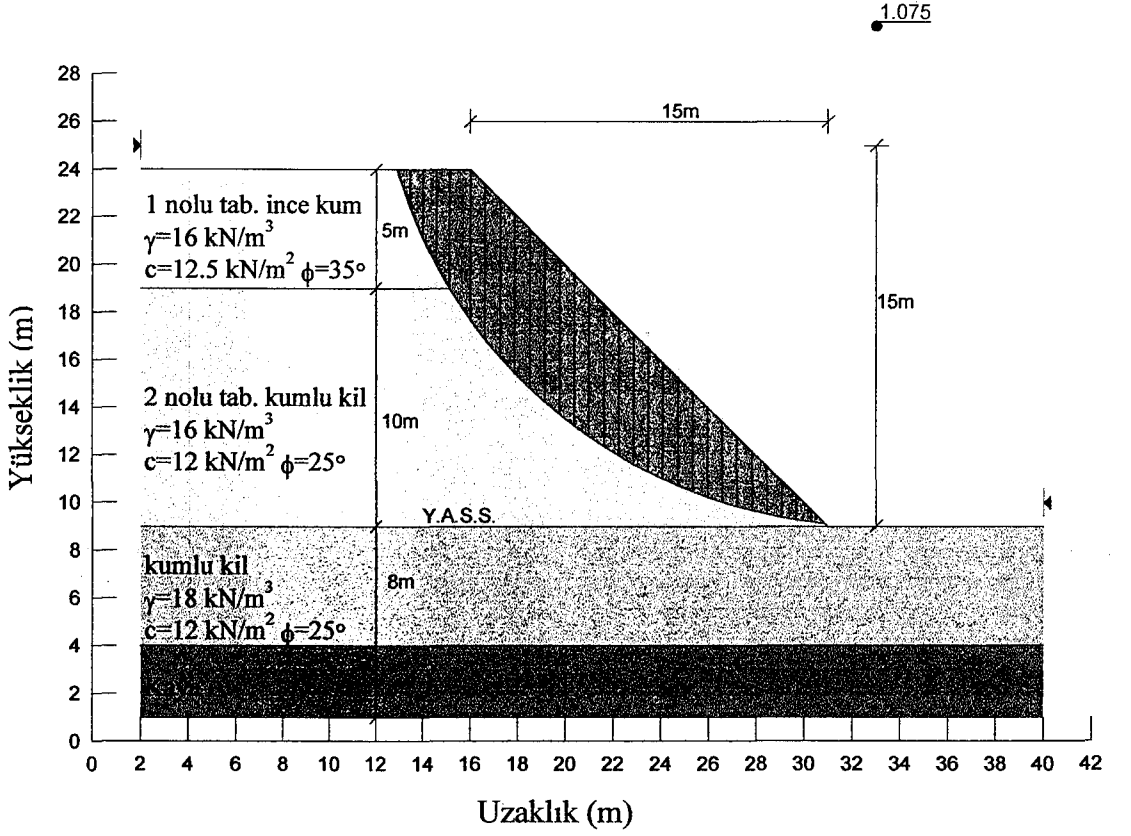
## 3.2. Yer altı Su Seviyesinin Kayma Dairesi İçerisinde Yükselmesinin Şev Stabilitesine Etkisi

### 3.2.1. Toplam Gerilmelere Göre Analiz

Seçilmiş olan şev örneğinde Şekil 3.7. de malzeme özellikleri ve mukavemet parametreleri verilmiştir. Toplam gerilmelere göre Bishop kayma dairesi analiz yöntemi seçilip, Slope/W paket programı kullanılarak güvenlik sayısı  $F_s = 1.075$  olarak bulunmuştur. Daha sonra yer altı su seviyesi 1'er metre aralıklarla yükseltilerek  $F_s$ ' in değişimine bakılmıştır.

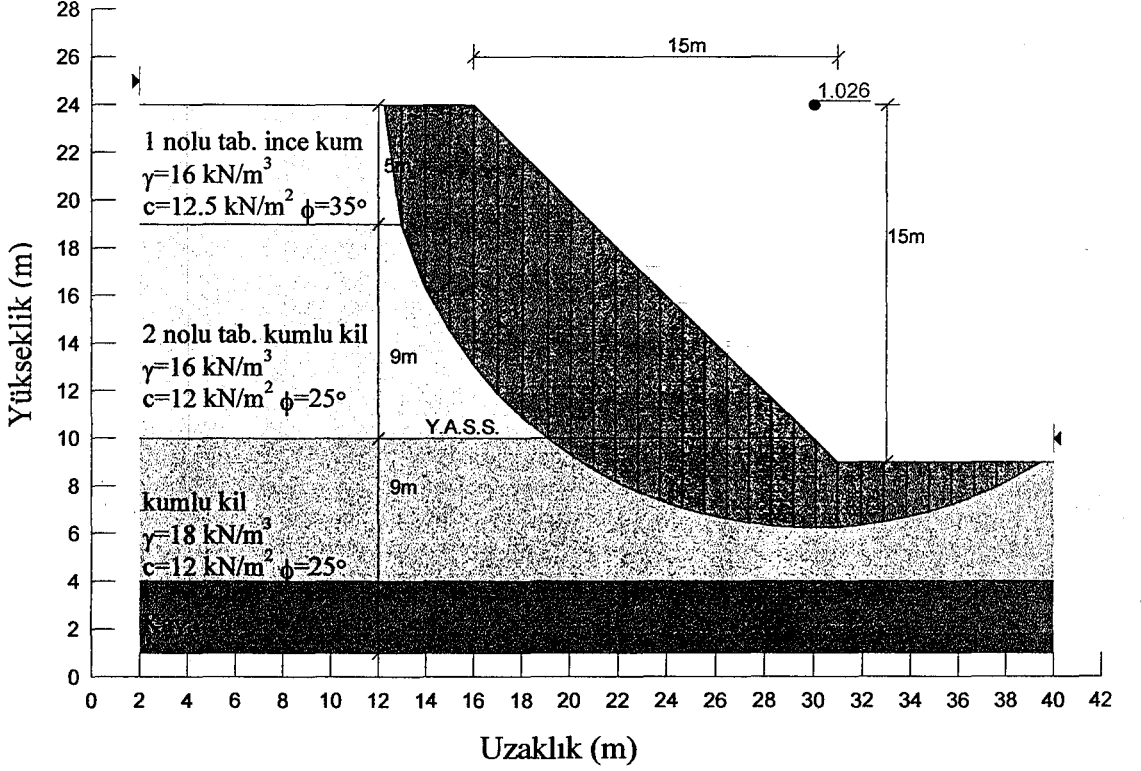


Şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 7m'den 8m'eyükseltildiğinde aynı şev için toplam gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle güvenlik sayısı  $F_s = 1.075$  olarak bulunmuştur.



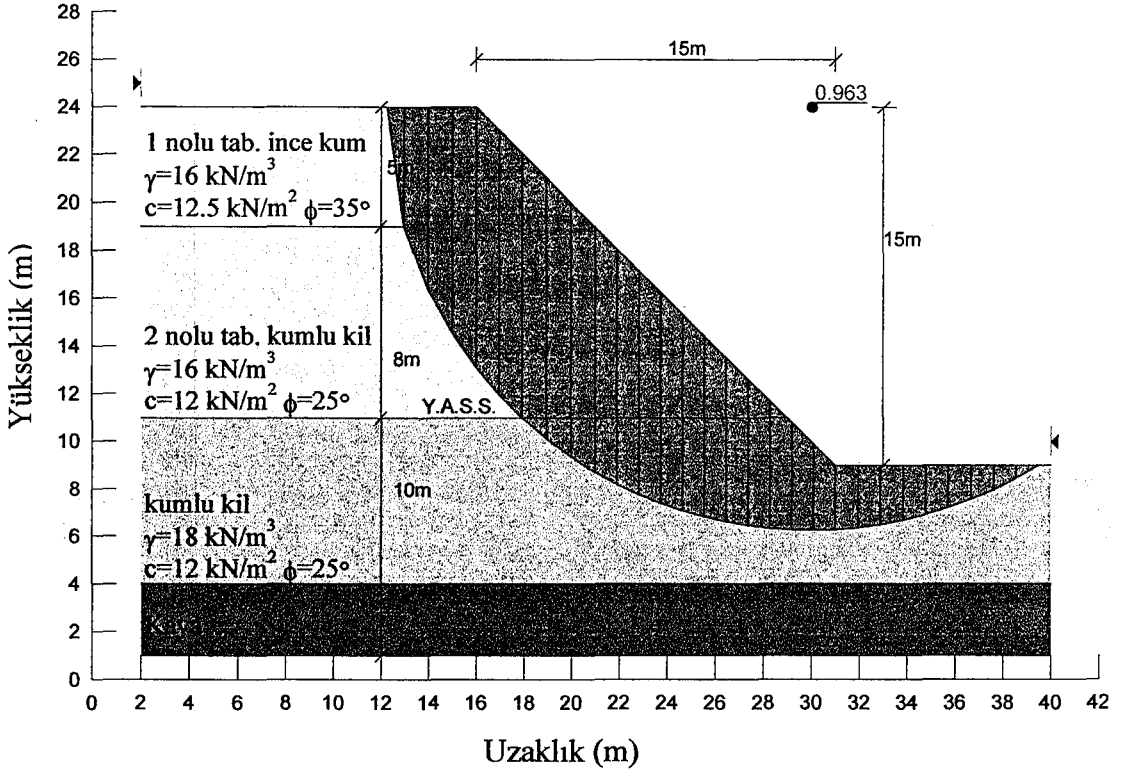
Şekil 3.8. Yer altı su seviyesi tabandan 8m yükseklikte iken kayma dairesi

Şekil 3.9. daki şev örneğinde yer altı su seviyesi taban yüksekliği 8m'den 9m'ye yükseltilmiştir. Bishop analiz yöntemiyle toplam gerilmelere göre  $F_s = 1.026$  bulunmuştur. Kayma dairesi Şekil 3.9. da görüldüğü gibi derinleşmiştir.



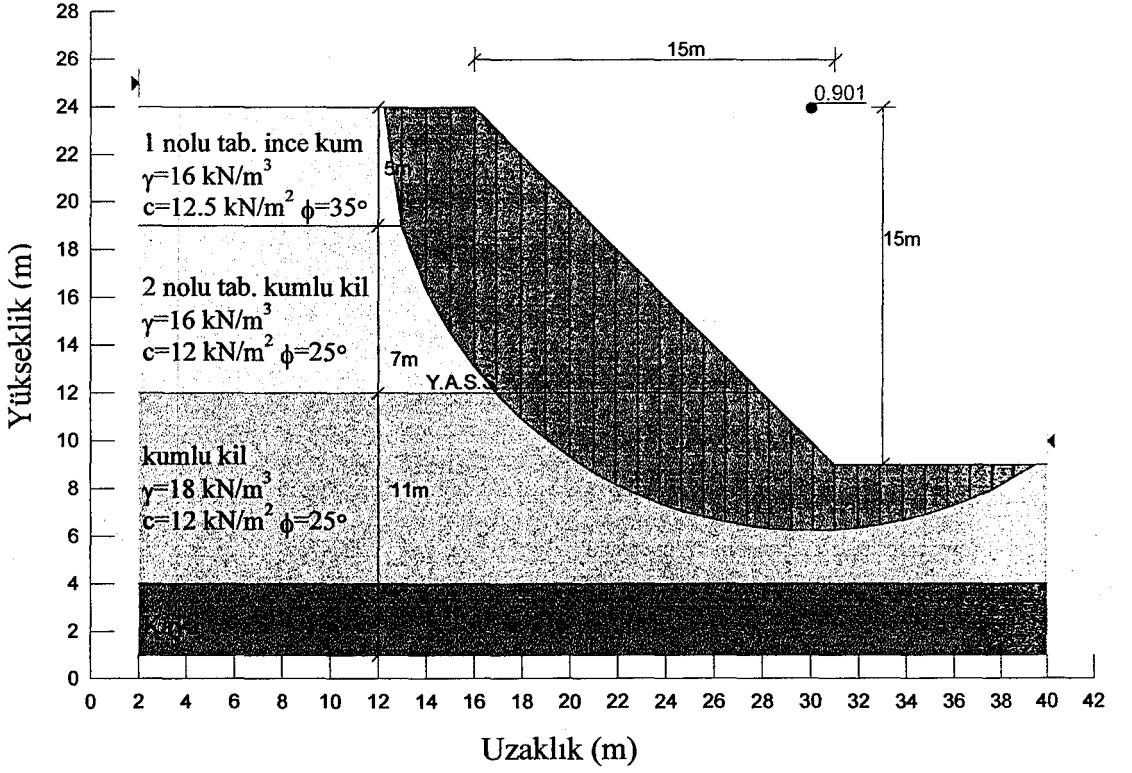
Şekil 3.9. Yer altı su seviyesi tabandan 9m yükseklikte iken kayma dairesi

Şekil 3.10. daki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 9m'den 10m'ye yükseltilmiş ve toplam gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.963$  olarak bulunmuştur.



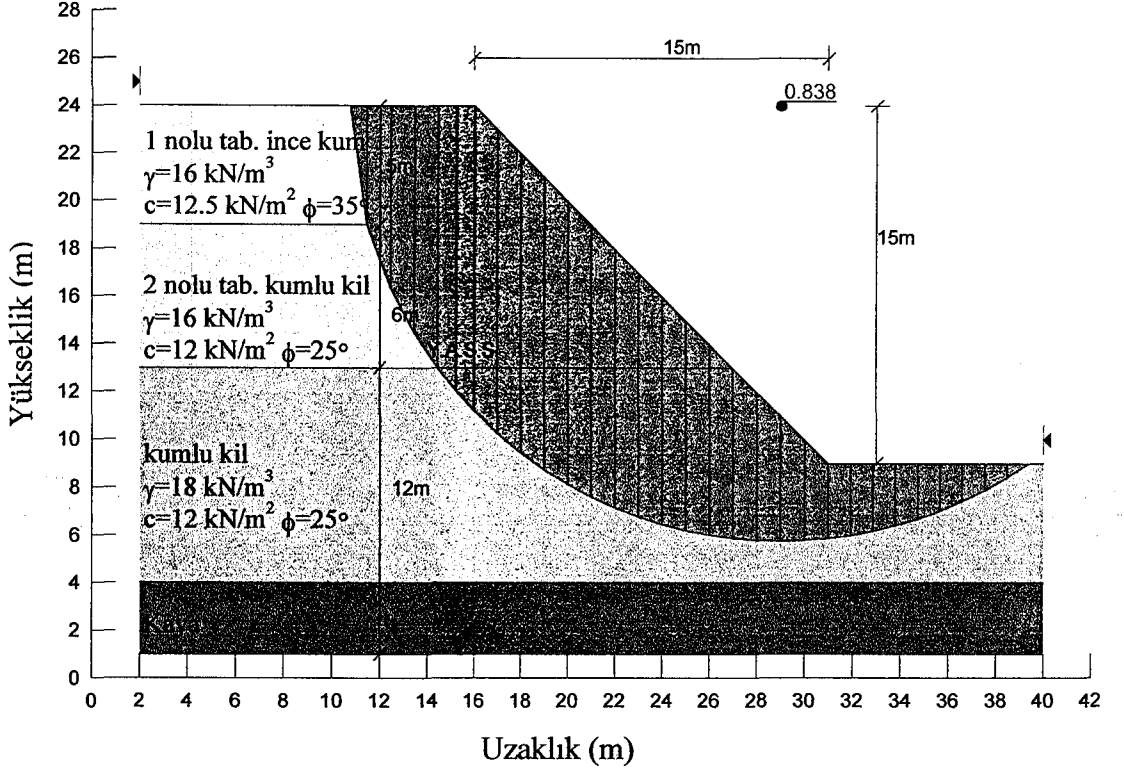
Şekil 3.10. Yer altı su seviyesi tabandan 10m yükseklikte iken kayma dairesi

Şekil 3.11. deki şev örneğinde yer altı su seviyesi 10m'den 11m'ye yükseltilmiş ve toplam gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.901$  olarak bulunmuştur.



Şekil 3.11. Yer altı su seviyesi tabandan 11m yükseklikte iken kayma dairesi

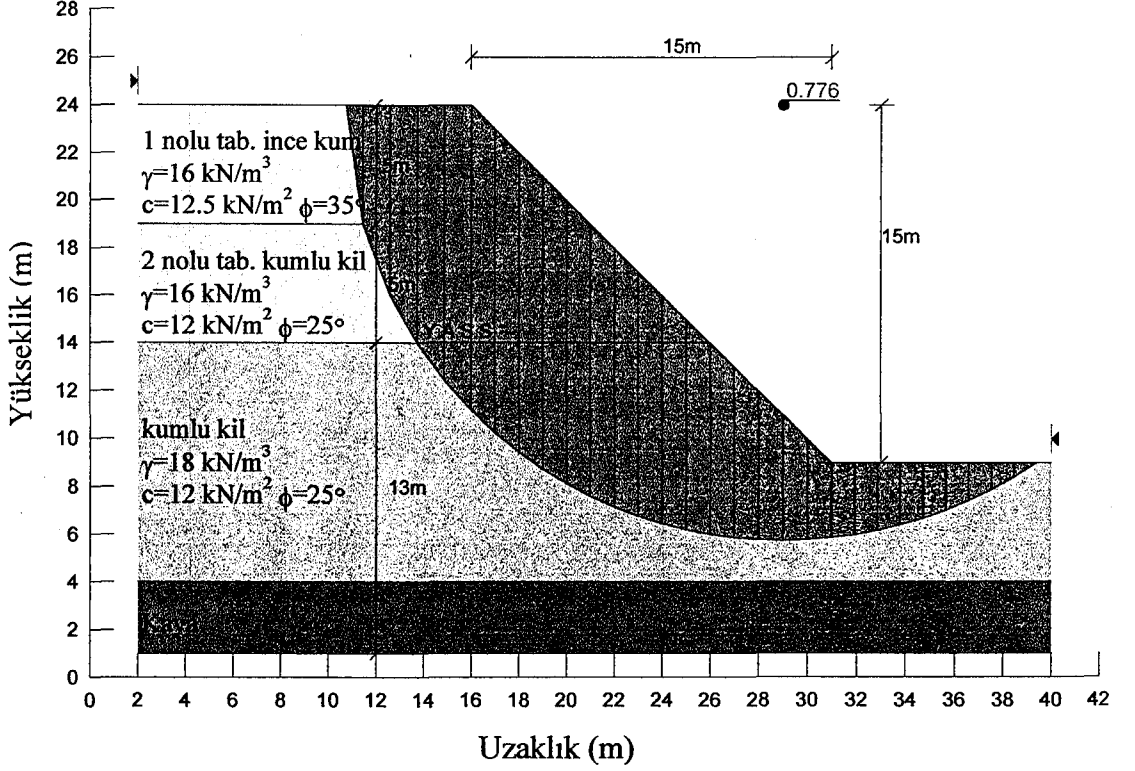
Şekil 3.12. deki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 11m'den 12m'ye yükseltilmiş ve toplam gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.838$  olarak bulunmuştur.



Şekil 3.12. Yer altı su seviyesi tabandan 12m yükseklikte iken kayma dairesi



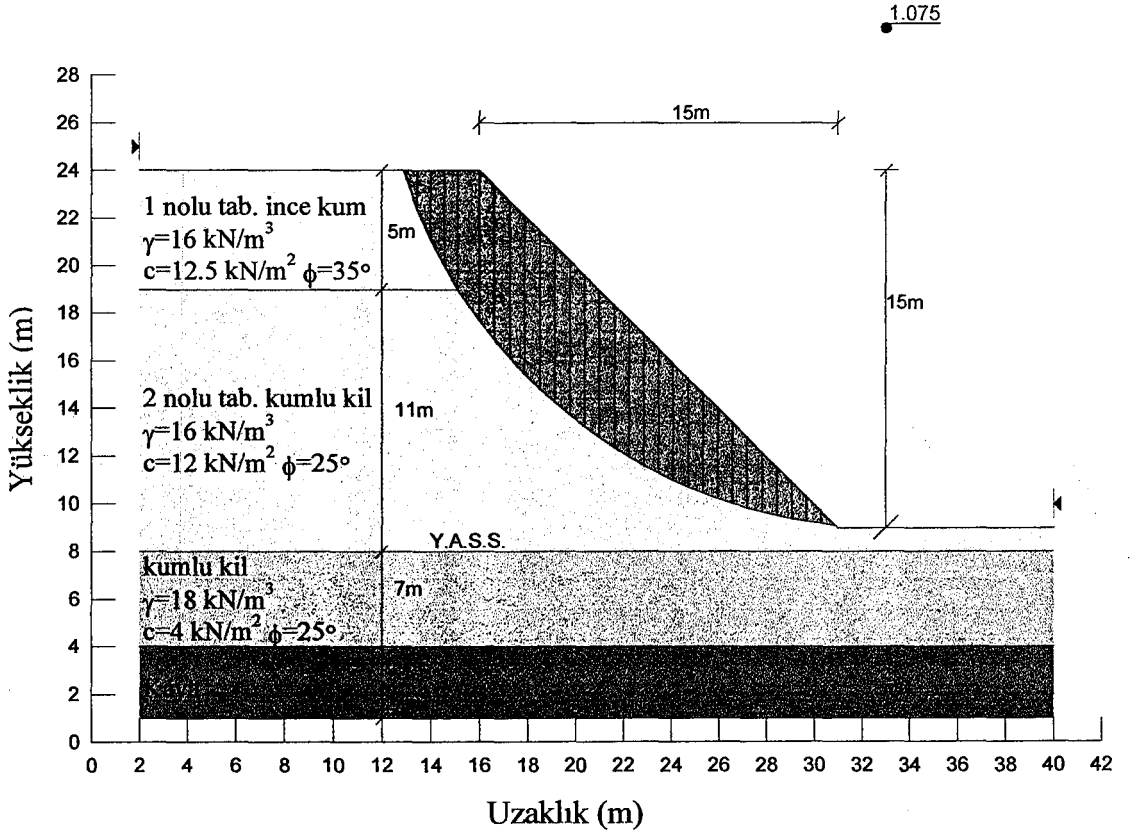
Şekil 3.13. deki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 12m'den 13m'ye yükseltilmiş ve toplam gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.776$  olarak bulunmuştur. Kayma dairesinin derinliği değişmemiştir.



Şekil 3.13. Yer altı su seviyesi tabandan 13m yükseklikte iken kayma dairesi

### 3.2.2. Efektif Gerilmelere Göre Analiz

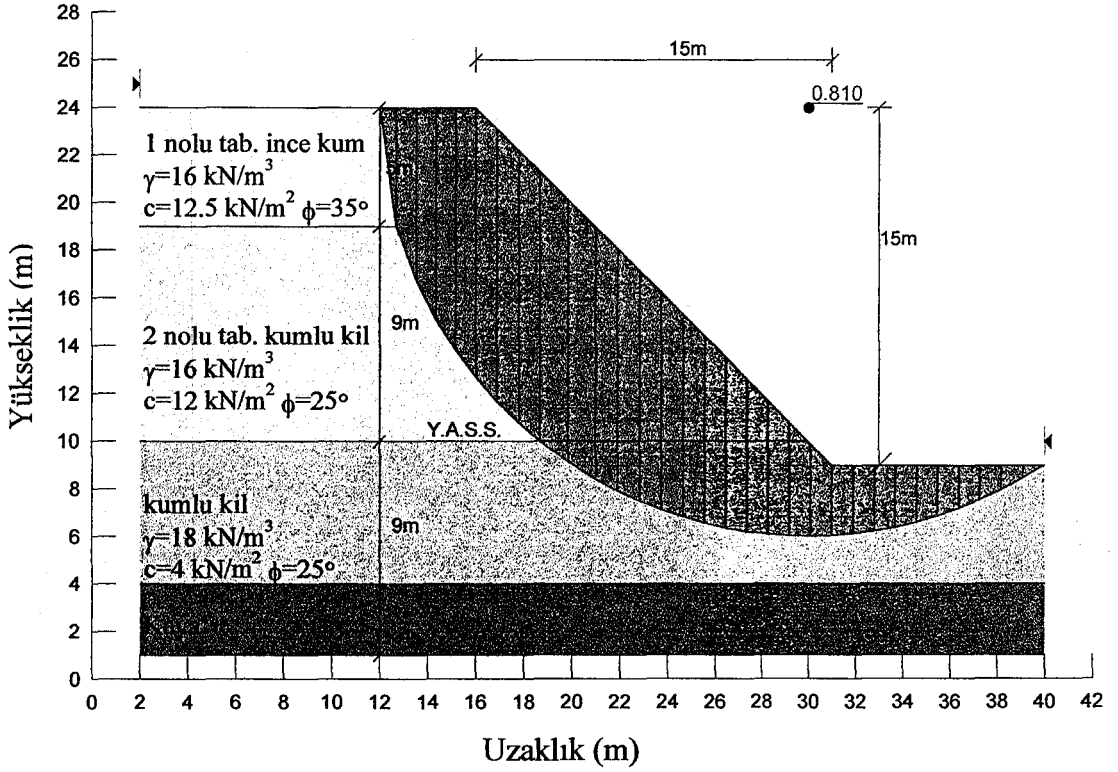
Şekil 3.14. deki şev örneğinde tabakalara ait malzeme özellikleri ve mukavemet parametreleri verilmiştir. Slope/W paket programı kullanılarak Efektif gerilmelere göre Bishop analiz yöntemi kullanılarak güvenlik sayısı  $F_s = 1.075$  olarak bulunmuştur. Daha sonra yer altı su seviyesi 1'er metre yükseltilerek güvenlik sayısının değişimine bakılmıştır.



Şekil 3.14. Yer altı su seviyesi tabandan 7m yükseklikte iken kayma dairesi

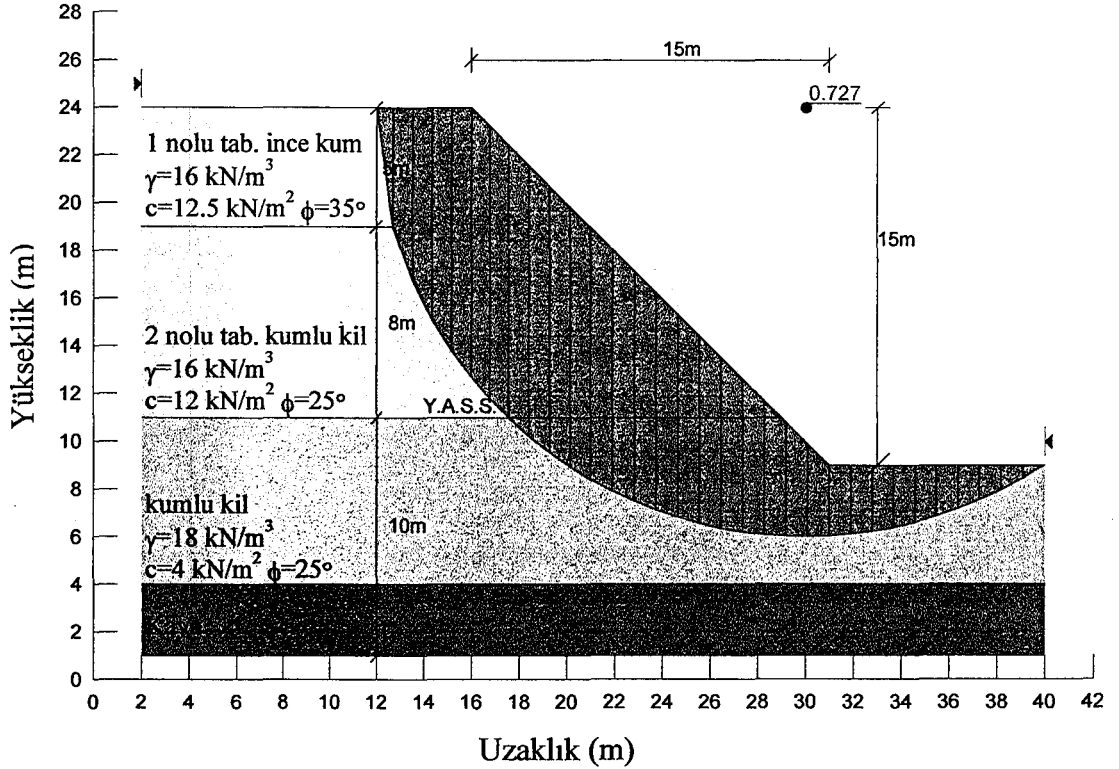


Şekil 3.16. daki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 8m'den 9m'ye yükseltilmiş ve efektif gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.810$  olarak bulunmuştur.



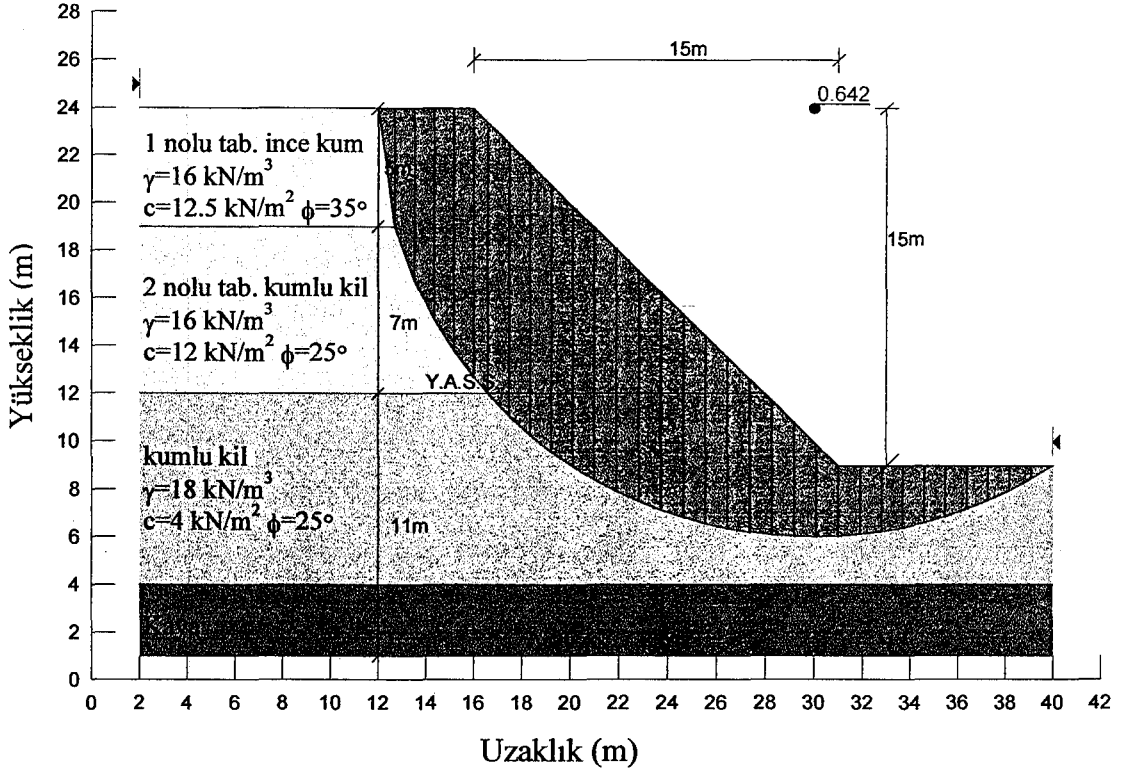
Şekil 3.16. Yer altı su seviyesi tabandan 9m yükseklikte iken kayma dairesi

Şekil 3.17. deki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 9m'den 10m'ye yükseltilmiş ve efektif gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.727$  olarak bulunmuştur.



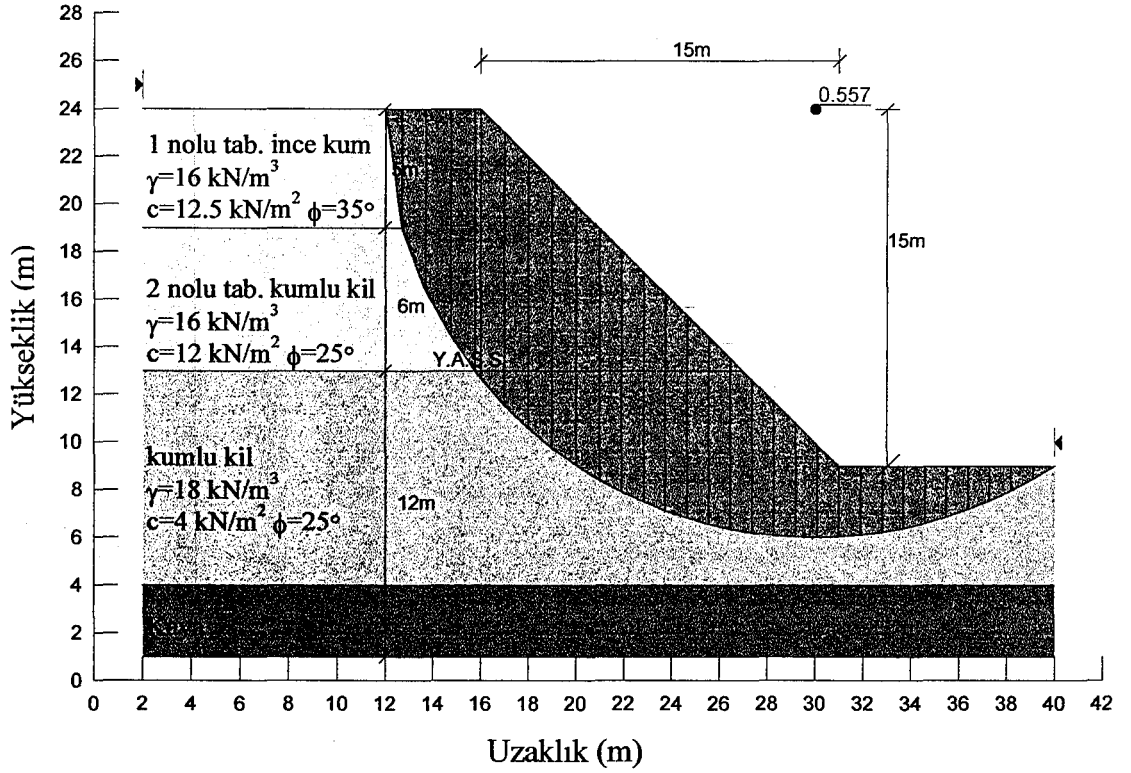
Şekil 3.17. Yer altı su seviyesi tabandan 10m yükseklikte iken kayma dairesi

Şekil 3.18. deki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 10m'den 11m'ye yükseltilmiş ve efektif gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.642$  olarak bulunmuştur.



Şekil 3.18. Yer altı su seviyesi tabandan 11m yükseklikte iken kayma dairesi

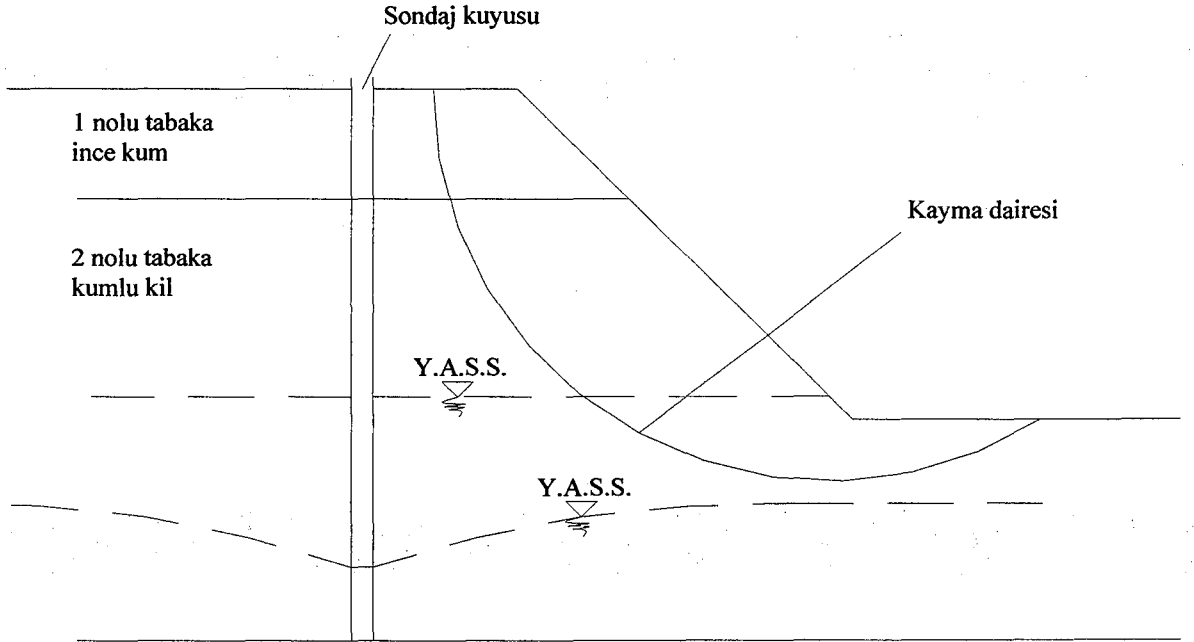
Şekil 3.19. daki şev örneğinde yer altı su seviyesi tabandan yüksekliği 11m'den 12m'ye yükseltilmiş ve efektif gerilmelere göre Bishop analiz yöntemiyle  $F_s = 0.557$  olarak bulunmuştur.



Şekil 3.19. Yer altı su seviyesi tabandan 12m yükseklikte iken kayma dairesi

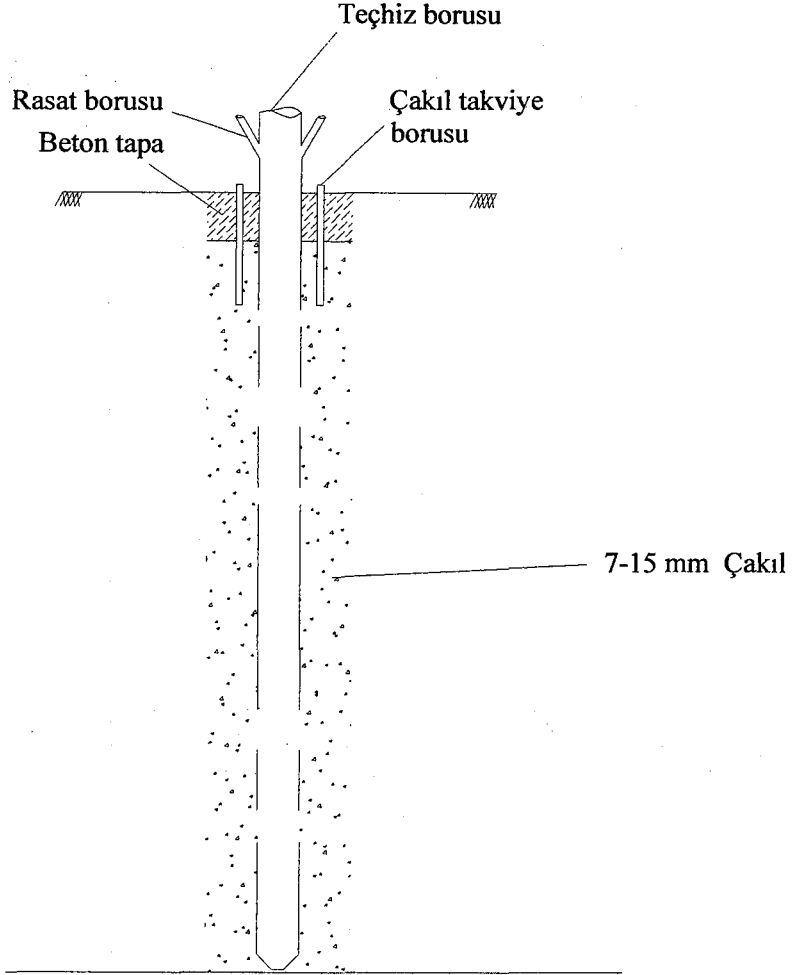
### 3.2.3. Yer Altı Suyunun Uzaklaştırılması

Şevlerin stabilitesini bozan en önemli etkenlerden birisi sudur. Bölüm 3.2.1. de ve 3.2.2. de görüldüğü gibi yer altı su seviyesinin yükselmesinden dolayı güvenlik sayısı düşmekte ve şev kaymaktadır. Şevi güvenli hale getirebilmek için Şekil 3.20 de görüldüğü gibi şev içindeki suyu drene ederek yer altı su seviyesini düşürmek mümkündür. Şev topuğuna inşaa edilebilecek bir drenaj sistemi ile yer altı su seviyesini indirmek, kayma dairesinin çok derinden geçmesi sebebiyle uygun bir çözüm olmamaktadır. Dolayısıyla Şekil 3.21. de verilmiş olan sondaj kuyusu açarak pompalam sistemi ile suyu uzaklaştırmak daha uygun bir çözüm olarak görünmektedir.



Şekil 3.20. Şev örneğindeki suyun sondajla uzaklaştırılması





Şekil 3.21. Sondaj kuyusu kesiti

Suyun drenajı için sırayla aşağıdaki işlemler yapılır;

1-) Sondaj Yerinin Tespiti ve Kuyu Lokasyon Yerinin Hazırlanması ;

Bunun için sondaj yapılacak alana gidilerek sondaj yapılacak yerin sondaj için uygun olup olmadığı tespit edilir. Eğer lokasyon engebeli veya uygun sondaja izin vermeyen bir alan ise çeşitli yöntemlerle alan düzeltilerek, sondaj

makinasının lokasyona girmesi ve kuyu açımı için dengeye alınması sağlanır. Sondaj açılacak lokasyona sondaj makinesi ve ekipmanları getirilerek hazırlık tamamlanır (makine teraziye alınır, sirkülasyon çukurları hazırlanır, bentonit ile sondaj çamuru hazırlanır).

#### 2-) Lokasyonda Delme Çalışması ;

Sondaj lokasyonunda hazırlıklar tamamlandıktan sonra amaca uygun olarak uygun çapta ( $8^{5/8}$ " ,  $9^{7/8}$ " ,  $10^{3/4}$ " ,  $12^{1/4}$ " ,  $15$ " ,  $17^{1/2}$ " ) sondaj deliği açılarak uygun derinliğe (Akifer tamamen kat edilerek, geçirimsiz bölgeye kadar delinir.) kadar delik açılır.

#### 3-) Kuyuda Teçhiz Çalışması ;

Açılan kuyuda sulu olan seviyeler filtreli boru, diğer alanlar kapalı boru olmak üzere olmak üzere teçhiz borusu ile borulanır.

#### 4-) Kuyuda Yıkama ve Çakıllama ;

Teçhiz edilen kuyuya yıkama takımı indirilerek 8 saatten az olmamak üzere yıkama yapılır. Yıkama yapılırken bir yandan da çakıllama yapılır. Çakıllama işlemi için genel olarak 7-15 mm ebatlarında sondaj çakılı kullanılır. Daha sonra kuyuda inkişaf yapılır.

#### 5-) Kuyuda Pompa Tecrübesi Yapılması

Açılan kuyuya derin kuyu pompası (dalgiç veya dik milli) uygun derinliğe kadar indirilerek kuyudan belli bir debi ile su çekilmeye başlanır. Kuyuda su çekilmeden önce yer altı suyu tablası tespit edilir. Kuyudan belli bir debi ile su çekilirken kuyuda oluşan dinamik seviye devamlı ölçülerek dinamik seviye tespit edilir. Amaca uygun olarak dinamik seviyenin kayma dairesinin altına düşmesi

sağlanır. Eğer debi yeterli gelmiyorsa, pompa güç ve debisi artırılarak yer altı su seviyesinin düşürülmesi sağlanır.

Pompaj işlemi sırasında kuyu içerisine elektrot sistemleri yerleştirilerek enerji tasarrufu sağlamak mümkündür. Ayrıca bu işlem sırasında oluşabilecek arıza ve aksaklıklar düşünülerek yedek pompa jeneratör önceden düşünülmesi ve önlem alınmasında fayda olacağı açıktır.

### 3.3. Değerlendirme ve Öneriler

Günümüzde şev stabilitesi problemlerinin çözümünde bilgisayar programlarının kullanımı çok yaygın olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu paket programlar iki koordinat sisteminde limit denge yaklaşımına göre çözüm yapmaktadır. Paket programların kullanımında çözülmesi gereken probleme uygunluğuna dikkat edilmelidir. Şev stabilitesi analizine ait programları kullanabilmek için şevin tabakalanma durumu, zeminin fiziksel özellikleri ile mukavemet parametreleri laboratuvar ve arazi deneyleri ile önceden analiz edilmeli ve belirlenmelidir. Stabilite analizinde yer altı su seviyesi, çekme çatlağının bulunması durumu göz önüne alınmalıdır. Çözülecek uygun bir analiz yöntemi seçilerek sonuca varılmalıdır. Çalışmanın bu bölümünde Slope/W paket programı kullanılarak bir şev örneğinin çözümü yapılmış ve güvenlik sayısı değerleri Bishop analiz yöntemine göre verilmiştir. Seçilen örneğin çözümü sırasında toplam gerilme ve efektif gerilme analizi göz önüne alınarak, yer altı su seviyesi değişiminin güvenlik sayısı üzerindeki etkisine bakılmıştır. Yer altı su seviyesinin şev tabanına paralel olarak artırılması güvenlik sayısı  $F_s$ ' in değişiminde azalmaya sebep olmuştur.

#### 4. ZEMİN TABAKALANMASI, MUKAVEMET PARAMETRELERİ VE YER ALTI SU SEVİYESİ DEĞİŞİMİNİN ŞEV STABİLİTESİNE ETKİSİNİN REGRESYON ANALİZİ İLE İNCELENMESİ

Regresyon Analizi:

İstatistik biliminin en önemli konularından birisini regresyon analizi oluşturmaktadır. Regresyon analizi, mühendislik, araştırma, matematik, finans, ekonomi, tıp gibi bilimin alanlarında yoğun olarak kullanılmaktadır. Regresyon analizi yapılırken, gözlem değerlerinin ve etkilenilen olayların matematiksel gösterimle yani bir fonksiyon yardımıyla ifadesinin kurulması gerekmektedir. Kurulan bu modele “regresyon modeli” denmektedir. Sebep-sonuç ilişkisi, regresyon modeli kurulurken, bağımlı ve bağımsız değişkenler olarak modelde değişkenler olarak anlatılmaktadır. Bağımsız değişken, kurulacak modelde bir değişken olarak ele alınırsa “basit doğrusal regresyon” olarak isimlendirilmektedir, (Bayazıt ve Oğuz 1985).

Basit doğrusal regresyon modeli:  $y=a+bx+e_i$

y : Bağımlı değişken

x : Bağımsız değişken

a,b : Katsayı

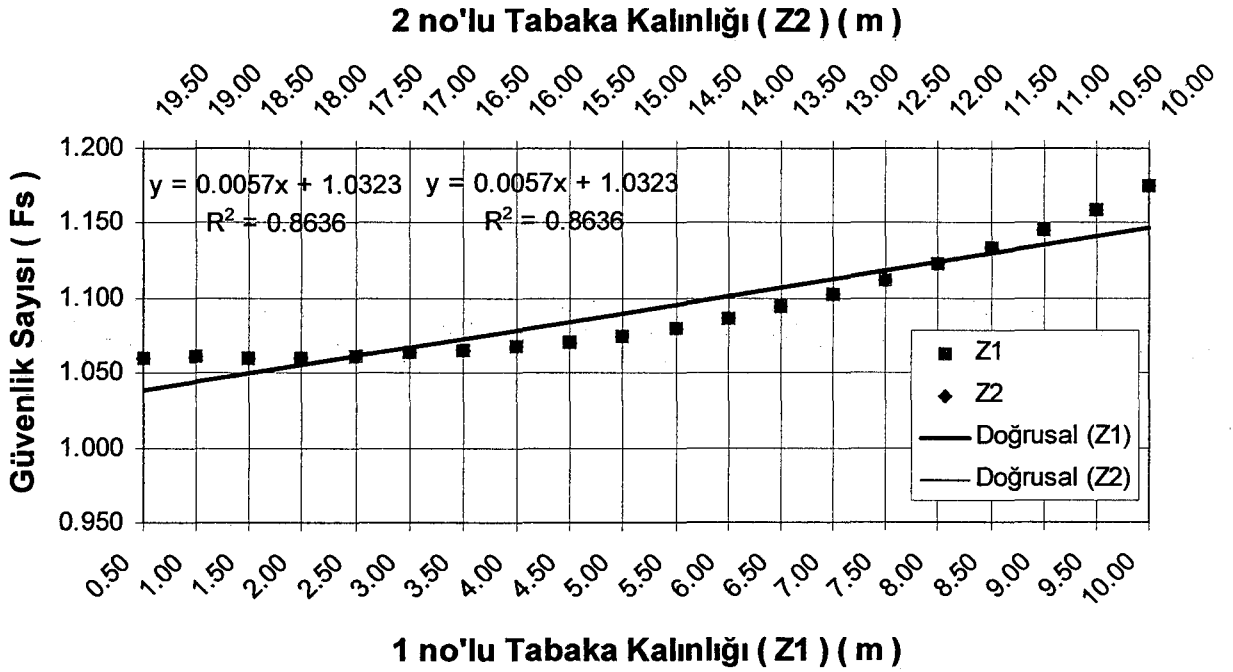
$e_i$  : Hata terimi

Yapılan çalışmada dört farklı değişken (kohezyon, tabaka kalınlığı, içsel sürtünme açısı ve yer altı su seviyesi ) bulunmaktadır. Tüm değişkenlerin bağımlı değişken olan güvenlik sayısını ne şekilde etkilediği basit doğrusal regresyon analizi ile bu bölümde araştırılmıştır.

#### 4.1. Elde Edilen Verilerin Basit Doğrusal Regresyon Analizi ile Yorumlanması

##### 4.1.1. Tabaka Kalınlığı Değişiminin Etkisi

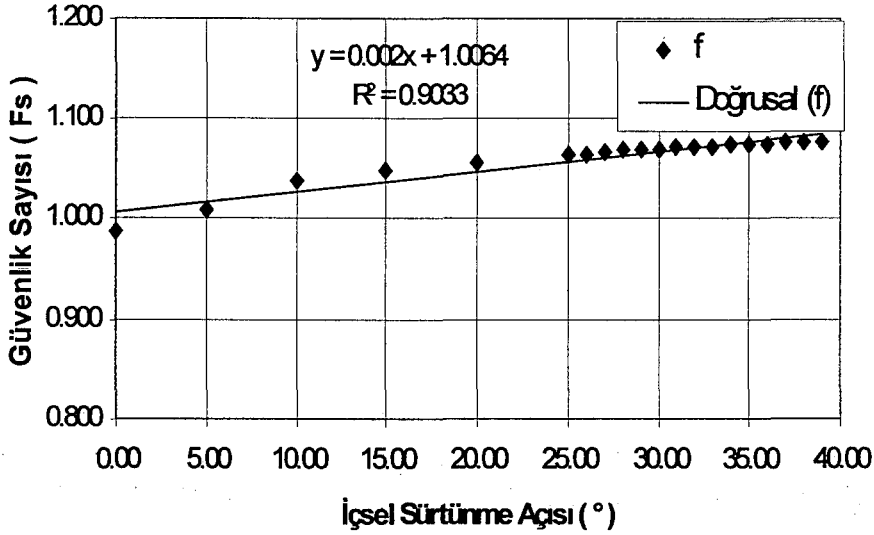
Şekil 4.1'deki veriler güvenlik sayısı ile tabaka kalınlıkları değişimi arasındaki lineer bağıntının %86 oranında olduğunu göstermektedir. Tabaka kalınlıklarındaki 1 birimlik değişim güvenlik sayısında 0.0057 birimlik artışa sebep olmaktadır.



Şekil 4.1. 1 ve 2 nolu tabaka kalınlıkları değişiminin güvenlik sayısına etkisi

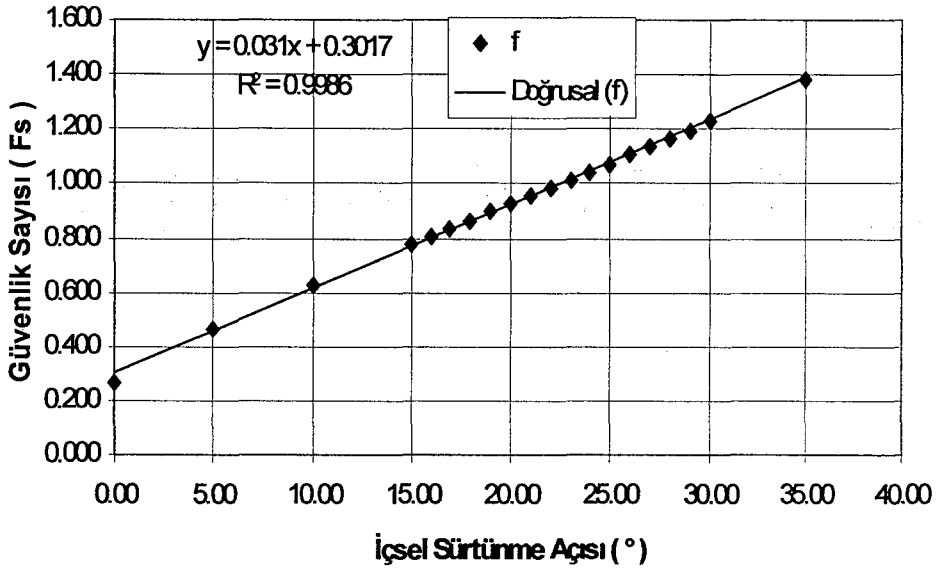
#### 4.1.2. İçsel Sürtünme Açısı Değişiminin Etkisi

Şekil 4.2'deki veriler güvenlik sayısı ile içsel sürtünme açısı arasındaki lineer bağıntının %90 oranında olduğunu göstermektedir. İçsel sürtünme açısındaki 1 birimlik artış güvenlik sayısında 0.002 birimlik artışa sebep olmaktadır. İçsel sürtünme açısı sıfır olduğunda güvenlik sayısının değeri 1.006 olmaktadır.



Şekil 4.2. 1 nolu tabakaya ait içsel sürtünme açısı değişiminin güvenlik sayısına etkisi

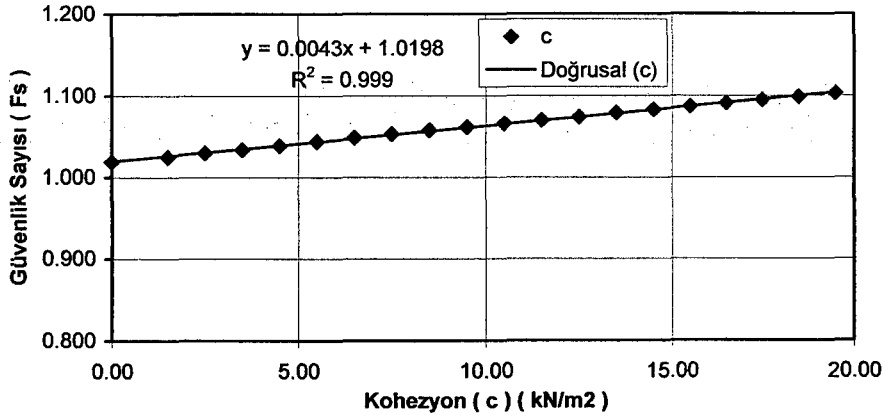
Şekil 4.3'deki veriler güvenlik sayısı ile içsel sürtünme açısı arasındaki lineer bağıntının %99 oranında olduğunu göstermektedir. İçsel sürtünme açısı sıfır olduğunda güvenlik sayısı 0.301 olmaktadır.  $R^2 = 0.9986$  varyans açıklama oranıdır. İçsel sürtünme açısındaki 1 birimlik artış güvenlik sayısında 0.031 birimlik artışa sebep olmaktadır.



Şekil 4.3. 2 nolu tabakaya ait içsel sürtünme açısı değişiminin güvenlik sayısına etkisi

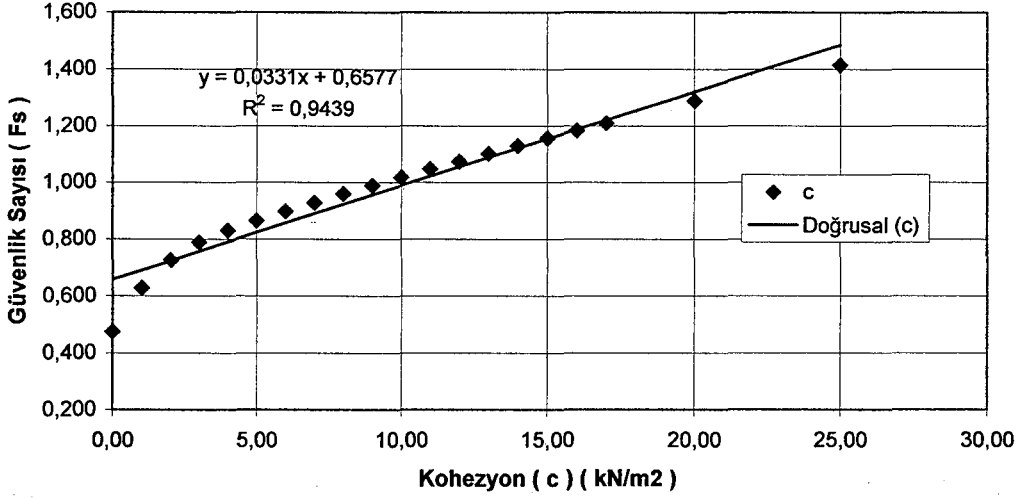
#### 4.1.3. Kohezyon Değişiminin Etkisi

Şekil 4.4'deki veriler güvenlik sayısı ile kohezyon değerleri arasındaki lineer bağıntının %99 oranında olduğunu göstermektedir. Kohezyon değerindeki 1 birimlik artış, güvenlik sayısında 0.0043 birimlik artışa sebep olmaktadır. Kohezyon değeri sıfır olduğunda güvenlik sayısı 1.019 olmaktadır.



Şekil 4.4. 1 nolu tabakaya ait kohezyon değerlerinin değişiminin güvenlik sayısına etkisi

Şekil 4.5'deki veriler güvenlik sayısı ile kohezyon değerleri arasındaki lineer bağıntının %94 oranında olduğunu göstermektedir. Kohezyon değerindeki 1 birimlik artış, güvenlik sayısında 0.0331 birimlik artışa sebep olmaktadır. Kohezyon değeri sıfır olduğunda güvenlik sayısı 0.657 olmaktadır

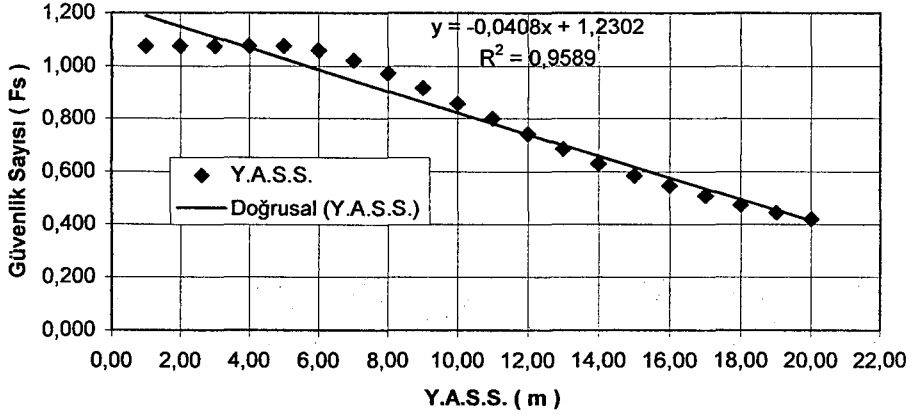


Şekil 4.5. 2 nolu tabakaya ait kohezyon değerlerinin değişiminin güvenlik sayısına etkisi

#### 4.1.4. Yer altı Su Seviyesi Değişiminin Etkisi

Şekil 4.6'daki veriler güvenlik sayısı ile Y.A.S.S.'deki şev tabanına paralel olarak değişim arasındaki ilişki lineer olarak azalmaktadır ve %95 olmaktadır. Y.A.S.S. bulunmadığı durumda (sıfır) güvenlik sayısı 1.230 olmaktadır. Y.A.S.S.'deki 1 birimlik artış güvenlik sayısında 0.0408 birimlik azalmaya sebep olmaktadır.





Şekil 4.6. Şev tabanı yüzeyine paralel yer altı su seviyesi değişiminin Güvenlik sayısına etkisi

#### 4.2. Elde Edilen Verilerin Çok Değişkenli Doğrusal Regresyon Analizi ile Yorumlanması

İstatistik analizde ;

Bağımsız değişkenler kurulacak modelde birden fazla bağımsız değişkenli olarak göz önüne alınırsa “çoklu regresyon modeli” oluşmaktadır.

Çoklu Regresyon Modeli :  $y = a + bx_1 + cx_2 + \dots + e_i$

- Y : bağımlı değişken
- $x_1, x_2, \dots$  : bağımsız değişkenler
- a, b, c : katsayılar
- $e_i$  : hata terimi

Yapılan çalışmaya uygun olarak kurulacak regresyon modeli için dört adet bağımsız değişken belirlenmiştir. Bağımsız değişkenler ve bağımlı değişken model içerisinde aşağıdaki simgeler ile ifade edilmiştir;

- Güvenlik sayısı : FS
- Tabaka kalınlığı : TBAKA
- Kohezyon : CO
- Yer altı su seviyesi : SU
- İçsel sürtünme açısı : FI

Çok değişkenli doğrusal regresyon eşitliğindeki arttıkça  $R^2$  determinasyon katsayısı büyüyecektir. Ancak serbestlik derecesi azalacağından en iyi eşitliğin belirlenmesi gerekir. Açıklayıcı değişkenler arasından sayısı mümkün olduğu kadar küçük olan öyle bir takım seçilmelidir ki elde edilecek regresyon denklemi yeterli bir güvenle tahmin yapılmasını sağlasın. Bunun için ileriye yada geriye adım adım ilerlenir. Her seferinde ileriye veya geriye bir adet değişken çıkarılarak devam edilir. En uygunu sırasıyla bir değişken ekleyip diğer bir değişkeni çıkararak yapılan “adım adım regresyon” dur, Bayazıt (1996).

#### 4.2.1. 1 Nolu Tabaka

Çoklu Regresyon Analizi Enter metodu kullanılarak yapılmıştır.

##### Variables Entered/Removed<sup>b</sup>

Model	Variables Entered	Variables Removed	Method
1	TBAKA <sub>a</sub> , FI, CO, SU		Enter

a. All requested variables entered. (  $\phi$ , c, Y.A.S.S. ve Tabaka kalınlığı )

b. Dependent Variable: FS (bağımlı değişken)

##### Model Summary<sup>b</sup>

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	1,000 <sup>a</sup>	,999	,999	,00686605

a. Predictors: (Constant), TBAKA, FI, CO, SU

b. Dependent Variable: FS

Varyansın bu bağımsız değişkenler tarafından açıklanma oranı ,%99'dur. R korelasyon katsayısının karesine eşit olan  $R^2$  determinasyon katsayısı bağımlı değişkenin değişiminden kaynaklanan yüzdesini gösterir.  $R^2$  regresyon bağıntısının anlamlılığının bir ölçüsüdür. Değeri 1'e yaklaştıkça regresyonun anlamlılığı giderek artar.

ANOVA<sup>b</sup>

Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	1,190	4	,298	6311,840	,000 <sup>a</sup>
	Residual	,001	15	,000		
	Total	1,191	19			

a. Predictors: (Constant), TBAKA, FI, CO, SU

b. Dependent Variable: FS

H<sub>0</sub>: Regresyon anlamlı değildir.

H<sub>1</sub>: Regresyon anlamlıdır.

Varyans analizi yapıldığında, Significance değeri genellikle %5 ile karşılaştırılır.

Eğer %5'ten küçük ise H<sub>0</sub> reddedilir ve regresyonun anlamlı olduğu söylenebilir.

Coefficients<sup>a</sup>

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	,881	,024		36,086	,000
	FI	,003	,000	,122	8,104	,000
	CO	,006	,001	,111	7,217	,000
	SU	-,034	,000	-1,089	-70,776	,000
	TBAKA	,008	,002	,054	3,530	,003

a. Dependent Variable: FS

Regresyon denklemindeki katsayıların anlamlılığına bakıldığında tüm significance değerlerinin %5 değerinden küçük olduğu görülmektedir. Bu yüzden tüm katsayılar anlamlıdır.

$$F_s = 0,881 + 0,003F_i + 0,006C_o - 0,034S_u + 0,008T_{baka} \quad (4.1)$$

Regresyon denklemi olarak bulunur.

#### 4.2.2. 2 Nolu Tabaka

Çoklu Regresyon Analizi :

**Variables Entered/Removed<sup>a</sup>**

Model	Variables Entered	Variables Removed	Method
1	TBAKA, FI, CO, SU		Enter

a. All requested variables entered.

b. Dependent Variable: FS

**Model Summary<sup>b</sup>**

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	,987 <sup>a</sup>	,974	,967	,04534493

a. Predictors: (Constant), TBAKA, FI, CO, SU

b. Dependent Variable: FS

Değişkenlerin varyansı açıklama oranı %97.4 dür.

**ANOVA<sup>b</sup>**

Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	1,171	4	,293	142,385	,000 <sup>a</sup>
	Residual	,031	15	,002		
	Total	1,202	19			

a. Predictors: (Constant), TBAKA, FI, CO, SU

b. Dependent Variable: FS

**Coefficients<sup>a</sup>**

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	-,427	,254		-1,685	,113
	FI	,037	,003	1,118	13,035	,000
	CO	,049	,005	,884	9,992	,000
	SU	-,034	,005	-,677	-7,654	,000
	TBAKA	,006	,012	,046	,517	,613

a. Dependent Variable: FS

Değişkenlerden tabaka kalınlığı  $0,613 > 0,05$  ve sabit  $0,113 > 0,05$  olduğundan dolayı regresyon denleminde anlamsızlık ortaya çıkarmaktadır. Bundan sonra tabaka kalınlığı değişkeni işleminden çıkarılarak tekrar çoklu regresyon yapıldığında aşağıdaki sonuçlar alınır.

#### Çoklu Regresyon Analizi :

##### Variables Entered/Removed<sup>b</sup>

Model	Variables Entered	Variables Removed	Method
1	SU, FI, CØ	.	Enter

- a. All requested variables entered.  
b. Dependent Variable: FS

##### Model Summary<sup>b</sup>

Model	R	R Square	Adjusted R Square	Std. Error of the Estimate
1	,987 <sup>a</sup>	,974	,969	,04429411

- a. Predictors: (Constant), SU, FI, CO  
b. Dependent Variable: FS

Değişkenlerin varyansı açıklama oranı %97,4'tür.

##### ANOVA<sup>b</sup>

Model		Sum of Squares	df	Mean Square	F	Sig.
1	Regression	1,171	3	,390	198,868	,000 <sup>a</sup>
	Residual	,031	16	,002		
	Total	1,202	19			

- a. Predictors: (Constant), SU, FI, CO  
b. Dependent Variable: FS

Regresyonun anlamlı olduğunu Sig. değerinin %5'ten küçük olması göstermektedir.

Coefficients<sup>a</sup>

Model		Unstandardized Coefficients		Standardized Coefficients	t	Sig.
		B	Std. Error	Beta		
1	(Constant)	-,299	,047		-6,328	,000
	FI	,035	,002	1,081	22,882	,000
	CO	,047	,003	,845	17,744	,000
	SU	-,033	,002	-,639	-13,414	,000

a. Dependent Variable: FS

Sabitin ve üç değişkenin yine %5 ile karşılaştırılması sonucu anlamlı olduğu görülmektedir.

Regresyon denklemi ise,

$$F_s = -0,299 + 0,035F_i + 0,047C_o - 0,033S_u \quad (4.2)$$

olarak elde edilmektedir.

#### 4.3. Değerlendirme ve Öneriler

Seçilmiş olan örneğe ait verilerle yapılan basit doğrusal regresyon analizinde regresyon bağıntısının anlamlılığını açıklayan  $R^2$  değerlerine bakılmıştır. Analize göre  $R^2$  değeri 1'e yaklaştıkça regresyonun anlamlılığı artmaktadır. Yer altı su seviyesinin şev tabanına paralel olması ve hatta yüzeye yakın olması güvenlik sayısının belirlenmesinde olumsuzlukları ortaya çıkarmaktadır. Çünkü aralarındaki ilişki  $R^2 = 1$ 'den çok daha küçüktür. Bölüm 4.2. de elde edilen tüm verilerle çok değişkenli doğrusal regresyon (çoklu regresyon analizi) yapılmıştır. Seçilmiş olan örneğe ait dört adet bağımsız değişken (TBAKA, CO, SU, FI) belirlenerek, bunların bağımlı değişken olan güvenlik sayısını ne oranda açıklayabildiklerine bakılmıştır. Bazı durumlar için bağımsız değişkenlerden birisi veya daha fazlası güvenlik sayısını açıklayamamış ve analizden çıkarılarak işlem yapılmıştır. Bu durumlara ait regresyon denklemleri Bölüm 4.2. de verilmiştir.

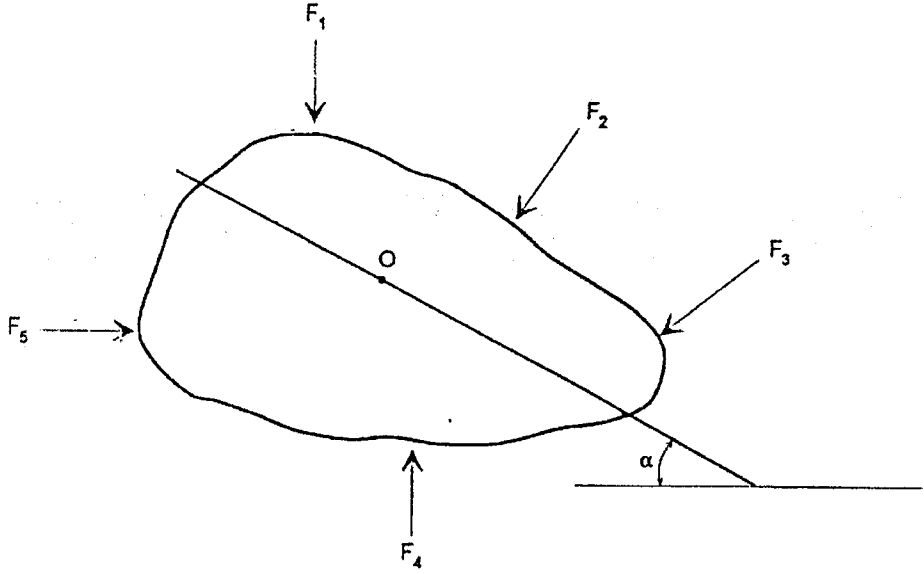
## 5. ŞEV İNCELEMESİNDE GÖÇME TEORİLERİ

### 5.1. Mohr Gerilme Dairesi Yöntemi

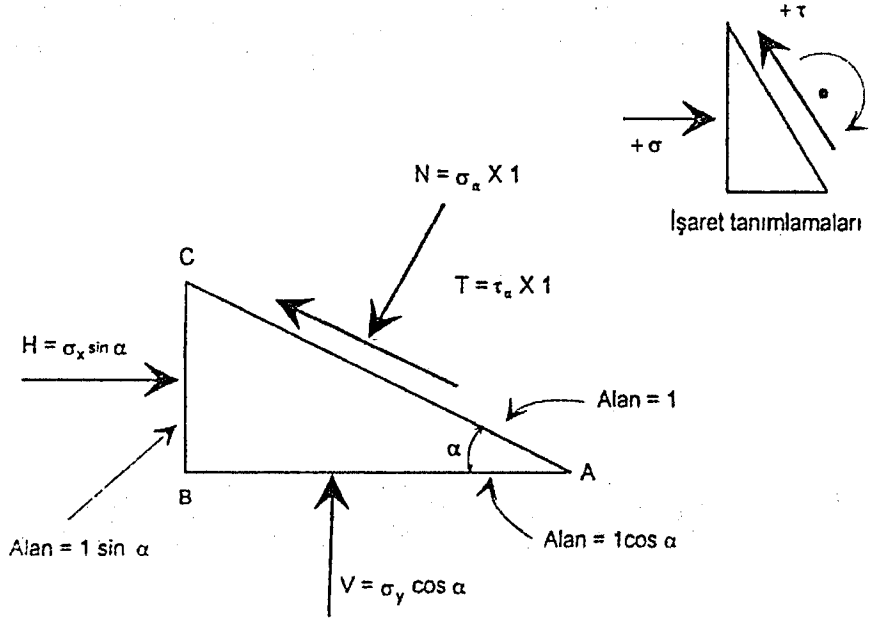
Bir temel veya zemin şev üzerine gelen yük, deformasyonların kabul edilemeyeceği seviyeye kadar atılır o temel veya şev için “göçtü” tabiri kullanılır. Bu durum zeminin dayanımına işaret ediyor demektir. Dayanım, malzemenin katlanabileceği maksimum veya nihai gerilme demektir. Geoteknik mühendisliğinde önemli olan zeminlerin kayma dayanımıdır. Çünkü, temellerde veya zemin mühendisliğinde karşılaşılan problemler aşırı şekilde uygulanan kayma gerilmelerinden kaynaklanmaktadır.

Bir zemin kütlesi içinde uygulanan kuvvetin uygulanma noktası ya bir tane, veya boşluktur (gözenektir). Boşluğun bir kuvvete dayanabilmesinin mümkün olmadığı bellidir. Ancak, kuvvetin bir taneye uygulanması durumunda gerilme çok büyük olabilir. Bu sebeple, zemin malzemesinde gerilmeden bahsederken gerçekte birim alana düşen kuvvetten bahsedilir. Bu durumda söz konusu alan, brüt enine kesit alanı veya mühendislik alanıdır. Bu alanın kapsamı içine tanenin tane ile teması ve boşluklar girer.

Şekil 5.1’de görüldüğü gibi, üzerine  $F_1, F_2, \dots, F_n$  şeklinde bir dizi kuvvetin etki ettiği bir zemin kütlesini göz önüne alınırsa, bir an için bu kuvvetlerin iki boyutlu bir düzleme etki ettiğini varsayıldığında, zemin kütlesi içinde bu kuvvetlerin her birini küçük bir eleman üzerinde (aynı şekilde O noktasında olduğu gibi) bileşenlerine ayrılır. Bu kuvvetlerin sözcüğü O noktasından geçen ve yatayla  $\alpha$  açısı yapan bir düzlem üzerinde normal ve kayma bileşenlerine ayrılması Şekil 5.2’de gösterilmiştir. Buradaki işaret tercihi, geoteknik mühendisliğindeki çoğu normal gerilmelerin basınç türünden olmasından dolayı, basınç kuvvetleri ve basınç gerilmelerinin pozitif olması şeklindedir. Bu tercih, pozitif kayma gerilmeleri küçük eleman üzerinde saatin tersi yönde bir çiftin (kuvvet çifti) oluşmasını gerektirir.



Şekil 5.1. Birkaç kuvvet etkisi altındaki zemin kütlesi



Şekil 5.2. Şekil 5.1'deki O noktasındaki küçük bir eleman üzerine etkileyen kuvvetlerin bileşenlerine ayrılması.

İşaret tanımlamaları küçük şekilde gösterilmiştir. Bunun başka türlü ifadesi ise; Şekil 5.2'deki küçük şekilde görüldüğü gibi, pozitif kesme kuvvetleri



(veya kaymalar) elemanın hemen dışındaki bir noktanın etrafında saat yönünde momentler oluştururlar olarak söylenebilir. Saat yönündeki açılar da pozitif alınır. Bu işaret kuralı, normalde yapı mekaniğinde kullanılanın tersidir.

Başlangıç olarak Şekil 5.2'deki eğimli düzlem üzerindeki AC mesafesinin bir birim uzunluğa sahip olduğunu ve aynı şeklin kağıt düzlemine dik yönde (üçüncü boyutta) bir birim derinliğe sahip olduğunu varsayalım. Buna göre, BC düşey düzleminin boyutu  $1 \times \sin\alpha$  ve yatay AB mesafesinin boyutu da  $1 \times \cos\alpha$ 'ya eşittir. Denge durumunda herhangi bir yöndeki kuvvetlerin toplamı sıfır olmalıdır. Böylece, yatay ve düşey yöndeki kuvvetleri toplayarak

$$\Sigma F_h = H - T \cos\alpha - N \sin\alpha = 0 \quad (5.1)$$

$$\Sigma F_v = V + T \sin\alpha - N \cos\alpha = 0 \quad (5.2)$$

elde edilir. 5.1 ve 5.2 eşitliklerindeki kuvvetleri etkidikleri alana bölmek suretiyle normal gerilme ve kayma gerilmesi elde edilir (yatay normal gerilmeleri  $\sigma_x$ ; düşey normal gerilmeleri  $\sigma_y$ ;  $\alpha$  düzlemindeki normal gerilmeleri  $\sigma_\alpha$  ve kayma gerilmeleri de  $\tau_\alpha$  olarak gösterilirse);

$$\sigma_x \sin\alpha - \tau_\alpha \cos\alpha - \sigma_\alpha \sin\alpha = 0 \quad (5.3)$$

$$\sigma_y \cos\alpha + \tau_\alpha \sin\alpha - \sigma_\alpha \cos\alpha = 0 \quad (5.4)$$

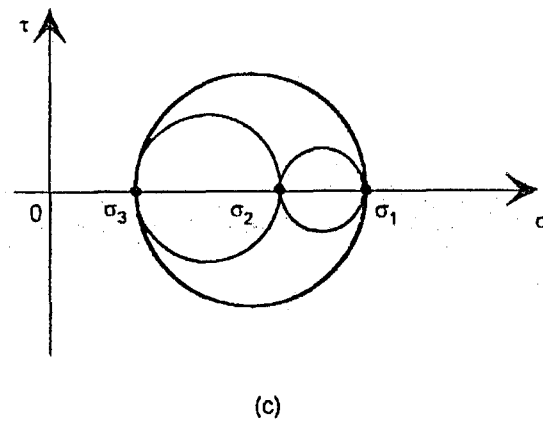
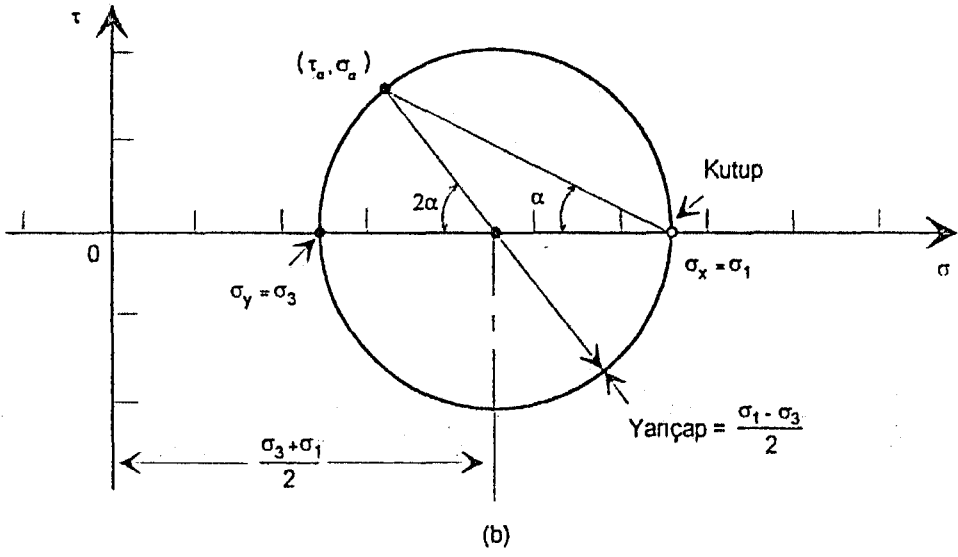
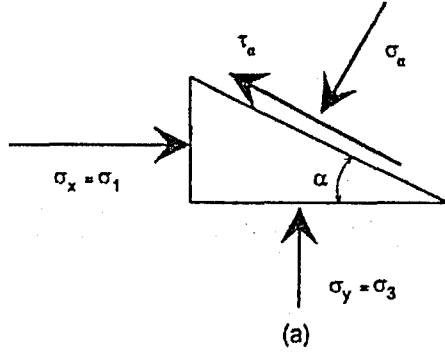
5.3 ve 5.4 eşitlikleri  $\sigma_\alpha$  ve  $\tau_\alpha$  için aynı anda çözümlerse;

$$\sigma_\alpha = \sigma_x \sin^2\alpha + \sigma_y \cos^2\alpha = 0.5(\sigma_x + \sigma_y) + 0.5(\sigma_x - \sigma_y) \cos 2\alpha \quad (5.5)$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_x - \sigma_y) \sin\alpha \cos\alpha = 0.5(\sigma_x - \sigma_y) \sin 2\alpha \quad (5.6)$$

eşitlikleri bulunmuş olur.

Bu eşitliklerin kareleri alınıp toplanmak suretiyle yarıçapı  $(\sigma_x - \sigma_y)/2$  ve merkezi de  $[(\sigma_x + \sigma_y)/2, 0]$  da olan dairenin denklemi elde edilir. Şekil 5.3a'da gösterilen elemanın Şekil 5.3b'de olduğu gibi  $\tau$ - $\sigma$  diyagramında gösterilmesiyle Mohr



Şekil 5.3. Mohr gerilme dairesi: (a) dengedeki eleman; (b) Mohr dairesi  
(c)  $\sigma_2$  'yi içeren Mohr daireleri

gerilme dairesi (Mohr, 1887) elde edilir. Mohr gerilme dairesi dengedeki bir noktaya etkiyen gerilme durumunu temsil eder ve sadece zemin için geçerli olmayıp her türlü malzemeye uygulanır.

Şekil 5.2 ve 5.3a'daki düşey ve yatay düzlemler üzerinde kayma gerilmeleri mevcut olmadığından dolayı bu düzlemler asal düzlemler olarak adlandırılır. Buna göre  $\sigma_x$  ile  $\sigma_y$  de asal gerilmelerdir. Asal gerilmelerin değeri en büyük olanına maksimum asal gerilme denir;  $\sigma_1$  simgesi ile gösterilir. En küçük asal gerilme ise minimum asal gerilme olarak adlandırılır;  $\sigma_3$  simgesi ile gösterilir. Üçüncü boyuttaki gerilme ortanca asal gerilme ve simgesi  $\sigma_2$ 'dir. Ele alınan durum iki boyutlu (düzlemsel) gerilme ile ilgili olduğundan Şekil 5.3b'de  $\sigma_2$  ihmal edilmiştir. Ancak, yine de Şekil 5.3c'de olduğu gibi, tam bir Mohr diyagramı elde etmek için  $\sigma_1$  ile  $\sigma_2$  ve  $\sigma_2$  ile  $\sigma_3$  için iki ayrı daire daha çizilebilir.

5.5 ve 5.6 eşitlikleri asal gerilmeler cinsinden yazılırsa;

$$\sigma_\alpha = 0.5(\sigma_1 + \sigma_3) + 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)\cos 2\alpha \quad (5.7)$$

$$\tau_\alpha = 0.5(\sigma_1 - \sigma_3)\sin 2\alpha \quad (5.8)$$

Burada  $\sigma_x = \sigma_1$  ve  $\sigma_y = \sigma_3$  kullanılır. Şekil 5.3b'deki  $(\sigma_\alpha, \tau_\alpha)$  koordinatlarının 5.7 ve 5.8 eşitlikleri ile tanımlanabileceğinin sağlanması yapılmalıdır. Bu eşitliklerden ayrıca dairenin merkezinin  $[(\sigma_1 + \sigma_3)/2, 0]$  ve yarıçapının da  $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$  olduğunun sağlanması yapılır. Bu durumda, asal gerilmeler bildiği sürece açılı herhangi bir düzlem üzerindeki normal gerilme  $\sigma_\alpha$  ve kayma gerilmesi  $\tau_\alpha$  'yı hesaplayabilmek mümkündür. Aslında,  $\sigma_x$  ve  $\sigma_y$  'nin asal gerilmeler olmadığı genel durumda bile bu eşitlikler kolayca türetilebilir. Mohr dairesi üzerinde bulunan ve kutup noktası olarak adlandırılan spesifik bir noktaya dayanan grafik yöntemi tercih edilir. Bu noktanın çok faydalı bir özelliği vardır: Kutuptan geçen herhangi bir düz çizginin Mohr dairesini kestiği nokta, uzayda aynı yönelimdeki düzlem üzerindeki çizginin gerilme durumunu temsil eder. Bu kavramın anlamı, uzayda herhangi bir düzlem üzerine etkiyen  $\sigma$  ve  $\tau$  gerilmeleri biliniyorsa, o düzleme paralel bir çizgi Mohr dairesi üzerindeki  $\sigma$  ve  $\tau$  koordinatlarından geçecek şekilde çizilebilir. O halde kutup, bu çizginin Mohr dairesini kestiği noktadır. Kutup noktası bilinirse, herhangi bir düzlem üzerine etkiyen gerilmeler kutuptan o düzleme paralel sadece

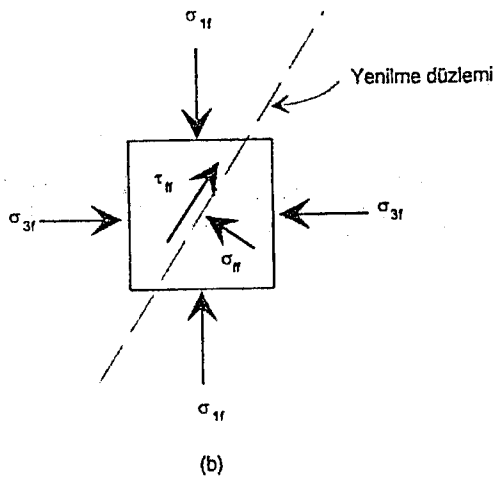
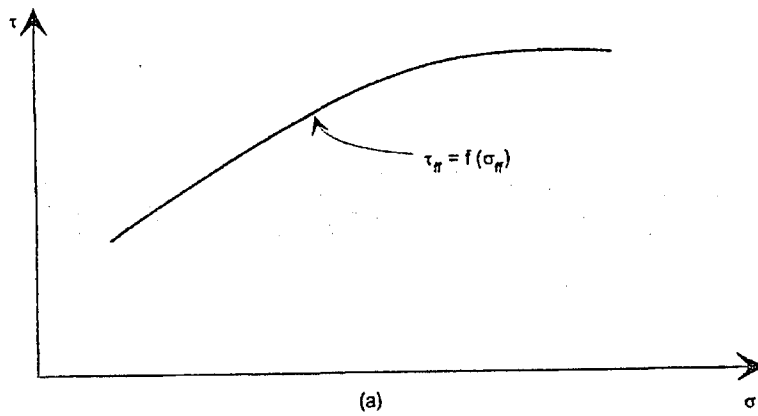
basit bir çizgi çizilerek bulunabilir. Bu çizginin Mohr dairesini kestiği noktanın koordinatları o düzlem üzerindeki gerilmeleri verir.

## 5.2. Mohr-Coulomb Göçme Kriteri

Bu kritere göre, malzemelere uygulanan kayma gerilmesi kayma düzlemi üzerinde normal gerilmenin belli bir değerine erişirse göçme meydana gelir ;

$$\tau_{ff} = f(\sigma_{ff}) \quad (5.9)$$

olur, burada  $\tau$  kayma gerilmesi;  $\sigma$  da normal gerilmedir. Birinci alt simge f, üzerine gerilmelerin etki ettiği düzlemi işaret eder (bu durumda yenilme düzlemi oluyor); ikinci f ise “göçme anında” demektir.

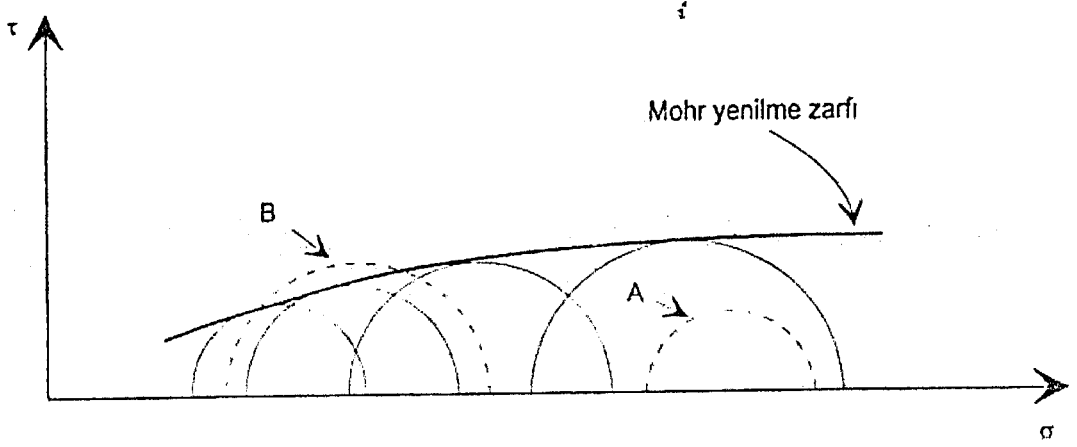


Şekil 5.4. (a) Mohr yenilme kriteri; (b) asal gerilmeler ve yenilme düzlemindeki gerilmeleri gösteren zemin elemanı

$\tau_{ff}$  malzemenin kayma dayanımı demek olup 5.6 eşitliği ile ifade edilen ilişki Şekil 5.4a'da gösterilmiştir. Şekil 5.4b'de bir eleman ve asal gerilmeler ile bunların bir sonucu olarak göçme düzlemi üzerinde gelişen normal gerilme ve kayma gerilmesi görülmektedir.

Bir an için zeminler, kayalar ve diğer birçok malzeme için göçme düzleminin mevcut olduğu düşünülürse, göçme durumundaki asal gerilmeler biliniyorsa, bu özel eleman için gerilme durumunu temsil eden bir Mohr dairesi çizilebilir. Benzer şekilde, göçmeyle sonuçlanan birkaç deney yapılabilir veya göçme durumunda birkaç elemandaki gerilmeler ölçülebilir ve her bir eleman için veya göçme ile sonuçlanan her bir deney için Mohr daireleri çizilebilir. Böyle bir dizi işlem için çizilmiş Mohr daireleri Şekil 5.5'te görülmektedir. Mohr daireleri göçme durumunda çizilmiş olduklarından bunlara teğet bir göçme zarfı çizmek mümkündür. Mohr göçme zarfı olarak adlandırılan bu zarf yenilenme anında kayma gerilmesi  $\tau_{ff}$  ile normal gerilme  $\sigma_{ff}$  arasındaki fonksiyonel ilişkiyi 5.9 eşitliği açıklamaktadır.

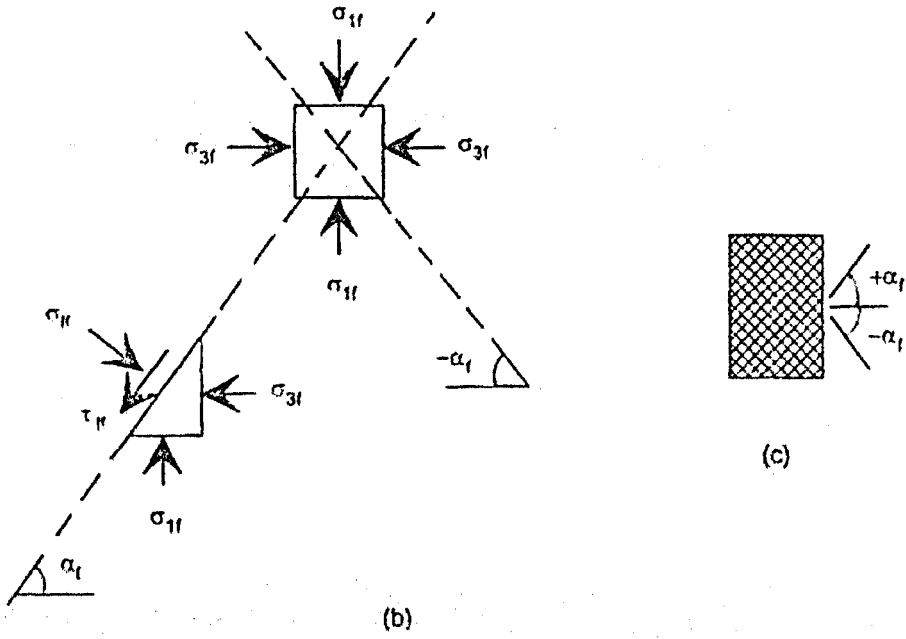
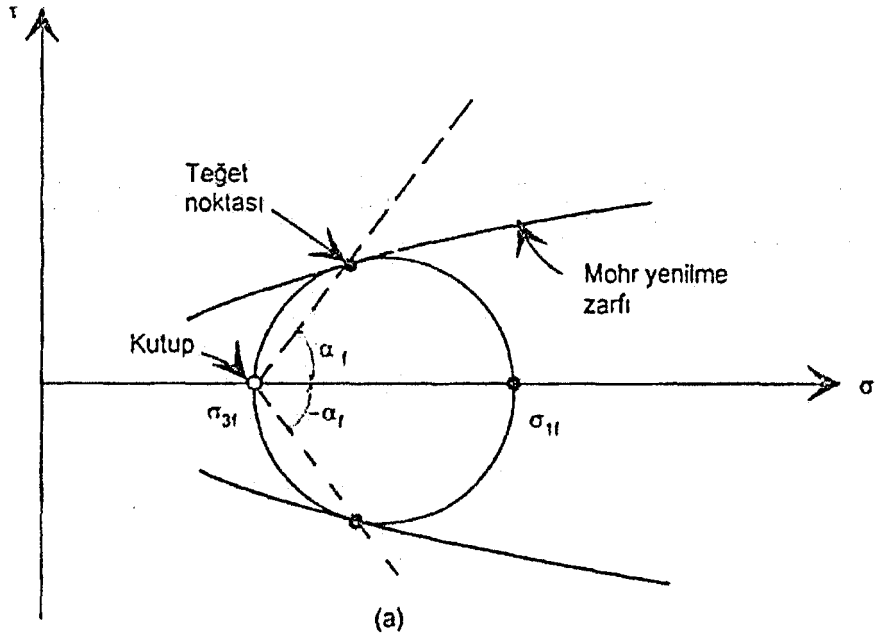
Mohr göçme zarfı altında kalan herhangi bir Mohr dairesinin (Şekil 5.5'te A dairesi) stabil (güvenli) durumu temsil ettiğine dikkat edilmelidir. Göçme ancak normal gerilme ile kayma gerilmesi kombinasyonundan oluşan Mohr dairesinin göçme zarfına teğet olduğu durumda gerçekleşir. Mohr göçme zarfını kesen Mohr dairelerinin (Şekil 5.5'te B dairesi) mevcut olamayacağına dikkat edilmelidir. Eğer bu zarf belli bir malzeme için tek ise Mohr dairelerinin teğet noktası göçme halinde göçme düzlemi üzerindeki gerilme durumunu vermelidir. Kutup yöntemini kullanmak suretiyle Mohr dairesinin zarfa teğet noktasından göçme kırılma açısı tayin edilebilir. Teğet noktasından elemanın veya deney örneğinin kırılma açısını veren hipotez Mohr göçme hipotezidir. Bu hipotez Mohr göçme teorisi ile karıştırılmamalıdır. Mohr göçme hipotezi Şekil 5.6b'deki eleman için Şekil 5.6a'da örnek olarak görülmektedir. Başka bir ifade ile Mohr göçme hipotezi, göçme durumunda Mohr dairesinin Mohr göçme zarfı ile teğet yaptığı noktada göçme düzleminin eğim açısını ifade eder.



Şekil 5.5. Göçme için çizilen Mohr dairelerinden hareketle Mohr göçme zarfının çizilmesi

Şekil 5.6a'da dikkat edilmesi gereken bir diğer konu, her ne kadar zemin mekaniğinde Mohr dairelerinin sadece üst yarısını çizip bunlara teğet yenilme zarfını elde etsek de aynı şekilde alt yarı daireleri ile bir göçme zarfının oluşturulabileceğidir. Burada ifade edilmek istenen, eğer Mohr göçme hipotezi geçerli ise Şekil 5.6a'da görüldüğü gibi bir  $-\alpha_f$  açısının elde edileceğidir. Bir deney örneğinde sıkça meydana gelen ve tek olduğu düşünülen yenilme düzlemi gerçekte deney örneğinin uçlarındaki üniform olmayan gerilme şartlarından ve örneğin kendi içindeki küçük homojenlik bozukluklarından ileri gelmektedir. Basınç altında yenilen bir beton örneğinin üstünde ve altındaki koni neden gelişmektedir. Deney aleti ile numune başlıkları arasındaki kayma gerilmesi örnek içinde üniform olmayan gerilmelerin ortaya çıkmasına yol açar. Eğer her şey homojen ve örneğe de üniform bir gerilme uygulanabilirse Şekil 5.6c'de görüldüğü gibi özdeş açılar ( $\pm\alpha_f$ ) gelişir.

Coulomb zeminlerin kayma dayanımını belirleyen bir alet geliştirerek, deneylerinde kayma dayanımının gerilmeden bağımsız bir bileşeni ve bir de gerilmeye bağlı olan olduğunu fark etti. Gerilmeye bağlı olan bileşen katıların kayma sürtünmesine benzediği için bu bileşeni içsel sürtünme açısı olarak isimlendirerek  $\phi$  sembolü ile ifade etmiştir. Diğer bileşen malzemenin daha çok kohezyon karakteristiği ile ilgili olarak  $c$  sembolü ile ifade edilmiştir.



Şekil 5.6. (a) b elemanındaki kırılma düzlemi açısını tanımlamak için Mohr göçme hipotezi; (b) eleman; (c) eş oluşumlu göçme düzlemleri

Coulomb'un denklemi

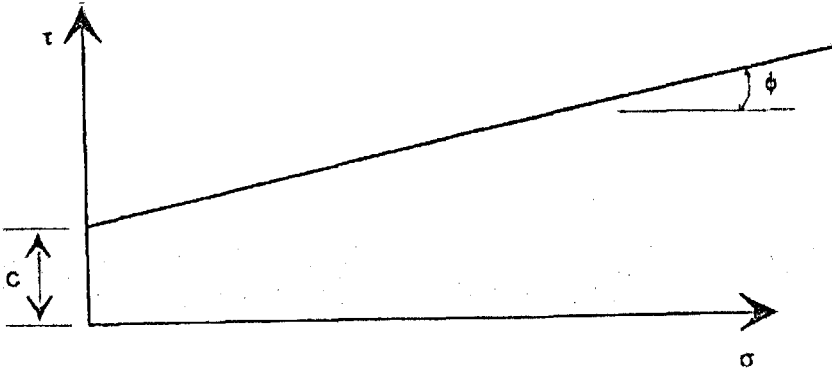
$$\tau_f = \sigma \tan \phi + c \quad (5.10)$$

olup burada  $\tau_f$  zeminin kayma dayanımı,  $\sigma$  uygulanan normal gerilme ve  $\phi$  ile  $c$  de yukarıda tanımlanan dayanım parametreleridir. Bu ilişki grafikte düz bir çizgi olarak verilir ve kullanım açısından da büyük kolaylık sağlamaktadır. Ne  $\phi$  ne de  $c$  malzemenin karakteristik özelliği değildir. Aksine, deney sırasında egemen olan şartlara bağlıdır. Coulomb'un da muhtemelen çokça yaptığı gibi, dayanım parametreleri  $\phi$  ve  $c$ 'yi elde etmek için zemin üzerindeki kesme deney sonuçları grafiğe aktarılabilir (Şekil 5.7). Özel bir gerilme durumunda dayanım parametrelerinden herhangi biri sıfır olabilir. Yani,  $\phi = 0$  olduğu zaman  $\tau = c$  veya  $c = 0$  olduğu zaman  $\tau = \sigma \tan \phi$ .

5.10 eşitliğindeki Coulomb denklemi 5.9 eşitliğindeki Mohr yenilme kriteri ile birleştirilirse son derece uygun bir eşitlik oluşmaktadır. Mohr-Coulomb dayanım kriteri bu noktadan hareketle doğmuştur. Şimdiye kadar zeminlere uygulanan en uygun dayanım kriteri ;

$$\tau_{ff} = \sigma_{ff} \tan \phi + c \quad (5.11)$$

şeklinde yazılabilir.



Şekil 5.7. Coulomb dayanım denkleminin grafik olarak gösterimi

Bu basit kullanım son derece kolay ve diğer göçme kriterlerine göre özel birçok avantajları olan bir ilişkidir. Göçme durumunda göçme düzlemi üzerindeki gerilmeleri hesaplayabilen tek kriterdir. Zemin kütlelerinin daha çok özel yüzeyler



üzerinde kaydığından potansiyel kayma yüzeyleri üzerindeki gerilme durumu belirlenmeye çalışılır. Bu yüzden, Mohr-Coulomb yenilme kriteri zemin şevleri ve temellerin stabilite analizinde çok faydalıdır.

Mohr dairelerinin durumuna geçmeden önce ve geçme anında olmak üzere bakmakta yarar vardır. Mohr geçme zarfının eğim açısı biliniyorsa veya laboratuvar deneylerinden tanımlanmış ise yenilme düzleminin eğimi  $\alpha_f$ 'yi Mohr yenilme zarfının eğimi olan  $\phi$  cinsinden yazmak mümkündür. Bunu yapmak için Mohr geçme hipotezini kullanmak gereklidir. O halde, maksimum asal gerilme düzlemi ile ilgili olarak ölçülen kırılma açısı

$$\alpha_f = 45^\circ + \phi/2 \quad (5.12)$$

eşitliği ile tanımlanır.

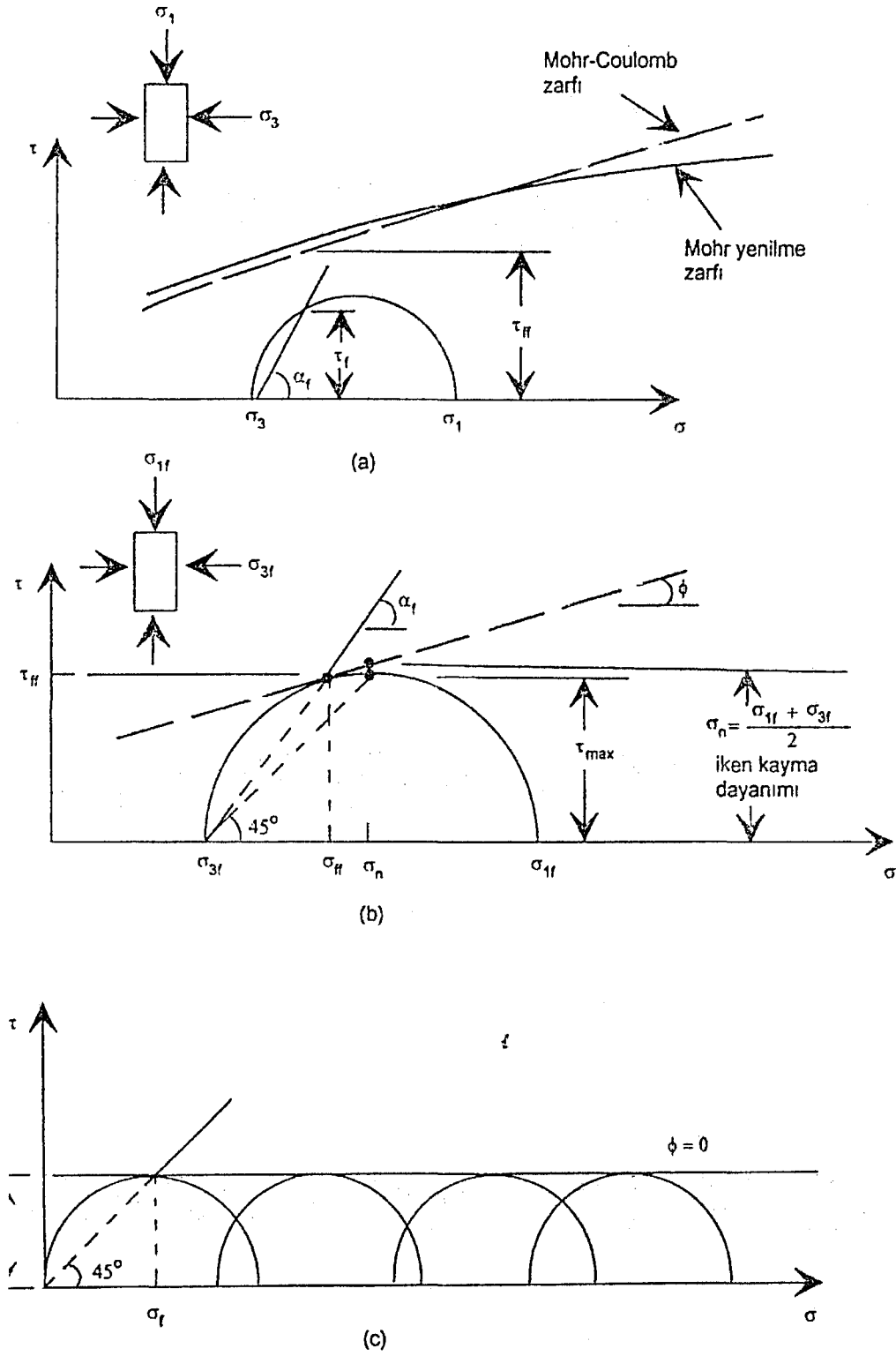
İkinci olarak geçme için gerekli olan gerilmelerden daha küçük asal gerilmelere maruz kalan elemanın durumuna bakılır. Böyle bir gerilme durumu Şekil 5.8a'da gösterilen bir Mohr dairesi ile temsil edilir. Bu durumda  $\tau_f$ , potansiyel kayma düzlemi üzerindeki mobilize (veya kullanılan) kayma dayanımı ve  $\tau_{ff}$  de mevcut kayma dayanımıdır (geçme durumunda geçme düzlemi üzerindeki kayma gerilmesi). Henüz geçme şartlarına erişilmediğinden dolayı bir miktar kullanılmamış kayma dayanımı bulunmaktadır ve bu gerçekte malzeme içindeki emniyet katsayısının tanımıdır.

$$\text{Emniyet Katsayısı (E.K.)} = \tau_{ff}(\text{mevcut}) / \tau_{ff}(\text{uygulanan}) \quad (5.13)$$

Şimdi, eğer gerilmeler geçme meydana gelene kadar arttırılırsa Mohr dairesi geçme zarfına teğet olur. Mohr geçme hipotezine göre yenilme  $\alpha_f$  eğimli düzlem üzerinde ve kayma gerilmesi o düzlem üzerinde  $\tau_{ff}$  ye eşit olunca gelişir. Bu değer elemanın en büyük kayma gerilmesi değildir. Maksimum kayma gerilmesi  $45^\circ$  eğimli düzlem üzerinde etkir ve

$$\tau_{\max} = (\sigma_{1f} - \sigma_{3f})/2 > \tau_{ff} \quad (5.14)$$

ye eşittir. O halde geçme neden  $45^\circ$  eğimli düzlem üzerinde gelişmemektedir. Gelişemez, çünkü o düzlem üzerinde mevcut kayma dayanımı  $\tau_{\max}$ 'dan daha büyüktür ve bu yüzden geçme olmaz.



Şekil 5.8. (a) Göçme öncesi gerilme şartları; (b) göçme anındaki gerilme şartları; (c) kohezyonlu zeminler için Mohr göçme zarfı (Hirschfeld 1963'den)

Bu şart Şekil 5.8b'de Mohr dairesinin tepesindeki maksimum noktasından yukarı doğru Mohr göçme zarfına olan mesafe ile temsil edilir. Bu durum, 45° eğimli düzlem üzerindeki normal gerilme  $\sigma_n$ ,  $(\sigma_{1f} + \sigma_{3f})/2$ 'ye eşit olduğu zaman mevcut olan kayma dayanımını ifade eder.

Yukarıdaki tartışmanın tek istisnası kayma dayanımının normal gerilmeden bağımsız olduğu; yani, Mohr göçme zarfı yatay ve  $\phi = 0$  olduğu zamandır. Bu durum Şekil 5.8c'de gösterilmiştir. Belirli sebeplerden dolayı böyle malzemeler kohezyonlu olarak adlandırılmaktadır. Şekil 5.8c'de gösterilen durum için göçme teorik olarak 45° eğimli düzlem üzerinde gerçekleşir. Burada kayma dayanımı  $\tau_f$  ve teorik göçme düzlemi üzerindeki normal gerilme  $(\sigma_{1f} + \sigma_{3f})/2$ 'dir.

Mohr-Coulomb göçme kriterinin (5.11) eşitliğindeki  $\tau_{ff}$  ve  $\sigma_{ff}$  yerine göçme sırasındaki asal gerilmeler cinsinden yazılmasıdır. Şekil 5.9'a bakarak  $\sin\phi = R/D$  veya

$$\sin\phi = \frac{\frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{2}}{\frac{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}}{2} + c \cot\phi} \quad (5.15)$$

veya  $(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin\phi + 2c \cos\phi \sin\phi$  olduğuna dikkat edilirse,  $c = 0$  olursa eşitlik  $(\sigma_{1f} - \sigma_{3f}) = (\sigma_{1f} + \sigma_{3f}) \sin\phi$  şekline dönüşür ve

$$\sin\phi = \frac{\sigma_{1f} - \sigma_{3f}}{\sigma_{1f} + \sigma_{3f}} \quad (5.16)$$

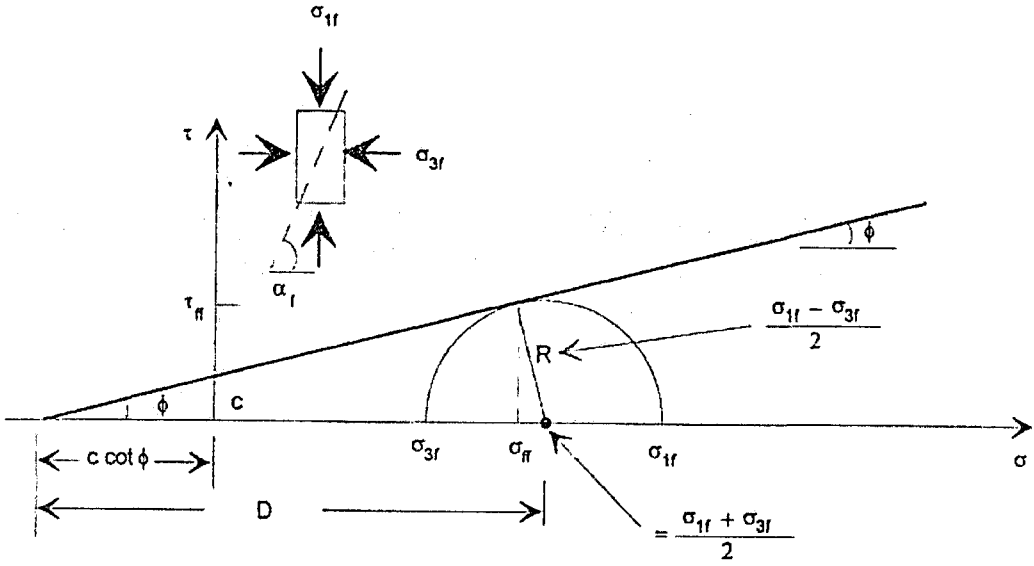
olarak yeniden yazılabilir. Terimleri yeniden düzenlenirse,

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (5.17)$$

orantısı veya bunun tersi

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi} \quad (5.18)$$

elde edilir.



Şekil 5.9. Göçme anındaki bir Mohr dairesi için Mohr-Coulomb direnç zarfı

Bazı trigonometrik bağıntılardan yararlanmak suretiyle (5.17) ve (5.18) eşitliklerinden

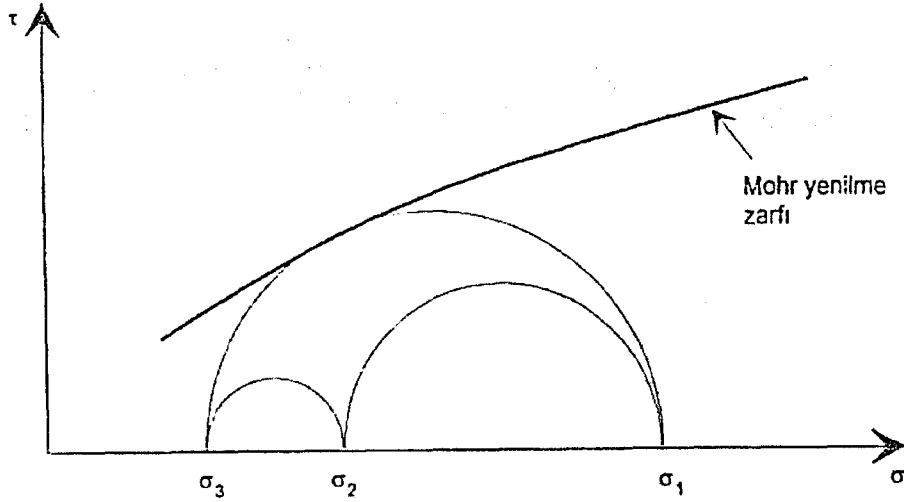
$$\frac{\sigma_1}{\sigma_3} = \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.19)$$

$$\frac{\sigma_3}{\sigma_1} = \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad (5.20)$$

ifadeleri elde edilir. Mohr göçme zarfı  $c = 0$  olan yerde geliştiği için maksimum eğim veya obliklikten dolayı (5.17)'den (5.20)'ye kadar olan eşitlikler obliklik eşitlikleri olarak isimlendirilirler. Bu dört eşitlik elbette ki sadece  $c = 0$  durumu için geçerlidir. Bu eşitliklerin ve Şekil 5.9'un incelenmesinden görüleceği gibi Mohr dairesinin Mohr göçme zarfına teğet olduğu noktanın koordinatları  $(\tau_{ff}, \sigma_{ff})$  zemin elemanında maksimum obliklik düzlemindeki asal gerilmelerdir. Diğer bir

ifade ile,  $\tau_{ff} / \sigma_{ff}$  bu düzlem üzerinde maksimumdur. Daha öncede işaret edildiği gibi, bu düzlem maksimum kayma gerilmesi düzlemi değildir. Bu düzlemde ( $\alpha = 45^\circ$ )  $\tau_{max}$ 'ın  $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 'ye oranı  $T_{ff} / \sigma_{ff}$  'den küçük olduğu için obliklik de maksimumdan küçük olacaktır. Obliklik ilişkileri deney verilerinin değerlendirilmesinde ve zemin yatay basıncı teorilerinde faydalıdır.

Göz önünde bulundurulması gereken son faktör göçme şartlarındaki ortanca asal gerilme  $\sigma_2$ 'nin etkisidir.  $\sigma_2$  tanım itibariyle maksimum ve minimum asal gerilmeler arasında bir yerde olması gerektiğinden üç asal gerilme için Mohr daireleri Şekiller 5.3c ve 5.10'daki gibi olacaktır.  $\sigma_2$ 'nin (büyüklüğü ne olursa olsun) göçme şartlarında Mohr göçme kriteri üzerinde hiçbir etkisinin olmadığı açıktır. Orta asal gerilme  $\sigma_2$ 'nin büyük bir ihtimalle gerçek zeminler üzerinde etkisi vardır; ancak Mohr-Coulomb göçme teorisinde göz önüne alınmamaktadır. (Kayabalı 2002).



Şekil 5.10. Üç boyutlu gerilme durumu için Mohr daireleri

### 5.3. Plastik Göçme Teorisine Giriş

Geoteknik mühendisliği kapsamına giren yapıların üzerinde bulunan yükü göçmeden taşımaları gerekir. Geoteknik mühendisliği problemlerinin çözümü iki

aşamada gerçekleştirilebilir, birinci aşamada dış yüklemeler sırasında yapı malzemesi üzerinde etkili olan kuvvetlere karar vererek yapı elemanları içerisinde oluşan gerilmelerin durumunu incelemek, ikinci aşamada ise malzemenin tepkilerini dış etkilere karşı koyabilme gücünü göz önüne alarak tariflemek gerekmektedir. Burada karşılaşılan gerilme problemleri zemin mekaniğinin, malzeme problemleri ise katılar mekaniğinin konusudur. Mekanik kelimesinin anlamı bir problemi matematiksel olarak formüle etmek ve temel eşitliklerle çözmektir. Ayrıca bütün zeminlerin süreksizliklere sahip olduğunun bilinmesine rağmen zemin mekaniği problemlerinin çözümünde bir sürekliliğin göz önüne alınması gerekmektedir. Bu nedenle “Zemin Mekaniği Süreklilik Teorisi” elastisitenin, plastisitenin ve viskozitenin matematiksel eşitliklerini içermektedir. Süreklilik teorisinde kurulan temel eşitlikler ise, 1) denge ve hareket eşitlikleri, 2) geometri şartları veya deformasyonlar ile deplasmanların uygunluğu, 3) geçerli olan malzeme kanunları veya gerilme-deformasyon ilişkileri olarak gruplar halinde incelenmektedir. Bilindiği gibi uygunluk ve denge eşitlikleri malzemenin karakteristik özelliğinden bağımsızdır ve çoğunlukla metaller için geçerlidirler. Hesaplamalar için geçerli olan eşitlikler ise malzemenin davranışı idealize edilerek bulunmuştur. Malzemenin gerilme-deformasyon ilişkisinde de idealize edilmiş bir cisim (rijit cisim) için uygunluk ve denge eşitlikleri yazılmaktadır.

Malzeme için belirlenen gerilme-deformasyon ilişkisi ise homojenlik, izotropi ve rijit cismin sürekliliği gibi çok sayıda etkene bağlıdır. Zemin mekaniği problemlerinde denge ve uygunluk şartları bir arada sağlanarak ve aynı zamanda malzeme özellikleri göz önüne alınarak çözüm yapılmaktadır. Katılar mekaniğinde yük etkisindeki bir elemanda çevre ve yükleme şartları kesin sınırlarla belirlenebilir. Bu durum, yük altındaki zeminler için de geçerli bir kabuldür ve gerilme-deformasyon analizi için doğrusal elastik, doğrusal olmayan elastik, ideal plastik ve pekleşmiş plastik malzeme kabulleri yapılabilir. Elastik davranışı öngören zemin mekaniği problemlerinin çözümü için gerilme-deformasyon ilişkisinin ispatlanması gereklidir. Ayrıca elastoplastik gerilme-deformasyon ilişkileri ve onların zeminlere uygulanması “Zemin Plastisitesi” adı altında toplanabilir ve bu konu bu başlık altında incelenmektedir. Zemin problemlerinin bilinen stabilite yöntemleri ile çözümü zordur.

Stabilite hesaplarını kolaylaştırmak açısından bazı denge ve uygunluk şartlarının ihmal edilmesi ile plastisite teorisinin yapıların göçme yükünün belirlenmesinde kullanılan teoremlerinden yararlanmak mümkündür. Eğer denge şartı ihmal edilecek olursa yapının göçme yükü için bir üst sınır değeri, uygunluk şartı ihmal edildiğinde de bir alt sınır değeri elde edilmektedir. Yapının göçme analizi üst sınır değerine göre yapılırsa yapı bu belirlenen yüke ulaştığında ancak göçecek, alt sınır değerine göre analiz yapılırsa yapı bu yüke ulaştığında göçmeyecektir. Yapının gerçek göçme yükünün değeri bu iki sınır değer arasında olacaktır. Görüldüğü gibi yapının gerçek yükü için tek bir değer yerine alt ve üst sınır değerleri hesaplanarak çözüme gidilmektedir. Çözüm sırasında matematik modeller ile ilişkili olan plastisite teoremlerinin yanı sıra elastisite teoremleri de kullanılmaktadır. Dolayısı ile de bu teoremlerde çözüm için gerekli olan bazı parametreleri tariflemek, gerilme ve deformasyon kavramlarına açıklık getirme gereği doğmaktadır.

#### **5.4. Plastik Göçme Teoremleri ve Virtüel İş Prensibi**

Plastik analiz çözümleri sadece tek elemanlı yapılar için değil iskelet türü yapılar ve sürekli ortamlar için de geçerlidir. Plastik analiz hesaplamaları sırasında da üç şartın sağlanması istenir; 1) Göçme mekanizmasının oluşması şartı, göçme yüküne bir göçme mekanizmasının oluşmasıyla ulaşılır. 2) Denge şartı, sistemin tümünde veya elemanlarına ayrılabilen yapılarda her elemanda statik dengenin sağlanması gerekir. 3) Plastik moment şartı, seçilen sistemin hiçbir noktasında plastik moment taşıma gücü aşılmamalıdır.

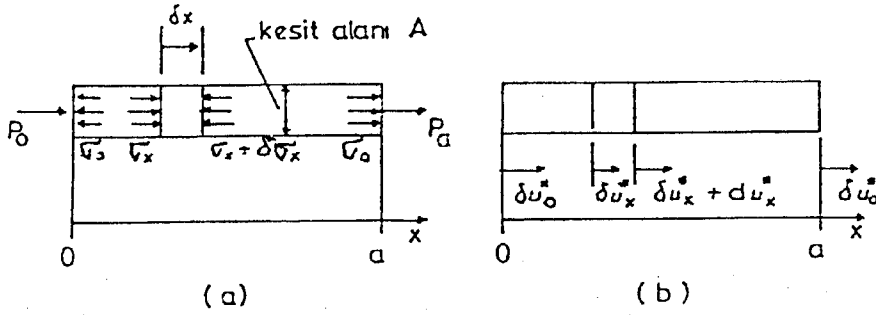
Denge şartının sağlanması için kullanılan “Virtüel İş Prensibi” her malzeme için geçerlidir. Virtüel iş prensibinin ispatı eksenel yüklenmiş bir çubuk ile basit olarak verilebilir. Ayrıca virtüel iş prensibi değişik yükleme durumları için de ispatlanabilir.

**Virtüel İş Prensibi:** Denge de olan bir sisteme virtüel bir yer değiştirme uygulandığında, dış yükler ve deplasmanlar tarafından yapılan iş, iç gerilmeler ve deformasyonlar tarafından yapılan işe eşittir.

Şekil 5.11. den virtüel iş prensibi için

$$P_a \cdot \delta u^*_a + P_0 \delta u^*_0 = \int \sigma_x \cdot \delta \epsilon^*_x d(vol.) \quad (5.21)$$

eşitliği yazılabilir. Burada p yükleri,  $\sigma$  gerilmeleri,  $\delta u^*$  deplasmanları ve  $\delta \epsilon^*_x$  deformasyonları göstermektedir. Kuvvetler ve gerilmelerin dengede olması, deplasmanların ve deformasyonların da uygun olması gerekmektedir. Eşitliğin sol tarafındaki ifadeler yükler tarafından yapılan dış işe, sağ tarafındaki ifade ise iç gerilmeler tarafından yapılan iç işe eşittir.



Şekil 5.11. Eksenal yüklerle yüklenmiş bir elemanda a) yükler ve gerilmeler, b) deplasmanlar

(5.21) No.lu eşitlikte  $p_0$  ve  $p_a$  kuvvetleri birbiri ile ve  $\sigma_x$  gerilmeleri ile dengededir, aynı şekilde  $\delta u^*_0$  ve  $\delta u^*_a$  deplasmanları  $\delta \epsilon^*_x$  deformasyonları ile uyumluluk içerisinde. Fakat kuvvetler ve gerilmeler kümesinin  $(p, \sigma)$ , deplasmanlar ve deformasyonlar  $(\delta u^*, \delta \epsilon^*)$  kümesi ile hiçbir bağıntısı olmayabilir, böylece malzeme cinsi ne olursa olsun (5.21) eşitliği geçerli olmaktadır.

Virtüel iş prensibi geliştirilerek yeniden yazılacak olursa (5.22) No.lu eşitlik elde edilmektedir.

$$F \cdot \delta w^* = \int \sigma \cdot \delta \epsilon^* d(vol.) \quad (5.22)$$

(5.22) No.lu eşitlik virtüel iş prensibinin genel şeklidir ve burada F dış yükü,  $\delta w^*$  deplasmanları,  $\sigma$  gerilmeleri ve  $\delta \epsilon^*$  deformasyonları göstermektedir.



Plastik analiz çözümünü için seçilmiş olan bir sistemde, göçme mekanizmasında virtüel iş prensibi ile sağlanan denge şartının yanında plastik moment şartını sağlayan göçme yükünün de belirlenmesi gerekmektedir. Bu sebeple göçme yükünün üst ve alt sınır değerlerini bulmak için plastisite teoremlerine ve bu teoremlerin ispatı için de virtüel iş prensibine ihtiyaç vardır. Plastisite teoremlerinin tek zayıflığı sadece ideal plastik malzeme için ispatlanabilir olmalarıdır.

İdeal plastik malzemeyi tanımlamak gerekirse, pekleşmeye uğramadan göçme durumuna ulaşılabilen bir malzeme için göçme zarfı aynı zamanda plastik potansiyeldir ve bu durumda akma kuralı uygun olmaktadır. Uygun akma kuralına göre nihai göçme durumunda plastik deformasyon artış vektörü akma zarfına diktir ve bu noktadan daha sonraki deformasyon artışı için kuvvetler ve gerilmeler sabittir. Böylece deformasyonun elastik bileşenleri sıfırdır ve sonuçta toplam deformasyon, plastik deformasyonla aynı olmaktadır.

**Üst Sınır Teoremi:** Seçilmiş bir plastik göçme mekanizması üzerinde bir grup dış yük varsa, bu sisteme uygulanan deplasman artışından dolayı oluşan virtüel iş denklemleri sağlanmalıdır; bu durumda mekanizmada göçme oluşacaktır ve mekanizma üzerindeki dış yükler gerçek göçme yüklerinin bir üst sınırını oluşturacaklardır.

**Alt Sınır Teoremi:** Eğer gerilme durumu ile dengede olan bir küme dış yük varsa ve gerilme durumu malzeme için tanımlanan göçme kriterini hiçbir noktada aşmıyorsa sistemde göçme oluşmaz ve bu dış yükler gerçek göçme yüklerinin bir alt sınırını oluşturmaktadırlar.

Üst sınır teoreminin tarifinden plastik göçme mekanizmasının gerçek göçme mekanizması olmasına gerek olmadığı sonucu çıkarılmakta ve denge hakkında hiçbir şey söylenmemektedir. Alt sınır teoreminin tarifinden ise gerilme durumu dengesinin gerçek göçme gerilme durumu olmasına gerek olmadığı sonucu çıkarılmakta, deformasyonlarla deplasmanların uyumu hakkında hiçbir şey söylenmemektedir. Bu durumda kesin bir çözüm için gerekli olan şartlardan birisi ihmal edilmektedir ve teoremlerden elde edilen yükler gerçek göçme yüklerinin sınırlarını oluşturmaktadır.

## 5.5. Plastik Göçme Teoremlerinin Virtüel İş Prensibi İle İspatı ve Teoremlerin Zeminlere Uygulanması

Plastik göçme teoremlerinin ispatı için virtüel iş prensibinden yararlanmak mümkündür.

Üst sınır plastisite teoreminin ispatı için  $F_c$  dış yükü ile yüklendiğinde göçen bir yapı göz önüne alınırsa, bu  $F_c$  göçme yükü etkisi ile  $\sigma_c$  gerilmeleri oluşacaktır. Üst sınır yükünü  $F_u$  ve bunlardan dolayı oluşan gerilmeleri  $\sigma_u$  terimleri,  $\delta w_u$  üst sınır deplasmanları kümesini ve  $\delta \varepsilon_u$  iç deformasyon artışlarını ifade ettiğinde, tüm bunlar uyumlu bir göçme mekanizmasını oluşturmaktadır. Böylece virtüel iş prensibinden üst sınır teoremi için

$$\sum F_u \cdot \delta w_u = \int \sigma_u \cdot \delta \varepsilon_u d(vol.) \quad (5.23)$$

eşitliği yazılabilir. Üst sınır teoremine dayanarak gerçek göçme yükü için  $F_c$  ve gerilmeler için de  $\sigma_c$  ifadesi kullanılmalıdır. Bu durumda (5.23) No.lu eşitlik aşağıdaki şekle dönüşmektedir.

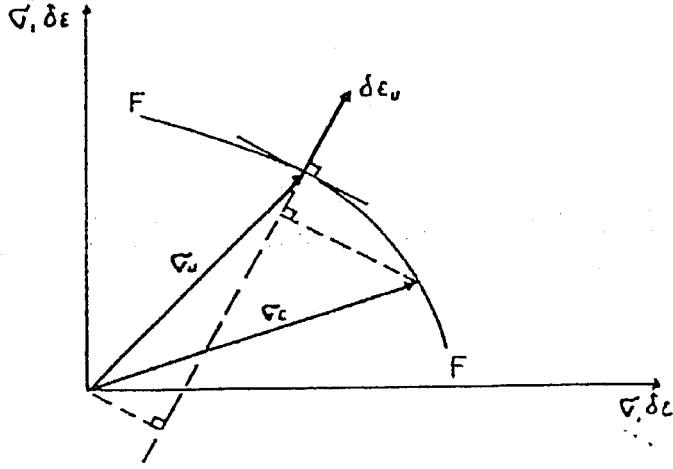
$$\sum F_c \cdot \delta w_u = \int \sigma_c \cdot \delta \varepsilon_u d(vol.) \quad (5.24)$$

Ayrıca üst sınır teoremine göre  $F_u$  üst sınır yükleri  $F_c$  gerçek göçme yüklerinden daima büyük veya en azından eşit olmak zorundadır. Bu ifadeyi ispatlamak için ise ideal plastik malzemenin kırılma zarfından yararlanmak mümkündür. Şekil 5.12. de görülen FF çizgisi bir kırılma zarfı ve aynı zamanda da plastik potansiyel görevi görmektedir. Şekil üzerinde görülen hem  $\sigma_c$  hem de  $\sigma_u$  vektörü aynı zamanda kırılma zarfına ulaşacak ve her ikisi de göçmeye sebep olacaklardır.

Ayrıca  $\delta \varepsilon_u$  deformasyon artış vektörü plastik potansiyele diktir ve göçme anında elastik deformasyon bileşenleri sıfırdır. Böylece birim deformasyon artışı için Şekil 5.12. den

$$\sigma_u \cdot \delta \varepsilon_u \geq \sigma_c \cdot \delta \varepsilon_u \quad (5.25)$$

elde edilmektedir.



Şekil 5.12. Üst sınır teoreminin ispatı

Virtüel iş prensibi ile yazılmış olan eşitliklerde göz önüne alındığında

$$F_u \geq F_c \quad (5.26)$$

olduğu ispatlanmış olmaktadır.

Alt sınır plastisite teoreminin ispatı için ise dış yüklerin alt sınır değeri  $F_L$  ve bu değerler ile dengede olan gerilmeler de  $\sigma_L$  ile gösterildiğinde,  $\sigma_L$  değerleri göçme kriterini aşmazlar. Bu durumda virtüel iş prensibi yazıldığında

$$\sum F_L \cdot \delta w_c = \int \sigma_L \cdot \delta \varepsilon_c d(vol.) \quad (5.27)$$

eşitliği elde edilmektedir. Burada  $\delta w_c$  göçme anındaki deplasmanları,  $\delta \varepsilon_c$  ise göçme anındaki deformasyonları göstermektedir. Göçme anındaki  $F_c$  yükü için virtüel iş prensibi yazıldığında ise (5.28) No.lu eşitlik elde edilmektedir.

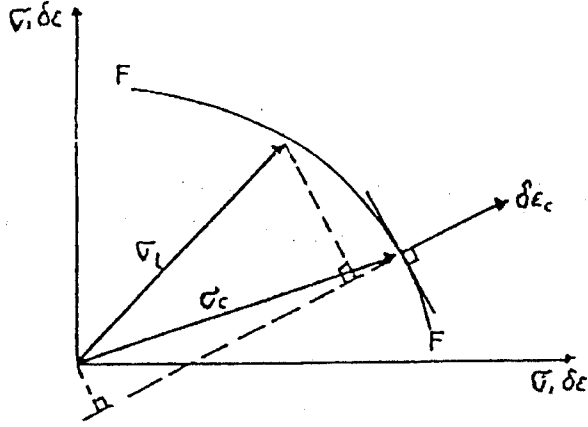
$$\sum F_c \cdot \delta w_c = \int \sigma_c \cdot \delta \varepsilon_c d(vol.) \quad (5.28)$$

Böylece Şekil 5.13.ün geometrisinden

$$\sigma_L \cdot \delta \varepsilon_c \leq \sigma_c \cdot \delta \varepsilon_c \quad (5.29)$$

ve dolayısı ile de

$$F_L \leq F_c \quad (5.30)$$



Şekil 5.13. Alt sınır teoreminin ispatı

yani alt sınır plastisite değerleri, göçmeye sebep olan gerçek değerlerden daima küçük veya en az eşit olmaktadır.

Sınır teoremlerinden zeminler için yararlanabilmek ancak sürekli bir zemin ortamı geliştirmekle olmaktadır. Çünkü sınır teoremleri idealize plastik malzemeler için geçerlidirler ve bunların nihai göçme durumuna ulaştıkları noktada elastik birim deformasyonlar sıfırdır, yani kırılma zarfı aynı zamanda plastik potansiyel görevi görmektedir.

Pratikte karşılaşılan çoğu problemler uzun duvarlar, uzun temeller ve şevlerin stabilitesi olduğundan konuyu düzlem deformasyon şartları içerisinde incelemek yararlı olmaktadır. Hesaplamalar sırasında karşılaşılan güçlük nihai durumdaki mukavemetin mi yoksa kritik durumdaki mukavemetin mi kabul edileceğidir. Nihai göçme durumunda gerilmeler kritik durum çizgisi üzerinde olacaklarından, zemin sıfır elastik deformasyon ile plastik olarak deforme olmaktadır.

Doygun bir zeminin drenajsız yüklenmesi durumunda nihai göçme için uygun göçme kriteri

$$\tau_n = t = c_u \quad (5.31)$$

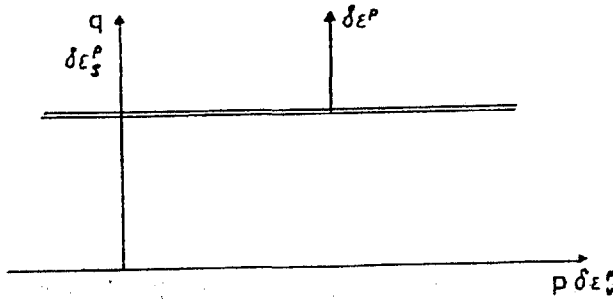
olmaktadır. Burada  $c_u$  drenajsız kayma mukavemetidir ve kırılma zarfından elde edilmektedir. Kritik durumda gerilmeler sabit kalmakta ve  $\delta\varepsilon_v = 0, \delta\varepsilon_v^o = 0$  ve  $\delta\varepsilon_v^p = 0$  olmaktadır. Böylece plastik deformasyon artış

vektörü drenajsız göçme zarfına dik olmaktadır, Şekil 5.14. Göçme zarfı plastik potansiyel görevi yapmaktadır. Sonuç olarak drenajsız yükleme durumunda göçme kriteri toplam gerilmelere göre bulunmakta, normalite şartı geçerli olmakta ve birleştirilmiş akma kuralı uygun olmaktadır. İlave olarak drenajsız yükleme durumunda hacimsel deformasyon artışı  $\delta\varepsilon_v = 0$  ve  $\psi$  açısı da hacimsel deformasyona bağlı olarak değiştiğinden  $\psi = 0$  olmaktadır.

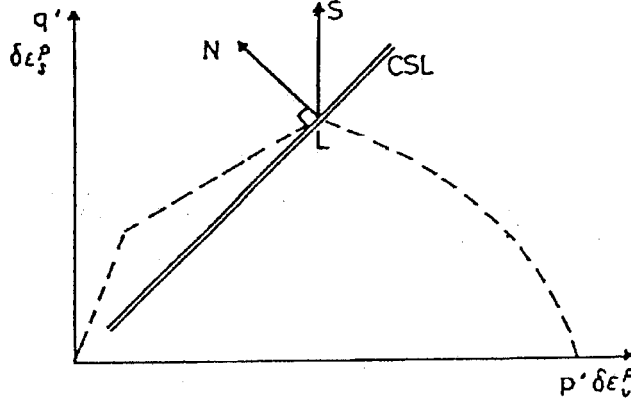
Drenajlı yükleme durumunda ise plastik potansiyel olarak kritik durum çizgisi (CSL) alınmaktadır, çünkü zemin için nihai göçme zarfı kritik durum çizgisidir. Eğer akma kanunu zemine uygun ve normalite şartı da geçerli ise CSL plastik potansiyel olarak alınabilir. Kritik durum çizgisinin denklemi  $q' = Mp'$  olduğuna göre, kritik durum çizgisi de plastik potansiyel görevi yaparsa, bu çizgiye dik olan plastik deformasyon artış vektörü LN için,

$$\frac{\delta\varepsilon_v^p}{\delta\varepsilon_s^p} = -M \quad (5.32)$$

yazılabilir. Kritik durumda  $\delta\varepsilon_v = 0$ ,  $\delta\varepsilon_v^\theta = 0$  ve  $\delta\varepsilon_v^p = 0$  olduğuna göre bu durumda gerçek plastik deformasyon artış vektörü düşey, LS olmaktadır, Şekil 5.15.



Şekil 5.14. Drenajsız yükleme için göçme zarfı



Şekil 5.15. Drenajlı yükleme için göçme zarfı

Sonuç olarak drenajlı yükleme için kritik durum çizgisi plastik potansiyel görevi yapamaz, akma kuralı uygun değildir ve normalite şartı sağlanmamıştır.

Kritik durumda nihai göçme anındaki normal ve kayma gerilmelerin büyüklüğü için

$$\tan \phi'_{cs} = \frac{\tau_n}{\sigma_n} \quad (5.33)$$

eşitliği geçerlidir. Burada  $\phi'_{cs}$ , Mohr dairesi üzerindeki  $\sigma_n'$  ve  $\tau_n'$  noktalarından orijine çizilen teğet ile  $\sigma'$  ekseninin yaptığı açıdır.  $\phi'_{cs}$  kritik durumdaki sürtünme açısı olarak da isimlendirilmektedir. Drenajlı yükleme durumunda, nihai göçme için uygun eşitlik

$$\tau_n' = \sigma_n' \tan \phi'_{cs} \quad (5.34)$$

olmaktadır. Diğer taraftan kritik durumdaki nihai göçme durumunda dilatasyon açısı da  $\psi = 0$  olmaktadır. Buna göre  $\psi \neq \phi'_{cs}$  'dır.  $\psi \neq \phi'_{cs}$  olması ile de drenajlı yükleme durumu için zeminler ideal plastik değildirler.

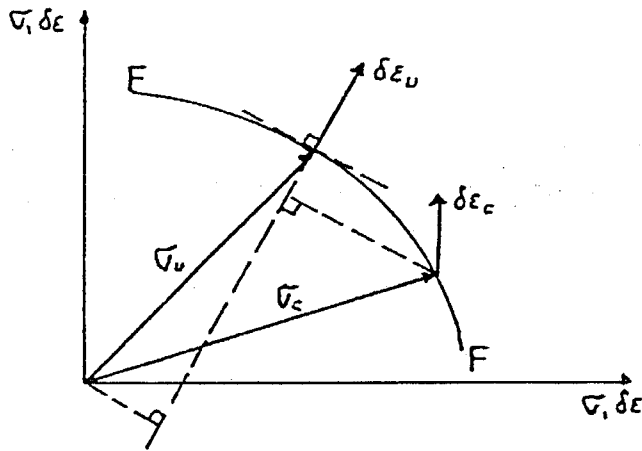
Drenajlı yükleme durumunda zemin için normalite şartı geçerli değil ise üst sınır değerlerini hesaplamada yardımcı teoremlerden yararlanılmakta ve alt sınır değerlerinin hesaplanması için ise bazı kabuller yapılmaktadır. Yardımcı teoremlerden birisinde, ideal plastik bir malzeme de drenajlı yükleme ile göçmeye sebep olan herhangi bir yük, aynı göçme kriterine sahip fakat göçme anındaki deformasyon artış vektörlerinin göçme zarfına dik olmadığı malzemelerde de

göçmeye sebep olduğu ifade edilmektedir. Bu durumda, eğer bir zemin için  $\psi = \phi'_{cs}$  kabul edilerek drenajlı yükleme durumunda üst sınır hesaplanırsa, hesaplanan yükler kritik durumda  $\psi = 0$  olsa bile üst sınır yükleri olmaktadır.

Şekil 5.16. da görüldüğü gibi göçme durumundaki  $\delta\varepsilon_c$  vektörü FF göçme zarfına dik değildir. Üst sınır teoreminin ispatında olduğu gibi  $F_u$ ,  $\sigma_u$  üst sınıra ait yükler ve gerilmeler ile  $F_c$ ,  $\delta\varepsilon_c$  gerçek göçme yükleri ve deformasyon artış vektörü arasındaki bağıntıdan

$$F_u \geq F_c \quad (5.35)$$

eşitliği bulunmaktadır.

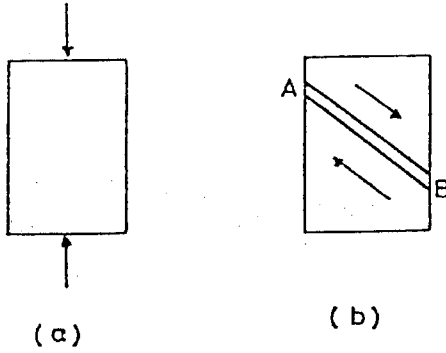


Şekil 5.16. İdeal olmayan plastik malzeme için üst sınır teoreminin ispatı

Drenajlı yükleme durumundaki alt sınırı belirleyebilmek amacı ile normalite şartının geçerliliği ve  $\psi = \phi'_{cs}$  kabulü yapılmaktadır. Bu kabulü yapmaktaki amaç drenajlı yükleme durumu için hesaplanan alt sınır yükünün gerçek bir alt sınır olup olmadığının belirlenmesidir. Drenajlı yüklenen zeminlerde göçme kriteri  $\psi = \phi'_{cs}$  kabul edilerek elde edilen yükün,  $\psi = 0$  olsa bile gerçek değerine yakın bir yük olacağı Palmer (1966) tarafından ifade edilmiştir.

## 5.6. Plastik Göçme Mekanizmaları ve Göçme Sırasında Yapılan İşteki Artışın Hesabı

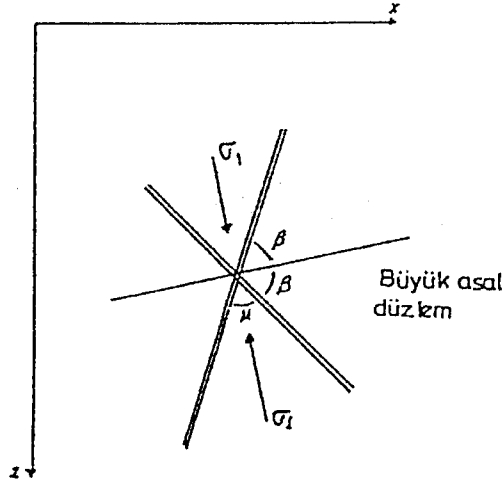
Yapıların plastik analiz ile çözümünde yapı sistemine plastik mafsallar ilave edilerek bir göçme mekanizması elde etmek mümkündür. Sürekli bir ortamda ise kayma düzlemleri ilave edilerek mekanizmanın elde edilmesi söz konusudur. Şekil 5.17. de görüldüğü gibi sürekli bir ortamda oluşmuş dikdörtgen blok A-B kayma düzlemi ilavesi ile göçme mekanizması konumunu almıştır. Burada blokların birbirini üzerinden A-B kayma düzlemi boyunca hareketi sonucu plastik göçme oluşmaktadır.



Şekil 5.17. Basit bir plastik göçme mekanizması

Plastik göçme mekanizmasını elde etmek her zaman bu kadar kolay olmayabilir. Sürekli deformasyona uğrayan bir malzemede farklı yönlerde kayma düzlemleri oluşabilir. Bu durumda oluşan kayma düzlemlerinin doğrultuları ve aralarındaki açının değeri önem kazanmaktadır. Şekil 5.18. de görüldüğü gibi iki doğrultuda ve birbirini kesen kayma düzlemleri ele alındığında aradaki açının değeri  $\mu$ 'ye eşit olmaktadır.





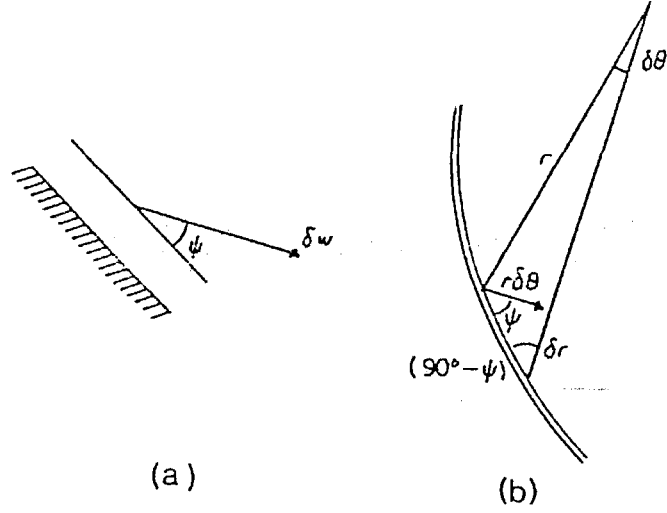
Şekil 5.18. Kayma düzlemlerinin doğrultuları

Sürekli deformasyona uğrayan bir malzemede oluşan kayma düzlemlerinin doğrultusu sıfır normal deformasyon doğrultusu ile çakışmaktadır ve sıfır normal deformasyon doğrultusundaki kayma düzlemleri de büyük asal düzlem ile  $\pm\beta$  açıları yapmaktadırlar, Şekil 5.18. in geometrisinden,

$$\mu = (90^\circ - \psi) \quad (5.36)$$

olmaktadır.

Plastik göçme mekanizmasının belirlenmesinde malzemenin rijit kaldığı, bütün deformasyonların göçme sırasında, kayma düzlemlerinin göreceli kayması sonucunda oluştuğu kabulü yapılmıştır. Bu durumda sürekli deformasyon durumundan söz edilemez ve sürekli deformasyon yok ise göçme mekanizmasını oluşturan kayma düzlemlerinin doğrultusu konusunda da bir sınırlama olmamalıdır. Fakat yinede birbirlerini  $\mu$  açısı ile kesen kayma düzlemleri için bir sınır belirlemek mümkündür. Drenajsız yükleme durumunda  $\psi = 0$  değerini aldığından  $\mu = 90^\circ$  ye eşit, drenajlı durumda ise  $\psi = \phi'_{cs}$  olduğundan  $\mu = 90^\circ - \phi'_{cs}$  olmaktadır.



Şekil 5.19. Olası kayma düzlemi şekilleri

Kayma düzlemleri doğrusal düzlemler yerine eğrilerden de oluşabilir. Şekil 5.19. (a) ve (b) de sırası ile doğrusal bir kayma düzlemi ile eğri bir kayma düzlemi görülmektedir. Şekil 5.19.(a) da görülen doğrusal kayma düzleminin bir tarafındaki malzeme rijit kalmakta diğer taraftaki kısım ise  $\delta w$  deplasmanı yapmaktadır.  $\delta w$  deplasmanı ile kayma düzlemi arasındaki açının değeri  $\psi$  olmaktadır. Şekil 5.19.(b) de görülen eğri kayma düzlemi ise aralarındaki açının  $\delta\theta$  olduğu iki yarıçap arasında bulunmaktadır.

Şekil 5.19'un geometrisinden

$$\tan \psi = \frac{dr}{r d\theta} \quad (5.37)$$

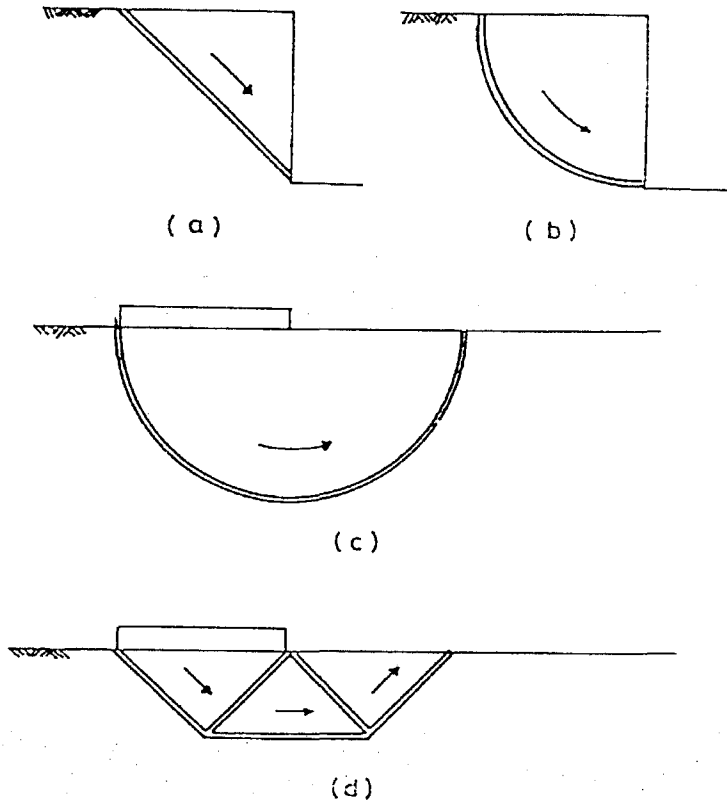
dolayısı ile

$$\frac{r_B}{r_A} = \exp(\Delta\theta \tan \psi) \quad (5.38)$$

olmaktadır. Burada  $\Delta\theta$ ,  $r_A$  ve  $r_B$  yarıçapları arasındaki açıdır.  $\psi > 0$  için kayma düzlemi logaritmik bir yay,  $\psi = 0$  için ise kayma düzlemi bir daire yayı olmaktadır.  $r_A \rightarrow \infty$  için kayma düzleminin düz bir doğru şeklini aldığı görülür.

Sonuç olarak kayma düzlemleri zeminin drenajlı yüklenmesi sonucunda düz çizgi veya logaritmik yay şeklini ( $\psi = \phi_{cs}'$ ) almakta, drenajsız yüklenme durumunda ise düz çizgi veya daire yayı ( $\psi = 0$ ) şeklini almaktadırlar.

Eğer kayma düzlemleri dışında kalan zeminde de sürekli deformasyon durumu varsa başka şekillerde de kayma düzlemleri oluşabilir. Ayrıca birden fazla sayıda kayma düzlemleri plastik göçme mekanizmasını oluşturmak amacı ile çeşitli şekillerde bir araya gelebilirler. Şekil 5.20 de dik bir şevde oluşabilecek kayma düzlemleri ile zemin yüzeyindeki bir temelin drenajsız yüklenmesi ile oluşabilecek kayma düzlemlerine örnekler verilmektedir.



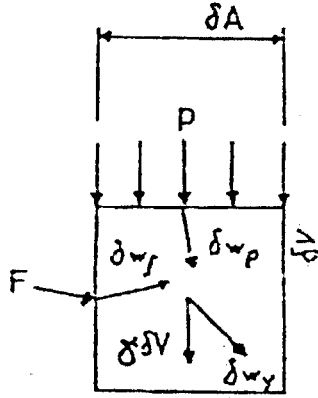
Şekil 5.20. Olası plastik göçme mekanizmaları (Atkinson, 1981)

Bir göçme mekanizmasında düz çizgiler ile daire yayları veya düz çizgiler ile logaritmik yaylar birlikte oluşabilirler fakat daire yayları ve logaritmik yaylar bir arada bulunamazlar.

Plastik göçme mekanizmalarının oluşum şekli kadar plastik göçme sırasında dış yükler ve iç gerilmeler tarafından yapılan işteki artışta önem taşımaktadır. Göçme sırasında yapılan işteki artışı, mekanizmanın oluşum şekillerinde olduğu gibi drenajlı ve drenajsız olarak incelemekte yarar vardır. Hesaplamalar için  $\gamma$  birim hacim ağırlığına ve  $\delta V$  hacmine sahip bir zemin elemanı üzerine  $F$  kuvveti uygulanmaktadır. Zemin elemanı üzerindeki toplam gerilmeler  $p$  ve uygulama alanı da  $\delta A$  olmak üzere drenajsız yükleme için dış yükler ve gerilmeler tarafından plastik göçme sırasındaki iş artışının değeri (5.39.) No.lu eşitlik ile verilmektedir, Şekil 5.21.

$$\delta E = \sum \delta w_f \cdot F + \int_A \delta w_p \cdot p \cdot dA + \int_V \delta w_\gamma \cdot \gamma \cdot \delta dv \quad (5.39)$$

Eşitlikte plastik göçme sırasındaki iş artışı  $\delta E$ , uygun deplasmanlar  $\delta w_f$ ,  $\delta w_p$ ,  $\delta w_\gamma$  ile gösterilmektedir.



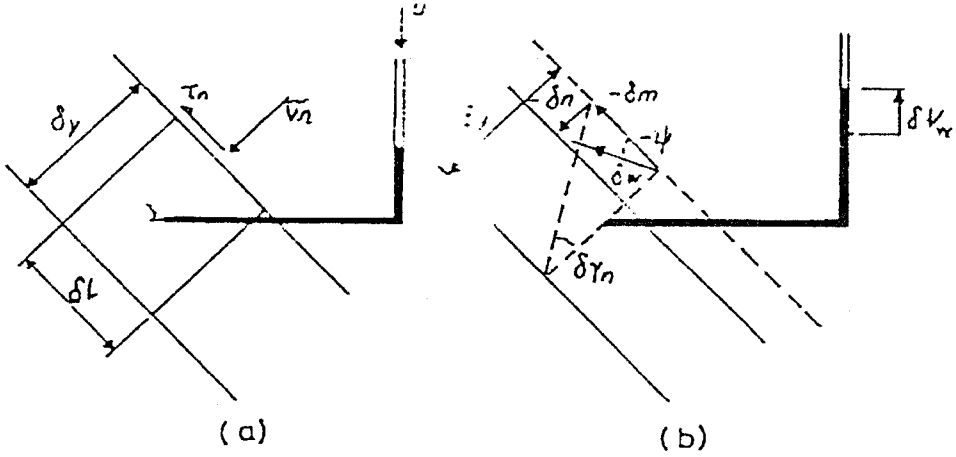
Şekil 5.21. Plastik göçme sırasında yapılan işteki artış

Drenajlı yükleme için plastik göçme sırasında oluşan iş artışının değerinin ise Eşitlik (5.40)'teki gibi olacağı açıktır.

$$\delta E = \sum \delta w_f \cdot F + \int_A \delta w_p \cdot (p - u) dA + \int_V \delta w_\gamma (\gamma - \gamma_w) dV \quad (5.40)$$

Drenajlı durumda oluşan boşluk suyu basıncı  $u$  ile gösterilmektedir. İdeal plastik bir malzeme için göçme anındaki elastik deformasyonlar ve iç gerilmeler tarafından yapılan işteki artış plastik deformasyonlardan kaynaklanmaktadır.

Göçme sırasında kayma düzlemi üzerinde sadece süreksizlik kayması oluşmaktadır ve bu durumdaki plastik deformasyonun süreksizliği göz önüne alınmalıdır. Fakat yapılan iş miktarını belirlemek amacı ile drenajlı ve drenajsız ayrımının yapılması gerekmektedir.



Şekil 5.22. Bir kayma düzlemini geçen gerilmeler ve deplasmanlar

Şekil 5.22.(a) da görülen zemin elemanının boyu  $\delta L$  ve kalınlığı  $\delta y$ 'dir.  $\tau_n$  ve  $\sigma_n$  toplam gerilmeleri ve  $u$  boşluk suyu basıncını, Şekil 5.22.(b) deki  $\delta w$  deplasmanı ve  $-\delta m$  ve  $-\delta n$  deplasman bileşenlerini göstermektedir. Basınç durumundaki hacimsel deformasyon için dilatasyon açısı  $-\psi$ , elemandan çıkan suyun hacmi  $V_w$  ve elemandaki hacimsel değişim  $-\delta V = \delta V_w$  olmaktadır.

$V = \delta y \cdot \delta L$  birim kalınlıklı eleman hacmini göstermek üzere, yapılan işteki artışın değeri

$$\delta w = \frac{1}{V} [-\delta n(\sigma_n \cdot \delta L) - \delta m(\tau_n \cdot \delta L) - u \cdot \delta V_w] \quad (5.41)$$

eşitliğinden bulunmaktadır. İşteki artışın miktarı kayma gerilmeleri ve normal gerilmeler ile ifade edilmek istenirse,

$$\delta w = [\sigma_n \cdot \delta \epsilon_v + \tau_n \delta \gamma_n - u \delta \epsilon_v] \quad (5.42)$$

Kritik durumdaki nihai göçme anında  $\tau_n' = \sigma_n' \tan \phi_{cs}'$  ifadesi yazılarak, göçme sırasındaki iş artışı için

$$\delta w = \tau_n' \delta \gamma_n \left[ 1 - \frac{\tan \psi}{\tan \phi_{cs}'} \right] \quad (5.43)$$

yazılmaktadır. Drenajlı durumda üst sınır hesaplamaları sırasında  $\phi_{cs}' = \psi$  alınmakta idi.

Bu durumda iş artışı ifadesi

$$\delta w = 0 \quad (5.44)$$

olur. Bu sürpriz bir sonuçtur çünkü ideal plastik malzeme mutlaka bir miktar deformasyon yapmaktadır. Fakat malzemede bir miktar sürtünme söz konusu ise bu durum geçerli olmakta ve (5.43) No.lu eşitlik sürtünmeli plastik malzemelerin yaptığı iş için kullanılmaktadır.

Drenajsız yükleme durumunda hacimsel deformasyonun değeri sıfırdır dolayısı ile  $\delta n = \psi = 0$  olmaktadır. Şekil 5.22.(b) 'den  $\delta W = -\delta m$  yazılmaktadır. Böylece kayma düzleminin  $\delta y$  kalınlığından bağımsız olarak, drenajsız yükleme durumunda yapılan iş artışı

$$\delta W = \frac{1}{\delta L} [-\delta m(\tau_n \cdot \delta L)] = \tau_n \cdot \delta w \quad (5.45)$$

eşitliği ile ifade edilmektedir. Kritik durumdaki nihai göçme anında drenajsız yükleme durumunda  $\tau_n = c_u$  olduğu bilinmektedir. Drenajsız kayma mukavemeti  $c_u$ 'nun değeri sadece özgül hacme bağlı olarak değişmektedir. Sonuç olarak sürekli ortamda oluşan göçme mekanizması ayrı ayrı kayma düzlemlerine ayrılarak incelenebilmektedir. Ayrılmış olan her bir kayma düzleminin uzunluğu  $L$  ile gösterilirse, İç gerilmeler tarafından yapılan işteki artışı ve plastik göçme anındaki iş artışının dağılımını

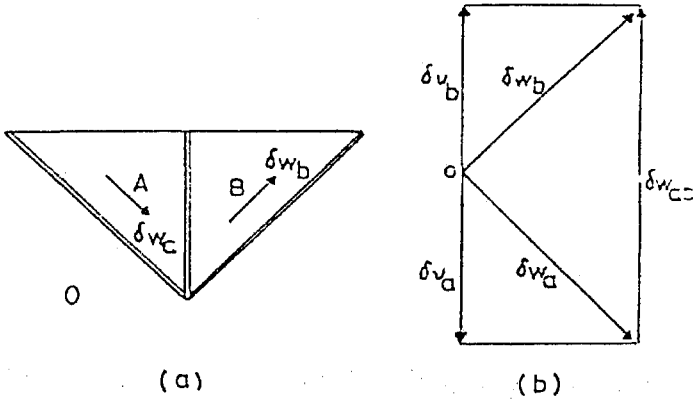
$$\delta W = \sum c_u \cdot L \delta w \quad (5.46)$$

eşitliği ile ifade etmek geçerli olmaktadır.

## 5.7. Deplasman Diyagramları ve Kayma Yelpazeleri

Bir göçme mekanizmasına ait üst sınır değerini hesaplamak için bütün dış yüklerden dolayı oluşan deplasman artışlarını göz önüne almak gerekir. Kayma düzlemlerinin birbirlerine göre deplasmanlarındaki artış ve kayan blokların ağırlıkları da bu dış yüklerin kapsamında olmalıdır. Deplasmanların hesaplanmasında kullanılan yöntemlerden bir tanesi göçme mekanizmasını bileşenlerine ayırmak ve göçme anındaki deplasman artışını grafik yöntemleri kullanarak bulmaktır.

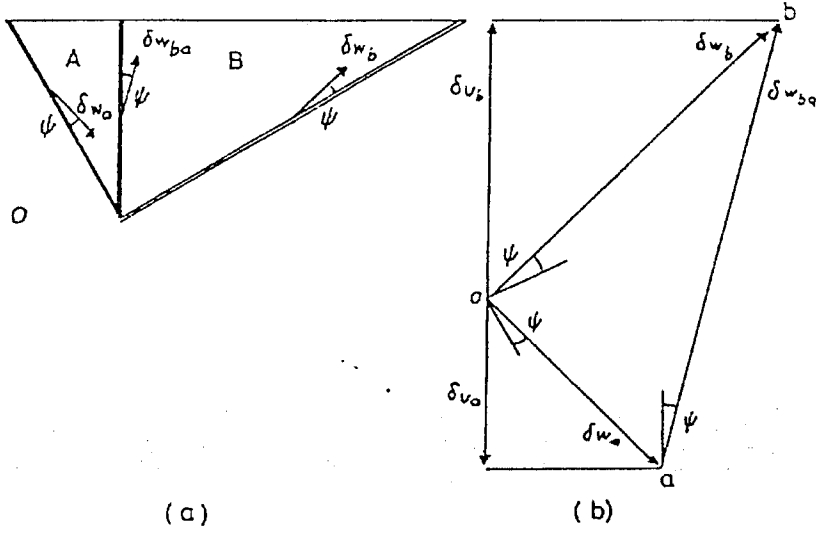
Şekil 5.23(a) da iki kayan blok ve bunların etrafında da rijit bir bölge gösterilmektedir. Şekilde gösterilen kayan bloklara A ve B, rijit bölgeye ise O bölgesi ismi verilerek, bu bölgeler deplasman diyagramında a, b ve o ile tariflenmektedir. Böylece A bölgesinin O ya göre deplasmanı  $\delta w_a$ , B bölgesinin O ya göre deplasmanı  $\delta w_b$  ve B bölgesinin A ya göre deplasmanı  $\delta w_{ba}$  olacaktır. Şekil 5.23(b), Şekil 5.23(a) da verilmiş olan göçme mekanizmasının bütün bölgelerinde oluşan deplasmanları göstermektedir.



Şekil 5.23. Drenajsız yükleme durumunda plastik göçme mekanizmasında oluşan deplasmanlar

Şekil 5.23. de drenajsız yükleme durumu göz önüne alınmaktadır. A ve B bölgesinde oluşan deplasmanların yönleri de O rijit bölgesi ile A ve B bölgesi arasında oluşan kayma bölgesine paralel olmaktadır. Dolayısı ile  $\psi = 0$  olacaktır. Drenajlı yükleme durumunda ise bloklarda oluşan deplasmanlar kayma düzlemleri

ile  $\psi$  açısı yapmaktadırlar. Ayrıca A ve B bölgeleri arasında oluşan deplasman da onları ayıran kayma düzlemi ile  $\psi$  açısı yapmaktadır. Drenajlı yükleme durumunda oluşan deplasmanlar ve deplasmanlardaki artış Şekil 5.24.de görülmektedir. Şekil 5.24.(b) de görülen  $\delta v_a$  ve  $\delta v_b$  , A ve B bloklarına ait deplasman artışının

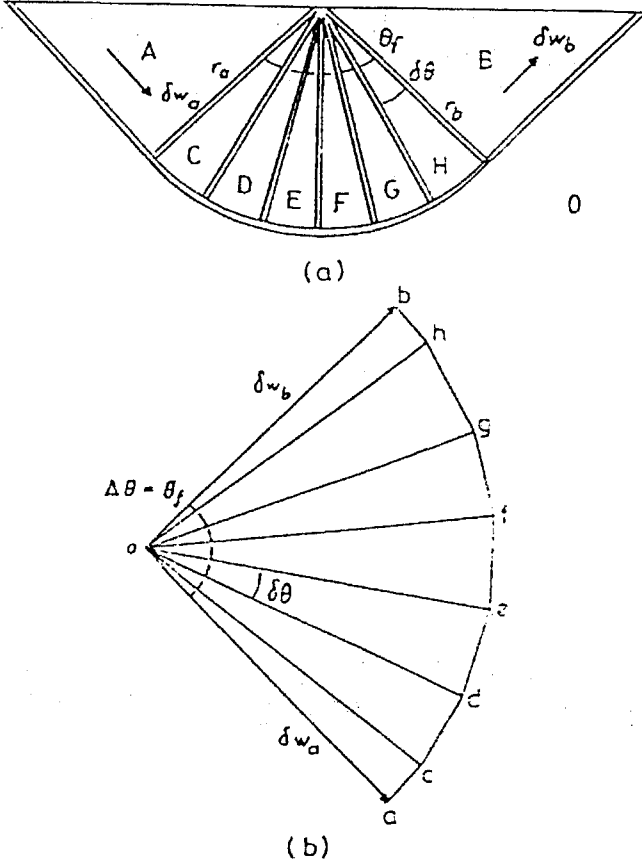


Şekil 5.24. Drenajlı yükleme durumunda plastik göçme mekanizmasında oluşan deplasmanlar

düşey bileşenleridir. Deplasmanın toplam değeri ise her bir deplasman artışı düşey bileşeninin üzerine etki eden kuvvet ile skaler çarpımı sonucu elde edilmektedir.

Plastik göçme mekanizmaları Şekil 5.20.'de de gösterildiği gibi sadece düz çizgilerden değil logaritmik spiral veya daire yaylarından da oluşmaktadır. Kayma düzlemlerinin düzenlenmesi kayma yelpazeleri ile olmaktadır. İki rijit blok uygun bir plastik göçme mekanizması oluşturmayabilir. Bu durumda iki rijit blok arasında eğrisel bir kayma düzlemi bulunabilir. Radyal kayma düzlemi,  $\delta\theta$  kadar açıya sahip kayma düzlemlerine ayrılarak bir kayma yelpazesi oluşturmaktadır, Şekil 5.25(a). Böylece elde edilen mekanizma üzerinde bir deplasman diyagramı kurulabilmektedir, Şekil 5.25(b).





Şekil 5.25. Drenajsız yükleme durumunda bir kayma bölgesi için uygun mekanizma ve uygun deplasman diyagramı

Drenajsız durum için  $\psi = 0$  olmakta ve kayma düzlemleri de dairesel yaylar veya düz çizgilerden oluşmakta idi. Şekil 5.25.(b)'de de görüldüğü gibi deplasman diyagramının  $\delta\theta$  açısı ile bölünmüş olan her bir parçası birer dairesel yaydan oluşmaktadır. Şekil 5.25'nin geometrisinden

$$r_a = r_b \text{ ve } \delta w_a = \delta w_b \quad (5.47)$$

olmaktadır. Burada  $r_a$  ve  $r_b$  kayma yelpazesinin yarıçaplarını,  $\delta w_a$  ve  $\delta w_b$  de deplasman artışlarını göstermektedir.

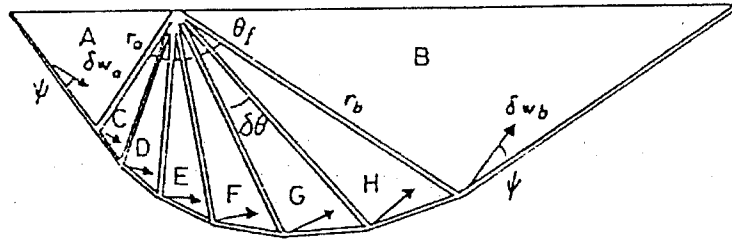
Drenajlı durumda ise  $\psi > 0$  olması sebebi ile deplasman artışının doğrultusu ile kayma düzlemi arasındaki açının değeri de  $\psi$  olmaktadır. Bu durumda kayma

düzlemlerinin logaritmik spirallerden ve düz çizgilerden oluştuğu bilinmektedir. Şekil 5.26'nın geometrisinden

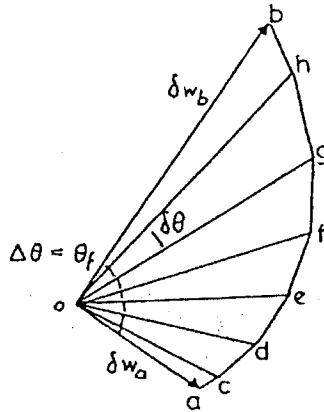
$$r_b = r_a \exp(\theta_f \tan \psi) \quad (5.48)$$

$$\delta w_b = \delta w_a \cdot \exp(\theta_f \tan \psi) \quad (5.49)$$

elde edilmektedir. Eşitliklerde bulunan  $\theta_f$  (yelpaze açısı) toplam deplasman açısını,  $r_a$  ve  $r_b$  yarıçapları,  $\delta w_a$  ve  $\delta w_b$  de deplasman artışlarını göstermektedir. Drenajlı ve drenajsız durumda kayma yelpazesi içerisindeki her bir yarıçap boyunca oluşan deplasman artışı sabittir ve dolayısı ile her bir üçgen blokta sabit kabul edilir.



(a)



(b)

Şekil 5.26. Drenajlı yükleme durumunda bir kayma bölgesi için uygun mekanizma ve uygun deplasman diyagramı

$\psi = \phi_{cs}'$  için drenajlı durumdaki plastik göçme sırasında oluşan bir kayma yelpazesindeki iç gerilmeler tarafından yapılan işteki artışın değeri sıfırdır, Eşitlik

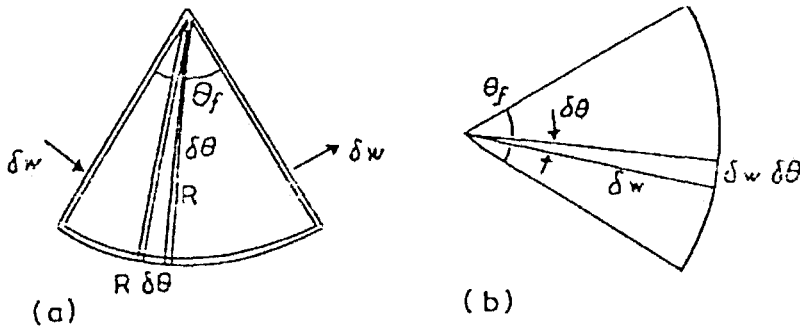
(5.44). Drenajsız durumda ise dairesel yaylardan ve radyal düzlemlerden oluşmuş bir kayma yelpazesindeki iç gerilmeler tarafından yapılan işteki artışın değeri (5.46) No.lu eşitlik ile verilmiştir. Şekil 5.27 de R yarıçapına ve  $\theta_f$  açısına sahip,  $\delta\theta$  açıları ile radyal parçalara ayrılmış bir kayma düzleminin sadece iki tanesi gösterilmektedir. Kayma yelpazesinin iki tarafındaki rijit blokların deplasmanlarındaki artış  $\delta w$  dir ve bu artışa uygun deplasman diyagramı Şekil 5.27(b) de gösterildiği gibi olmaktadır. Radyal kayma düzlemleri ve dairesel yay elemanları için bir kayma yelpazesinde iç gerilmeler tarafından yapılan işteki artış miktarı

$$\delta w = \sum c_u R(\delta w \delta\theta) + \sum c_u (R \cdot \delta\theta) \delta w. \quad (5.50)$$

olmaktadır. Dolayısı ile bir kayma yelpazesinde iç gerilmeler tarafından yapılan işteki artışın miktarı

$$\delta w = 2c_u \cdot R \cdot \Delta\theta \cdot \delta w \quad (5.51)$$

eşitliği ile hesaplanmaktadır.



Şekil 5.27. Drenajsız yükleme durumunda kayma yelpazesinin tek bir bölgesinde iç gerilmeler tarafından yapılan iş

Kayma yelpazeleri çoğunlukla farklı yönlerde kayan rijit blokların plastik göçme mekanizmalarına uygulanarak kullanılmaktadır. Drenajlı ve drenajsız yükleme durumunda  $\theta_f$  açısının değeri  $\delta w$  deplasman vektörünün  $\Delta\theta$  yönünde değişimine eşit olmaktadır, Şekil 5.25 ve Şekil 5.26.

## 5.8. Kayma Düzlemlerinin Oluşumu ve Gerilme Yelpazeleri İle Eksen Dönüşleri

Bir alt sınır hesabı için dış yükler ile dengede olan bir gerilme durumu hesaplanmak istendiğinde uygun göçme kriteri hiçbir noktada aşılmaz. Uygun gerilme durumu noktadan noktaya değişebilir veya gerilmelerde ani çıkışlar veya süreksizlikler olabilir. Fakat denge durumundaki bütün şartlar sağlanmalıdır.

Doygun bir zeminin drenajsız yüklenmesi sırasında, gerilme durumunun değişimine ait denge şartları toplam gerilmelere göre yazılmaktadır, Eşitlik (5.52) ve (5.53).

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma \quad (5.52)$$

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} = 0 \quad (5.53)$$

Drenajlı durumda ise boşluk suyu basıncı da göz önüne alınarak denge şartları efektif gerilme terimleri ile ifade edilmektedir, Eşitlik (5.54) ve (5.55).

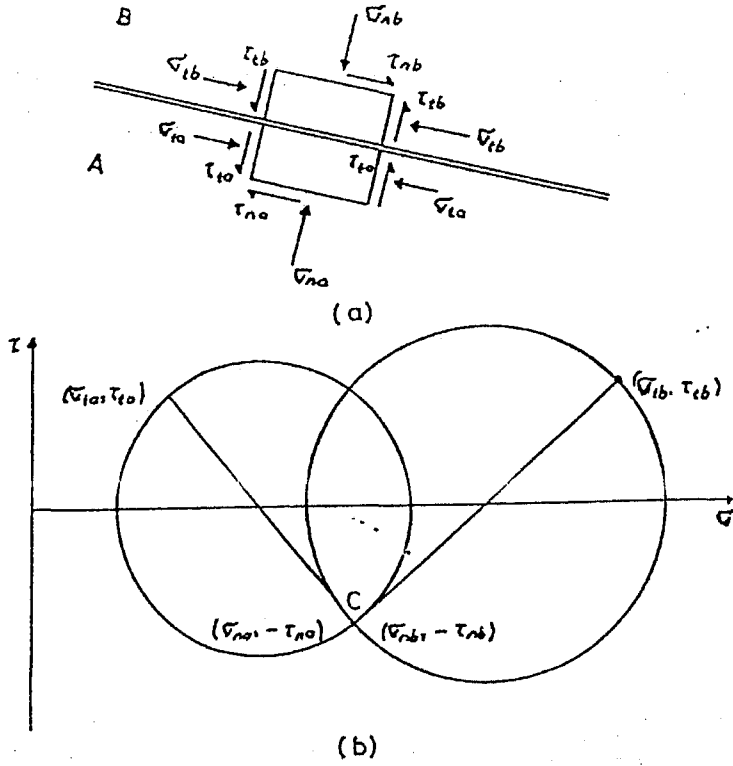
$$\frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau'_{xz}}{\partial x} = \gamma - \frac{\partial u}{\partial z} \quad (5.54)$$

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau'_{zx}}{\partial z} = -\frac{\partial u}{\partial x} \quad (5.55)$$

Şekil 5.28(a) da görüldüğü gibi bir zemin elemanı süreksiz kayma düzlemi ile bölünmüş durumdadır. Süreksiz kayma düzleminin A bölgesindeki gerilmeler, B bölgesindeki gerilmeler ile eşit olmayabilir fakat elemanın denge şartlarının sağlanması gerekmektedir. Dolayısı ile zemin elemanının köşelerine göre alınan moment ifadesinden

$$\sigma_{na} = \sigma_{nb} \quad , \quad \tau_{na} = \tau_{nb} \quad (5.56)$$

olmaktadır.



Şekil 5.28. Süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmelerin durumu

İlave olarak Şekil 5.28(a) da görülen, süreksiz kayma düzlemine normal yöndeki düzlem üzerine etki eden normal gerilmelerden  $\sigma_{ta}$  'nın  $\sigma_{tb}$  'ye eşit olup olmaması zemin elemanının dengesi üzerinde etkili olmamaktadır. Drenajlı yükleme durumunda boşluk suyu basınçları  $u_a$  ve  $u_b$  süreksiz kayma düzleminin her iki tarafındaki zemin elemanı içinde eşit olmakta ve dolayısı ile

$$\sigma'_{na} = \sigma'_{nb} \quad , \quad \tau'_{na} = \tau'_{nb} \quad (5.57)$$

eşitlikleri sağlanmaktadır.

Şekil 5.28(b) de süreksiz kayma düzlemi ile bölünmüş olan zemin elemanının A ve B bölgesi içerisindeki gerilme durumları Mohr dairesi ile gösterilmektedir. Şekil üzerindeki her iki dairede belirli bir C noktasından geçmektedirler ve bu noktadaki gerilmelerin değerinin de süreksiz kayma düzlemi ile paralel olan düzlemler üzerine etki eden  $(\sigma_{na}, -\tau_{na})$  ve  $(\sigma_{nb}, -\tau_{nb})$  olduğu

görülmektedir. C noktası ve Mohr dairesi merkezinden geçen doğru ile gösterilen düzleme ait diğer gerilmeler ise  $(\sigma_{ta}, \tau_{ta})$  ve  $(\sigma_{tb}, \tau_{tb})$  olmaktadır. Bu gerilmeler ise süreksiz kayma düzlemine normal yönde olan düzlem üzerinde etkilidirler.

Şekil 5.29(b) de aynı elemana ait Mohr dairesi üzerinde C noktasından geçen ve süreksiz kayma düzlemine paralel olarak çizilen doğrunun daireleri kestiği  $p_a$  ve  $p_b$  noktaları kutup noktalarıdır. Dolayısı ile en büyük asal gerilme düzlemlerini  $p_a - \sigma_{1a}$ ,  $p_b - \sigma_{1b}$  doğruları ile elde etmek mümkündür. Şekil 5.29(a) da görülen en büyük asal gerilmeler  $\sigma_{1a}$  ve  $\sigma_{1b}$  en büyük asal gerilme düzlemlerine diktirler ve en büyük asal gerilmenin doğrultusunun dönme miktarı

$$\delta\theta = \theta_b - \theta_a \quad (5.58)$$

eşitliği ile hesaplanmaktadır. Şekilden de görüldüğü gibi saat dönüşünün tersi yönünde dönüş pozitif değer olarak alınmaktadır. Mohr gerilme dairesi üzerindeki A ve B bölgelerine ait gerilmeler, düzlem deformasyon için kullanılan  $t$ ,  $s$  parametreleri ile de  $(s_a, t_a)$  ve  $(s_b, t_b)$  olarak ifade edilebilmektedir, Şekil 7.30(b). Alt sınır hesaplamalarında olası gerilme durumu, zeminin uygun göçme kriterini aşamaz ve elde edilen gerilmeler Mohr dairesi ile sınırlanmaktadır. Bunlar Mohr dairesine teğet olarak geçirilen kırılma zarfının değme noktalarıdır. Zeminlerde drenajsız yükleme durumunda kırılma zarfının değeri

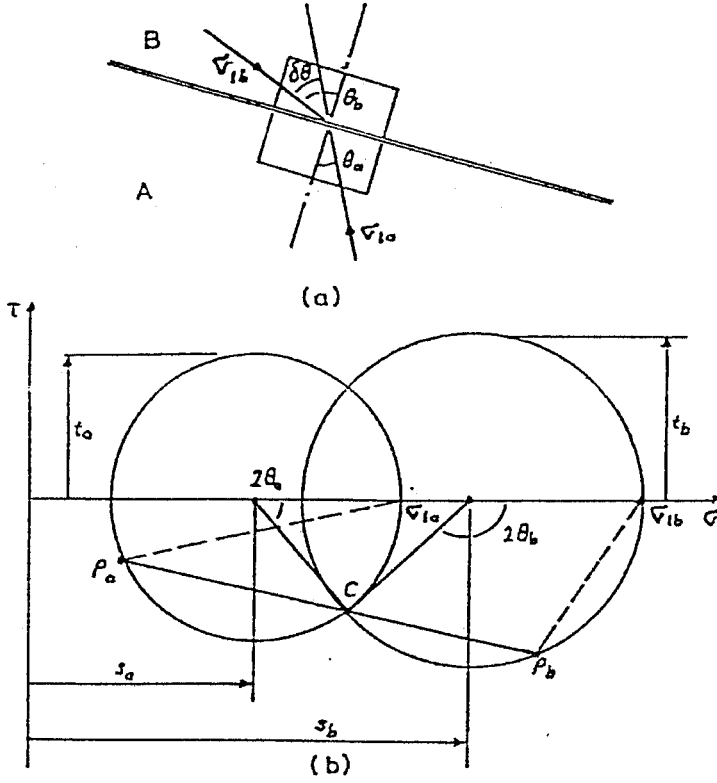
$$\tau = t = c_u \quad (5.59)$$

eşitliğinden, drenajlı yükleme durumundaki kırılma zarfı ise efektif gerilme terimleri ile yazılan eşitlikten bulunmaktadır, Eşitlik (5.60).

$$\tau' = \sigma'_n \tan \phi'_{cs}$$

veya

$$t' = s' \sin \phi'_{cs} \quad (5.60)$$



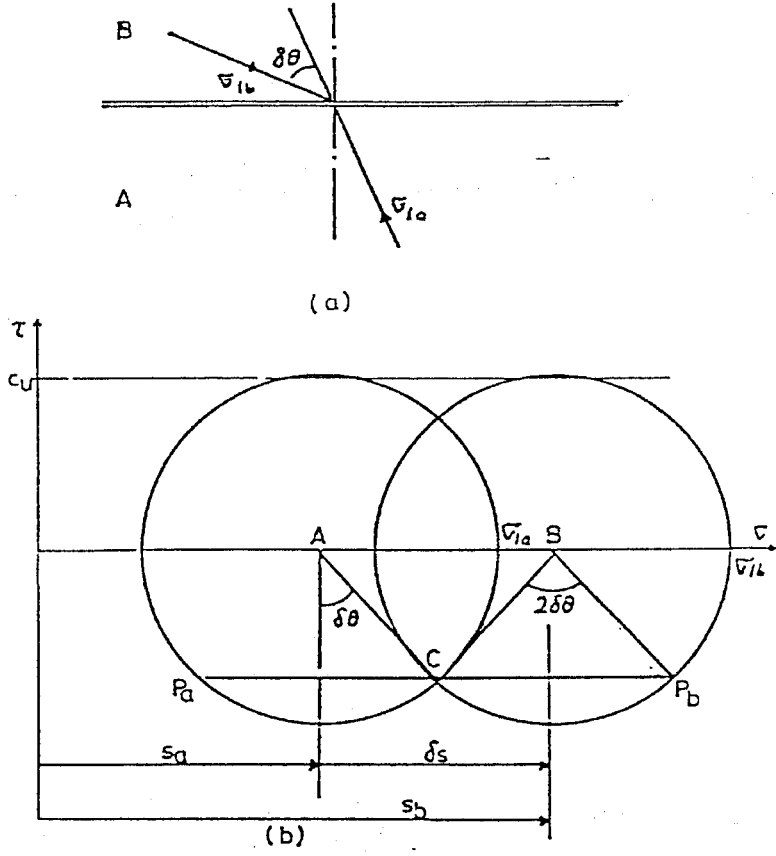
Şekil 5.29. Süreksiz kayma düzlemini geçen en büyük asal gerilmenin doğrultusu

Şekil 5.30 de bir süreksiz kayma düzlemini geçen en büyük asal toplam gerilmelerin doğrultuları ve drenajsız göçme sırasında A ve B bölgelerindeki zeminin gerilme durumuna uygun Mohr toplam gerilme dairesi gösterilmektedir. Eşitlik (5.59) ile verilmiş olan drenajsız kırılma zarfı ise Mohr dairesine teğet olmaktadır.

Şekil 5.30'un geometrisinden yarıçap  $AC = c_u$  'dur. Dolayısı ile bir süreksiz kayma düzlemini geçen toplam gerilmedeki değişim, en büyük asal toplam gerilmenin doğrultusunun  $\delta\theta$  dönmesi ile ilgili olmaktadır, Eşitlik (5.61) ve (5.62).

$$\delta s = 2c_u \sin \delta\theta \quad (5.61)$$

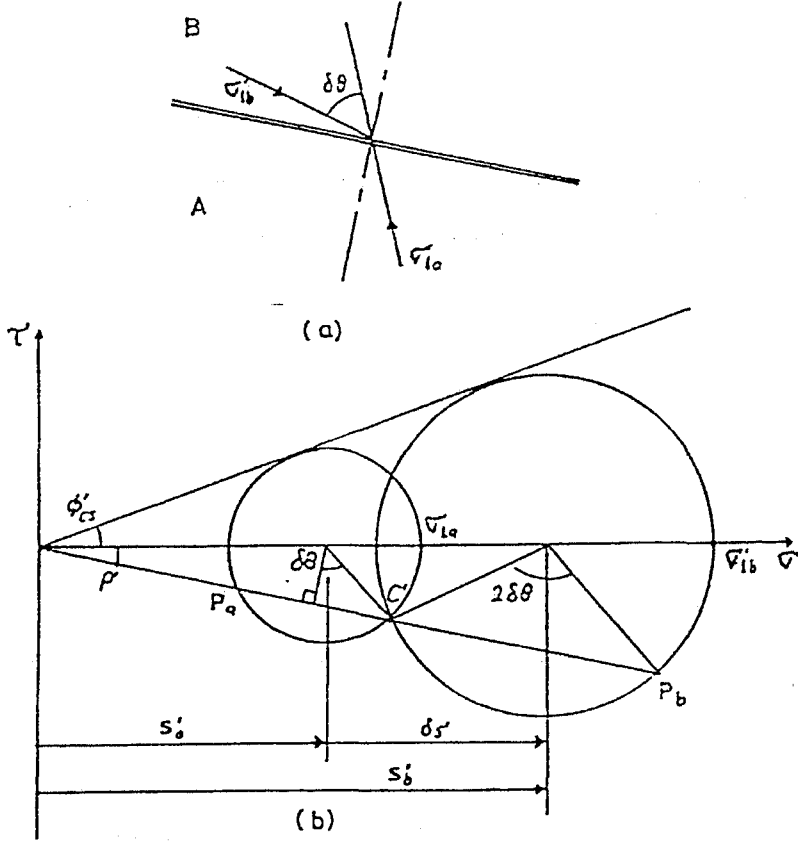
$$(s_b - s_a) = 2c_u \sin(\theta_b - \theta_a) \quad (5.62)$$



Şekil 5.30. Drenajsız durumda süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmenin değişimi.

Drenajlı yükleme durumunda da prensip aynıdır fakat problemin geometrisi biraz karışıktır. Şekil 5.31 de bir süreksiz kayma düzlemini geçen en büyük asal efektif gerilmelerin doğrultuları ve drenajlı göçme sırasında A ve B bölgelerindeki zeminin gerilme durumuna uygun Mohr efektif gerilme dairesi gösterilmektedir. Bu durumdaki Mohr dairesine teğet olan drenajlı kırılma zarfı Eşitlik (5.60) ile verilmişti. Şekil 5.31(b) de görülen C' noktasının koordinatları  $(\sigma_{na}' - \tau_{na}')$  ve  $(\sigma_{nb}' - \tau_{nb}')$  olmaktadır ve dolayısı ile  $\rho'$  açısı süreksizlik düzlemi üzerinde mobilize olan kayma direncinin açısıdır.





Şekil 5.31. Drenajlı durumda süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmenin değişimi

Şekil 5.31. de görülen gerilme durumuna ait Mohr daireleri yeniden çizilmiştir, Şekil 5.32. Şekilde görülen  $p$  açısı tariflenecek olursa, değerinin

$$p = (90^\circ - \delta\theta) \quad (5.63)$$

olduğunu görmek mümkündür. Şekil 5.32. nin geometrisinden yarıçap  $A'C' = t'_a$  ve dolayısı ile

$$\sin \rho = \frac{A'D'}{t'_a} \quad \sin \rho' = \frac{A'D'}{s'_a} \quad (5.64)$$

olmaktadır. Buradan da

$$\sin \rho' = \sin p \sin \phi'_{cs} \quad (5.65)$$

$$\sin \rho' = \cos \delta\theta \sin \phi'_{cs} \quad (5.66)$$

elde edilmektedir. Ayrıca şekil 5.32.den aşağıdaki eşitliklerde yazılmaktadır:

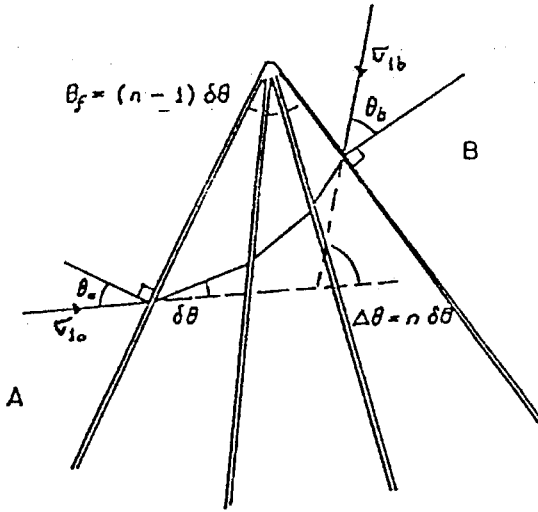
$$\frac{O'E'}{s'_a} = \sin(p + \rho') \quad \frac{O'F'}{s'_b} = \sin(p - \rho') \quad (5.67)$$



A ve B bölgeleri arasında bir gerilme yelpazesinin oluştuğunu göze almak gerekmektedir. Şekil 5.33.den de görüldüğü gibi A ve B bölgeleri arasında birden fazla süreksiz kayma düzlemi bulunmakta ve her bir süreksiz kayma düzlemini geçen en büyük asal gerilmenin doğrultusundaki dönme miktarı  $\delta\theta$  olmaktadır. Dolayısı ile A'dan B'ye kadar olan toplam dönme miktarı  $\Delta\theta = n \cdot \delta\theta$ 'dir. Burada  $n$  gerilme tarafından geçilen süreksiz kayma düzlemi sayısını göstermektedir. Gerilme yelpazesinin geçilmesi sırasında gerilmede oluşan değişim miktarı ise  $\Delta s = n \cdot \delta s$  olmaktadır. A'dan B'ye kadar oluşan gerilme yelpazesinin sahip olduğu açı  $\theta_f$ , süreksiz kayma düzlemi sayısına bağlı olarak,

$$\theta_f = (n-1)\delta\theta = \left(\frac{n-1}{n}\right) \Delta\theta \quad (5.71)$$

eşitliği ile ifade edilmektedir.



Şekil 5.33. Bir gerilme yelpazesini geçen en büyük asal gerilmenin doğrultusundaki dönme miktarı

Şekil 5.33. ün geometrisinden A ve B bölgelerine ait en büyük asal düzlemler ile gerilme yelpazesinin en kenarındaki süreksiz kayma düzlemleri arasındaki açılar  $\theta_a$  ve  $\theta_b$  olmak üzere  $\delta\theta = \theta_b - \theta_a$  eşitliği ile ifade edilmektedir. Fakat bu durumun drenajlı ve drenajsız olarak incelenmesinde büyük yarar olacağı açıktır.

A ve B bölgelerini ayıran dört adet süreksiz kayma düzlemi ve bu gerilme durumlarına ait Mohr daireleri drenajsız yükleme durumu için Şekil 5.34'te gösterilmektedir. Şekilde görülen Mohr daireleri Eşitlik (5.59) ile verilmiş olan kırılma zarfına teğettirler ve kayma yelpazesinin en kenarındaki süreksiz kayma düzlemi üzerinde etkili olan gerilmelere ait Mohr dairelerinin kesişme noktaları  $C_a$  ve  $C_b$  'dir. Şekil 5.34(b) ve Şekil 5.30. un geometrisinden en büyük asal gerilme doğrultularının yaptıkları açılar

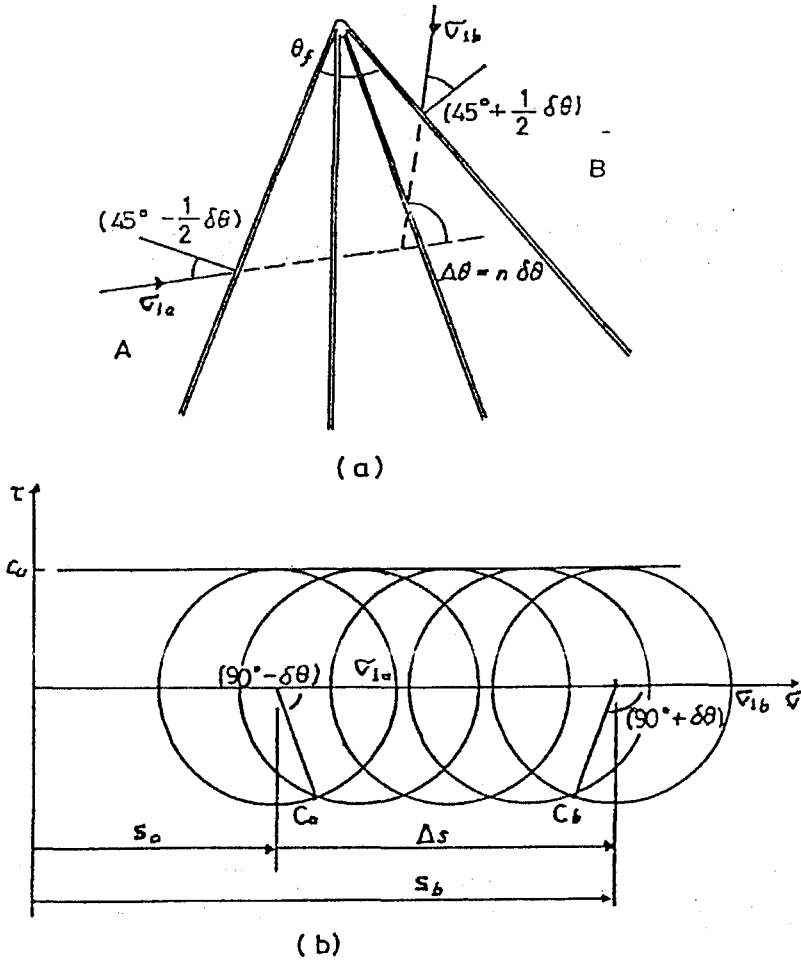
$$\theta_a = \left( 45^\circ - \frac{1}{2} \delta\theta \right) \quad \theta_b = \left( 45^\circ + \frac{1}{2} \delta\theta \right) \quad (5.72)$$

ve dolayısı ile de  $\delta\theta = \theta_b - \theta_a$  olmaktadır. Tek bir süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmedeki değişim miktarı  $\Delta s$  terimi ile verilmişti. n tane süreksiz kayma düzlemini geçen gerilmedeki değişim miktarı ise

$$\begin{aligned} \Delta s &= n \{ 2c_u \sin \delta\theta \} \\ \Delta s &= n \{ 2c_u \sin(\theta_f / (n-1)) \} \end{aligned} \quad (5.73)$$

olmaktadır. Burada  $\theta_f$  gerilme yelpazesinin sahip olduğu değişim açısıdır.

Gerilme durumu A bölgesinden B bölgesine kadar çok az miktarda değişen ve iki adet süreksiz kayma düzlemi ile oluşmuş bir gerilme yelpazesini ele alındığında ise  $\delta\theta \rightarrow 0$  olmaktadır, ve  $\theta_a = \theta_b = 45^\circ$ 'dir. Dolayısı ile de gerilme yelpazesinin sahip olduğu açı da  $\theta_f = \Delta\theta$ ' dir. A ve B bölgelerine ait toplam gerilme Mohr daireleri Şekil 5.35'da gösterilmektedir ve bu sınır gerilme daireleri arasında gerilme yelpazesinin her bir bölgesine uygun çok sayıda gerilme dairesi olabilir. Bu durumda  $\delta\theta \rightarrow 0$  ve Mohr dairelerinin tepe noktaları da  $C_a$  ve  $C_b$ ,  $\theta_a = \theta_b = 45^\circ$  olmaktadır.



Şekil 5.34. Drenajsız yükleme durumunda süreksiz kayma düzlemlerinden oluşmuş bir yelpazeyi geçen gerilmelerin durumu

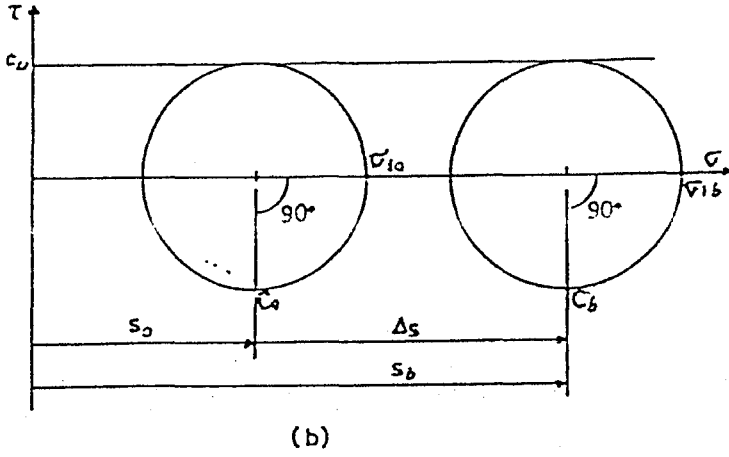
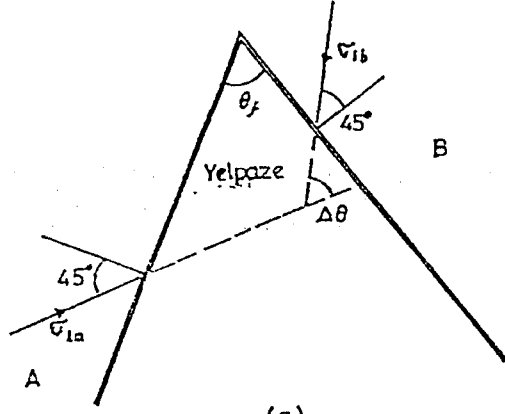
Tek bir süreksiz kayma düzlemini geçen toplam gerilmedeki değişim değeri

$$\delta s = 2c_u \sin \delta \theta \quad (5.61)$$

ile verilmişti. Bu durumda Eşitlik (5.61)'den

$$\frac{ds}{d\theta} = 2c_u \quad (5.74)$$

elde edilmektedir.



Şekil 5.35. Drenajsız yüklem durumunda bir yelpazeyi geçen gerilmenin durumu

A, B bölgeleri arasında integral alınarak gerilme yelpazesini geçen gerilmedeki değişim miktarı

$$\Delta s = s_b - s_a = 2c_u \theta_f = 2c_u \Delta \theta \quad (5.75)$$

eşitliği ile hesaplanmaktadır. Eşitlikte bulunan  $\theta_f$  gerilme yelpazesinin toplam açısını,  $\Delta \theta$  en büyük asal gerilmenin doğrultusundaki toplam değişim miktarını göstermektedir.

Drenajlı yüklem durumu, drenajsız duruma benzer şekilde dört adet süreksiz kayma düzlemi ve bu gerilme durumlarına ait Mohr daireleri ile



Tek bir süreksiz kayma düzlemini geçen bir gerilmenin değişimi için Eşitlik (5.70) verilmiştir.

$$\frac{s_b'}{s_a'} = \frac{\cos(\delta\theta - \rho')}{\cos(\delta\theta + \rho')} \quad (5.70)$$

Dolayısı ile

$$\frac{\delta s'}{s'} = \frac{2 \sin \delta\theta \sin \rho'}{\cos(\delta\theta + \rho')} \quad (5.77)$$

olmaktadır.  $\rho'$  nün değeri ise Eşitlik (5.66) ile verilmiştir.

$$\sin \rho' = \cos \delta\theta \sin \phi_{cs}' \quad (5.66)$$

Buradan gerilme  $\Delta s'$ , her bir süreksiz kayma düzleminin geçilmesi sırasındaki değişimlerin toplanması ile elde edilmektedir.

Gerilme yelpazesi iki adet süreksiz kayma düzlemi ile oluşmuş ve yelpaze içerisindeki gerilme değişimi de çok az miktarda ise bu durumda  $\delta\theta \rightarrow 0$  ve Eşitlik (5.66)'den  $\rho' \rightarrow \phi_{cs}'$  olmaktadır. Dolayısı ile

$$\theta_f = \Delta\theta \quad \text{ve} \quad \theta_a = \theta_b = \left( 45^\circ + \frac{1}{2} \phi_{cs}' \right)$$

ifadesine eşittir, Şekil 5.37.

A ve B bölgelerine ait efektif gerilme Mohr daireleri Şekil 5.37(b) de gösterilmektedir ve bu sınır dış daireler arasında gerilme yelpazesinin her bir bölgesine uygun çok sayıda Mohr dairesi olabileceği açıktır. Bu durumda  $\delta\theta \rightarrow 0$  iken  $\cos \delta\theta \rightarrow 1$  olacak ve  $\rho' \rightarrow \phi_{cs}'$  değerini alacaktır. Eşitlik 5.77'den

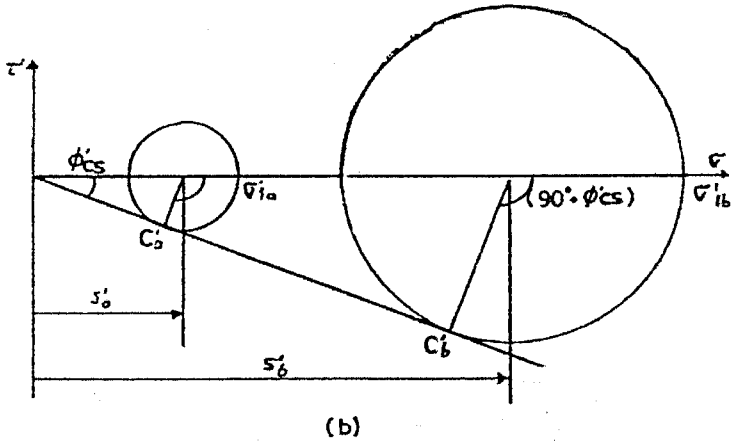
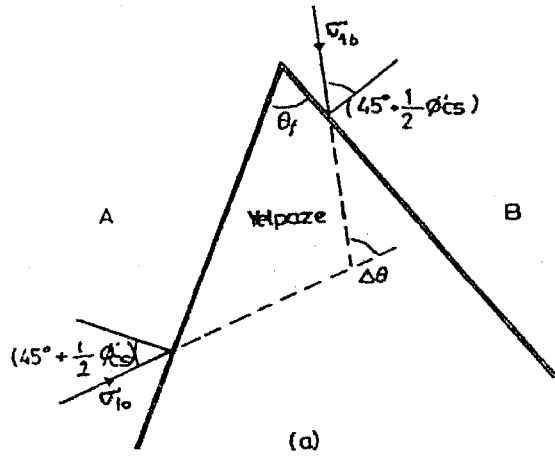
$$\frac{ds'}{d\theta} = 2s' \tan \phi_{cs}' \quad (5.78)$$

bulunarak ve A, B bölgeleri arasındaki gerilme yelpazesinin integrali alınarak,

$$\frac{s_b'}{s_a'} = \exp \left[ 2\theta_f \tan \phi_{cs}' \right] = \exp \left[ 2\Delta\theta \tan \phi_{cs}' \right] \quad (5.79)$$

eşitliği elde edilmektedir. Burada  $\theta_f$  gerilme yelpazesinin toplam açısını,  $\Delta\theta$  ise en büyük asal gerilmenin doğrultusundaki değişme miktarını göstermektedir. (Yılmaz (Ünal), 1994).





Şekil 5.37. Drenajlı yükleme durumunda bir yelpazeyi geçen gerilmenin durumu

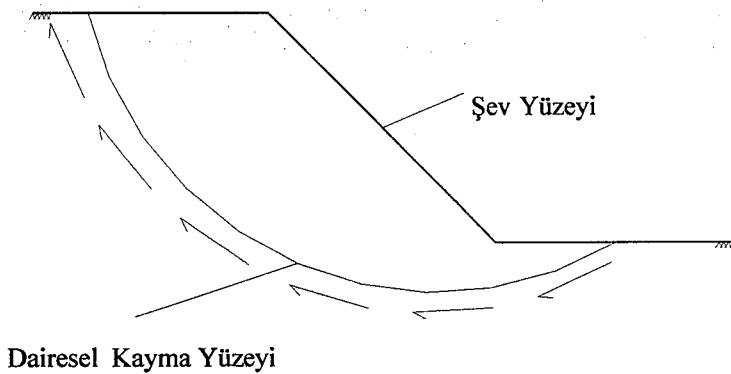
## 6. ŞEVLERDE OLUŞAN DAİRESEL GÖÇME MEKANİZMASININ PLASTİSİTE TEORİSİ İLE ÇÖZÜMÜ

### 6.1. Şevlerin Stabilite Problemi

Şevlerde ortaya çıkan kayma davranışının temel sebebi çeşitli sebeplerle stabiliteelerini kaybetmeleri ve deformasyona müsait olmalarıdır. Şevde kaymanın oluşabilmesi için zeminin izin verdiği gerilme değerlerinin aşılması gerekmektedir. Şev içerisindeki tüm zemin bölgelerindeki davranış ve taşıma gücü sınır değerleri hesaba katılarak şevlerde ortaya çıkan dairesel göçmenin mekanizmasını çözümlmek mümkündür. Burada sunulan çalışmada şevin geometrisine ve taşıdığı yüke bağlı olarak oluşan kayma mekanizması üç bölgeye (aktif, rotasyonel kayma, pasif) ayrılmıştır. Bu bölgelerdeki davranışın incelenmesi sırasında Mohr gerilme dairesi ve yenilme kriterleri ile plastisite teorisinin alt sınır göçme teoremi kullanılmıştır.

### 6.2. Şev Stabilitesinin Belirlenmesinde Etkisi Olan Göçme Tipleri

Şev stabilitesinin belirlenmesi için çoğunlukla limit denge yöntemlerine başvurulur ve bunlardan en sık kullanılanı kayma dairesi analizleridir. Bugüne kadar karşılaşılan vaka analizleri şevlerin genellikle dairesel kayma yüzeyleri boyunca göçtüğünü göstermiştir. Yıllar öncesine dayanan bu düşünce, kayma dairesi analiz yöntemlerinin gelişmesine sebep olmuştur.



Şekil 6.1. Şevlerde genel kayma mekanizması

### **6.3. Şev Stabilitesinin Belirlenmesinde Toplam ve Efektif Gerilme Analizleri**

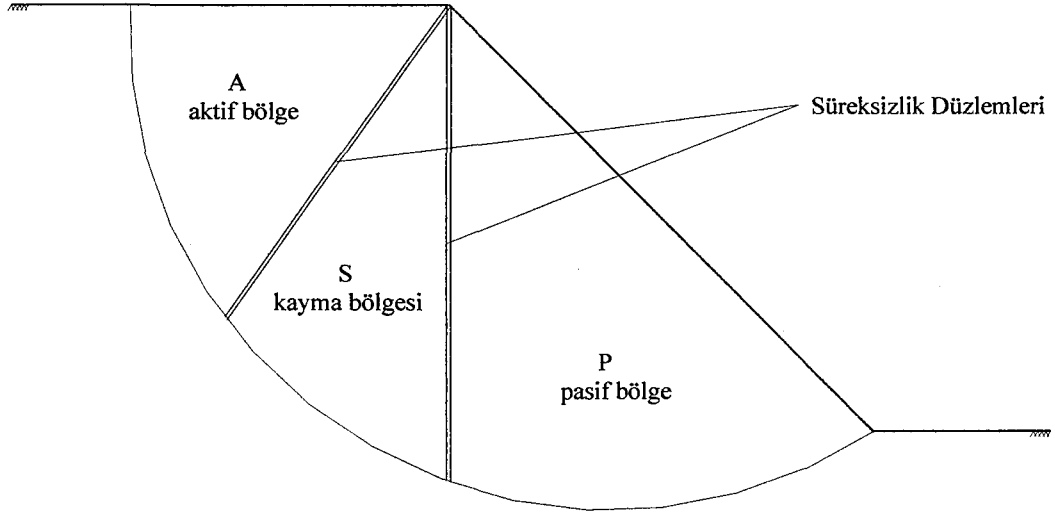
Stabilite analizinde toplam gerilme analizine göre çözümler kullanılmaktadır. Bu tercihin önemli sebeplerinden birisi de zemin içerisindeki boşluk suyu dağılımının ve miktarlarının belirlenmesindeki zorluklardır. Toplam gerilmelere göre yapılan stabilite hesaplarında kullanılan drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin arazideki değerleri doğru olarak yansıtmasında güçlükler vardır. İsveçli araştırmacılar araziden elde edilen veriler ile laboratuvar verileri arasındaki ilişkiyi arttırmak amacıyla yaptıkları çalışmalarda çeşitli düzeltme faktörleri önermişlerdir. Trak vd. (1980) ve Chapuis (1982) tarafından drenajsız kayma mukavemetinin ön konsolidasyon basıncına bağlı olduğu ifade edilmiştir. Bu sebeple efektif gerilmelere dayandırılmış yöntemler geliştirilmiştir. Ayrıca toplam gerilmelere göre kayma dairesi analizi bir limit denge analizi olması sebebiyle zemin bünyesi içerisindeki davranışı göz önüne almamaktadır. Bu eksikliği gidermek amacıyla çalışmada sunulan çözüm yöntemi efektif gerilmelere dayandırılmıştır.

Şev stabilitesinde plastisite hesapları zeminin drenajlı ve drenajsız durumda davrandığı kabulüne göre iki şekilde yapılır. Drenajsız yükleme için toplam gerilmeler, drenajlı yükleme için efektif gerilmeler göz önüne alınır. Drenajsız yüklemede boşluk suyu basıncının dağılımına fırsat kalmamakta ve efektif gerilmeler oluşmamaktadır. Drenajlı yükleme ise ilave boşluk suyu basıncı oluşmamaktadır. Gerçekten bu iki durum arasında bir davranış söz konusu olabilirse de stabilite hesaplarında ikisinden birisi tercih edilerek kolaylık sağlanmaktadır.

### **6.4. Şev Stabilitesinde Gerilme Dağılışı**

Şevi oluşturan zeminde gerilme dağılışı şevin geometrisine, yüklenen alanın boyutlarına, zeminin derinlikle değişimine, tabakalanma durumu ile özelliklerine bağlıdır. Ayrıca zemin tabakalarının gerilme geçmişi, gerilme dağılışı ve zeminin davranış mekanizması üzerinde de etkilidir. Zeminin drenaj

özelliklerinde mukavemetin mobilizasyonu üzerinde etkili olarak stabiliteyi belirlemede rol oynamaktadır. Şev içerisindeki gerilme dağılımını inceleyebilmek amacıyla gerilme dağılımının değişiklik gösterdiği bölgeleri birbirinden ayırmak gerekmektedir, Şekil 6.2.



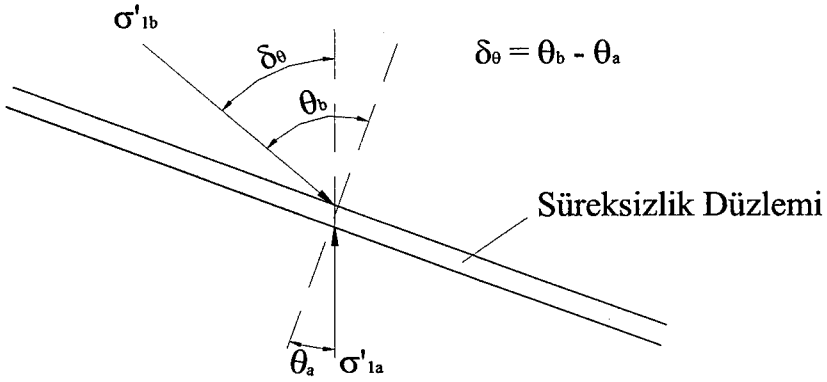
Şekil 6.2. Süreksizlik düzlemlerinin yerleştirilmesi

Aktif bölge içerisinde yatay ve düşey eksenler üzerine etki eden kayma gerilmeleri sıfırdır, dolayısıyla asal eksenler yatay ve düşeydir. Büyük asal gerilmenin etki ettiği düzlem yatay olup, bölge aktif zemin davranışı içerisinde yer almaktadır. Kayma bölgesi içerisinde ise kayma gerilmelerinin etkisi görülmekte dolayısıyla zemin davranışı rotasyonal olmaktadır. Şevin alt kısmında pasif bölgede ise asal gerilme eksenleri düşey ve yatay, ve büyük asal gerilmenin etki ettiği düzlem düşeydir.

#### 6.5. Dairesel Göçme Mekanizmasının Çözümü

Şekil 6.2. de verilen şeve ait gerilme bölgeleri yöntemin temelini oluşturacaktır. Bölgeleri birbirinden ayıran düzlemler süreksizlik düzlemleri olarak isimlendirilecektir. Şevler geleneksel olarak topukla tepe noktası arasında

üniform eğimle artan bir şekilde oluşmaktadır. Bu çalışmada süreksizlik yelpazesi pasif davranış bölgesi ile aktif davranış bölgesi arasında yer almaktadır. Bu durumda iki bölge arasında asal eksendeki dönüş miktarı  $\Delta\theta = 90^\circ$  dir.  $\phi'_{cs}$  drenajlı içsel sürtünme açısı olup üç eksenli deneylerden elde edilir.  $\delta_\theta$  bir süreksizlik düzlemine bir yönden etkiyen büyük asal gerilmenin, süreksizlik düzleminin diğer yanında yapacağı sapmanın ölçüsüdür.



Şekil 6.3. Bir süreksizlik düzleminin geçiş gerilme durumu

Bölüm 5.8. de  $\delta_\theta$  ve  $\phi'_{cs}$  değerlerine bağlı olarak harekete geçmiş olan içsel sürtünme açısı  $\rho'$  elde edilmiştir.

$$\sin \rho' = \cos \delta_\theta \cdot \sin \phi'_{cs} \quad (6.1)$$

Şekil 6.4. de verilen şevde süreksizliklerle bölünmüş olan aktif bölge içerisinde oluşan asal gerilmeler;

$$\sigma'_{1a} = \gamma \cdot Z_1 \quad (6.2)$$

$$\sigma'_{3a} = K_A \cdot \gamma \cdot Z_1 \quad (6.3)$$

$$K_A = \left[ \frac{1 - \sin \phi'_{cs}}{1 + \sin \phi'_{cs}} \right] \quad (6.4)$$

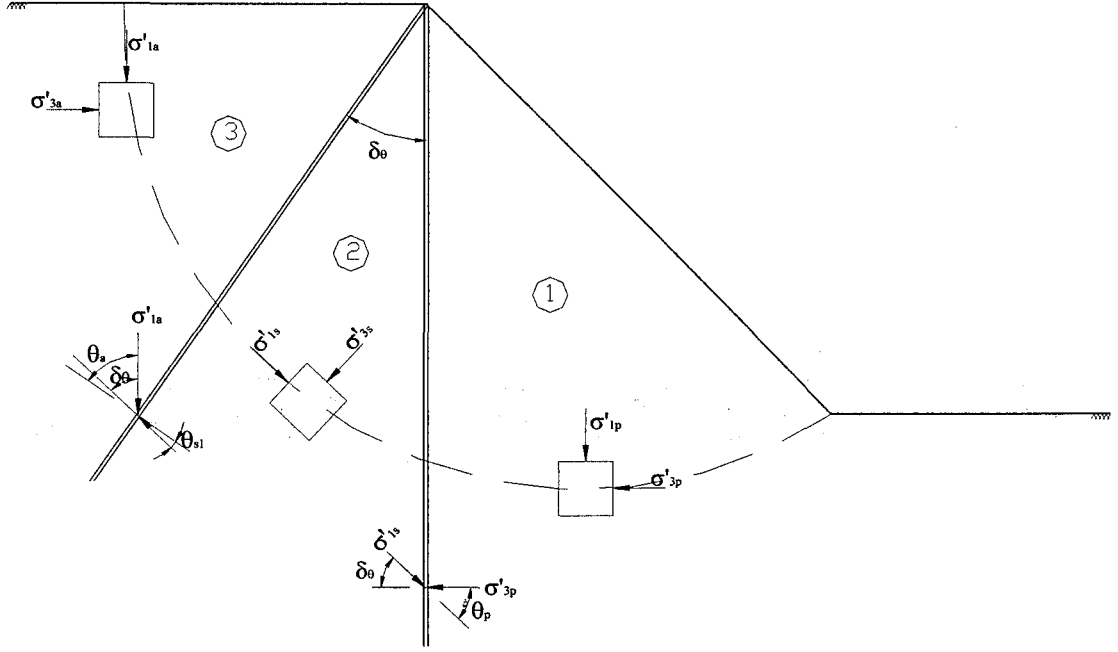
olarak bulunur. Pasif bölgede oluşan gerilmeler ise

$$\sigma'_{1p} = \gamma \cdot z_2 \quad (6.5)$$

$$\sigma'_{3p} = K_p \cdot \gamma z_2 \quad (6.6)$$

$$K_p = \left[ \frac{1 + \sin \phi'_{cs}}{1 - \sin \phi'_{cs}} \right] \quad (6.7)$$

ile ifade edilir.

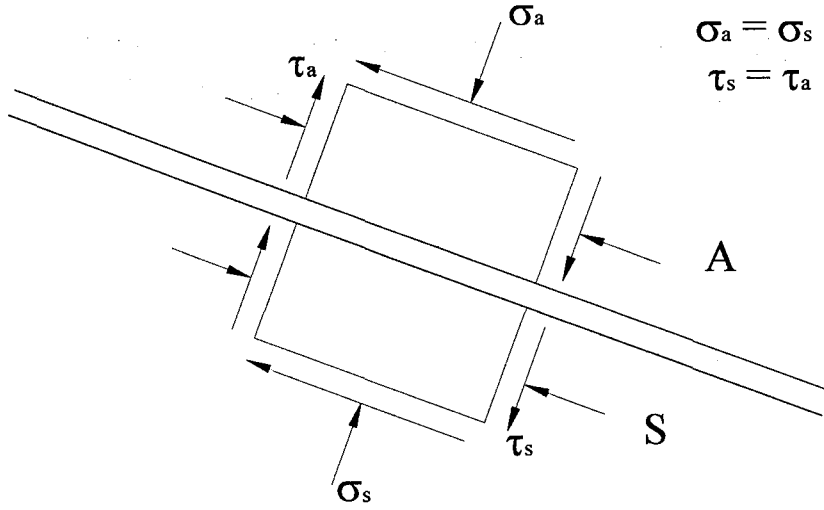


Şekil 6.4. Yönteme esas olan gerilme durumu mekanizması

İki süreksizlik düzlemi arasında kalan bölgede, rotasyonal kayma bölgesindeki gerilmeler  $\sigma'_{1s}$  ve  $\sigma'_{2s}$  olmaktadır.  $\delta_\theta$  büyük asal gerilmenin doğrultusunda her bir süreksizlik düzlemi geçildiğinde meydana gelen açısal değişimi (dönüşü) ifade etmektedir.  $\theta_s$  değerleri büyük asal gerilmelerin doğrultularının etkidiği düzleme dik olan doğrultuyla yaptıkları açılarıdır.

Şekil 6.5. de A ve S bölgelerinin arasında bulunan süreksizlik düzlemi ve gerilmeler görülmektedir. Gerilme durumunun her iki tarafta eşit olması beklenemez fakat denge şartı sağlanmalıdır. Buna göre  $\sigma_a = \sigma_s$  ve  $\tau_a = \tau_s$

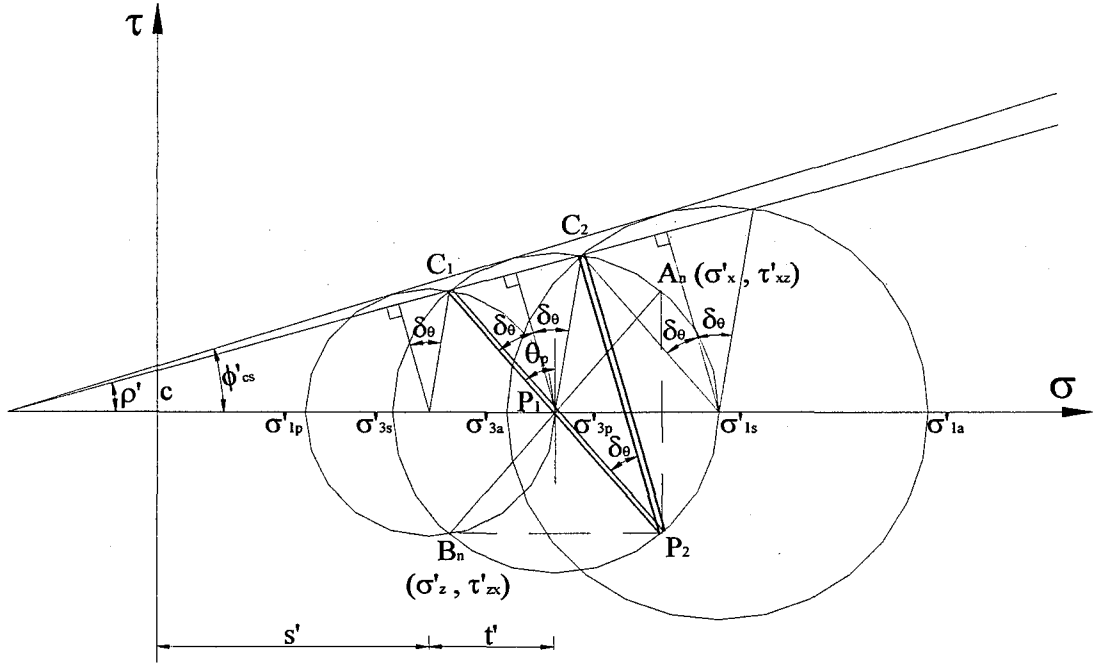
yazıldığında  $(\sigma_a; \tau_a)$  ve  $(\sigma_s; \tau_s)$  noktalarının ortak gerilme değerlerine sahip olduğu görülür.



Şekil 6.5. Bir süreksizlik düzleminin iki tarafındaki gerilme değerleri

Şekil 6.6. da görülen  $C_1, C_2, \dots, C_n$  noktaları bir süreksizlik düzleminin iki yanında oluşan gerilmelerin ortak değerlerinin oluşturduğu ortak gerilme noktalarıdır. Başka bir ifade şekliyle, süreksizlik düzleminin iki yanındaki gerilme durumlarına ait Mohr dairelerinin kesiştiği ortak gerilme noktalarıdır.  $C_1P_1, C_2P_2, \dots$  süreksizlik düzlemleri,  $A_1, A_2, \dots$  ve  $B_1, B_2, \dots$  ise belli bir bölge içerisinde düşey ve yatay düzlemler üzerinde oluşan  $(\sigma, \tau)$  gerilmelerinin elde edildiği noktalardır. Büyük asal gerilmenin doğrultusu pasif durumda yatay konumdadır. Herhangi bir  $S_n$  bölgesindeki gerilme dairesinden  $A_n$  ve  $B_n$  gerilme noktaları elde edilir. Pasif bölgeden hareket edilerek ulaşılan son bölge aktif bölgedir. Bu bölgeye ait gerilmeler ise  $\sigma'_{1a}$  ve  $\sigma'_{3a}$  olarak verilmektedir.  $C_1, C_2, \dots, C_n$  gerilme noktalarını birleştiren doğrunun yatay  $\sigma$  eksenine yaptığı açı  $\rho'$  açısıdır ve  $\rho'$  düzlemler üzerinde efektif içsel sürtünme açısının hareketine geçmiş değeridir. Mohr gerilme daireleri düzlem deformasyon şartlarındaki efektif gerilme parametreleri ile ifade edilebilir.

$$t' = 0.5 (\sigma'_1 - \sigma'_3) \quad s' = 0.5 (\sigma'_1 + \sigma'_3) \quad (6.8)$$



Şekil 6.6. Gerilme davranış mekanizmasının Mohr gerilme daireleri ile gösterilmesi

Bu durumda pasif bölgedeki gerilme dairesine ait gerilme noktaları  $t'_1$  ve  $s'_1$  olursa takip eden gerilmeler de  $(t'_2, s'_2)$  ve  $(t'_3, s'_3)$  olur. Bir süreksizlik denkleminin iki tarafında bulunan bölgedeki normal gerilmeler arasındaki oran Şekil 5.32. de verilmiştir.

$$\frac{s'_2}{s'_1} = \frac{\cos(\delta_\theta - \rho')}{\cos(\delta_\theta + \rho')} \quad (6.9)$$

bu eşitlik normal gerilmedeki değişim oranı ile yazılırsa

$$\frac{\delta'_s}{s'} = \frac{2 \sin \delta_\theta \sin \rho'}{\cos(\delta_\theta + \rho')} \quad (6.10)$$

pasif bölgeye ait Mohr gerilme dairesinden

$$s'_1 = \left( \frac{\sigma'_{3p} + \sigma'_{1p}}{2} \right) \quad t'_1 = \left( \frac{\sigma'_{3p} - \sigma'_{1p}}{2} \right) \quad (6.11)$$

elde edilir.

$$\sigma'_{3p} = s'_1 + t'_1 \quad (6.13)$$



$$\sigma'_{s1} = s'_2 + t'_2 \quad (6.14)$$

$$\sigma'_{a1} = s'_{n+1} + t'_{n+1} \quad (6.15)$$

Şekil 6.6. daki Mohr gerilme daireleri üzerinde bulunan A ve B noktalarından, A  $(\sigma'_x, \tau'_{xz})$  düşey z düzlemi üzerinde etkili olan gerilmeleri, B  $(\sigma'_z, \tau'_{zx})$  ise yatay x düzlemi üzerinde etkili olan gerilmeleri vermektedir. Böylece bir kayma dairesinin her iki bölgesinde etkili olan ve sistemi harekete geçmeye zorlayan gerilme değerlerinin alt sınırları elde edilmiş olur.

## 7. SONUÇLAR

Şev stabilitesi problemleri Geoteknik Mühendisliğinde karşılaşılan büyük boyutlu problemlerdendir. Şevin geometrisi, zeminin tabakalanma durumu, yeraltı suyunun durumu, şevin ilave yüklenme durumu ortaya çıkan kayma yüzeyinin şekli hakkında bilgi verir ve çözüm yönteminin tespitine katkıda bulunur. Günümüzde şevlerde stabilite analizi paket programlar aracılığı ile yapılmaktadır. Zemin özellikleri ve parametreleri belirlendikten sonra stabilite analizi yapılabilmektedir. Bu çalışmanın birinci kısmında önceden özellikleri ve geometrisi belirlenen bir şevin Slope/W paket programı ile stabilite analizi yapılmıştır. Yapılan değerlendirmeler sonucunda şevin sahip olduğu tabakalanma durumu ve özelliklerine göre Bishop analiz yöntemine ait dairesel kayma yüzeyi üzerinde çalışmaya devam edilmiştir. Şevi oluşturan tabaka kalınlıklarının karşılıklı olarak yükseltilmesi ile bu tabakalara ait mukavemet parametrelerinin ve yeraltı su seviyesinin yükseltilmesi durumunda oluşan kayma dairelerine ait güvenlik sayıları Bishop kayma dairesi analiz yönteminden hesaplanmıştır. Yeraltı su seviyesi yüzeye doğru yükseldikçe güvenlik sayısı değerlerinde azalma olmuştur. Bu durumun giderilebilmesi ve şevi kaymaya zorlayan yeraltı suyu seviyesinin düşürülebilmesi için şev içerisinde açılan bir pompaj sistemi ile yeraltı suyunun uzaklaştırılması önerilmiştir. Hesaplanan güvenlik sayılarının Basit Doğrusal ve Çok Değişkenli Doğrusal Regresyon analizi yapılmıştır.  $R^2$  değeri 1'e yaklaştıkça regresyonun anlamlılık derecesi artmıştır. Bazı durumlarda bağımsız değişkenlerden birisi güvenlik sayısını açıklamada yetersiz kalmış ve analizden çıkarılmıştır.

Çalışmanın ikinci kısmında ise şevde göçmenin olduğu kayma dairesi mekanizmasının çözümü yapılmıştır. Şevin geometrisine bağlı olarak kayma dairesi üç bölgeye ayrılmış (aktif, rotasyonel kayma, pasif) ve mekanizmanın çözümü sırasında Mohr gerilme dairesi, göçme kriterleri ve plastisite teorisi alt sınır göçme teoremi kullanılmıştır. Yönteme esas olan gerilme durumu mekanizması ve süreksizlik düzlemleri belirlendikten sonra göçme sınırını aşmayacak şekilde Mohr gerilme daireleri üzerinde bulunan noktaların koordinatları ile düşey z düzlemi üzerinde ve yatay x düzlemi üzerinde etkili olan gerilme değerleri elde edilmiştir. Bu değerler kayma mekanizmasında bir

süreksizlik düzleminin her iki tarafında etkili olan ve sistemi harekete geçmeye zorlayan gerilmelerin alt sınırları olmuştur. Bu çalışma bir şevin güvenlik sayısı değerlerinin elde edilmesinde tabakalanma özelliklerinin, mukavemet parametresi değerlerinin değişiminin ve yeraltı suyu seviyesi değişiminin etkinlik derecesini göstermiştir. Ayrıca çalışmanın ikinci kısmında bir şevde gerçek davranışı yansıtan efektif gerilmelerle sonuca ulaşan, değişik gerilme davranışına sahip bölgelerdeki değişimi göz önüne alan ve şevlerde ortaya çıkan, en sık rastlanan ve kullanılan kayma dairesi mekanizması çözümlenmiştir.

## KAYNAKLAR

ATKINSON, J.H., *Foundations and Slopes*. An introduction to applications of critical state mechanics, Mc Graw Hill, England (1981).

BAYAZIT M. *İnşaat Mühendisliğinde Olasılık Yöntemleri*, İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi Matbaası (1996).

BAYAZIT M. Ve OĞUZ B. *Mühendisler İçin İstatistik*, Birsen Yayınevi (1985).

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

CHAPUIS, R.P., *New Stability Method for Embankments on Clay Foundations*, Canadian Geotech, J. Pp.44-48 (1982).

CHEN, W.F. ve SCAWTHORN, C.R. *Limit Analysis and Limit Equilibrium Solutions in Soil Mechanics*, Soils and Foundations, **3**, 13-49 (1970).

CHEN, W.F. *Plasticity in Soil Mechanics and Landslides*, Journal Engineering Div. ASCE. 106 (EM3) (1980).

FANG, H.Y. ve HIRST, T.J. *Application of Plasticity Theory to Slope Stability Problems*, Highway Research Record 323, 26-38 (1970).

FELLENIUS, B. *Calculation of the Stability of Earth Dam*, Trans. 2<sup>nd</sup>. Congr. On Large Dams, Washington, **4**, 445-459 (1936).

FREDLUND.D.G. *Slope Stability Analysis*, Computer Documentation, No: CD-4, Dept. Of Civil Eng., Univ. Of Saskatchewan, Saskatoon (1974).

FREDLUND.D.G. ve KRAHN *Comprasion of Slope Stability Methods of Analysis*, Canadian Geotechnical Journal, **14**, 429-439 (1977).

JANBU, N. *Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis* European Conference on Stability of Earth Slopes, Stockholm, Sweden (1954).

JANBU, N., BJERRUM, L. ve KJAERNSLI, B. *Veiledning ved losning av fundamentering soppgaver*", Norwegian Geotechnical Institute, Pub.No.16, Oslo (1956).

KAYABALI K. *Geoeternik Mühendisliğine Giriş* Ankara Üniversitesi (2002).

KUMBASAR, V. ve KİP F., *Zemin Mekaniği ve Problemleri*, Çağlayan Kitabevi, İstanbul (1992).

LOWE, J. ve KARAFIATH, L. *Stability of Earth Dams Upon Drawdown*, Proc.1. Panamerican Conf. On Soil Mech. and Found Eng., Mexico City (1960).

LAMBE, T.W. ve WHITMAN, R.V. *Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 353-373 (1979).

MIZUNO, E. ve CHEN, W.F., *Analysis of Soil Response with Different Plasticity Models*, In: R.N. Yong ve E.T. Selig (Editors), *Limit Equilibrium, Plasticity and Generalised Stress – Strain Applications in Geotechnical Engineering*. ASCE, New York, N.Y., 115-138 (1980).

MORGENSTERN, N.R. ve PRICE, V.E. *The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces*, *Geotechnique*, XV, No.1, pp 79-93 (1965).

SEED, H.B. ve SULTAN H.A., *Stability Analysis for a Sloping Core Embanked* Proc. ASCE, *J. Soil Mech. Found. Eng. Div*, 93, 69-84 (1967).

SNITBHAN, N., CHEN, W.F., ve FANG, H.Y., *Slope Stability of Layered Soils*, Proc. 4th Southeast Asia Conference on Soil Engineering, Malaysia, 11-26 (1975).

SPENCER, E. *A Method of Analysis of the Stability of Embankments Assuming Paralel Interslice Forces*, *Geotechnique*, 17, 11-26. (1967).

TAYLOR, D.W. *Fundamentals of Soil Mechanics*, John Wiley and Sons, Inc. New York, N.Y., 406-479 (1948).

TRAK, B., La Rochelle, P., Tavenas, F., Leroueil, S., ve Roy M., *A New Approach to the Stability Analysis of Embankments on Sensitive Clays*, *Canadian Geot. J.*, No.4, 591-602. (1980).

YILMAZ (UNAL), G., *Şev Stabilitesinin Güvenilirlik Açısından Farklı Yöntemlerle İncelenmesi ve Değerlendirilmesi*, Anadolu Üniversitesi Araştırma Projesi, Proje no 990232, Eskişehir (2001).

YILMAZ (UNAL), G., *Yumuşak Kil Temelli Toprak Dolguların Tasarımı (Birleştirilmiş Plastik Denge-Gerilme İzi Çözümü)*, Doktora tezi, Eskişehir (1994).

ZHANG, X.J. ve CHEN, W.F., *Stability Analysis of Slopes*, *Journal Engineering Division*, 106 (1937).