

**ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ VE ŞEVLERDE DEPREM
ETKİSİNİN İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Çağatay KONUK
501021256**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 1 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2005**

**Tez Danışmanı : Doç.Dr. Oğuz TAN
Diğer Jüri Üyeleri Doç.Dr. İsmail Hakkı AKSOY (İ.T.Ü.)
Yar.Doç.Dr. Mehmet BELİRGİN (Y.T.Ü.)**

HAZİRAN 2005

ÖNSÖZ

Zemin mekaniğinin önemli konularından olan şev stabilitesi, inşaat mühendisliği lisans derslerinde genellikle statik durum için ele alınmaktadır. Oysa Türkiye gibi bir deprem ülkesinde şevlerin sismik durumdaki stabilitesi depremsiz durumda stabilite analizi kadar önem arz etmektedir. Bu çalışma şev stabilitesi analiz metodlarının incelenmesi ve seçilen metodların bilgisayarlı analize uygulanması sonucu ortaya çıkmıştır. İncelemelerde sismik durumda stabilite analizine ağırlık verilmiş olsa da, konu olarak şevlerin stabilite analizinin statik ve iyileştirmeli durumu da kapsayan bir bütün olarak ele alındığını söylemek mümkündür.

Çalışmam süresince araştırmalarımın her aşamasında bana sabırla yol gösteren danışmanım Sayın Doç Dr. Oğuz Tan'a, Visual Basic konusundaki yardımlarından dolayı Sayın Dr. Bülent Hatipoğlu'na, maddi, manevi desteklerini benden bir an olsun esirgemeyen aileme ve eşsiz dost İnşaat Mühendisi Fevzi Fırat Bozacı'ya teşekkürü borç bilirim.

Mayıs 2005

Çağatay Konuk

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	ix
TABLO LİSTESİ	x
ŞEKİL LİSTESİ	xi
SEMBOL LİSTESİ	xiv
ÖZET	xviii
SUMMARY	xx
1. GİRİŞ	1
1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı	1
2. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ METODLARI	3
2.1. Giriş	3
2.2. Blok Analizi	3
2.3. Sonsuz Şev Analizi	5
2.3.1. Kuru kumda sonsuz şev analizi	5
2.3.2. Sızma olduğu durumda sonsuz şev analizi	6
2.4. Düzlemsel Yüzey Analizi	7
2.5. Dairesel Yüzey Analizi	9
2.5.1. Dairesel yay($\phi_u=0$) metodu	9
2.5.2. Sürtünme dairesi metodu	10
2.6. Dilim Metodları	12
2.6.1. Fellenius metodu	12
2.6.2. Bishop metodu	13
2.6.2.1. Sızma olduğu durumda basit şevler için Bishop - Morgenstern çözümü	14
2.6.2.2. Basitleştirilmiş Bishop metodu	15
2.6.3. Janbu metodu	15
2.6.3.1. Basitleştirilmiş Janbu metodu	15
2.6.4. Spencer metodu	17
2.6.5. Genelleştirilmiş limit denge(G.L.D.) metodu	18
2.6.6. Fan ve diğ. metodu	21
2.6.7. Lowe ve Karafiath metodu	22

2.6.8. Corps of engineers' metodu	22
2.6.9. Morgenstern-Price metodu.	22
2.6.10. Sarma metodu	23
2.7. Stabilite Abakları	25
2.7.1. Taylor abakları	25
2.7.2. Spencer abakları	25
2.7.3. Janbu abakları	26
2.8. Sonlu Elemanlar Analizi	27
2.9. Plastisite Çözümleri	27
2.10. Non-Linear Kırılma Kriteri	28
2.11. Sonlu Farklar Çözümü	29
2.12. Deneysel Metodlar	29
2.12.1. Santrifüjde modelleme	29
3. DEPREM ETKİSİNDE ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ	30
3.1. Giriş	30
3.2. Depremde Mukavemet Azalması Göstermeyen Zeminlerde Stabilite Analizi	30
3.2.1. Yarı statik analiz	31
3.2.1.1. Yarı statik katsayının seçimi	32
3.2.1.2. Yarı statik analiz yöntemlerinin eksiklikleri	35
3.2.2. Siyahi metodu	35
3.2.3. Newmark'ın kayan kütle analizi	37
3.2.3.1. Giriş ivmesi	38
3.2.4. Ampirik metodlarla deformasyon analizi	39
3.2.4.1. Newmark metodu	39
3.2.4.2. Ambraseys ve Menu metodu	40
3.2.4.3. Yegian ve diğ. metodu	40
3.2.4.4. Jibson(1994) yaklaşımı	40
3.2.4.5. Ambraseys ve Srbulov metodu	41
3.2.4.6. Jibson ve diğ. (1998) yaklaşımı	41
3.2.4.7. Crespellani ve diğ. metodu	42
3.2.4.8. Romeo metodu	42
3.2.4.9. Luzi ve Pergalani metodu	42
3.2.5. Makdisi-Seed analizi	44

3.2.6. Gerilme-deformasyon analizi	44
3.2.6.1. Şekil değiştirme potansiyeli yaklaşımı	45
3.2.6.2. Sıkılık azaltma yaklaşımı	45
3.2.7. Nonlineer analiz yaklaşımı	46
3.3. Depremde Mukavemet Azalması Gösteren Zeminlerde Stabilité	
Analizi	46
3.3.1. Akma göçmesi analizi	47
3.3.1.1. Stabilité analizi	47
3.3.1.2. Deformasyon analizi	47
3.3.2. Deformasyon göçmesi analizi	47
3.3.2.1. Hamada ve diğ. yaklaşımı	48
3.3.2.2. Youd ve Perkins (sıvılaşma şiddeti indisi) yaklaşımı	48
3.3.2.3. Kayan bloklarla modelleme	49
3.3.2.4. Bryan yaklaşımı	50
3.3.2.5. Baziar ve diğ. yaklaşımı	51
3.3.2.6. Bartlett ve Youd yaklaşımı	52
3.4. Şevlerde Müsaade Edilebilir Kalıcı Deplasman Değerleri	52
3.5. Probabilistik Yaklaşım	53
3.6. Kinematik –Yarı Statik Yaklaşımın Birlikte Kullanılması	53
3.7. DeneySEL MetODlar	54
3.7.1. Santrifüjde modelleme	54
3.7.2. Sarsma tablasında modelleme	55
4. ŞEVLERİN STABİLİZASYONU	56
4.1. Giriş	56
4.2. Yüzeysel Drenaj	56
4.3. Hafifletme	57
4.3.1. Şev geometrisinin değiştirilmesi	57
4.3.2. Hafif dolgu kullanımı	58
4.4. Duvarlarla Stabilizasyon	58
4.4.1. İstinat duvarıyla stabilizasyon	58
4.4.2. Dolgulu çerçeve duvarıyla stabilizasyon	58
4.4.3. Sandık duvarları	60
4.4.4. Ankraj duvarları	61
4.4.5. Pasif kazıklar	62

4.5. Şevin Donatılandırılması	63
4.5.1. Zemin çivisi	63
4.5.2. Çakıl dolgulu hendek ya da taş kolonlar	63
4.5.3. Mini-kazıklar	66
4.5.4. Geofabrik uygulaması	66
4.6. Yüzeysel Kaymanın Bitkilerle Kontrolü	67
4.7. Payandalama	69
4.7.1. Ek dolgular	69
4.7.2. Kayma dişleri	70
4.7.3. Toprak arme duvarlar	70
4.7.4. Pneusol(lastik toprak)	72
4.8. Zemini Sıkılaştırma	72
4.8.1. Sıkıştırılmış zemin-çimento dolgusu	72
4.8.2. Elektro-ozmoz	73
4.8.3. Termal iyileştirme	73
4.8.4. Enjeksiyon	73
4.8.5. Kireç kazıkları	74
4.8.6. Önkonsolidasyon	75
5. ŞEV STABİLİTESİNİN KAZIKLARLA SAĞLANMASINDA HESAP METODLARI	76
5.1. Giriş	76
5.2. Zemin İçindeki Pasif Kazıklara Gelen Yanal İtki	76
5.2.1. Yumuşak zeminlerde kazıkların vidalama etkisi	76
5.2.2. Ito ve Matsui metodu	78
5.2.2.1. Plastik deformasyon teorisi	79
5.2.2.2. Plastik akış teorisi	81
5.2.2.3. Ito ve Matsui metoduyla hesaplanan yanal basıncın ölçülen değerlerle uyumu	83
5.2.3. De Beer ve Carpentier metodu	83
5.2.4. Visko-plastik akışkan teorisi	84
5.3. Kazıklı Hal İçin Şev Stabilitesi Analizi	85
5.3.1. Sürtünme dairesi metodu	85
5.3.2. Shakunianz denklemi	88
5.3.3. Basitleştirilmiş Bishop metodu	89

5.3.4. Sonlu elemanlar analizi	90
6. SAYISAL DEĞERLERLE SİSMİK DEPLASMAN HESABI	91
6.1. Giriş	91
6.2. Deplasman Hesabında Kullanılan Sismik Veri, Formül ve Parametreler	91
6.3. Deplasman Hesabında Kullanılan Örnek Veri Kayıtlarının Özellikleri	92
6.3.1. El Centro depremi	92
6.3.2. Petrolia depremi	92
6.3.3. Taft ivme kaydı	93
6.3.4. Topanga ivme kaydı	93
6.3.5. Treasure Adası ivme kaydı	93
6.3.6. Yerba Buena Adası ivme kaydı	93
6.4. Deplasman Hesap Sonuçları	94
6.5. Grafik ve Sonuçların Karşılaştırılması	96
7. AMBRASEYS VE SRBULOV(1995) METODUNUN VAKA ANALİZLERİNE UYGULANMASI	98
7.1. Giriş	98
7.2. Kullanılan Vaka Analizleri	98
7.2.1. Mayıs 1986 depremi-Sürgü Barajı	98
7.2.2. Northridge depremi-San Fernando Barajı	98
7.2.3. Kosta Rika depremi-Puriscal heyelanı	99
7.2.4. Irpinia depremi	99
7.3. Vaka Analizleri Sonuçlarının Karşılaştırılması	100
8. SİSMİK DEPLASMAN-GÜVENLİK KATSAYISI İLİŞKİSİ	103
8.1. Giriş	103
8.2. Giriş İvmesi İçin Gereken Katsayıların Hesaplanması	103
9. BİLGİSAYAR PROGRAMIYLA ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ	108
9.1. Giriş	108
9.2. Programda Kullanılan Analiz Metodları	108
9.2.1. Statik halde stabilite analizi	108
9.2.2. Depremlili durumda analiz	109
9.2.3. Kazıklı şev için analiz	111
9.3. Problem Verileri ve Veri Giriş Dosyasının Düzenlenmesi	112

9.4. Program Arayüzü ve Programa Veri Girişi	116
10. FORTRAN PROGRAMIYLA YAPILAN SAYISAL ÇÖZÜMLER	121
10.1. Giriş	121
10.2. Statik ve Doğal Halde Şev Analizi	121
10.2.1. Problem I	121
10.2.2. Problem II	122
10.3. Kazıklarla İyileştirilmiş Şeve Örnek Hesap	123
10.3.1. Örnek problem için kazık uzunluğunun belirlenmesi ve kazıkların statik ve betonarme hesabı	124
10.4. Örnek Problemlerle Deprem Etkisinde Güvenlik Katsayısı-Şev Deplasmanı İlişkisi	127
10.4.1. Problem IV	127
10.4.2. Problem V	128
10.4.3. Problem VI	129
11. SONUÇ	131
KAYNAKLAR	133
EKLER	136
ÖZGEÇMİŞ	176

KISALTMALAR

FS	: Güvenlik Katsayısı
GLD	: Genelleştirilmiş Limit Denge Metodu
LSI	: Sıvılaşma Şiddeti İndisi

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1. Dilim metodlarının moment-kuvvet dengesi sağlanması açısından karşılaştırılması	24
Tablo 3.1. Farklı araştırmacılara göre yarı statik katsayının seçim kriterleri	33
Tablo 3.2. Örnek barajların hesaplanan güvenlik katsayıları ve oluşan depremler sonunda stabilite durumu	35
Tablo 5.1. Plastik deforme olan zemin özellikleri.....	83
Tablo 6.1. Elde edilen kritik ivme ve deprem parametrelerine göre milimetre cinsinden hesaplanan deplasman değerleri.....	94
Tablo 7.1. San Fernando Barajında farklı istasyon noktaları için oluşan kritik ivme maksimum ivme-hız ve deplasman değerleri	99
Tablo 7.2. Andretta şevi için farklı noktalarda kritik ivme, maksimum ivme-hız ve oluşan deplasman değerleri.....	100
Tablo 7.3. Ambraseys & Srbulov formülü için incelenen vaka analizlerinin değerlendirilmesi	101
Tablo 7.4. İki değer de aynı popülasyondan olduğunda t-testi için v serbestlik derecesinde hesaplanan $ t $ değerinin $ t $ yi aşma olasılığı.....	102
Tablo 10.1 Problem I için malzeme bilgileri.....	122
Tablo A.1. Giriş ivmesinin elde edilmesinde denenen ve hesaplanan sayısal değerler.....	137

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Blok analizinde ele alınan göçme yüzeyi.....	4
Şekil 2.2 : Sonsuz şev ve kuvvet poligonu.....	5
Şekil 2.3 : Sızma durumunda sonsuz şev ve kuvvet poligonu.....	6
Şekil 2.4 : Düzlemsel kayma yüzeyi ve kuvvet poligonu.....	7
Şekil 2.5 : Dairesel kayma yüzeyi.....	10
Şekil 2.6 : Sürtünme dairesi şematik gösterimi.....	11
Şekil 2.7 : Tek bir dilime etkileyen kuvvetler.....	12
Şekil 2.8 : Dikey dilimlerin görüldüğü dairesel kayma yüzeyi.....	13
Şekil 2.9 : Janbu'nun basitleştirilmiş metodu için düzeltme katsayısı.....	17
Şekil 2.10 : $c/F_s \gamma H - \beta$, ϕ_d ve r_u ilişkisi.....	17
Şekil 2.11 : Farklı varsayımlara göre $f(x)$ fonksiyonu.....	19
Şekil 2.12 : Fan vd (1986)'a göre ampirik yanal kuvvet fonksiyonu.....	22
Şekil 2.13 : $\phi = 0$ ve $\phi > 0$ durumları için Taylor'un stabilite abakları.....	25
Şekil 2.14 : Farklı boşluk suyu basınç oranları için Spencer abakları	26
Şekil 2.15 : Janbu stabilite abakları	27
Şekil 2.16 : Çeşitli non-lineer göçme kriterlerinin karşılaştırmaları.....	28
Şekil 3.1 : Yarı statik analizde kama göçmesi.....	32
Şekil 3.2 : Sismik katsayının güvenlik katsayısıyla değişimi.....	34
Şekil 3.3 : N_1 stabilite sayısının λ ve α açısından değişimi.....	36
Şekil 3.4 : N_1 stabilite sayısının deprem magnitudunun 6.0-8.0 olduğu durumlarda faya uzaklığa ve şev açalarına göre değişimi.....	37
Şekil 3.5 : Şevin eğimli yüzey üzerindeki kütleyle temsil edilmesi.....	37
Şekil 3.6 : Eğik düzlemde bir bloka etkileyen kuvvetler.....	38
Şekil 3.7 : Giriş ivmesi-kritik ivme-deformasyon ilişkisi.....	39
Şekil 3.8 : Makdisi Seed abakları.....	44
Şekil 3.9 : Gerilme potansiyeli şematik gösterimi.....	45
Şekil 3.10 : Farklı LSI değerlerine karşılık M-R değerleri.....	49
Şekil 4.1 : Drenaj için kanal detayları.....	57
Şekil 4.2 : Toprak dolgu-duvar sürtünmesi diyagramı.....	59
Şekil 4.3 : Dolgulu çerçeve duvarı.....	60
Şekil 4.4 : Sandık duvarı kesiti.....	60
Şekil 4.5 : Washington'daki New York Caddesi şev iyileştirmesi için kullanılan duvar kesiti.....	61
Şekil 4.6 : Ankraj kesiti.....	62
Şekil 4.7 : Zemin çivisinin başlıca uygulamaları.....	63
Şekil 4.8 : Taş kolonların dizayn metodolojisi.....	65
Şekil 4.9 : Taş kolon kesiti.....	66
Şekil 4.10 : Mini kazık kesitleri.....	66
Şekil 4.11 : Geosentetikle güçlendirilmiş bir şevin şematik kesiti.....	67
Şekil 4.12 : Sığ kaymanın bitkilerle kontrolü.....	68
Şekil 4.13 : Kök alan oranı-kayma mukavemeti artım ilişkisi.....	69

Şekil 4.14	: Ek dolgu.....	70
Şekil 4.15	: Kayma dişi kesiti.....	70
Şekil 4.16	: Parçalı prekast duvar arkası donatı genişliği ve aralığı.....	71
Şekil 4.17	: Minimum donatı uzunluğu, L_{min}	71
Şekil 4.18	: Toptan stabilite için donatı $L_{ort} > L_{min}$	71
Şekil 4.19	: Lastik toprak kesiti.....	72
Şekil 4.20	: Kireç kazığı kesit ve plan görünümü.....	74
Şekil 5.1	: Kazık boyunca (a) muhtemel ve (b) model testlerden elde edilen sonuçlara göre basitleştirilmiş gerilme dağılımı.....	77
Şekil 5.2	: Serbest basınç deneylerinde T kuvvetinin birim şekil değiştirmeyle değişimi.....	78
Şekil 5.3	: Kazıkların hemen çevresindeki zeminin plastik deformasyonu....	79
Şekil 5.4	: Küçük, plastik deforme olan zemin elemanı EBB'E'	80
Şekil 5.5	: Küçük, plastik deforme olan zemin elemanı AEE'A'	80
Şekil 5.6	: Kazıkların hemen çevresindeki zeminin plastik akış durumu.....	82
Şekil 5.7	: Düzgün tabanlı bir kanalda plastik akış durumu.....	82
Şekil 5.8	: Derinlik etkisinin yanal kuvvet hesabına eklenmesi.....	85
Şekil 5.9	: Kazıkla iyileştirilmiş halde şeve etkileyen kuvvetler.....	86
Şekil 5.10	: Dik bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi.....	87
Şekil 5.11	: Sığ bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi.....	87
Şekil 5.12	: Toplam şev mekanizması ve heyelan basınç diyagramı.....	89
Şekil 5.13	: Cai ve Ugai (2000) çalışmasına göre kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi.....	90
Şekil 6.1	: Farklı formüller için sismik deplasman- a_c/a_{maks} ilişkisi.....	95
Şekil 6.2	: Newmark formülü hariç formüller için sismik deplasman- a_c/a_{maks} ilişkisi($0 < a_c/a_{maks} < 0.4$)	95
Şekil 6.3	: Newmark formülü hariç formüller için sismik deplasman- a_c/a_{maks} ilişkisi($0.4 < a_c/a_{maks} < 1$)	96
Şekil 8.1	: M_s 5.8-7.7 aralığında 50mm. Deplasman için a_c-a_{maks} ilişkisi.....	105
Şekil 8.2	: M_s 5.8-6.3 aralığında 50mm. deplasman için a_c-a_{maks} ilişkisi.....	106
Şekil 8.3	: M_s 6.4-7.0 aralığında 50mm. Deplasman için a_c-a_{maks} ilişkisi.....	106
Şekil 8.4	: M_s 7.1-7.7 aralığında 50mm. Deplasman için a_c-a_{maks} ilişkisi.....	106
Şekil 9.1	: Şevde deprem etkisinin hesaba katılması.....	110
Şekil 9.2	: Kazıklarla iletilen kuvvetin şeve etkisi.....	111
Şekil 9.3	: Örnek problem için zemin profili ve parametreleri.....	112
Şekil 9.4	: Fortran programı akış diyagramı.....	115
Şekil 9.5	: Program açılış menüsü.....	116
Şekil 9.6	: Problem anaveri giriş formu.....	116
Şekil 9.7	: Metin dosyası güncelleme formu.....	117
Şekil 9.8	: Çizgi matrisi formu.....	117
Şekil 9.9	: Kesişim koordinatları formu.....	117
Şekil 9.10	: Zemin özellikleri formu(ilk hali).....	118
Şekil 9.11	: Zemin özellikleri formu(yarat düğmesine basıldıktan sonra).....	118
Şekil 9.12	: Kritik daire bilgileri formu.....	119
Şekil 9.13	: Hesap formu.....	119
Şekil 9.14	: Deprem bilgileri formu.....	119
Şekil 9.15	: Kazık bilgileri formu.....	119
Şekil 9.16	: Güvenlik katsayısı ve sismik deplasmanın gösterilmesi.....	120

Şekil 10.1	: Problem I için şev geometrisi.....	122
Şekil 10.2	: Problem II için şev geometrisi.....	123
Şekil 10.3	: Kazıkla şev iyileştirmesi için seçilen örnek zemin kesiti (Problem III).....	123
Şekil 10.4	: Kazık sırasının yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi.....	124
Şekil 10.5	: Kazık uzunluğu ve statik hesabı için oluşturulan sistemin şematik gösterimi.....	125
Şekil 10.6	: Stabilizasyon kazığı için kesme kuvveti ve moment diyagramı..	125
Şekil 10.7	: Problem IV için zemin profili ve parametreleri.....	127
Şekil 10.8	: Problem IV için FS-Sismik deplasman ilişkisi.....	128
Şekil 10.9	: Problem V için zemin kesiti.....	128
Şekil 10.10	: Problem V için FS-Sismik deplasman ilişkisi.....	129
Şekil 10.11	: Problem VI için zemin kesiti.....	129
Şekil 10.12	: Problem VI için FS-Sismik deplasman ilişkisi.....	130

SEMBOL LİSTESİ

a_h	: Yatay yarı statik ivme
a_{maks}	: Tasarım depremi maksimum ivmesi
a_v	: Düşey yarı statik ivme
a_y	: Kritik ivme
a, n	: Fonksiyon değişkenleri
α	: Dilim tabanının yatayla yaptığı açı
b	: Dilim genişliği
β_i	: Hidro dinamik basınç toplam itkisinin yatayla yaptığı açı
c	: Kohezyon
c'	: Efektif gerilme cinsinden zeminin drenajlı durumdaki kohezyonu
c_c	: Arazideki zemin kohezyonu
c_F	: Azaltılmış kohezyon değeri
c_{ort}	: İyileştirilen zemin için ortalama kohezyon
c_m	: Mobilize olmuş kohezyon değeri
c'_m	: Efektif gerilmeler cinsinden mobilize olmuş kohezyon değeri
c_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
D_1	: Eksenden eksene kazık ara açıklığı
D_2	: Kazık net açıklığı
D_d	: Düşey düzlemdeki blokta yarı statik durumda kaymayı önleyici kuvvet
D_h	: Yatay sismik şev deplasmanı
D_s	: Düşey düzlemdeki blokta statik durumda kaymaya karşı koyan kuvvet
d	: Kazık çapı
d_{maks}	: Şev deplasmanı üst sınırı
ΔX	: Dilimin iki yüzündeki kesme kuvvetleri farkı
E_n	: Dilimler arası normal kuvvet
F_c	: Kohezyona göre güvenlik katsayısı

F_h	: Yatay sismik kuvvet
F_k	: Kazıklarla sağlanan itki
F_v	: Düşey sismik kuvvet
FS	: Güvenlik katsayısı
ϕ	: Kayma mukavemeti açısı
ϕ'	: Efektif gerilme cinsinden zeminin drenajlı durumdaki kayma mukavemeti açısı
ϕ_c	: Arazi zemininin içsel sürtünme açısı
ϕ_d	: Zeminin drenajlı kayma mukavemeti açısı
ϕ_F	: Azaltılmış kayma mukavemeti açısı
ϕ_m	: Mobilize olmuş kayma mukavemeti açısı
ϕ'_m	: Efektif gerilmeler cinsinden mobilize olmuş kayma mukavemeti açısı
ϕ_u	: Zeminin drenajsız kayma mukavemeti açısı
ϕ_{ort}	: İyileştirilmiş zemin kayma mukavemeti açısı
ϕ_s	: Taşın içsel sürtünme açısı
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
γ'	: Zeminin su altında birim hacim ağırlığı
γ_c	: Arazi zemininin birim hacim ağırlığı
γ_{lim}	: Sınırlayıcı kayma şekil değiştirmesi
γ_{ort}	: İyileştirilmiş zeminin ortalama birim hacim ağırlığı
γ_s	: Taşın birim hacim ağırlığı
γ_{sat}	: Zeminin suya doymuş birim hacim ağırlığı
γ_w	: Suyun birim hacim ağırlığı
H	: Kayma yüzeyi yüksekliği
H_{crit}	: Kritik şev tepe yüksekliği
h	: Yüzeyden itibaren derinlik
h_R	: Dilimler arası kuvvetin yeri
I_a	: Arias şiddeti(Arias intensity)
j_i	: Hidro dinamik basınç
K_A	: Aktif toprak basıncı katsayısı
K_P	: Pasif toprak basıncı katsayısı
k_c	: Kritik ivme değeri

k_h	: Yatay ivme oranı
k_v	: Düşey ivme oranı
L	: Kayma yüzeyi uzunluğu
L_{arc}	: Kayma yüzetini tanımlayan yayın uzunluğu
L_{chord}	: Kayma yüzetini tanımlayan kirişin uzunluğu
LSI	: Sıvılaşma şiddet indisi (Liquefaction severity index)
M_k	: Kazıklardan şeve iletilen ek moment
M_s	: Deprem yüzey dalgası magnitudu
M_w	: Deprem moment magnitudu
m	: Katsayı
m', n'	: Stabilite katsayıları
n	: Fonksiyon değişkeni
N	: Normal kuvvet
N'	: Efektif normal gerilme
N_{eq}	: Eşdeğer çevrim sayısı
N_1, N^*	: Stabilite sayısı
P_a	: Aktif zemin itkisi
P_D	: Deprem yıkıcılık potansiyeli
P_p	: Pasif zemin itkisi
p	: Kazığa birim boyda gelen yanal itki
p	: Hata terimi
Q_ξ	: Sismik etki
q_c	: Kritik ivmenin maksimum deprem ivmesine oranı
θ_{crit}	: Kayma yüzeyi-yatay arası açının kritik değeri
θ_L	: Dilimin solundaki dilimler arası kuvvetin yatayla yaptığı açı
θ_R	: Dilimin sağındaki dilimler arası kuvvetin yatayla yaptığı açı
R	: Kritik daire yarıçapı, episantr yatay uzaklığı
R_c	: Kuvvetlerin bileşke noktasından merkeze dik uzaklık
R_d	: Düşey düzlemdeki bloku yarı statik durumda kaydıran kuvvet
R_f	: Sürtünme dairesi yarıçapı
R_s	: Düşey düzlemdeki bloku statik durumda kaydıran kuvvet
r	: h deprem derinliği, R episantr yatay uzaklığı olmak üzere deprem merkezinin sahaya uzaklığı $(h^2+R^2)^{1/2}$

r_u	: Boşluk suyu basıncı oranı
S	: Sürtünme kuvveti
S	: Kayma yüzeyi boyunca mevcut kayma gerilmeleri toplamı
S_m	: Mobilize olan sürtünme kuvveti
S_r	: Kayma yüzeyinin eğimine göre o noktadaki gerilme oranı
S_r	: Sıvılaşmış zemin residuel mukavemeti
S_{rv}	: Taş kolondaki gerilmenin arazi zeminine oranı
$\sigma'_1, \sigma'_3, \sigma'_c$	: Asal gerilmeler
σ_n	: Dilim tabanındaki normal gerilme
σ_s	: Arazi zeminindeki normal gerilme
σ_v	: Dilim tabanındaki düşey yönde gerilme
σ'_v	: Düşey efektif gerilme
T	: Kesme kuvveti
T	: Hakim peryot
T_L	: Sıvılaşan tabaka kalınlığı
τ_{base}	: Dilim tabanındaki kayma gerilmesi
τ_c	: Arazi zemininin kayma mukavemeti
τ_m	: Mobilize olan kayma gerilmesi
τ_s	: Taş kolonun kayma mukavemeti
τ_{ort}	: Taş kolon etrafındaki zeminin ortalama kayma mukavemeti
U	: Boşluk suyu basıncı
U_α	: Boşluk suyu kuvveti
U_β	: Yüzey suyu kuvveti
u	: Sismik şev deplasmanı
u_{act}	: Şevde ölçülmüş sismik deplasman değeri
v_{maks}	: Tasarım depremi maksimum hızı
W	: Kama-dilim ağırlığı
w	: Şev orta noktasına göre boyutsuz yer
X_n	: Dilimler arası kesme kuvveti
x	: Kayan kütle için kritik daire merkezine göre moment kolu
Z_L	: Dilimin sol kenarındaki dilimler arası kuvvet
Z_R	: Dilimin sağ kenarındaki dilimler arası kuvvet

ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ VE ŞEVLERDE DEPREM ETKİSİNİN İNCELENMESİ

ÖZET

Yapılan çalışmada şevlerin stabilitesi problemi iyileştirilmiş ve sismik hali de kapsayacak bir şekilde ele alınmıştır. Öncelikle statik yükler altında şevlerin stabilite analizi, deprem etkisi altında stabilite analizi için kullanılan yöntemler ve şev stabilizasyon metodları özetlenmiştir. Stabilizasyon metodlarından kazık perdeyle şev stabilizasyonu için kazıklardan şeve iletilen yanal itki ve stabilize edilmiş şevin güvenlik katsayısının hesaplanması için önerilen metodlar incelenmiştir.

Deprem etkisinde nihai şev deplasmanının hesaplanması için Newmark rijit blok analizine dayalı formüller “Edushake” zemin tepki analizi programında mevcut deprem kayıtları ve seçilen kritik ivme değerleri kullanılarak karşılaştırılmış, seçilen metodun güvenilirliği ayrıca vaka analizleriyle test edilmiştir. Söz konusu metodla seçilen deprem uzaklık ve magnitudları için sınır değer olarak kabul edilen 50 mm. deplasmanı verecek kritik ivme oranları hesaplanarak yarı statik analiz için yeni katsayıları önerilmiştir. Yapılan analizde yarı statik analizle hesaplanan güvenlik katsayısının “1”e eşit olduğu halde deplasman değerinin 50 mm ’e yakın ve 50 mm ’nin altında kalması hedeflenmiştir. Deprem parametrelerinin seçilen değerlerine göre sahada oluşacak maksimum yatay deprem ivmesi, bu değeri uzaklık ve magnitud parametreleriyle ilişkilendirilen bir ampirik formül vasıtasıyla elde edilmiştir.

Şev stabilitesi analizi için F-World dilinde bir program kodu yazılmıştır. Yazılan kod statik halde Basitleştirilmiş Bishop metoduyla stabilite analizi yapmaktadır. Kazıkla iyileştirilmiş hal için kazık etkisinin de probleme dahil edilebilmesi için kazıkların sağladığı yanal itki kazık geometrisi ve zemin özelliklerinin fonksiyonu olarak hesaplanmaktadır. Deprem etkisinde analiz için programda önerilen giriş oranları kullanılarak yarı statik analizle güvenlik katsayısı ve giriş ivmesi oranlarının elde

edilmesinde kullanılan metodla sismik deplasman değeri elde edilmektedir. Yazılan kodun kullanıcı arabirimi Visual Basic programıyla oluşturulmuştur.

Oluşturulan stabilite analizi programıyla statik, kazıklı ve sismik haller için örnek problem çözümleri yapılmıştır. Statik ve doğal haldeki şevler için çözülen örnek problemlerle programın çalışması test edilmiş ve başka bir stabilite analizi programı olan “SLIDE 5” programında Basitleştirilmiş Bishop analizi kullanılarak bulunan sonuçlarla uyumlu değerler elde edilmiştir. Kazıklı hal için Bishop Metoduyla yapılan çözümde kazık sırasının şev topuk ve tepe noktalarına göre konumunun güvenlik katsayısına etkisi incelenmiştir. Elde edilen sonuçlar incelenen araştırmacıların sonuçlarıyla uyumlu değerler vermektedir. Sismik hal için deprem parametrelerinin seçilen farklı değerleri için çözümü yapılan problemler için güvenlik katsayısı ve sismik deplasman arasındaki ilişki incelenmiştir. Elde edilen güvenlik katsayısı ve sismik deplasman ilişkisinde güvenlik katsayısının “1” değerini aldığı hallerde şev deplasmanı 50 mm.’ye yakın değerler almakta ve 50 mm.’nin altında kalmaktadır. Şevin kritik ivme değeri küçüldükçe güvenlik katsayısının 1’den küçük olduğu durumlar için daha büyük deplasman değerleri elde edilmektedir.

SLOPE STABILITY ANALYSIS AND SEISMIC PERFORMANCE OF SLOPES

SUMMARY

The interest of this study is slope stability analysis including seismic effects and stabilization procedures. A brief summary of methods of stability analysis under static loads, seismic slope stability and slope stabilization methods make up the introduction part. Further investigation of slope stabilization follows with the issues of estimating the lateral force acting on stabilizing piles and methods for analyzing the stability of a slope stabilized with piles.

Next, is a comparison of empirical procedures based on Newmark sliding block analysis using numerical figures, these figures being the earthquake data included in the “Edushake” ground response analysis program and selected critical acceleration ratios. Case studies are used to test the reliability of the method selected among the empirical formulae. New constants for pseudo-static analysis are proposed, using 50 mm. as the critical displacement and obtaining the critical acceleration ratio that will return 50 mm. displacement for the selected earthquake magnitudes and epicentral distances. The criterion for the analysis was that for a factor of safety of 1 obtained in the pseudo-static analysis the displacement value, calculated by the selected method should reach 50 mm. from a lower limit for the same earthquake parameters. The maximum horizontal acceleration values used in the analysis are those obtained by another empirical formula relating distance-magnitude values to horizontal acceleration.

In addition to the research and numerical analyses a slope stability analysis program code is written in the F-World programming language. The program code performs stability analysis under static conditions with Bishop’s Simplified Method of Slices. Under stabilized conditions, the force added by is estimated as a function of pile geometry and soil properties in order to include the influence of stabilization to the factor of safety. The code can also carry out seismic analysis; that is to say both the

evaluation of FS with pseudo-static analysis using the proposed input acceleration coefficients and calculation of displacement value under earthquake loads with the empirical formula used in obtaining input acceleration ratios. The user interface of the program is created in Visual Basic programming code.

The final chapter of the study includes example slope stability problems under static, stabilized and seismic conditions solved using the written code. The verification of program's reliability in solving stability problems under static conditions is conducted through solving example problems used in testing another slope stability analysis program, "SLIDE5". The stability factors estimated, matched those that were obtained by SLIDE5 through Bishop's Simplified Method. For the piled condition, the effect of pile row's position relative to a slope's toe and crest to the factor of safety is investigated. The results of the investigation are in well agreement with those of other researchers. As for the seismic condition, the relationship between FS and seismic displacement value is examined for different values of earthquake parameters. It turns out that for an FS value of "1", seismic displacement remains close to, yet under 50 mm. For smaller values of the critical acceleration ratio, seismic displacement degrades more severely for the conditions in which FS is smaller than "1".

1. GİRİŞ

1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı

Doğal haldeki veya mühendislik yapılarında yer alan şevlerin stabilitesinin bozulması önemli derecede can ve mal kaybına yol açabilecek heyelanların oluşmasına yol açabilir. Şeve etkiyen yükler altındaki davranışı, şevdeki mevcut kayma mukavemeti ve şeve etkiyen kayma gerilmelerinin durumunu belirlemek ise stabilite analiziyle mümkündür. Şevler için stabilite analizi plastik hesaptan sonlu elemanlar analizine kadar uzanan geniş bir çerçevede, farklı teoriler ve bu teorilere dayanan yöntemlerle ele alınmış bir konudur.

Stabilite analizinde dikkate alınması gereken kuvvetler yalnızca statik durumdaki yerçekiminden dolayı meydana gelen kuvvetlerle sınırlı kalmayabilir. Deprem riski taşıyan bölgelerdeki şevlerde yer sarsıntısı sebebiyle şeve etkiyecek tekrarlı kayma gerilmeleri stabilite analizinde göz önüne alınmalıdır. En basit depremli analiz metodlarından olan yarı statik analizde deprem kuvveti maksimum deprem ivmesinin belirli bir oranı olan “giriş ivmesi” değeriyle temsil edilir ve şeve fazladan bir yatay kuvvet olarak etkir. Deplasmana yönelik sismik analizde ise şev güvenliği deprem sonucunda şevde oluşacak nihai deplasmanla ilişkilidir. Ampirik formüllerle deprem etkisi altında şev deformasyonunu belirten metodlar deprem parametrelerini şev deplasmanı ile doğrudan ilişkilendirir ve deplasman hesabında kolaylık sağlarlar.

Tasarım yükleri altında şev güvenliği yeterli düzeyde görülmediği takdirde şevde iyileştirme(stabilizasyon) yoluna gidilir. Şev stabilizasyonu göçmeye yönelik kuvvetleri azaltmak ya da göçmeye karşı koyan kuvvetleri arttırmak yoluyla yapılır. Kazıkla iyileştirme şev güvenliğini arttırıcı yöntemlerden birisi olup bu tür bir uygulama halinde analizin doğru bir biçimde yapılabilmesi kazık sisteminin yapısına göre belirlenen ek itkilerin doğru bir şekilde hesaplanabilmesi ve analize dahil edilmesiyle mümkündür.

Sözkonusu etkilere maruz şevler için stabilite analizi bir bilgisayar programıyla yürütülebilir. Bilgisayarlı analiz için gerekli olan şev ve şeve gelen dış etkilerin programın yapısına uygun bir düzende programa tanıtılmasıdır. Gelişmiş bir programlama dili olan F-World, stabilite analizinin yürütülebilmesi için uygun görülmüştür. Fortran programı altında çalışan ve diğer mühendislik uygulamalarında da kullanılabilen F-World programlama diliyle limit denge metodu kullanarak şev stabilitesi analizi yapabilen bir program kodu yazmak mümkündür. Yazılan koda statik analizin yanında deprem ve stabilizasyon etkilerini de kapsayacak eklentiler yapılabilir.

2. ŞEV STABİLİTESİ ANALİZ METODLARI

2.1. Giriş

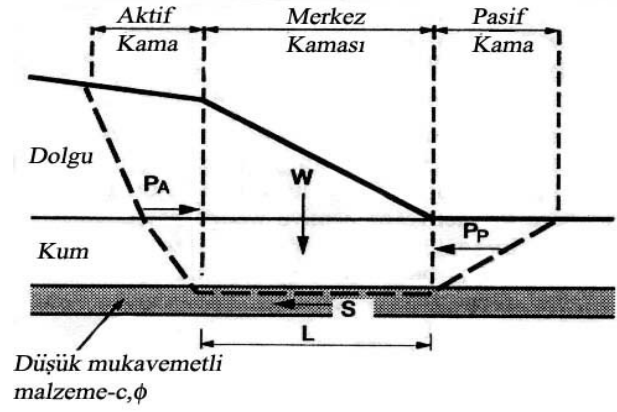
Şevler yatayla belli bir açıda duran yer yüzeyleridir. Toprak baraj, yol şevi gibi insan yapısı olabilecekleri gibi doğal olarak da oluşabilirler. Her iki durumda da şevler yer çekimi etkisine maruzdurlar. Etkisi altında olduğu yerçekimi şevin stabilitesini bozmaya yönelik etkilerin oluşmasına yol açar. Bu etkilere, şevin stabilitesinin bozulmasına karşı koyan ise şev zemininin göçme yüzeyi boyunca oluşan kayma mukavemetidir.

Statik halde stabilite analizi için izlenen yöntem genelde öngörülen göçme yüzeyine göre güvenlik katsayısının hesaplanmasına dayanır. Güvenlik katsayısı şevde göçmeye karşı koyan etkilerin şevi göçmeye yönelten etkilere oranıdır. Teoride şevin stabil sayılabilmesi için güvenlik katsayısı değerinin 1’den büyük olması gerekmektedir.

Statik durumda güvenlik katsayısı analizi varsayılan kayma yüzeyine göre zeminde oluşan etkilerin hesabıyla bulunan güvenlik katsayısı formülleri ile yapılabileceği gibi stabilite abakları, bilgisayarlı analiz ve deneysel modellerle de yürütülebilir.

2.2. Blok Analizi

Blok analizi dolgu zemininin taban zemininden daha mukavim olduğu durumlarda kaymaya karşı güvenlik katsayısını hesaplamak için kullanılabilir. Bu gibi hallerde dolgu zemininin kendi içinden geçen bir göçme yüzeyinden kayma durumu gibi taban zeminin içinden geçen bir göçme yüzeyinden kayabileceği de düşünülmelidir. Zayıf zemin tabakası inceyse büyük ölçüde düzlemsel bir kayma yüzeyi oluşur. Stabilite zayıf taban zeminine doğru kesme yapan bir kayma bloğuna göre incelenebilir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 2.1 Blok analizinde ele alınan göçme yüzeyi(Abramson ve diğ., 1996)

Kayma yüzeyine örnek Şekil 2.1’de görülebilmektedir. Analizde potansiyel kayma yüzeyi aktif, merkez ve pasif blok olmak üzere 3 kamaya bölünür. Kaymaya karşı güvenlik katsayısı yatay kuvvet dengesinden hesaplanır(Abramson ve diğ., 1996).

$$FS = \frac{P_p + c'_m L + (W - u) \tan \phi'_m}{P_a} \quad (2.1)$$

P_a : aktif kuvvet(kaydıran)

P_p : pasif kuvvet(kaymayı önleyici)

L : kayma yüzeyinin kil tabakası boyunca uzunluğu

c'_m ve ϕ'_m : efektif ağırlığı $(W-u)$ olan merkez bloğun tabanındaki zeminin mukavemet parametreleri

Blok analizinde kullanılan aktif ve pasif yanal toprak basıçları aşağıdaki formülle hesaplanır:

$$\sigma_{A/P} = K_{A/P} \sigma'_v \pm 2c_m \sqrt{K_{A/P}} \quad (2.2)$$

K_A : aktif toprak basıncı katsayısı

K_P : pasif toprak basıncı katsayısı

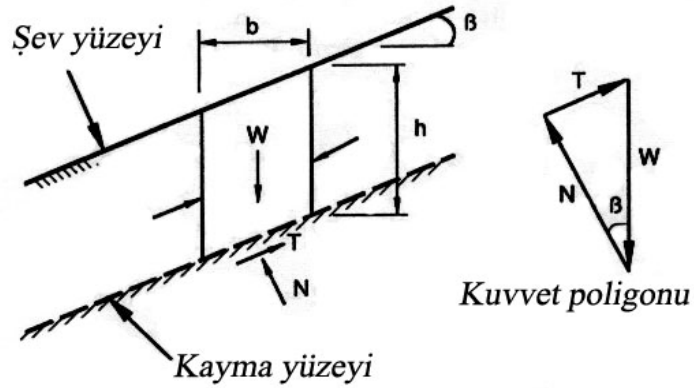
σ'_v : düşey efektif gerilme

c_m : mobilize olan kohezyon değeri

2.3. Sonsuz Şev Analizi

Analiz yöntemi göreceli olarak uzun bir yüzey boyunca devam eden ve taban zemini sürekli bir tabaka üzerinde yer alan şevler için geçerlidir(Abramson ve diğ., 1996).

2.3.1. Kuru Kumda Sonsuz Şev Analizi



Şekil 2.2 Sonsuz şev ve kuvvet poligonu (Abramson ve diğ., 1996)

Şekil 2.2'deki dilimin ağırlığı $W=\gamma bh$ olduğuna göre kayma yüzeyi tabanına etkiyen Normal(N) kuvvet $W\cos\beta$ 'ya ve kaydıran (T) kuvveti $W\sin\beta$ 'ya eşittir(Abramson ve diğ., 1996).

Kayma yüzeyi boyunca mevcut sürtünme kuvvetini veren denklem ise şu şekildedir:

$$S=N \tan \phi' \quad (2.3)$$

Mevcut kuvvetin kaymaya karşı konulması için gerekli kuvvete oranı olan güvenlik katsayısı ise aşağıdaki ifadedeki gibidir:

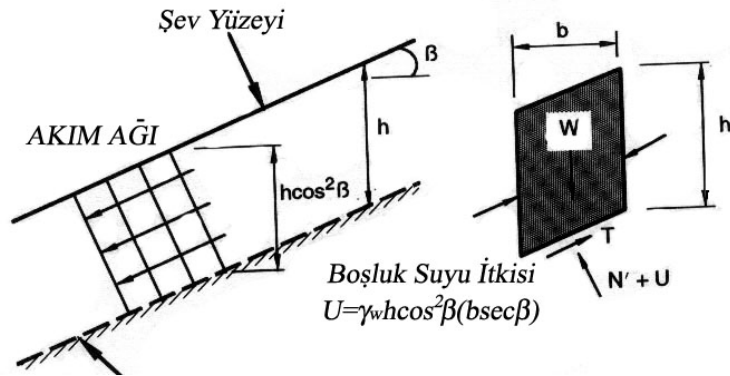
$$FS = \frac{N \tan \phi'}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta} \quad (2.4)$$

Güvenlik katsayısı şev yüksekliği ve derinliğinden bağımsız olup yalnızca zeminin kayma mukavemeti açısı ϕ ve şev açısı β ya bağlıdır. $FS = 1$ durumunda maksimum şev açısı ϕ ile sınırlandırılmış olacaktır(Abramson ve diğ., 1996).

2.3.2. Sızma Olduğu Durumda Sonsuz Şev Analizi

Eğer sonsuz bir şevde şev yüzeyine paralel sızma varsa güvenlik katsayısı efektif normal kuvvet (N') ye bağlı olacaktır. Şekil 2.3'deki dilimin tabanına etkiyen boşluk suyu basıncını veren denklem aşağıdaki gibidir(Abramson ve diğ., 1996):

$$U = (\gamma_w h \cos^2 \beta) \frac{b}{\cos \beta} = \gamma_w b h \cos \beta \quad (2.5)$$



Şekil 2.3 Sızma durumunda sonsuz şev ve kuvvet poligonu (Abramson ve diğ., 1996)

Kayma yüzeyi boyunca mevcut kayma gerilmeleri toplamı (ϕ') ye bağlı olup ifadesi aşağıdaki gibidir(Abramson, 1996):

$$S = c' b \sec \beta + (N - U) \tan \phi' \quad (2.6)$$

Bu durumdaki güvenlik katsayısı ise:

$$FS = \frac{c' b \sec \beta + (N - U) \tan \phi'}{W \sin \beta} \quad (2.7)$$

Yukarıdaki denklemde $W = \gamma_{sat} b h$ in yerine konulmasıyla:

$$FS = \frac{c' + h(\gamma_{maks} - \gamma_w) \cos^2 \beta \tan \phi'}{\gamma_{sat} h \sin \beta \cos \beta} \quad (2.8a)$$

$$\gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \quad (2.8b)$$

$c=0$ durumunda denklem 2.8a sadeleşerek şu şekli alır:

$$FS = \frac{\gamma' \tan \phi'}{\gamma_{sat} \tan \beta} \quad (2.9)$$

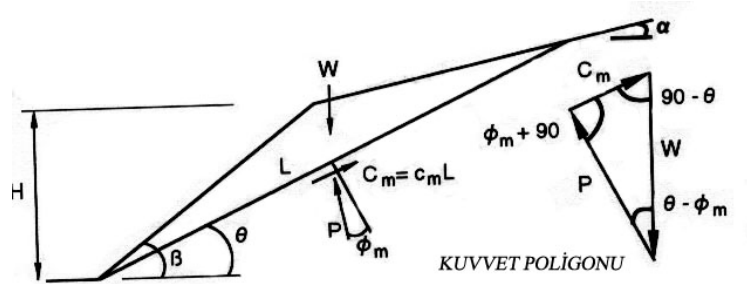
Denklemden de görülebileceği gibi ayrık daneli malzeme için güvenlik katsayısı şev yüksekliği ve derinliğine bağlı değildir, ancak γ' / γ_{sat} oranından etkilenir. Bu tür bir analiz sızma çizgisinin kayma yüzeyinin m -z kadar üstünde varsayıldığı durumlar için genelleştirilebilir. Bu durumda güvenlik katsayısını veren denklem şöyledir(Abramson ve diğ., 1996):

$$FS = \frac{c' + h \cos^2 \beta [(1-m)\gamma_m + m\gamma'] \tan \phi'}{h \sin \beta \cos \beta [(1-m)\gamma_m + m\gamma_{sat}]} \quad (2.10)$$

Denklemdaki γ_{sat} ve γ_m zeminin sızma çizgisinin üst ve altındaki suya doymun ve ıslak birim hacim ağırlıklarıdır(Abramson ve diğ., 1996).

2.4. Düzlemsel Yüzey Analizi

Düzlemsel kayma yüzeyleri çoğunlukla alt zeminde üsttekine oranla daha düşük mukavemete sahip ince bir tabaka bulunduğu ortaya çıkar. Düzlemsel bir kayma yüzeyi kapalı formdaki bir denklemle incelenebilir ve çözüm kayma yüzeyi boyunca zeminin mukavemet parametreleri ve kayma yüzeyi geometrisine bağlıdır. Şekil 2.4' deki şevin güvenlik katsayısını hesaplamak için harekete geçen kayma gerilmesi S_m , ağırlık, W ve yüzeye dik reaksiyon kuvveti N' nin hesaplanması gerekir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 2.4. Düzlemsel kayma yüzeyi ve kuvvet poligonu (Abramson ve diğ., 1996)

Geometriden faydalanarak kama ağırlığının hesabı şu şekilde yapılır:

$$L = \frac{h}{\sin \beta} \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\cos(\theta - \alpha)} \quad (2.11)$$

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin^2 \beta} \frac{\sin(\beta - \alpha)}{\sin(\theta - \alpha)} \right] \quad (2.12)$$

α : şev arkasının yataya göre eğimi

Normal kuvvet ve harekete geçen kayma kuvveti denklemleri ise aşağıdaki gibidir:

$$N = \frac{1}{2} W \cos \theta \quad (2.13a)$$

$$S_m = W \sin \theta \quad (2.13b)$$

Kohezyon ve sürtünmeye göre güvenlik katsayıları F_c ve F_ϕ kullanılarak harekete geçen kayma mukavemeti parametrelerini veren denklemler:

$$c_m = \frac{c}{F_c} \quad (2.14a)$$

$$\tan \phi_m = \frac{\tan \phi}{F_\phi} \quad (2.14b)$$

İfadeler Mohr-Coulomb kriterine göre hesaplanan harekete geçen kayma mukavemetine eşitlenirse (Abramson ve diğ.1996):

$$W \sin \theta = c_m L + W \cos \theta \tan \phi_m \quad (2.15a)$$

$$c_m = \frac{W}{L} [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m] \quad (2.15b)$$

$$c_m = \frac{\gamma H^2}{2L} \left[\frac{\sin(\beta - \theta)}{\sin \beta \sin \theta} - [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m] \right] \quad (2.15c)$$

$$c_m = \frac{1}{2} \gamma H \left[\frac{\sin(\beta - \theta) [\sin \theta - \cos \theta \tan \phi_m]}{\sin \beta} \right] \quad (2.15d)$$

γ , β ve H 'ın sabit olduğu varsayılarak denklemin türevi alınırsa θ 'nın kritik değeri için şu eşitlik bulunur(Abramson ve diğ. , 1996):

$$\theta_{crit} = \frac{\beta + \phi_m}{2} \quad (2.16)$$

c_m 'in kritik değeri için bulunan denklem ise:

$$c_m = \frac{1}{4} \gamma H \left[\frac{1 - \cos(\beta - \phi_m)}{\sin \beta (\cos \phi_m)} \right] \quad (2.17)$$

Şevin kritik yüksekliği ise:

$$H_{crit} = \frac{4c}{\gamma} \left[\frac{\sin \beta \cos \phi}{1 - \cos(\beta - \phi)} \right] \quad (2.18)$$

c ve ϕ 'nin aynı anda varolduğu durumlarda metod sürtünme ve kohezyona göre güvenlik katsayıları eşit olacağı için aşağıdaki aşamaları takip eden bir deneme yanılma prosedürünü izler(Abramson ve diğ. , 1996):

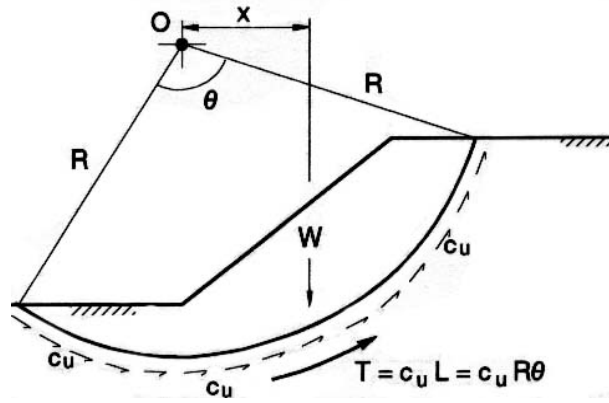
- Sürtünme direncine karşılık gelen bir F_ϕ değeri varsayılır.
- ϕ_m değeri hesaplanır.
- Harekete geçen kohesif değer c_m hesaplanır.
- $F_c = c/c_m$ değeri hesaplanır.
- F_c değeri F_ϕ 'ye eşit olana kadar aşamalar tekrarlanır.

2.5. Dairesel Yüzey Analizi

Dairesel kayma yüzeyleri genel olarak homojen malzemeden oluşan şevlerde meydana gelir(Abramson ve diğ., 1996).

2.5.1. Dairesel Yay($\phi_u=0$) Metodu

En basit dairesele analiz yöntemi rijit, silindirik bir bloğun merkez etrafında dönmeyele göçeceğı ve kayma yüzeyi boyunca kayma mukavemetinin drenajsız mukavemetle tanımlı olduğı durumla yapılandır. Drenajsız kayma mukavemeti kullanıldığı için ϕ açısının sıfır olduğı kabul edilir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 2.5 Dairesel kayma yüzeyi(Abramson ve diğ., 1996)

Şekil 2.5'deki şevin güvenlik katsayısını, yani kaydıran kuvvetlerin daire merkezine göre momentinin kaymaya karşı koyan kuvvetlerin momentine oranını veren denklem(Abramson ve diğ., 1996):

$$FS = \frac{c_u LR}{Wx} \quad (2.19)$$

c_u : drenajsız kayma mukavemeti

R: dairesel yüzeyin yarıçapı

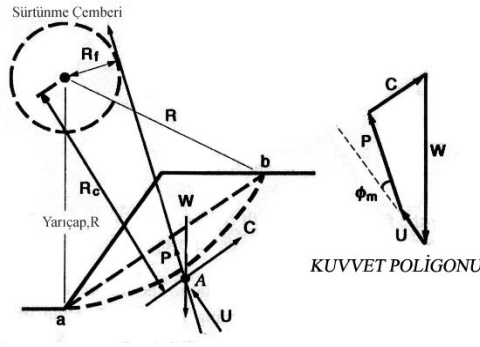
W: kayan kütlenin ağırlığı

x: daire merkezi O ile kayan kütle ağırlık merkezi arasındaki yatay mesafe

Drenajsız kayma mukavemetinin kayma yüzeyi boyunca değiştiği durumlarda $c_u L$ terimi denklemde değişken bir değer olarak verilmelidir(Abramson ve diğ. , 1996).

2.5.2. Sürtünme Dairesi Metodu

Yöntem sürtünme ve kohezyonun stabiliteye beraber katkı sağladığı, kayma mukavemetinin normal gerilmeye bağlı olduğu homojen zeminler için kullanılabilir. Metodda harekete geçen sürtünme kuvveti ve normal kuvvet bileşeni dikkate alınır ve iki kuvvetin itki yönünün $R_f = R \sin \phi_m$ denklemiyle belirtilen bir sürtünme dairesine teğet olduğu varsayılır. Varsayım alt sınırdaki bir güvenlik katsayısı değeri verecektir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 2.6 Sürtünme dairesi şematik gösterimi (Abramson ve diğ., 1996)

Şekildeki kayma yüzeyinin tabanındaki kohesif kayma gerilmelerinin bileşkesi C_m , ab yayına paralel olacaktır. C_m 'in konumu dağılım ve bileşkenin daire merkezine göre momenti alınarak bulunabilir. C_m 'in yerini veren denklem(Abramson ve diğ., 1996):

$$R_c = \frac{L_{arc}}{L_{chord}} R \quad (2.20)$$

R: kayma dairesinin yarıçapı

R_c : kuvvetten merkeze dik uzaklık

L_{arc} : kayma yüzeyini tanımlayan yayın uzunluğu

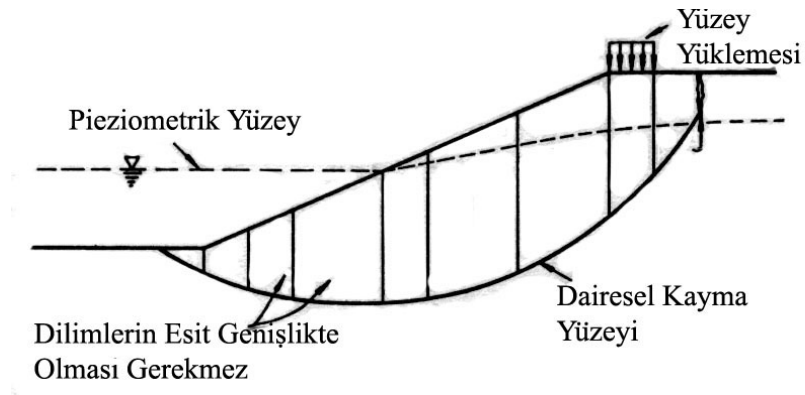
L_{chord} : kayma yüzeyini tanımlayan kordonun uzunluğu

Gerçek etki noktası A, efektif ağırlık kuvvetinin kesişimi, yani ağırlık ve boşluk suyu basıncının kesişim noktasında bulunur. Normal ve sürtünme(kayma) kuvvetinin bileşkesi P sürtünme dairesi ve A noktasının teğetine paraleldir. C_m 'in yönü bilindiğine göre kuvvet poligonu kapatılarak harekete geçmiş kohesif kuvvetin değeri bulunur. Nihai güvenlik katsayısı F; $F=F_\phi=F_c$ alınarak bulunur. Çözüm aşaması genelde grafik olarak yürütülür, çözümde şu şekilde bir yol izlenir(Abramson ve diğ., 1996):

- Kama ağırlığı, W hesaplanır.
- Toplam boşluk suyu basıncı U nun yönü ve büyüklüğü hesaplanır.
- C_m 'in etki çizgisine dik uzaklık hesaplanır.

Dilimler arası X_n , X_{n+1} ve E_n , E_{n+1} kuvvetlerinin eşit ve zıt yönlerde olup birbirlerini sıfırlayacakları varsayılır. Başka bir varsayım da bir dilimin kayma yüzeyi boyunca harekete geçen kayma gerilmesi τ_m in toplam mevcut kayma gerilmesinin aynı kesiri olacağıdır(örneğin: $\tau_m = (c' + \phi' \tan \phi') / FS$). Kayma dairesinin merkezine göre moment alınarak Şekil 2.8'deki şev için güvenlik katsayısı şu şekilde bulunur(Bromhead, 1986):

$$FS = \frac{\sum [c' b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.21)$$



Şekil 2.8 Dikey dilimlerin görüldüğü dairesel kayma yüzeyi (Bromhead, 1986)

Denklemden W dilimin toplam ağırlığı, U dilim tabanındaki toplam boşluk suyu basıncıdır(Bromhead,1986).

2.6.2. Bishop Metodu

Bishop (1955) dilimler arası kuvvetler, X ve E 'nin de hesaba katıldığı bir metod önermiştir. Matematiksel olarak doğru bir statik çözüm için kuvvet ve moment dengesi tüm dilimler için olduğu gibi her bir dilim için de sağlanmalıdır. Bazı bilinmeyen değerler olduğundan varsayımlara gidilmiş ve X kuvvetlerinin bileşke çizgisi y 'nin her bir dilimin moment dengesini sağlayacak bir çizgiden geçtiği varsayılmıştır. Sarma(1979) nın da belirttiği gibi Bishop dilimler altındaki normal kuvvetin etki noktasını hesaba katmayarak başka bir bilinmeyeni elemiştir. Bishop'un bilinen notasyonuyla güvenlik katsayısı şu şekildedir(Bromhead, 1986):

$$FS = \frac{\sum [c' b + ((W \cdot ub) + \Delta X) \tan \phi'] / m_\alpha}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.22)$$

Denklemden:

$\Delta X: X_n - X_{n+1}$

$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \phi'}{F.S.} \right)$$

b : dilim genişliği

W : dilimin toplam ağırlığı

c' : efektif kohezyon

ϕ' : efektif kayma mukavemeti açısı

u: dilim tabanına etkiyen boşluk suyu basıncı

α : dilimin tabanıyla yatay arasındaki açı

X kuvvetindeki değişim (ΔX) in hesaba katılması hesabı karmaşıktır ve bu yüzden birçok durumda denklemden ΔX faktörü ihmal edilmektedir. Bu durumdaki analiz genelde yeterli doğruluğu sağlamaktadır (Bromhead, 1986).

2.6.2.1. Sızma Olduğu Durumda Basit Şevler İçin Bishop -Morgenstern Çözümü

Bishop'un denklemini kullanarak Bishop ve Morgenstern basit şevler için güvenlik katsayısının hesaplanabileceği tablolar geliştirmişlerdir. Önerdikleri denklem:

$$FS = \left[\frac{1}{\sum_{n=1}^{n=p} \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} \sin \alpha_n} \right] X \sum_{n=1}^{n=p} \left\{ \frac{\left[\frac{c}{\gamma H} \frac{b_n}{H} + \frac{b_n}{H} \frac{z_n}{H} (1 - r_u) \tan \phi \right]}{m_{\alpha(n)}} \right\} \quad (2.23)$$

denklemden : $FS = m' - n' r_u$

z_n : n'inci dilim ortalama yüksekliği

r_u : $\frac{h_n \gamma_w}{\gamma z_n}$, değeri en fazla 0.5 olabilir, için sabit değer olarak alınır.

Denkleme göre güvenlik katsayısı $FS = m' - n' r_u$ formunda ifade edilebilir. m' ve n' stabilite sabitleri olup değerleri tablolarda belirtilmiştir. Çözüm için şu aşamalar izlenir:

- ϕ , β ve $c/\gamma H$ değerleri elde edilir.
- r_u değeri (ağırlıklı ortalama) elde edilir.
- $D=1, 1.25$ ve 1.5 değerleri için(gerekli parametreler ϕ , β , $c/\gamma H$ ve r_u için tablolardan m' ve n' değerleri elde edilir.
- Her bir D değeri karşılığı m' ve n' kullanılarak FS belirlenir.
- FS değeri belirlenenlerin en küçüğü olarak bulunur(Das, 1998).

2.6.2.2. Basitleştirilmiş Bishop Metodu

Basitleştirilmiş Bishop metodunda(1955) dilimler arası kesme kuvvetlerinin sıfır olduğu varsayılmıştır. Bu metoda göre güvenlik katsayısı şu şekilde ortaya çıkar(Das, 1998);

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (cb_n + (W_n \tan \varphi)) \frac{1}{m_{\alpha}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha} \quad (2.24a)$$

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \varphi \sin \alpha_n}{FS} \quad (2.24b)$$

2.6.3. Janbu Metodu

Janbu (1973) metodunda bir etki çizgisinin olduğu varsayılır ve buna göre denge denklemleri çözülür. Sarma(1979) Janbu methodunun zahmetli bir method olmadığını çünkü son dilim için moment dengesinin sağlanmadığını belirtmiştir. Bu durum etki çizgisine tesir etmekte ancak güvenlik katsayısını önemli bir etkisi yoktur(Bromhead, 1986).

2.6.3.1. Basitleştirilmiş Janbu Metodu

Basitleştirilmiş Janbu metodunda dilimler arası kesme kuvvetleri sıfır kabul edilir, yatay ve dikey kuvvet eşitliği sağlanır ancak moment dengesi sağlanmaz. Denklemler şu şekilde sıralanır(Yaeger):

Her bir dilimin tabanındaki efektif normal gerilme:

$$N' = \frac{-U_{\alpha} \cos \alpha - S_m \sin \alpha + W(1 - k_v) + U_{\beta} \cos \beta + Q \cos \delta}{\cos \alpha} \quad (2.25)$$

Toplam yatay kuvvet denklemi:

$$\sum_{n=1}^{n=p} [F_H]_n = \sum_{n=1}^{n=p} [(N' + U_{\alpha}) \sin \alpha + Wk_h + U_{\beta} \sin \beta] + \sum_{n=1}^{n=p} Q \sin \delta - \frac{C + N' \tan \phi}{F} \cos \alpha] = 0 \quad (2.26)$$

Güvenlik katsayısı:

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} [C + N' \tan \phi] \cos \alpha}{\sum_{n=1}^{n=p} A_4 + N' \sin \alpha} \quad (2.27)$$

$$A_4 = U_{\alpha} \sin \alpha + Wk_h + U_{\beta} \sin \beta + Q \sin \delta \quad (2.28)$$

Denklemlerde:

α : dilim tabanının yatayla yaptığı açı

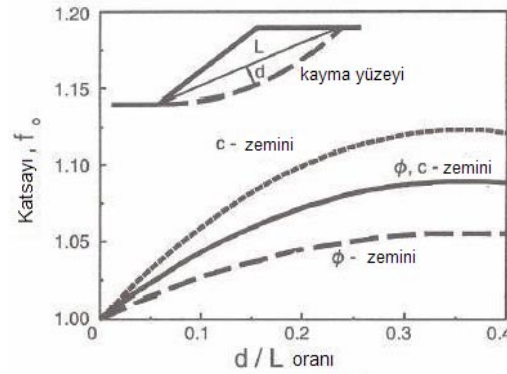
U_{α} : boşluk suyu itkisi

U_{β} : yüzey suyu itkisi

k_h : yatay sismik katsayı

k_v : düşey sismik katsayı

Denklemlerde moment dengesi sağlanmadığı için Janbu sonradan daha karmaşık çözümler geliştirmiş ve sonradan yaptığı karşılaştırmalarla Şekil 2.9'daki abağı oluşturmuştur(Yaeger).



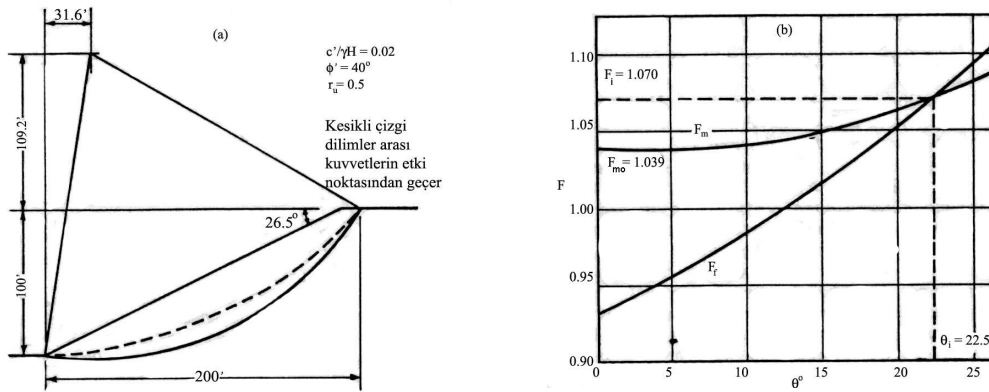
Şekil 2.9 Janbu'nun basitleştirilmiş metodu için düzeltme katsayısı(Yaeger)

$$FS = f_o * FS_{\text{hesaplanmış}}$$

2.6.4. Spencer Metodu

Spencer (1967) moment eşitliğinin sağlandığı, ancak kuvvet eşitliğinin sağlanmadığı bir metod geliştirmiştir. Metotta dilimler arası kuvvetler X_n , E_n , X_{n+1} , E_{n+1} göz önüne alınır. İncelenen şev H yüksekliğinde, ortalama birim ağırlık, kohezyon ve kırılma açısı değerleri γ , c ve ϕ değerleri olan şevdir. Şekilde $c/FS\gamma H$ değerinin şev eğimi β , ϕ_d ve r_u değerlerine göre değişimi görülmektedir(Bromhead, 1986).

$$(\phi_d = \tan^{-1}(\frac{\tan \phi}{FS}))$$



Şekil 2.10 $c/F_s\gamma H$ - β , ϕ_d ve r_u ilişkisi (Bromhead, 1986)

Metotta Spencer tarafından hazırlanan ve Şekil 2.10'da görülebilen abaklar kullanılır. Hesap aşamaları şu şekildedir(Bromhead, 1986):

- Verilen şev için c , γ , H , b , ϕ , r_u değerleri belirlenir.

- Herhangi bir FS değeri varsayılır.
- $c/[F_{\text{varsayılan}}\gamma H]$ değeri hesaplanır.
- Hesaplanan $c/[F_{\text{varsayılan}}\gamma H]$ ve şev açısı, β değerleriyle grafikten ϕ_d değeri bulunur.
- $FS = \tan\phi / \tan\phi_d$ değerleri hesaplanır.
- Hesaplanan FS değeri varsayılanla aynı değilse yeni bir değer denenerek hesaplanan değer varsayılan değere eşit oluncaya dek hesap aşamaları tekrarlanır.

2.6.5. Genelleştirilmiş Limit Denge(G.L.D.) Metodu

Genelleştirilmiş limit denge metodu Spencer(1973) metodunun Chugh(1986) tarafından genelleştirilmiş halidir. G.L.D. metodu dilimin sağ tarafındaki kuvvet açısını $\theta_i = \lambda f(x_i)$ fonksiyonu ile tanımlar. $f(x_i)$ fonksiyonu 0-1 arası değişir ve dilimler arası kuvvet açılarının değişimini tanımlamak için kullanılan kuvvet dağılımının şeklini tanımlar. Şekil 2.11’de farklı varsayımlara göre $f(x)$ fonksiyonu gösterilmiştir(Abramson ve diğ., 1996).

Geliştirilmiş formulasyon sürekli $f(x)$ fonksiyonunun özel bir halidir. Formulasyon her bir dilimde fonksiyonun sağ ve sol değerleri, θ_R ve θ_L ‘ yi hesaplamada kullanılır. Bu yüzden tipik bir dilimler arası bölge için $\theta_R = \lambda f(x)$ halini alır, eşitlikteki x , dilimin sağ tarafının x -koordinatıdır. Bu dağılım genellikle göçme yüzeyinin yatay genişliğiyle normalize edilen bir fonksiyonla yerine konur. İlk dilimin solundaki (topuk) ve son dilimin sağındaki (tepe) dilimler arası kuvvet açısının “0” olduğu varsayılırsa yatay genişliğin ilk ve son dilimler arası sınır için değiştiği varsayılır(Abramson ve diğ., 1996).

Kuvvet Dengesi:

G.L.D. Metodunda dilimler arası kuvvetler Z_L ve Z_R her bir dilimin sağ ve solunda yatayla θ_R ve θ_L açısı yaparlar. Her bir dilimin tabanına paralel kuvvet dengesi ele alınıp Mohr-Coulomb kriterleri kullanıldığında dilimlerin tabanına dik kuvvet dengesi şu şekilde ortaya çıkar(Abramson ve diğ., 1996):

$$\begin{aligned}
Z_R = & A_8 Z_L [\cos(\alpha - \theta_L)] + \sin \phi_m + A_8 [W \cos \alpha (1 - k_v) (\tan \phi_m - \tan \alpha) + C_m - U_\alpha \tan \phi_m \\
& - W k_h (1 + \tan \phi_m \tan \alpha) + \cos \alpha + U_\beta [\cos(\alpha - \beta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \beta)] \\
& + Q [\cos(\alpha - \delta) \tan \phi_m - \sin(\alpha - \beta)]
\end{aligned} \quad (2.29)$$

Denklemde:

$$A_8 = \frac{1}{\cos(\alpha - \theta_R) [1 + \tan \phi_m \tan(\alpha - \theta_R)]} \quad (2.30)$$

α : dilim tabanının yatayla yaptığı açı

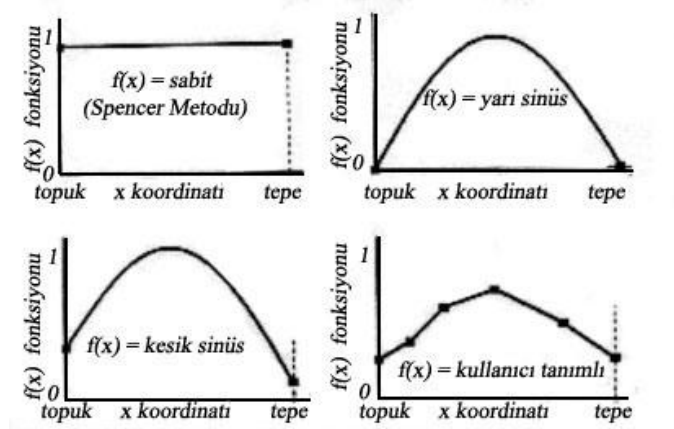
ϕ_m : mobilize olmuş kayma mukavemeti açısı

U_α : boşluk suyu kuvveti

U_β : yüzey suyu kuvveti

k_h : yatay sismik katsayı

k_v : düşey sismik katsayı



Şekil 2.11 Farklı varsayımlara göre $f(x)$ fonksiyonu (Abramson ve diğ., 1996)

Moment Dengesi:

Moment dengesi koşulu tüm dilim kuvvetlerinin dilim tabanının orta noktasına göre momentini alarak sağlanır. Oluşan moment denge denklemi kullanılarak dilimler arası kuvvetin yeri h_R şu şekilde bulunur:

$$\begin{aligned}
h_R = & \frac{Z_L}{Z_R \cos \theta_R} \left[h_L \cos \theta_L - \frac{b}{2} (\cos \theta_L \tan \alpha + \sin \theta_L) \right] \\
& + \frac{1}{Z_R \cos \theta_R} [h(U_\beta \sin \beta + Q \sin \delta) - h_c k_h W] \\
& + \frac{b}{2} [\tan \theta_R - \tan \alpha]
\end{aligned} \tag{2.31}$$

Moment denge koşulu h_R 'ın yerini veren denklem ve kuvvet denge denkleminin beraber iterasyonu ile bulunur. Güvenlik katsayısı belirlendikten sonra her bir dilimin tabanındaki toplam kayma, normal ve düşey gerilmeler aşağıdaki denklemlerle hesaplanır (Abramson ve diğ., 1996):

$$\sigma_n = \frac{1}{b \sec \alpha} \{Z_L \sin(\alpha - \theta_L) - Z_R \sin(\alpha - \theta_R) + U_\beta \cos(\alpha - \beta) - U_\alpha + W[(1 - k_v) \cos \alpha - k_h \sin \alpha] + Q \cos(\alpha - \delta)\} \tag{2.32a}$$

$$\sigma_v = \frac{W + Q \cos \delta + U_\beta \cos \beta}{b \sec \alpha} \tag{2.32b}$$

$$\tau_{base} = c_m + \sigma' \tan \delta_m \tag{2.32c}$$

G.L.D. (Genelleştirilmiş Limit Denge) metodunda çözüm aşamaları için şu şekilde bir yol izlenir:

- İlk dilim için θ_L son dilim için θ_R , kuvvet dağılımı açısı varsayılır.
- h_R dağılımı ve kuvvet dengesini veren denklemler sağlanarak son dilimdeki Z_R değeri sınır kuvvetine eşit olacak şekilde güvenlik katsayısı belirlenir. Bu kuvvet şev topuğundaki suyla dolu bir çatlakta hidrostatik kuvvete, çatlak dolu değilse sıfıra eşittir.
- Güvenlik katsayısı çözümünün bir parçası olarak Z_L ve Z_R elde edilir.
- h_R dağılımını veren denklem kullanılarak moment dengesini h_R 'nın suyla dolu çatlak durumu için hidrostatik kuvvete, kuru halde de sıfıra eşitleyecek şekilde θ_R değerlerinin büyüklüğü hesaplanır.
- Güvenlik katsayısının belirlendiği ve moment dengesinin sağlandığı aşamalar hesaplanan güvenlik katsayısı ve dilimler arası kuvvet açısı kabul edilebilir limitlere gelene kadar tekrarlanır.

- Her bir dilimin tabanındaki toplam normal, düşey ve yatay gerilmeler hesaplanır. Hesaplanan değerler güvenlik katsayısı değerinin mantıklı bir değer olup olmadığını gösterecektir(Abramson ve diğ., 1996).

2.6.6. Fan ve diğ. Metodu

Bilinmeyen dilimler arası kuvvetleri daha yaklaşık bir şekilde hesaplamak ve değişik geometrilerdeki şevlerdeki gerilme dağılımını belirlemek için için Fan, Frendlund ve Wilson(1986) sonlu elemanlar analizi kullanmışlardır. Bulunan gerilmeleri kullanarak Fan ve diğ(1986). bir dilime etkiyen kayma kuvvetlerinin normal kuvvetlere oranını hesaplamış ve bu kuvvet oranının şev boyunca dağılımı için hata fonksiyonuna benzeyen bir fonksiyon önermişlerdir(Bromhead, 1986);

$$f(x) = K^{((-a^n w^n)/2)} \quad (2.33)$$

Denklemden:

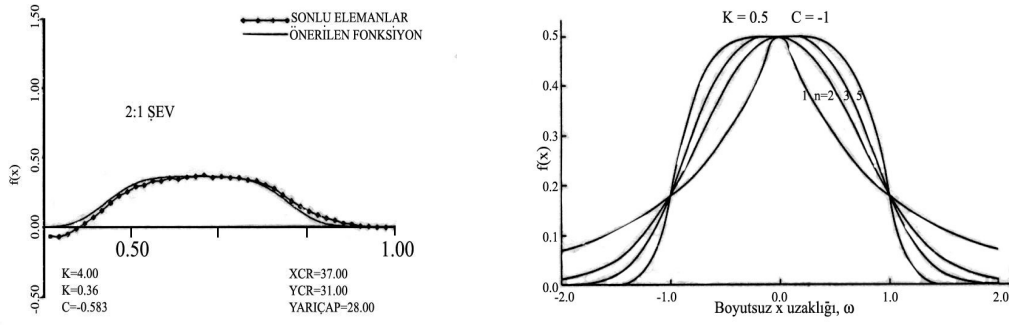
K: şev ortasında kuvvet fonksiyonunun magnitudu

a: basit bir şevin topuk ve tepe yakınlarında eğimin değiştiği noktaları gösteren değişken

n: fonksiyonun eğriliğini tanımlayan değişken

w: her bir şevin orta noktasına göre boyutsuz yer

Şev geometrisine göre K, a ve n değerleri hazırlanmış grafiklerden bulunabilmektedir. f(x) fonksiyonunun sonlu elemanlar analizindeki kuvvet oranlarına oranlarına oranı Şekil 2.12'deki gibidir(Bromhead, 1986):



Şekil 2.12 Fan ve diğ. (1986)'a göre ampirik yanal kuvvet fonksiyonu (Bromhead, 1986)

Diğer şekilde n parametresinin $f(x)$ fonksiyonunun şekline etkisi görülmektedir. Fonksiyon Morgenstern ve Price (1965)'inki gibi metodlarla güvenlik katsayısının bulunabilmesi için kullanılabilir. Aslında bu form Morgenstern ve Price'ın fonksiyonunun daha gelişmiş bir halidir(Bromhead, 1986).

2.6.7. Lowe ve Karafiath Metodu

Lowe ve Karafiath(1960) dilimler arası kuvvetlerin yataya taban zemini ve dilim tabanlarının ortalaması $\phi = (\alpha + \beta)/2$ açısıyla eğimli olduğunu varsaymışlardır. Bu varsayım sonucu bilinmeyen sayısı $(4n-1)$ 'e inmekte ve moment dengesi sağlanmamaktadır(n =toplam denklem sayısı) (Abramson ve diğ., 1996).

2.6.8. Corps of Engineers' Metodu

Metoda göre(1982) dilimler arası kuvvetlerin yönü yüzeye paralel $\phi = \beta$ veya göçme yüzeyinin sağında ve solundaki şev açılarının ortalamasına eşittir. Yaklaşım Lowe ve Karafiath yaklaşımına benzer ve moment dengesinin sağlanmadığı fazladan tanımlı bir sistem ortaya koyar(Abramson ve diğ., 1996).

2.6.9. Morgenstern-Price Metodu

Morgenstern-Price(1965) tarafından önerilen methodda tüm statik denge gereksinimleri sağlanmaktadır. Ancak elde edilen sonucun fiziksel geçerliliği kontrol edilmelidir. Problem dilimler arası normal ve kesme kuvveti arasında bir ilişki olduğu varsayımıyla tanımlı hale getirilmiştir. Fonksiyon $f(x)$ diye adlandırılmakta bilgisayar programlarında değişik biçimlerde tanımlanabilmektedir. Böyle bir

fonksiyonun seçilmesi problemi gereğinden fazla tanımlı hale getirir ve çözümün bir bölümü de çarpım katsayısı λ 'nın bulunması için kullanılır. $f(x)$ dilimler arası kuvvetlerin göreceli eğimini, λ ise büyüklüğünü tanımlar. Şevdeki n diliminin dilimler arası kuvvetleri denklemde gösterildiği gibidir(Bromhead, 1986):

$$X_n = \lambda f(x) E_n \quad (2.34)$$

Morgenstern ve Price'ın çözümü problemin her dilimden integre edilen differansiyel denklemlerin formüle edilmesiyle kurulmuştur. Bu yüzden zeminin tek bir sınıftan oluştuğu durumlarda dilim oldukça büyük olabilir(Bromhead, 1986).

Herhangi bir problem için denge denklemlerini sağlayacak birden fazla $f(x)$ fonksiyonu olabilir. Dilimler arası kuvvetlerin etki çizgisi ve dilimin yan yüzeyindeki ortalama kayma gerilmesinin tabanındaki normal gerilmeye oranı elde edilen çözümün bir parçasıdır ve $f(x)$ 'e bağlıdır. Çözümün kabul edilebilir olması için gerekli koşullar aşağıdaki gibidir(Bromhead, 1986):

- Bulunan etki çizgisi dilimler arası kuvvetlerin toplamının dilim tabanından itibaren yüksekliğin 1/3'ünden etki ettirecek şekilde olmalıdır. Bu her dilimin yan yüzü boyunca çekme gerilmesi oluşmamasına eşdeğerdir.
- Zemin için göçme kriterlerinin öngördüğü değerler aşılmamalıdır.
- Her bir dilimin tabanındaki normal gerilmeler basınç gerilmeleri olmalıdır(Bromhead, 1986).

2.6.10. Sarma Metodu

Sarma (1973) şev güvenliğinin zemin kütlelerini limit denge durumuna getirecek yatay ivmeye bağlı olduğu bir yöntem geliştirmiştir. Önerilen hesap elle yapılıyor ve iterasyon gerektirmiyordu. Konvansiyonel bir güvenlik katsayısının gerekmesi durumunda kayma mukavemeti azaltılarak 0 yatay ivme gerektiği ana kadar iterasyon yapılıyordu. Böyle bir durumda 3 iterasyon yeterli olmaktadır ve tüm denge denklemleri sağlanmaktadır(Bromhead, 1986).

Sarma(1979) metodunu eğimli ara dilim sınırları için de geliştirmiştir. Bu metotta dilimler istenildiği kadar geniş tutulabilir ve kayma yüzeyinin eğimi tarafından belirlenirler. Metod minimum bir kritik ivme değeri bulmak için her dilim sınırı arasındaki eğim değerini değiştirir. Sarma metodun uzun bir çözüm süreci gerektirdiğinden olduğundan çok sayıda kayma yüzeyinin incelenmesini gerektiren durumlar için uygun olmadığını belirtmiştir(Bromhead, 1986).

Dilim metodlarının kuvvet ve moment dengesini sağlamaları açısından karşılaştırılması Tablo 2.1’de verilmiştir.

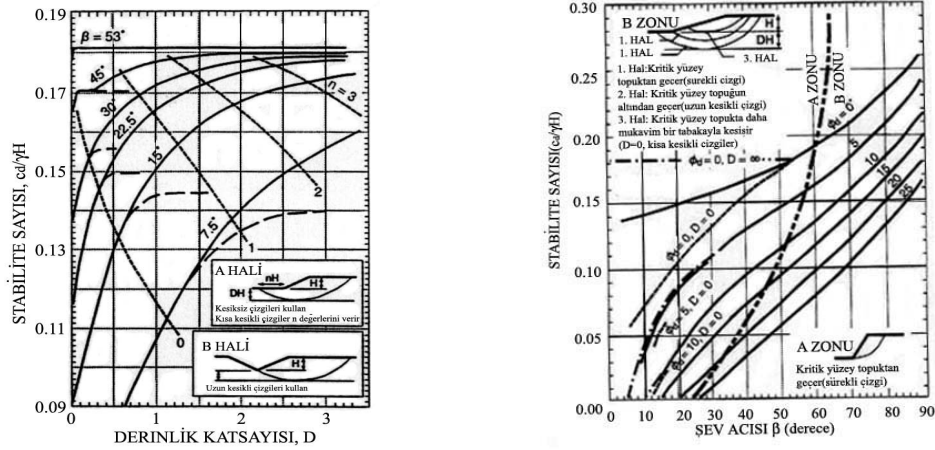
Tablo 2.1-Dilim metodlarının moment-kuvvet dengesi sağlanması açısından karşılaştırılması(Abramson, 1996)

Metod	Kuvvet Dengesi		Moment Dengesi
	x	y	
Fellenius Metodu	-	-	+
Basitleştirilmiş Bishop	+	-	+
Basitleştirilmiş Janbu	+	+	-
Corps of Engineers’	+	+	-
Lowe ve Karafiath	+	+	-
Genelleştirilmiş Janbu	+	+	-
Bishop Metodu	+	+	+
Spencer Metodu	+	+	+
Sarma Metodu	+	+	+
Morgenstern-Price Metodu	+	+	+

2.7. Stabilité Abakları

2.7.1. Taylor Abakları

Taylor şev açısı β , yüksekliği H , taban zemini topuktan DH kadar alçakta şevler için (D =derinlik oranı) stabilite abakları hazırlamıştır. Şekil 2.13’de verilmiş olan abaklar kalın çizgiler yardımıyla oluşan kohezyon, c_d ve kesikli çizgilerle topuktan göçme yüzeyine uzaklık nH değerlerini bulmakta kullanılabilir(Abramson ve diğ., 1996).



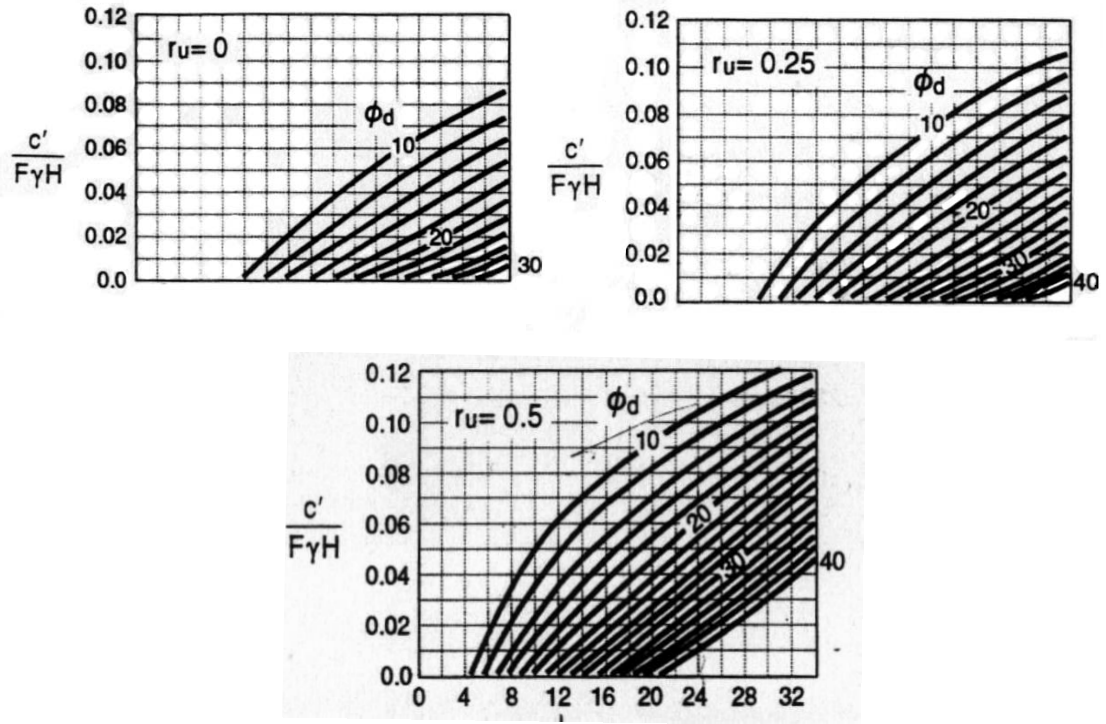
Şekil 2.13 $\phi = 0$ ve $\phi > 0$ durumları için Taylor’un stabilite abakları (Abramson ve diğ., 1996)

Topuk dışında göçme dairesinin topuk altından geçmesini önleyen yüklemeler varsa kohezyon uzun kesikli çizgiler yardımıyla hesaplanır. n değeri 0’a yaklaştıkça kalın ve uzun kesikli çizgiler yakınsar. Soldaki eğrilerin belirttiği $n=0$ dairesi topuğun altından geçmez yani topuk dışındaki yüklemenin oluşan kohezyona etkisi yoktur(Abramson ve diğ., 1996).

2.7.2. Spencer Abakları

Spencer (1967) abaklarını tüm denge denklemlerini sağlayan Spencer metoduyla hazırlamıştır. Abaklar sağlam tabakanın çok derinlerde bulunduğu varsayımına dayanır ve genel olarak önceden belirlenmiş bir güvenlik katsayısı değerine göre şev açısını belirlemede kullanılır. Üç farklı boşluk suyu basıncı oranı ($r_u=0, 0.25$ ve 0.5) durumuna göre çözüm mevcuttur ve oluşan kırılma açısı denklem 2.35’le hesaplanır(Abramson ve diğ., 1996).

$$\phi_d = \tan^{-1} \left[\frac{\tan \phi}{F} \right] \quad (2.35)$$

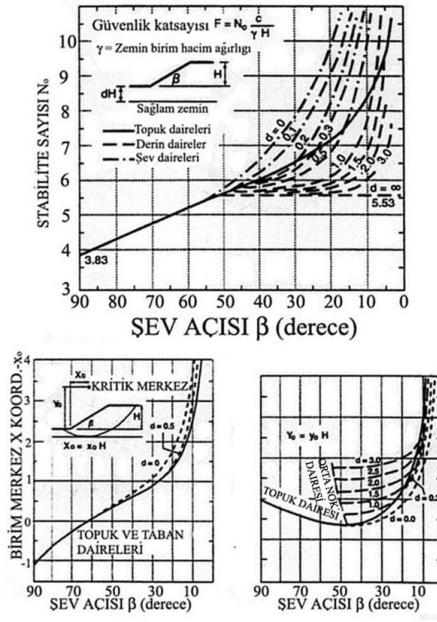


Şekil 2.14 Farklı boşluk suyu basınç oranları için Spencer abakları (Abramson ve diğ., 1996)

Farklı boşluk suyu basınç oranları için Spencer tarafından oluşturulan abaklar Şekil 2.14'de verilmiştir(Abramson ve diğ., 1996).

2.7.3. Janbu Abakları

Janbu'nun (1967) önerdiği abaklar $\beta = 0$ ve $\phi > 0$ durumları için kullanılır. Abaklar değişik durumlara göre ayrılmıştır ve şev tepesinde sürşarj ve şevde oluşabilecek gerilme çatlakları için katsayılar belirtirler. Janbu stabilite abakları Şekil 2.15'de görülebilir.(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 2.15 Janbu stabilite abakları (Abramson ve diğ., 1996)

2.8. Sonlu Elemanlar Analizi

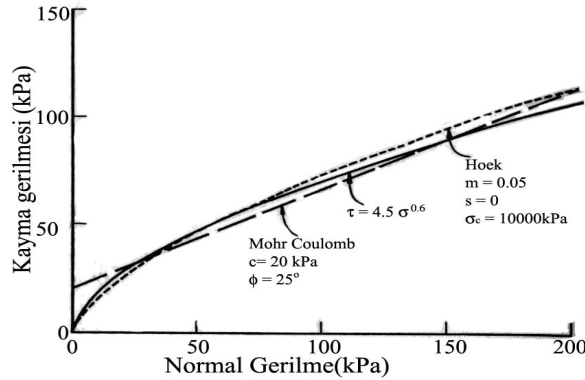
Sonlu elemanlar metodunda zemin düğüm noktalarında birleşen elemanlara bölünmektedir. Analiz sonucunda her düğüm noktasındaki deplasmandan yola çıkılarak gerilme ve şekil değiştirme alanları bulunur. Sonlu elemanlar analizinde nümerik modeller kullanılarak tüm elemanların aynı yapısal davranışa göre davranmaları sağlanır. Kullanılan modelleme genelde göçmenin oluşumuna kadar elastik, göçme sonrası tam plastik davranıştır. Kullanılan göçme kriteri genelde Mohr-Coulomb kriteridir(Bromhead, 1986).

2.9. Plastisite Çözümleri

Şev davranışını belirlemede plastisite teorisi de kullanılabilir. Booker ve Davis(1972) kohezyonun derinlikle lineer olarak değiştiği bir şev için($\phi=0$) bu tür bir çözümü uygulamışlardır. Çözümü kayma dairesi sonuçlarıyla karşılaştırdıklarında kayma dairesinin daha yüksek güvenlik katsayıları verdiğini bulmuşlardır(Bromhead, 1986).

2.10. Non-Linear Kırılma Kriteri

Mohr-Coulomb göçme kriteri özellikle kayma yüzeyi boyunca normal kuvvetlerde küçük değişimler olduğu sürece zeminin gerçek davranışına yakın sonuçlar vermektedir. Ancak potansiyel kayma yüzeyleri boyunca gerilmeler nispeten düşüktür ve uygulanabilir gerilmeler üstündeki kırılma zarfı önemli bir eğrilik gösterir (Bromhead, 1986).



Şekil 2.16 Çeşitli non-lineer göçme kriterlerinin karşılaştırmaları (Bromhead, 1986)

Charles ve Soares (1984) $\tau = A(\sigma')^b$ ile belirtilen bir kriter önermiştir. Bu kriterin Mohr-Coulomb kriteriyle farkına bir örnek şekilde gösterilmiştir (Bromhead, 1986).

A ve b parametreleri $\log \tau - \log \sigma$ grafikleriyle elde edilmiş ve analizde basitleştirilmiş Bishop metodu kullanılmıştır. Analiz sonuçları ve Charles'a (1982) göre kritik daire derinliği önemli ölçüde kırılma zarfının eğrilğine bağlıdır ve eğrilik arttıkça göçme dairesinin yeri daha derine iner (Bromhead, 1986).

Hoek ve Brown ampirik kırılma kriteri (Hoek ve Brown, 1982 ve Hoek 1983) yalnızca normal gerilmeler cinsinden ifade edilir (Bromhead, 1986);

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sqrt{m(\sigma_c \sigma_3' + s \sigma_c^2)} \quad (2.36)$$

Denklem kayma ve normal gerilmeleri cinsinden de ifade edilebilir, ancak bu denklemi daha da karmaşıktırmaktadır (Bromhead, 1986).

Eğrisel göçme zarfına sahip bir şev derinlikle artan normal gerilmelere sahip yapay tabakalara ayrılarak analiz edilebilir. Normal gerilmeler göçme yüzeyi eğimi ve uygulanan göçme kriterine bağlı olacağı için bu sadece yaklaşık bir analiz metodu

olacaktır. Çeşitli non-lineer göçme kriterlerinin karşılaştırmaları Şekil 2.16’da gösterilmiştir (Bromhead,1986).

2.11. Sonlu Farklar Çözümü

Şev problemlerinde sonlu farklar yöntemi de çözüme ulaşmada kullanılabilir. Ancak Cundall’ın (1976) da işaret ettiği gibi belirli integrasyon metodları uygulandığı sürece sonuç denklemleri sonlu elemanlar metodu kullanılarak bulunanlarla aynıdır(Bromhead,1986).

2.12. Deneysel Metodlar

2.12.1. Santrifüjde Modelleme

Şevin analizi deneysel bir metod olarak sentrifüj kullanılarak da yapılabilir (Bromhead,1986).

3. DEPREM ETKİSİNDE ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

3.1. Giriş

Statik durumdaki stabilite analizindeki stabiliteyi bozan ve sağlayan kuvvetler genel olarak depremlili durumda stabilite analizi için de geçerlidir. Ancak statik durumdakinden farklı olarak statik durumdaki etkilere depremden ileri gelen atalet kuvvetleri de stabiliteyi bozan bir etken olarak eklenir. Depremlili durumda stabilite analizinde amaçlanan depremi tanımlayan parametreler vasıtasıyla oluşan sarsıntı ve şev etkilerini ilişkilendirebilmektir.

Statik durumdan farklı olarak depremlili durumda göz önüne alınması gereken bir etken de sarsıntının zemin özelliklerinde veya boşluk suyu basıncında yaratabileceği değişimdir. Stabiliteye olumsuz yönde etkileyen bu değişimin zeminde oluşup oluşmayacağı zemin özelliklerine bağlıdır.

Depremlili durumda stabilite analizinde kullanılan yöntemler deprem etkisinin de stabiliteye etkileyen kuvvetler olarak dikkate alındığı yarı statik analiz şeklinde yapılabildiği gibi, belirli bir göçme yüzeyinin olmadığı durumlarla da karşılaşılabilir. Bu yüzden depremlili durumda şev güvenliği güvenlik katsayısına ek olarak deformasyon, yanal yayılma, sıvılaşma şiddet indisi gibi kavramlarla da temsil edilebilir.

3.2. Depremde Mukavemet Azalması Göstermeyen Zeminlerde Stabilite Analizi

Deprem sırasında kayma direncinde önemli bir azalma gözlenmeyen bu tür zeminler şu şekilde sınıflandırılabilir:

- Masif kristalli anakaya ve tortullu kayalar.
- Deprem sarsıntısı sırasında hacim büyümesi gösteren zemin cinsleri; sıkı veya çok sıkı iri daneli zemin, aşırı konsolide ince daneli zeminler.

- Gerilme deformasyon eğrilerinde deformasyon arttıkça mukavemet azalması gözlemlenmeyen zeminler.
- Hassas olmayan killler.
- Yeraltı suyu seviyesinin üstündeki zeminler, bu tür zeminler kapiler harekete bağlı olarak negatif boşluk suyu basıncına sahiptir.
- Göçme yüzeyi boyunca kayma direncinin rezidüel kayma mukavemeti ϕ_r 'a eşit olduğu kesin tanımlı bir göçme yüzeyine sahip şevler(Day,2002).

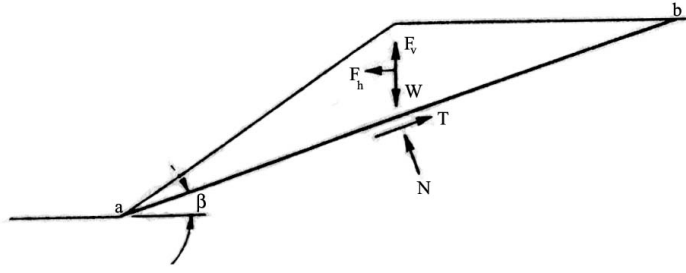
3.2.1. Yarı Statik Analiz

Başlangıcı 1920'lere dayanan, limit denge koşullarının kullanıldığı(Bromhead, 1986) ve ilk açıklamalı kullanımı Terzaghi'ye (1950) atfedilen bu methodda deprem etkileri yatay, düşey veya her iki yön için geçerli olan ve sabit ivmeler vasıtasıyla etkileyen kuvvetler olarak göz önüne alınır(Kramer, 1996).

Bu metodun en genel kullanımında deprem etkileri yarı statik atalet kuvvetleri olarak kayan kütlelerin ağırlık merkezine etkittirilir. Deprem ivmesi sonucu ortaya çıkan kuvvetler ve Şekil 3.1'deki kayan kütlelerin ağırlığının potansiyel kayma kütlelerinin kayma yüzeyine paralel bileşenlerinin göz önüne alınması sonucu ortaya çıkan güvenlik katsayısı şu şekildedir(Kramer, 1996)

$$FS = \frac{\text{kaymaya karşı koyan kuvvet}}{\text{kaydıran kuvvet}} = \frac{cL + [(W - F_v) \cos \beta - F_h \sin \beta] \tan \phi}{(W - F_v) \sin \beta + F_h \cos \beta} \quad (3.1)$$

Denklemden L kayma düzleminin boyu, c ve ϕ zemin mukavemeti parametreleri, β ise kayan kütleye kadar olan kısmın yatayla yaptığı açıdır(Kramer, 1996).



Şekil 3.1 Yarı statik analizde kama göçmesi (Kramer, 1996)

F_h ve F_v ise yarı statik kuvvetlerin büyüklüklerini temsil etmekte olup yatay ve düşey yarı statik ivmelere (a_h ve a_v) kayan kütlenin ağırlığına (W) bağlıdır. F_h ve F_v yarı statik analizde kütlenin ağırlık merkezine etkittirilmektedir. Formülleri aşağıdaki gibidir(Kramer, 1996):

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = k_h W \quad (3.2a)$$

$$F_v = \frac{a_v W}{g} = k_v W \quad (3.2b)$$

Güvenlik katsayısı denkleminde de anlaşılağı üzere yatay yönde etkiyen yarı statik kuvvet kaydırıcı kuvveti büyütür ve ϕ nin 0° dan büyük olduğu durumlarda kaymaya karşı kuvveti küçültür. Deprem ivmesinin düşey bileşeni ise etkidiğı yöne göre her iki kuvveti birden azaltır veya artırır. Bu yüzden genelde yarı statik kuvvetlerin düşey bileşeni hesaplarda ihmal edilmektedir. Yarı statik analiz düzlemsel, dairesel veya dairesel olmayan kayma yüzeylerinin geçerli olduğu göçme hesaplarında kullanılabilir(Kramer, 1996).

3.2.1.1. Yarı Statik Katsayının Seçimi

Yatay yarı statik katsayının seçimi yarı statik analizin sonucuna doğrudan etkiyen faktör olduğu için seçilen metodun yarı statik analiz olması halindeki en önemli aşamadır. Katsayı kütleye etkiyen atalet kuvvetine direk olarak etkiyecektir. Şev malzemesinin rijit olması durumunda kütleye etkiyen deprem kuvveti o anki deprem ivmesinin kütleye çarpımına eşit olacaktır. Oysa ki şev malzemesi rijit değildir ve maksimum ivme yalnızca kısa bir zaman dilimi için oluşmaktadır. Bu sebepten dolayı yarı statik katsayının bulunmasında kullanılan ivme değeri deprem ivmesinin

maksimum değerinin oldukça altında alınabilir. Terzaghi(1950) bu katsayıların şu şekilde alınabileceğini önermiştir(Kramer, 1996):

şiddetli depremlerde (Rossi-Forrel IX) $k_h = 0.10$

Yıkıcı depremlerde (Rossi-Forrel IX) $k_h = 0.20$

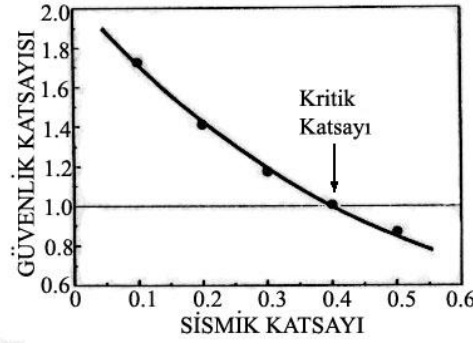
Katastropik depremlerde $k_h = 0.50$

Farklı araştırmacıların önerdikleri yarı statik katsayılar ise Tablo 3.1’de verilmiştir(Kramer, 1996):

Tablo 3.1- Farklı araştırmacılara göre yarı statik katsayının seçim kriterleri(Kramer, 1996)

Sismik Katsayı	Açıklama
0.10	Önemli Deprem FS >1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15	Büyük Deprem, FS >1.0 (Corps of Engineers, 1982)
0.15-0.25	Japonya FS >1.0
0.05-0.15	Kaliforniya Eyaleti
0.15	Seed(1979), FS >1.15 ve %20 mukavemet azaltmasıyla
1/3-1/2*pik zemin ivmesi	Marcusson ve Franklin(1983), FS >1.0
1/2*pik zemin ivmesi	Hynes, Griffin ve Franklin(1984), FS >1.0 ve %20 mukavemet azaltmasıyla

Yarı statik analizin sonunda sismik katsayının güvenlik katsayısıyla değişimi şekil 3.2’ deki gibi grafik olarak gösterilebilir. Bu yolla değişik güvenlik katsayılarına tekabül eden sismik katsayılar ve kritik ivme değerini veren sismik katsayı kolaylıkla görülebilir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 3.2 Sismik katsayının güvenlik katsayısıyla değişimi (Abramson ve diğ., 1996)

Seed (1979) sismik olarak aktif 10 ülkede 14 baraj için düzenlediği yarı statik dizayn kriterlerinde barajların 12'sinin güvenlik katsayıları 1~1.5 arasında, yarı statik katsayıları 0.10~0.12 arasında değişmektedir. Marcuson (1981) yarı statik katsayının azaltıcı veya arttırıcı etkileri de kapsayacak biçimde maksimum ivmenin yarısı ya da üçte biri olarak alınmasını önermiştir. Seed ve Martin(1966) ve Dakoulas ve Gazetas(1986) bir toprak barajdaki potansiyel kayma yüzeyindeki atalet kuvvetinin barajın depremdeki davranışına bağlı olduğunu ve derin bir kayma yüzeyi için ortalama sismik katsayının topuğun dışına fazla taşmayan bir kayma bölgesinin sismik katsayısından önemli derecede küçük olacağını göstermişlerdir. Ayrıca Seed(1979) düktil zeminlerden oluşan ve pik ivmeleri 0.75g 'yi geçmeyen toprak barajlarda deformasyonun en az 1.15 değerindeki yarı statik güvenlik katsayısı $k_h = 0.10(M=6.5) - k_h = 0.15(M=8.25)$ arası değerler için kabul edilebilir derecede küçük olacağını belirtmiştir. Burada düktil zeminden kasıt yüksek boşluk suyu basınçlarının oluşmadığı veya devrik yükleme sırasında %15'ten fazla mukavemet azalması göstermeyen zeminlerdir. Bu kriter tepe ivmesinin %13-20'si kadar bir yarı statik ivmenin kullanılabilmesine olanak tanır. Hynes, Griffin ve Franklin'in ise (1984) Newmark'ın kayan blok analizini 350'den fazla akselograma uygulayarak elde ettiği bulgulara göre yarı statik güvenlik katsayıları $k_h=0.5a_{maks}/g$ alınarak 1'den büyük bulunan toprak barajlarda tehlikeli deformasyonlar gözlemlenmeyecektir. Yarı statik katsayının seçimi hakkında birleşilmesi gereken ortak nokta katsayının göçme kütlelerine etkileyen deprem ivmesiyle ilişkili olduğu ve pik yatay ivmenin belli bir kesiri olarak alınması gerektiğidir. Ayrıca Hynes, Griffin ve Franklin'in bulguları da çoğu şev için geçerlidir(Kramer, 1996).

3.2.1.2. Yarı Statik Analizi Yöntemlerinin Eksiklikleri

Metodun en bariz eksikliği deprem gibi bir çok karmaşık etkisi olan bir olayı tek bir bileşene indirgemesidir. Oysa ki deprem hareketi sırasında ivme değişik noktalarda değişik değerler alabilmektedir. Zeminin sahadaki geoteknik davranışının da zaman ve şekil değiştirmeye bağlı olarak farklılık gösterebileceği göz önüne alınmamaktadır. Dikkate alınmayan tüm etkiler yaklaşımın kaba bir hesap olmasına yol açar. Yarı Statik analiz göçme için güvenlik katsayısı sağlamasına rağmen oluşan deformasyonlarla ilgili herhangi bir bilgi vermemektedir(Kramer, 1996).

Terzaghi'nin daha metodun ilk kullanılmaya başlandığı yıllarda bile farkında olduğu bu presisyon eksikliğinden dolayı güvenlik katsayısı 1'den büyük olarak hesaplanan şevlerde bile göçme görülebilmektedir. (Seed ve diğ. 1969, 1975; Marcusson ve diğ., 1979) 'un yaptığı araştırmalar metoddaki açığı ortaya koymaktadır.Tablo 3.2'de de görülebilen geçmiş tecrübeler yarı-statik analizin depremde önemli ölçüde boşluk suyu basıncı artışı veya %15'ten fazla kayma kuvveti azalması görülen zeminlerde yetersizliğini kanıtlamaktadır(Kramer, 1996).

Tablo 3.2-Örnek barajların hesaplanan güvenlik katsayıları ve oluşan depremler sonunda stabilite durumu(Kramer, 1996)

Baraj	k_h	FS	Deprem Etkisi
Sheffield Barajı	0.10	1.2	Toptan Göçme
Aşağı San Fernando Barajı	0.15	1.3	Yukarı Doğru Şev Göçmesi
Yukarı San Fernando Barajı	0.15	2-2.5	Tepenin 6 ft kadar aşağıya göçmesi
Tailings Barajı(Japonya)	0.20	1.3	Malzemenin yayılmasıyla barajın göçmesi

3.2.2. Siyahi Metodu

Siyahi metodunda(1994) normal konsolide zeminler için güvenlik katsayısı denklem 3.3'te belirtilmiştir.

$$FS = N_1 \tan \phi \quad (3.3)$$

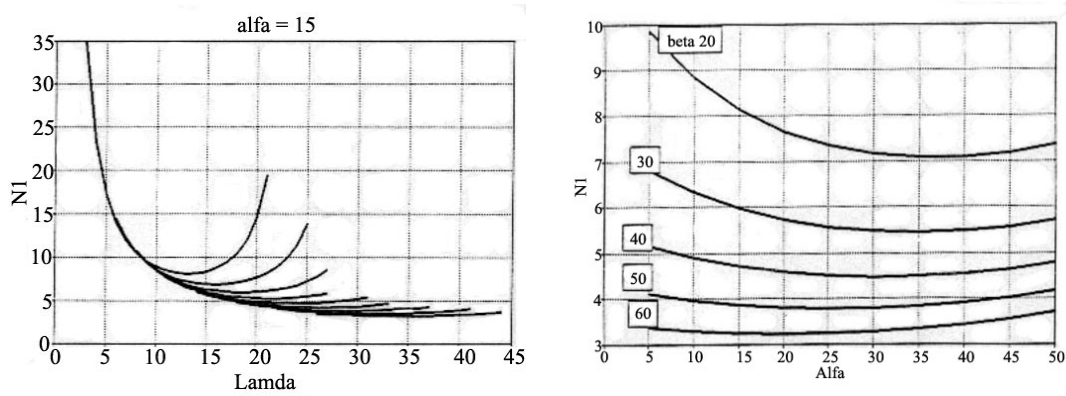
Denklemdaki N_1 stabilite sayısı olup farklı şev durumları için N_1 katsayısını veren abaklar geliştirilmiştir. Abaklarda şev tepesi ve topuğunu birleştiren dolgunun yatayla yaptığı açı(λ), kayma dairesinin merkez açısı(α) gibi şev parametreleri için N_1 değerleri verilmiştir(Siyahi, 1994).

N_1 sayısını λ ve α değerleriyle ilişkilendiren ve Şekil 3.3'de gösterilen abakların olduğu gibi deprem magnitudu, depremin sahaya uzaklığı gibi parametrelere göre N_1 sayısını veren abaklar da yöntemde mevcuttur(Siyahi, 1994).

Yöntemde boşluk suyu basıncı, depremle zemin özelliklerinde meydana gelen değişim gibi faktörler de dikkate alınmış olup boşluk suyu basıncı denkleme şu şekilde katılmıştır(Siyahi,1994):

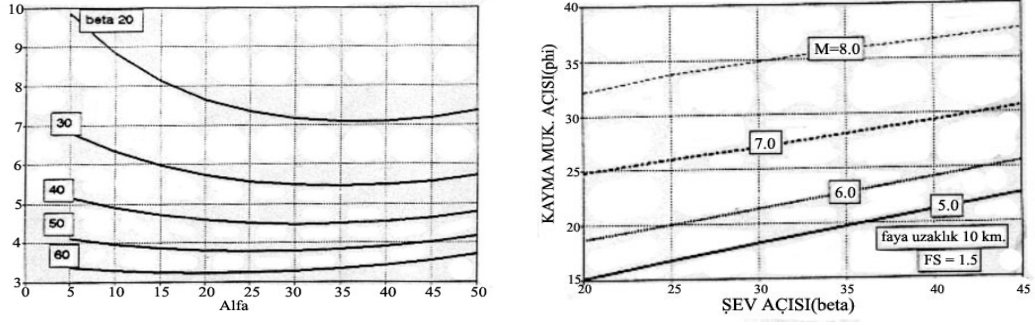
$$FS = N_1 \tan \phi'(1 - r_u) \quad (3.4)$$

r_u =boşluk suyu basıncı oranı



Şekil 3.3 N_1 stabilite sayısının λ ve α açısından değişimi (Siyahi, 1994)

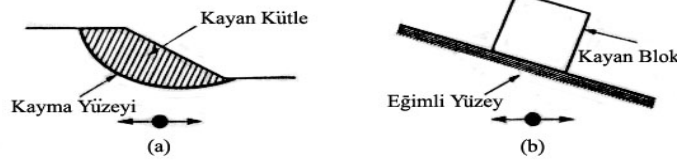
Zemindeki kayma mukavemeti azalması etkilerinin formülde ifadesi ise N_1 katsayısının N_1^* katsayısıyla yer değiştirmesiyle mümkün olmaktadır. N_1^* katsayısı da kayma mukamevetinde azalma olmadığı durumdaki gibi abaklardan elde edilebilir(Siyahi, 1994).



Şekil 3.4 N_1 stabilite sayısının deprem magnitudunun 6.0-8.0 olduğu durumlarda faya uzaklığa ve şev açısına göre değişimi(Siyahi, 1994)

3.2.3. Newmark Kayan Kütle Analizi

Şevde deformasyon göçmeyle doğrudan ilişkili bir terimdir. Potansiyel kayma yüzeyine etkiyen toplam atalet kuvvetleri kaymaya karşı koyan kuvvetleri aştığı anda şevde güvenlik katsayısı 1'in altına düşer ve hareketlenme başlar. Eğik bir düzlemde kayan kütlenin durumuna benzeyen bu hal Newmark'ın kullandığı analiz metodunun dayandığı mantığı oluşturur. Newmark bu metodu kayan bir kütlede oluşan kalıcı deformasyonları bulmada kullanmıştır(Kramer, 1996).



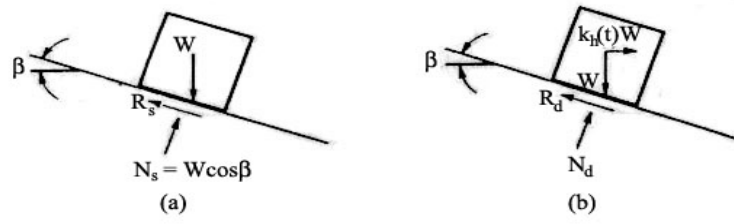
Şekil 3.5 Şevin eğimli yüzey üzerindeki kütleyle temsil edilmesi (Kramer, 1996)

Şekil 3.5'te gösterilen ve Şekil 3.6'daki kuvvetlerin etkidiği eğik bir düzlemde statik dengede olan bir blokun statik açıdan dengede olması kaydıran kuvvetin kaymaya karşı olan kuvvetten büyük olmasını gerektirir. Blokun kaymaya karşı kuvvetinin sadece sürtünmeden ileri geldiğini varsayarak($c=0$):

$$FS = \frac{\text{statik durumda kaymaya karşı koyan kuvvet}}{\text{statik durumda kaydıran kuvvet}} \quad (3.5a)$$

$$FS = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \tan \phi}{W \sin \beta} = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \quad (3.5b)$$

denklemleri geçerli olur, ϕ blok ile düzlem arasındaki sürtünme katsayısıdır (Kramer, 1996).



Şekil 3.6 Eğik düzlemde bir bloka etkiyen kuvvetler(Kramer, 1996)

Statik kuvvetlere zamana bağlı fonksiyonu $a_h(t) = k_h(t)g$ olan titreşimin de yatay etkisi katılır, belli bir zamanda yatayda $k_h W$ kadar etkiyen yatay deprem kuvvetine göre eğik düzleme dik olan kuvvetler için denklem eşitlenirse (Kramer , 1996):

$$FS_d(t) = \frac{\text{kaymaya karşı koyan kuvvet}}{\text{yarı statik durumda kaydıran kuvvet}} = \frac{R_d(t)}{D_d(t)} = \frac{[\cos \beta - k_h(t) \sin \beta] \tan \phi}{\sin \beta + k_h(t) \cos \beta} \quad (3.6)$$

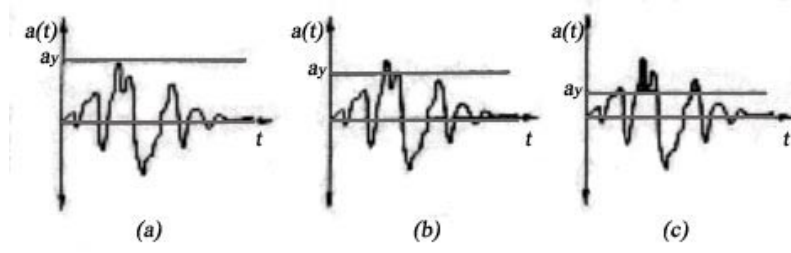
$$k_c = \tan(\phi - \beta) \quad (3.7)$$

k_h değeri arttıkça şev güvenliği azalır. k_y ise FS'in 1 değerini aldığı kritik ivme katsayısı olup $a_y = k_y g$ denklemi ile tanımlı değere karşılık gelir. Kritik ivme şevde stabilitenin bozulmasına yol açacak minimum yarı statik ivmedir, Şekil 3.6'daki blokun yokuş aşağı kaydığı durum için denklem (3.7) geçerlidir. β ve ϕ açılarının küçük olduğu durumlarda karşılaşılabilecek bloğun yukarıya doğru kayması içinse denklem 3.8 geçerli olur (Kramer, 1996).

$$k_c = \frac{\tan \phi + \tan \beta}{1 + \tan \phi \tan \beta} \quad (3.8)$$

3.2.3.1. Giriş İvmesi

Kayan kütle modeli Şekil 3.7'de de görüldüğü gibi ivme değeri kritik ivmenin altında kaldığı sürece deformasyon olmadığını varsaymaktadır. Kalıcı şekil değiştirme kritik ivme değerini aşan ivmenin çift integrasyonu ile elde edildiğinden kritik ivme değeri bağıl olarak daha küçük bir şevin (a_y/a_{maks}) kalıcı şekil değiştirisi daha büyük olacaktır(Kramer, 1996).



Şekil 3.7 Giriş ivmesi-kritik ivme-deformasyon ilişkisi (Kramer,1996)

Kayan kütle analizinin doğruluğu analizde kullanılan ivme değeriyle doğru orantılıdır. Metotta kütle gerçek şevlerin aksine rijit olarak kabul edildiğinden ivme girişi kayma yüzeyine yapılır. Oysa ki gerçek şevler deprem sırasında deforme olmaktadır ve dinamik davranışları geometri ve sıkılıkları ve de alttaki zeminin depremde gösterdiği sarsıntının frekansı ve dalga boyuna bağlıdır. Şev çok sıkı zeminden meydana gelmişse ve/veya şeve etkiyen deprem dalgasının frekansı düşükse potansiyel göçme yüzeyi boyunca oluşacak yatay deplasmanlar aynı fazda kalır ve rijit blok varsayımı doğruya daha yakın bir hal alır(Kramer, 1996).

Tersi durumun geçerli olduğu şevlerde ise şevin farklı noktalarındaki atalet kuvvetleri ters yönlerde etkiyebileceğinden gerçekte ivme girilen ivme değerinden önemli derecede küçük olabilir(Kramer, 1996).

3.2.4. Ampirik Metodlarla Deformasyon Analizi

Ampirik metodlar deprem parametreleriyle şevde oluşacak deformasyonu ilişkilendirirler. Newmark analizine dayanan formüller genellikle birçok ivme kaydının farklı kritik ivme değerleriyle incelenmesi sonucunda yapılan regresyon analizleriyle ortaya çıkmışlardır.

3.2.4.1. Newmark Metodu

Newmark'ın(1965) çeşitli depremleri inceleyerek kayan kütle analizine $a_y/a_{maks} > 0.17$ durumu için göre şevde oluşabilecek deformasyonların üst sınırı için bulduğu ifade denklem (3.9)'da belirtilmiştir(Kramer, 1996):

$$d_{maks} = \frac{v_{maks}^2}{2a_y} \left(\frac{a_{maks}}{a_y} \right) \quad (3.9)$$

d_{maks} : santimetre cinsinden şev deformasyonu

v_{maks} : tasarım depremi maksimum hızı

a_{maks} : tasarım depremi maksimum ivmesi

3.2.4.2. Ambraseys ve Menu Metodu

Ambrassey ve Menu'nün(1988) yukarı doğru şev hareketlerinin göz önüne alınmadığı durum için önerdiği ifade ise şu şekildedir(Kramer, 1996):

$$\log u = 0.90 + \log \left[\left(1 - \frac{a_y}{a_{maks}} \right)^{2.53} \left(\frac{a_y}{a_{maks}} \right)^{-1.09} \right] \quad \sigma_{\log u} = 0.30 \quad (3.10)$$

u : santimetre cinsinden şev deplasmanı

İfade $0.1 \leq a_y \leq 0.9$, $6.6 \leq M_w \leq 7.3$ durumu ve residual zemin mukavemeti için hesaplanmıştır(Kramer, 1996):

3.2.4.3. Yegian ve diğ. Metodu

Yegian ve diğ.(1991) 'in Franklin ve Chang'ın (1977) veri tabanını kullanılarak medyan normalize edilmiş deplasman için türettiği ifade aşağıdaki gibidir(Kramer, 1996):

$$\log u^* = \log \left(\frac{ug}{a_{maks} N_{eq} T^2} \right) = 0.22 - 10.12 \frac{a_y}{a_{maks}} + 16.38 \left(\frac{a_y}{a_{maks}} \right)^2 - 11.48 \left(\frac{a_y}{a_{maks}} \right)^3 \quad (3.11)$$

N_{eq} : eşdeğer çevrim sayısı

T : hakim period

3.2.4.4. Jibson(1994) Yaklaşımı

Kritik ivme ve maksimum deprem ivmesi değerinin tek başına deprem hareketini temsil edemeyeceği düşüncesiyle Jibson(1994) şev deformasyonuna etkiyen deprem parametrelerine arias şiddetini katmışlardır. Arias şiddeti (I_a) depremin ivme-zaman grafiğine bağlı bir parametre olup denklemi (3.13)'de belirtilmiştir(Kramer, 1996).

$$\log u = 1.460 \log I_a - 6.642 K_c + 1.546 \quad \sigma_{\log u} = 0.409 \quad (3.12)$$

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int_0^{tf} a^2(t) dt \quad (3.13)$$

a: deprem ivmesi

u: sismik deformasyon(cm)

I_a: arias şiddeti(arias intensity)(m/s)

3.2.4.5. Ambraseys ve Srbulov Metodu

Ambraseys ve Srbulov'un A.B.D. ve Avrasya ivme kayıtlarına Newmark simülasyonunu uygulayarak bulduğu denklem aşağıdaki gibidir (Ambraseys ve Srbulov, 1995):

$$\log u = -2.41 + 0.47 M_s - 0.010 r + \log \left[(1-q)^{2.64} (q)^{-1.02} \right] + 0.58 p \quad (3.14)$$

u: santimetre cinsinden sismik deformasyon

M_s: deprem yüzey dalgası magnitudu

r: h deprem derinliği, R episantr uzaklığı olmak üzere deprem merkezinin sahaya uzaklığı $(h^2 + R^2)^{1/2}$

q: kritik ivmenin maksimum deprem ivmesine oranı

p: hata terimi

3.2.4.6. Jibson ve diğ. (1998) Yaklaşımı

Jibson ve diğ.(1998) yaklaşımı da sismik deplasman değerini arias şiddeti ve kritik ivme değerini baz alarak hesaplayan bir yaklaşımdır (Luzi ve Pergalani, 2000).

$$\log u = 1.521 \log I_a - 1.9931 \log K_c - 1.546 \quad (3.15)$$

u: sismik deformasyon(cm)

I_a: arias şiddeti(m/s)

K_c: kritik ivme değeri

3.2.4.7. Crespellani ve diğ. Metodu

Metodda homojen şevler için şev parametrelerine göre sonsuz şev, düzlemsel göçme ve log-spiral göçme yüzeyleri için kritik ivme değerini veren abaklar oluşturulmuştur. Deformasyon kritik ivme değeriyle ilişkilendirilmiş, deprem etkisini temsil eden parametre olarak da “deprem yıkıcılık potansiyeli” seçilmiştir. Deprem yıkıcılık potansiyelini veren denklem:

$$P_D = \frac{I_a}{v_o^2} = \frac{\pi}{2g} t_0 \frac{\int_0^{t_f} a^2(t) dt}{v_o^2} \quad (3.16)$$

Denklemdeki v_o ivme grafiğinin sıfır noktasından geçiş sayısıdır. Deformasyon miktarını veren denklem ise şu şekildedir(Crespellani ve diğ., 1998):

$$u = 0.021 P_D^{0.910} K_c^{-1.202} \quad (3.17)$$

K_c : kritik ivme

3.2.4.8. Romeo Metodu

Denklem 1972’den sonra oluşan İtalya depremlerinin ivme kayıtları incelenerek oluşturulmuştur. Sismik deformasyonu veren ifade şu şekildedir (Luzi ve Pergalani, 2000):

$$\log u = 0.607(\pm 0.020) \log I_a - 3.719(\pm 0.049) \log K + 0.852(\pm 0.030) \quad (3.18)$$

Denklemde K , K_c ’nin yanal bileşeni ve pik deprem ivmesi oranıdır. u ise santimetre cinsinden sismik deformasyon değeridir.

3.2.4.9. Luzi ve Pergalani Metodu

Luzi ve Pergiani Newmark modelini İtalyan deprem verilerine uygulayarak arias şiddeti ve spektral şiddete dayanan formüller geliştirmişlerdir. (Luzi ve Pergalani, 2000)

Deplasmanı arias şiddeti cinsinden ifade eden formüller:

$$u = (0.424 + 0.0818 I_a)^2 \quad K_c \leq 0.01 \quad (3.19a)$$

$$u = (0.292 + 0.0762 I_a)^2 \quad 0.01 < K_c \leq 0.03 \quad (3.19b)$$

$$u = (-6.794 + 0.46 I_a)^2 \quad 0.03 < K_c \leq 0.06 \quad (3.19c)$$

$$u = (-1.09 + 0.07 I_a) \quad 0.06 < K_c \leq 0.1 \quad (3.19d)$$

$$u = (-0.007 + 0.0049 I_a) \quad 0.1 < K_c \leq 0.2 \quad (3.19e)$$

$$u = (-0.0001 + 0.000012 I_a) \quad 0.2 < K_c \leq 0.3 \quad (3.19f)$$

$$u = 0 \quad K_c > 0.3 \quad (3.19g)$$

Deplasmanı spektral şiddet cinsinden ifade eden formüller:

$$u = (0.477 + 0.0750 SI)^2 \quad K_c \leq 0.01 \quad (3.20a)$$

$$u = (0.362 + 0.0690 SI)^2 \quad 0.01 < K_c \leq 0.03 \quad (3.20b)$$

$$u = (-0.001 + 0.0505 SI)^2 \quad 0.03 < K_c \leq 0.06 \quad (3.20c)$$

$$u = (-0.048 + 0.0190 SI) \quad 0.06 < K_c \leq 0.1 \quad (3.20d)$$

$$u = (-0.041 + 0.0030 SI) \quad 0.1 < K_c \leq 0.2 \quad (3.20e)$$

$$u = (0.00027 + 0.000074 SI) \quad 0.2 < K_c \leq 0.3 \quad (3.20f)$$

$$u = 0 \quad K_c > 0.3 \quad (3.20g)$$

$$SI(\text{spektral şiddet}) = \int_0^{tf} P VRS(T, \mu) dT \quad (3.21)$$

PVRS: $a(t)/\omega$ pseudo hız (ω : açısal frekans)

T: deprem periyodu

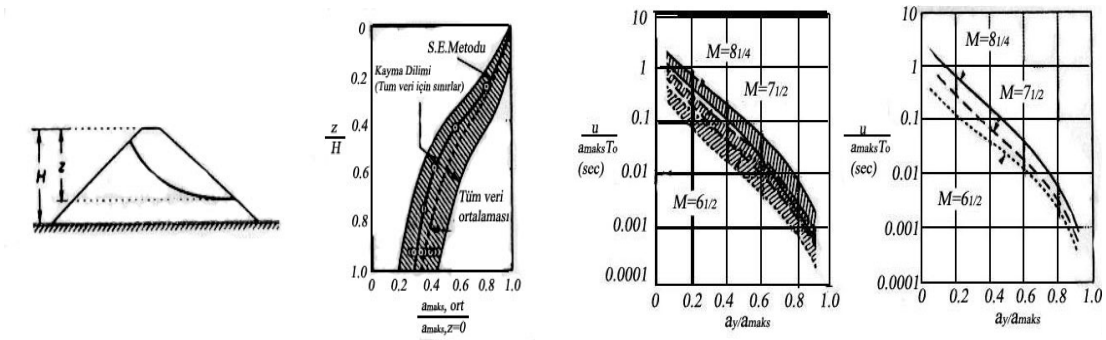
μ : sönümleme oranı

3.2.5. Makdisi-Seed Analizi

Makdisi ve Seed(1978) Chopra(1966)'nın prosedürüyle hesaplanmış ortalama ivmeler ve kayan kütle analizini kullanarak toprak barajlar için deprem nedeniyle meydana gelen kalıcı şekil değiştirmeleri hesaplamışlardır. Dinamik sonlu elemanlar ve kayma kırışi metodlarıyla bulunan sonuçlarla ilgili basit varsayımlar yapılarak kalıcı deplasmanlar hakkında basitleştirilmiş bir metod bulunmuştur(Kramer, 1996).

Prosedürde öncelikle zeminin dinamik akma mukavemeti(drenajsız mukavemetin %15'i) kullanılarak kritik ivme değeri hesaplanır. Şevin dinamik davranışını hesaplamada ise yüksekliğe bağlı değişen bir ivme oranı kullanılır.

Makdisi ve Seed farklı gerçek ve hipotetik barajları gerçek ve teorik deprem ivmelerine maruz bırakarak a_y/a_{maks} ve deprem şiddetinin kalıcı deformasyonla ilişkisini bulmuşlardır. Öngörülen deplasman değerlerindeki dağınıklığı önlemek için deplasman değerleri maksimum taban ivmesi ve fundamental periyodla normalize edilmiştir. Makdisi ve Seed'in öngördüğü maksimum deplasman değerleri Şekil 3.8'deki şemalardaki gibidir(Kramer, 1996):



Şekil 3.8 Makdisi Seed abakları(Kramer, 1996)

3.2.6. Gerilme-Deformasyon Analizi

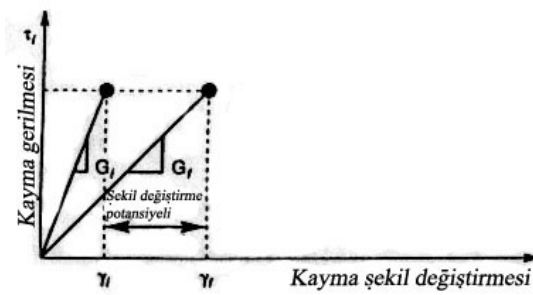
Deprem durumunda gerilme-deformasyon analizleri genellikle dinamik sonlu elemanlar analizi ile yapılır. Toplam kalıcı deformasyonun hesaplanması her bir elemandaki kalıcı deformasyonun integrasyonu şeklindedir. Elemanlardaki toplam kalıcı deformasyonun bulunması çeşitli yaklaşımlarla sağlanabilmektedir. Gerilme potansiyeline ilişkin analizler zeminin sıkılığını ile ilişkin veriler elde etmek için laboratuvar testlerini kullanırken nonlinear analiz yaklaşımları kalıcı deformasyonları bulmak için nonlinear gerilme-deformasyon ilişkisini kullanır(Kramer, 1996).

3.2.6.1. Şekil Değiştirme Potansiyeli Yaklaşımı

Yaklaşım Seed ve diğ.'in 1971 yılında San Fernando Depremi sırasında Yukarı ve Aşağı San Fenando barajlarında oluşan kaymalarda yaptığı çalışmalar sonucu ortaya çıkmıştır. Metod lineer veya eşdeğer bir lineer dinamik sonlu elemanlar analiziyle, her bir sonlu elemandaki çevrimsel kayma gerilmeleri hesaplanmaktadır. Bulunan kayma gerilmeleri laboratuvar testleri yoluyla şekil değiştirme potansiyelinin tahmininde kullanılmaktadır. Şekil değiştirme potansiyeli kayma deformasyonu olarak hesaplanmaktadır. Deformasyonların yaklaşık hesabı ise belirli bir yükseklik boyunca ortalama kayma potansiyeli ile yüksekliğin çarpımıdır. Yaklaşımın varsayımları labaraturadaki yükleme ile sahadaki yüklemelerin yarattığı deformasyonun aynı olduğu ve maksimum kayma gerilmelerinin yatay doğrultuda oluştuğudur. Deformasyonların da yalnız yatayda oluştuğu kabul edilmektedir. Bu yaklaşımla yapılan analiz yalnızca yaklaşık sonuçlar verir ve metod kullanılırken yapılan varsayımlar da yapılan hesaplamalarda göz önüne alınmalıdır (Kramer, 1996).

3.2.6.2. Sıkılık Azaltma Yaklaşımı

Metod Lee (1974) ve Serf ve diğ. (1976) tarafından geliştirilmiştir. Metoda öncelikle şekil değiştirme potansiyeli kullanılarak kayma modülü azaltılır. Deprem durumundaki deformasyon azaltılmış ve azaltılmamış kayma modülü kullanılarak yapılan iki statik analizin arasındaki farktır (Kramer, 1996).



Şekil 3.9 Gerilme potansiyeli şematik gösterimi (Kramer, 1996)

Lineer ve nonlinear modellerde kullanılabilen teknik, gerilme potansiyeli yaklaşımında olduğu gibi yaklaşık sonuçlar vermektedir ve gerilme potansiyeli yaklaşımının kısıtlamalarının çoğu bu metod için de geçerlidir. Ancak gerilme

potansiyeli yaklaşımının tersine hem yatay hem de düşey deformasyonların hesaplanmasına imkan tanımaktadır. İş-enerji prensipleri sıklıkla azaltması için daha temel bir prosedür olarak kullanılabilmektedir(Kramer, 1996).

3.2.7. Nonlinear Analiz Yaklaşımı

Kalıcı deformasyonların hesaplanmasında zeminin inelastik ve nonlinear bir malzeme olarak da modellenebileceği sonlu elemanlar analizleri de kullanılabilir. Özellikle toprak barajlarda şevlerin sismik davranışının analizinde hem çevrimsel gerilme hem çevrimsel şekil değiştirme modelinin kullanıldığı bir çok analiz yapılmıştır. Bu metodla yapılan analiz sonuçlarının doğruluğu kurulan modelin doğruluğuna bağlıdır(Bromhead, 1986).

3.3. Depremde Mukavemet Azalması Gösteren Zeminlerde Stabilité Analizi

Deprem yüklemesi sırasında zemindeki mukavemet azalması boşluk suyu basıncındaki artış ve/veya zemin yapısının zorlanması gibi çeşitli nedenlerle olabilmektedir. Mukavemet azalması çoğu zaman sıvılaşmayla ilişkilidir, göçme ise akma ya da deformasyon göçmesi şeklinde meydana gelir. Deprem sırasında mukavemet azalması gözlenebilecek zemin türleri şu şekilde sıralanabilir:

- Deprem sırasında ayrışabilecek kırılabilir veya kıvrımlı kayalar.
- Deprem sırasında kayma direncinde düşüş görülebilecek hassas killer.
- Aşırı konsolide hassas killer ve organik zeminler.
- Yeraltı suyu seviyesinin altında yer alan gevşek zeminler, bu tür zeminler sıvılaşma veya boşluk suyu artışına maruz kalabilirler(Day, 2002).

Akma göçmesi şevin kayma mukavemeti şevi dengede tutmak için gerekli statik gerilmelerden küçük olduğunda, deformasyon göçmesi ise şevin kayma mukavemeti depremle iletilen gerilmelerden küçük kaldığında oluşur. Oluşma şekillerinden de anlaşılacağı gibi akma gerilmeleri çoğunlukla statik, deformasyon gerilmeleri ise deprem kuvvetlerinden dolayı oluşur. Akma göçmeleri ani bir şekilde, deformasyon

göçmeleri ise depremin bitmesiyle duran “nabız atışları” şeklinde gerçekleşir. Her iki göçme şekli için de analiz biçimleri mevcuttur(Kramer, 1996).

3.3.1. Akma Göçmesi Analizi

Akma şeklinde olan göçmelerin analizinde ilk önce göçmenin oluşup oluşmayacağına tahkiki yapılır, daha sonra ise göçmenin olduğu durumda meydana gelen deformasyonun miktarı hesaplanır(Kramer, 1996).

3.3.1.1. Stabilite Analizi

Stabilite analizinde genel olarak deprem sonundaki gerilme durumuna göre yapılan statik analiz kullanılır. Potansiyel kayma yüzeyinin her noktası için sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısının hesaplandığı analizde güvenlik katsayısının 1’den küçük kaldığı noktalarda residual mukavemet uygulanır. Katsayının 1’den büyük olduğu noktalardaki mukavemet ise deprem sonundaki efektif gerilmelere dayanılarak hesaplanır. Gerilme durumlarının belirlenmesinden sonra konvansiyonel stabilite analizine geçilir. Bu tip bir analizde gerilme dağılımı göz önüne alınmadığı için dikkat edilmesi gereken kademeli göçme oluşma olasılığıdır(Kramer, 1996).

3.3.1.2. Deformasyon Analizi

Stabilite analizinin akma göçmesinin oluşabileceği sonucunu doğurması durumunda göçme anındaki toplam deformasyon (göçmeyi başlatan küçük deformasyonlar ihmal edilerek) üç şekilde olmak üzere limit denge, gerilme-deformasyon analizleriyle veya akışkanlar mekaniği yoluyla hesaplanabilir(Kramer, 1996).

3.3.2. Deformasyon Göçmesi Analizi

Deformasyon göçmeleri karmaşık yapıda olduklarından analiz metodları da genelde ampirik ifadeler içerir(Kramer, 1996).

3.3.2.1. Hamada ve diğ. Yaklaşımı

Hamada ve diğ.(1986). ‘ın 3 depremde 1964 Nijgata, 1971 San Fernando, ve 1983 Nihonkai Chibu) incelediği coğrafi ve topografik koşullar sonucu göçmeye neden olarak keşfettikleri üç faktör şunlardır:

- Sıvılaştan tabaka kalınlığı
- Zemin yüzeyi eğimi
- Sıvılaştan bölge alt sınırı

Hamada ve diğ.. Yaklaşımında kalıcı deplasmanı (u) veren ampirik formül aşağıdaki gibidir:

$$u(m) = 0.75H^{1/2}\theta^{1/3} \quad (3.22)$$

Denklemden H sıvılaştan tabaka kalınlığı (m) , θ ise zemin yüzeyi eğiminden büyük olanı ya da yüzde olarak sıvılaştan bölgenin alt sınırının eğimidir. Denklemin söz konusu zeminin mukavemetini içermediği uygulamada göz önüne alınmalı ve yalnız denklem oluşturulurken baz alınan durumlara benzer koşullarda uygulanmalıdır(Kramer, 1996).

3.3.2.2. Youd ve Perkins (Sıvılaşma Şiddeti İndisi) Yaklaşımı

A.B.D.’nin batısında meydana gelen birçok deprem verisine dayanarak Youd ve Perkins(1987) Sıvılaşma Şiddet İndisi (LSI) terimini tanımlamışlardır. LSI’nın tanımladığı değer deltalar ve geniş, aktif sel düzlüklerinde inç biriminden maksimum d değeridir. LSI zemindeki deplasman değeri için konservatif bir değer verir. Alanda daha küçük deplasman değerleri için de göçmeler olacaktır. LSI’nin elde edilebileceği denklem geçmiş verilerin incelenmesi sonucu şu şekilde ortaya çıkmıştır(Kramer, 1996):

$$\log(LSI) = -3.49 - 1.85 \log R + 0.98M_w \leq 100 \quad (3.23)$$

R: enerji kaynağından kilometre cinsinden uzaklık

M_w : oluşan depremin moment magnitudu

Temsili akselogramlar mevcut olmadığı zamanlar içinse azaltma ilişkilerine dayanan sabit dalga boylu sinuzoidal ivme değeriyle bulunan ifadesi $u=LSI$ kullanılır (Dobry ve Baziar, 1992) .

$$u = LSI = (4\pi^2 N v_{maks}^2 / a_{maks}) F(a_y / a_{maks}) \quad (3.26)$$

Analitik fonksiyon $F(a_y/a_{maks})$ a_{maks} =pik yer ivmesi, v_{maks} =pik yer hızı $N=2$ çevrim sayısı olmak üzere çevrim sayısı Batı A.B.D. deki deprem kayıtlarıyla elde edilmiştir (Dobry ve Baziar, 1992).

3.3.2.4. Bryan Yaklaşımı

Formüller iş-enerji prensipleri ve eğimli bölgeyi elastik-tam plastik olarak modellenen sıvılaşmış tabaka üstünde duran bir kabuk olarak farzedilmesiyle bulunmuştur(1991). Kalıcı deplasmanı veren formül aşağıdaki gibidir:

$$\frac{u^3 S_{su}}{3(\gamma_{lim} T_L)^2} - u \tau_{st} - \frac{1}{2} m v_o^2 = 0 \quad u < \lim T_L \quad (3.27a)$$

$$u = \frac{3m v_o^2 + 4 S_r \gamma_{lim} T_L}{6(S_r - \tau_{st})} = 0 \quad u \geq \lim T_L \quad (3.27b)$$

S_r : sıvılaşmış zeminin residüel mukavemeti

γ_{lim} : sınırlayıcı kayma şekil değiştirmesi

T_L :sıvılaştıran tabaka kalınlığı

τ_{st} : denge için gerekli kayma gerilmesi(sıvılaştıran tabakanın orta noktasından geçen bir yüzeyde)

m : kayma yüzeyinin üstündeki zeminin kütlesi

v_o : kütlenin sıvılaşma anındaki hızı

γ_{lim} değerleri Tablo 3.3’de verilmiştir. İkinci ifadeyle bulunan değerler eğimi %3’ten küçük ve $(N_1)_{60}$ değeri 4’e eşit şevler için yakınlık gösterir. Daha büyük $(N_1)_{60}$ değerleri içinse daha küçük deplasman değerleri beklenir.

Bryne ve diğ.(1992) yaklaşımı şee başlangıç sıklılığını küçültme çarpanlarını da kapsayacak şekilde geliştirmişlerdir. Bulunan deformasyon değerleri 1971 Yukarı San Fernando Barajı’nda gözlemlenenlerle uyum gösterir(Kramer, 1996).

Tablo 3.3-Temiz kum için limit kayma şekil değıştirmesi ortalama değeri(Kramer, 1996)

$(N_1)_{60}$	γ_{lim}
4	1.00
6	0.80
8	0.63
10	0.50
12	0.40
16	0.25
20	0.16
30	0.05
40	0.015
50	0

3.3.2.5. Baziar ve diğ. Yaklaşımı

Baziar ve diğ. (1992) sismik şev stabilitesinin temel analizlerini yansıtmak için kayan blok analizini kullanarak kalıcı yanal deplasman için aşağıdaki denklemi geliştirmişlerdir(Kramer, 1996):

$$u = N \frac{v_{maks}^2}{a_{maks}} f\left(\frac{a_y}{a_{maks}}\right) \quad (3.28)$$

Denklemdede:

N: eşdeğer armonik yükleme çevrim sayısı

v_{maks} : maksimum yatay hız

a_{maks} : maksimum yatay ivme

a_y : kritik ivme

$f(a_y/a_{maks})$ fonksiyonunun elde edilmesi için armonik ivme varsayımı yapılmıştır. A.BD.'nin batısında meydana gelen deprem verilerine göre yapılan kalibrasyonlar $5.0 < M_w < 7.7$ için N sayısının 2 alınmasını uygun görmektedir. Youd ve Perkins'in veri tabanıyla ilişkili akma ivmesinin kullanılmasıyla Baziar ve diğ.(1992) verilen

denklemdaki deplasmanları denk gelen değerlerle karşılaştırmışlardır. Değerler kaynağa olan uzaklık arttıkça yaklaşmaktadır(Kramer, 1996).

3.3.2.6. Bartlett ve Youd Yaklaşımı

Metod Bartlett ve Youd'un büyük bir veri tabanını inceleyerek oluşturduğu ampirik ifadelerden ibarettir. Denklemler kalıcı deformasyonun bulunması için kullanılırlar. İfadelerde kullanılması gereken değişkenler şevin hareketine en çok etkiyen faktörler olup regresyon analizi sonucu bulunmuşlardır. Bulunan ifadelerden biri dik, diğeri ise yumuşak eğimli şevler için olup aşağıdaki gibidirler(Kramer, 1996):

Dik şevler için:

$$\log u = -16.3658 + 1.1782M_w - 0.9275 \log R + 0.0133R + 0.6572 \log W + 0.3483 \log T_{15} + 4.5720 \log(100 - F_{15}) - 0.9224(D_{50})_{15} \quad (3.29a)$$

u : metre cinsinden yatay deplasman

M_w : moment değeri

R : kilometre cinsinden sismik kaynaktan uzaklık

W : açıktaki yüzün yüksekliğinin açıktaki yüzün sismik kaynağa uzaklığı oranı

T_{15} : $(N_1)_{60} < 15$ olan(metre cinsinden) suya doymuş granüler tabakanın kümülatif kalınlığı

F_{15} : T_{15} ten oluşan granüler tabakanın yüzde cinsinden ince dane muhtevası

Yumuşak eğimli şevler için(Kramer, 1996):

$$\log u = -16.3658 + 1.1782M_w - 0.9275 \log R + 0.0133R + 0.4293 \log S + 0.3483 \log T_{15} + 4.5720 \log(100 - F_{15}) - 0.9224(D_{50})_{15} \quad (3.29b)$$

S: Yüzde cinsinden yer eğimi

3.4. Şevlerde Müsaade Edilebilir Kalıcı Deplasman Değerleri

Farklı araştırmacılar tarafından önerilen güvenli - güvensiz durum ayrımını yapmak amacıyla kullanılan kalıcı deplasman değerleri şunlardır(Bromhead, 1986):

- Hynes-Griffin ve Franklin(1984) iyi yapılmış toprak barajlar için 1 m.' ye kadar kalıcı deplasman değerini uygun görmüşlerdir.
- Wieczorek ve diğ. (1985) San Meteo County, Kaliforniya'daki bir heyelan haritasında 50 mm.'yi kritik değer olarak göstermişlerdir.
- Keefer ve Wilson(1989) Güney Kaliforniya'daki kohezyonlu şevler için 100 mm. değerini kullanmışlardır.
- Jibson ve Keefer(1993) Mississippi Vadisi'ndeki kaymalar için 50-100 mm. aralığını uygun görmüşlerdir.

Jibson'un (1993) önerisine göre ise müsaade edilebilir kalıcı deplasman değerini mühendis problemi bir bütün olarak ele alarak belirlemelidir. Örneğin sünek malzemelerden oluşan şevler elbette ki gevrek malzemelerden oluşmuş şevlerden çok daha fazla kalıcı deformasyona maruzkalabilir. Sonuç olarak deformasyon hesabı şevdeki kalıcı deformasyon mertebesi hakkında mühendise ancak bir fikir verebilir, konuyla ilgili son tercih mühendisin insiyatifindedir(Bromhead, 1986).

3.5. Probabilistik Yaklaşım

Konvansiyonel bir analizin aksine probabilistik metoddada şevin güvenliği güvenlik katsayısına değil, göçme olasılığına göre değerlendirilir. Probabilistik yaklaşımda şevin depremli durumda göçmesine etki edebilecek belirsizlikler hesaba katılarak göçme olasılığını veren fonksiyon bulunur. Şev güvenliği göçme olasılığının 1'den çıkartılmasıyla bulunur. Göçme olasılığı ise zemin koşulları ve deprem hareketindeki belirsizliklerin etkidiği bir fonksiyon biçiminde tanımlanmıştır(Homoud ve Tahtamoni).

3.6. Kinematik –Yarı Statik Yaklaşımın Birlikte Kullanılması

Metodda deprem kuvveti şeve yarı statik analizde olduğu gibi yerçekimi ivmesinin katsayısı şeklinde etkittirilir. Kritik ivmenin hesaplanmasında ise belirli bir göçme geometrisine göre(log-spiral, kama vb.) dış kuvvetlerin yaptığı işin şevdeki enerji açığa çıkma hızından büyük olduğu durum kullanılır. Bu tür bir analiz Towhata ve

diğ.(1999) tarafından donarılı şevlerin ve Ausilio ve diğ. (2000) tarafından geosentetik malzemeyle güçlendirilmiş şevlerin sismik stabilite analizi metodu olarak önerilmiştir

Towhata ve diğ.(1999) donatılı şevler için kullandığı metoddade log-spiral göçme şekli için kayma bölgesini (3.29) denklemiyle tanımlamıştır. Denklemde ϕ zeminin kırılma açısı, r_o ise τ_o açısına tekabül eden log-spiral eğrinin yarıçapıdır. Zemindeki donatının tanımlaması ise (3.30) daki H yüzeyi boyunca ortalama şeklinde tanımlanmıştır. n ; donatı tabakalarının sayısı, T_t ; tek bir donatı tabakasının birim genişliğe düşen kayma kuvveti, H ise şev yüksekliğidir(Ausilio ve diğ., 2000).

$$r = r_o e^{(\theta - \theta_o) \tan \phi} \quad (3.30)$$

$$k_t = \frac{nT_t}{H} \quad (3.31)$$

Aynı şevin deprem kuvvetiyle hareketlendiği ve dış güçlerin yaptığı işin şevde açığa çıkan enerjiyi aştığı durumdaki virtüel iş denklemi ise şu şekildedir:

$$W_\gamma + K_c \gamma r_o^3 \omega (f_1^s + f_2^s + f_3^s) = D_t + D_c \quad (3.32)$$

W_γ şevdeki küçük bir oynama sonucu göçme bloğunun yaptığı iş, k_c kritik ivme, ω dönen bloğun açısal hızı, D_t ve D_c ise sırasıyla kohezyon ve zemin donatısının çıkardığı iç enerjidir. K_c , kritik ivme değeri denklemden çekilerek bulunur. Şevdeki toplam deformasyon ise yarı statik analizde olduğu gibi ivme denkleminin çift integrasyonu ile hesaplanır(Ausilio ve diğ., 2000).

3.7. DeneySEL metodlar

3.7.1 Santrifüjde Modelleme

Şevin deprem durumundaki davranışını belirleyen parametreler santrifüj modellemesiyle de belirlenebilir. Bunun için zeminin geoteknik özellikleri, şev etkiyebilecek deprem ivmesi, frekansı gibi özelliklerin şev modeli üzerinde simülasyonu gereklidir. Santrifüj modellemesinde numune hazırlanmasında zemin özelliklerine dikkat edilir. Örneğin Urtuzuastegui ve diğ.(2002) sıvılaşma eğilimli zeminlerdeki şevlerin sismik stabilitesini belirlemekte kullandıkları bir modellemede

etüvde kuruttukları Nevada kuru kumunu V biçimli tüple yağmurlamışlardır. Şevdeki deformasyonların daha rahat bir biçimde gözlemlenebilmesi içinse tabakalar arasına spaghetti parçaları konulmuştur. Santrifüjde de beklenen depreme uygun bir etki yaratılarak alıcılar vasıtasıyla şevde oluşan ivme değerleri, boşluk suyu basıncı, deformasyon gibi değerler belirlenerek gerçek şeve uyarlanmıştır(Urtuzuastegui ve diğ., 2002).

3.7.2. Sarsma Tablasında Modelleme

Titreşimli masa da sismik şev stabilite analizine uygulanabilecek bir başka modelleme aygıtıdır. Bu kez deprem etkileri modele titreşimli masa aygıtı vasıtası ile aktarılır. Santrifüj modellemesindeki gibi ölçümler alınarak şev davranışı belirlenir. Şevin bir modelinin üretilmesi bilgisayar analizi gibi metodlarla kolayca elde edilemeyen üç boyutlu davranış karakteriyle ilgili bilgi de sağlamaktadır. (Bray, 2002).

4. ŞEVLERİN STABİLİZASYONU

4.1. Giriş

Şevin göçmeye karşı güvenliği her zaman istenen seviyede olmayabilir. Bu gibi durumlarda şev güvenliğinin arttırılabilmesi için fazladan önlemler alınması, şeve dışarıdan müdahale edilmesi gerekir.

Şev stabilizasyonu göçmeye karşı kuvvetleri arttırmaya ve/veya şevde kaydıran kuvvetleri azaltmaya yöneliktir. Bu işlem istinat yapıları, zemin özelliklerini iyileştirme, arazi koşullarını değiştirme gibi çeşitli şekillerde yapılabilir.

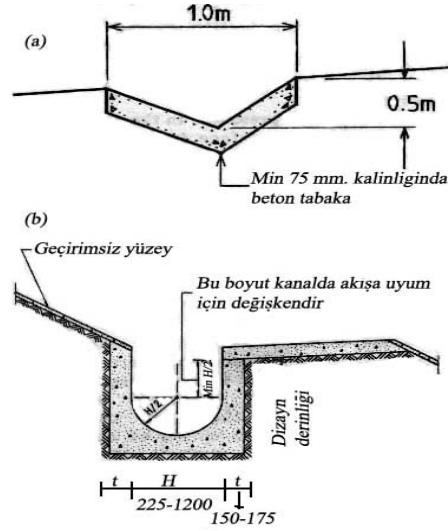
4.2. Yüzeysel Drenaj

Yüzey suyunun kontrol altına alınması stabil olmayan alana gelen suyun şeve ulaşmadan uzaklaştırılması ve stabil olmayan alanda mevcut suyun tefsi edilmesi kısımlarından oluşur. Toplanan suyun tasfiyesi hiçbir alanın stabilizasyonunu bozmayacak şekilde yapılmalı ve özellikle sünmenin olduğu alanlarda drenaj ünitelerinin sürekli çalışır durumda olmasına özen gösterilmelidir (Bromhead, 1986).

Her durumda yüzey suyunun drenajı yeraltı suyunun drenaj çalışmalarıyla koordine bir şekilde yürütülmelidir. Açık, su geçirmez kanallar borulara tercih edilmelidir. Çünkü ikincisi şeve fazladan sızma sağlayabilir. Drenaj kanallarının stabilitesi tehlikede olan bölgelerden geçirilmesi veya su geçirmesi de şevin stabilitesine zarar verebilecek etkenlerdendir (Bromhead, 1986).

Toplanan suyun miktarı küçükse Şekil 4.1'deki gibi standart bir detay önerilir. Bu tip bir drenaj detayı yerinde inşa edilmekte ve iç forma ve yüzey harcına ihtiyaç duyulmaktadır. Daha basit bir alternatif olarak v şeklinde kanallar da kullanılabilir. Ancak şevin deforme olduğu durumlarda bu tür bir yapının da çatlaması kaçınılmaz olacaktır. Bu gibi durumlarda da plastik, çelik ya da prekast beton şeklinde açık

borular kullanılabilir. Açık boruların ek yerlerinin su geçirmezliğine özen gösterildiği ve bakımı iyi yapıldığı sürece esnek ve uzun süreli çalışmaya müsaittirler(Bromhead, 1986).



Şekil 4.1 Drenaj için kanal detayları (Bromhead, 1986)

4.3. Hafifletme

4.3.1. Şev Geometrisinin Değiştirilmesi

Şevin stabilizasyonu için daha basit bir yaklaşım da şevdeki stabil olmayan malzemenin yerine daha mukavim bir malzeme yerleştirilmesi olabilir. Böyle bir yöntemin tercihi durumunda kazı sırasında şev topuğunun stabilitesinin bozulmamasına özen gösterilmelidir. Daha genel bir yaklaşım da stabil olmayan alan yakınında malzeme çıkartılması veya topuğa malzeme eklenmesidir. Genelde topuğa malzeme eklenmesi tepeden kazı yapılmasına göre daha pratik bir yöntem olup kazı şevin yukarısında başka problemlere yol açabilmektedir. Ayrıca topuğun yüklenmesi iyileştirme çalışmalarının yürütülmesi sırasında şevde minimum güvenlik katsayısının oluşumuna yol açmaktadır. İyileştirmenin tamamlanmasıyla ve fazla boşluk suyu basıncının dağılmasıyla güvenlik katsayısı yükselmektedir. Yöntemin pratik olmadığı durumlar ise şunlardır(Abramson ve diğ., 1996):

- Belirli bir topuk ya da tepenin olmadığı uzun geçiş şevleri
- Şev geometrisinin mühendislik sınırlarıyla belirtildiği durumlar

- Stabil olmayan alanın karmaşık olduğu, dolayısıyla bir alanın stabilizasyonunun diğerininkini etkileyeceği durumlar.

4.3.2. Hafif Dolgu Kullanımı

Uçucu kül, talaş, polistiren köpük gibi malzemeler şev malzemesi yerine kullanılarak şevi kaydıran kuvvetler azaltılabilmektedir(Abramson ve diğ., 1996).

4.4. Duvarlarla Stabilizasyon

4.4.1. İstinat Duvarıyla Stabilizasyon

İstinat duvarlarının şev stabilizasyonunda en genel kullanım alanı kazıda şev eğimini vermek için yeterli alan bulunmadığı zamandır. İstinat duvarlarının ağırlık ve konsol istinat duvarları olmak üzere iki çeşidi vardır. Ağırlık istinat duvarları harçla bağlanmış taşlar veya donatısız beton ile yapılır. Bu tür duvarlar yüklere yalnız kendi ağırlıklarıyla karşı koydukları için en fazla 4~5 metre yüksekliğe kadar kullanılırlar. Konsol istinat duvarları ise 3~8 metre yüksekliklerde kullanılırlar. Ağırlık ve konsol istinat duvarlarının dizaynı klasik zemin mekaniğine dayanır ve duvarın tabanında devrilme ve kaymaya yol açan kuvvetler göz önüne alınır. Duvarın toptan stabilitesi de hesaba katılmalıdır(Abramson ve diğ.,1996).

4.4.2. Dolgulu Çerçeve Duvarıyla Stabilizasyon

İnşası kolay olan dolgulu çerçeve duvarlar parçalı ve esnek yapıları nedeniyle farklı oturmalara karşı koyabilmektedir. Brandl(1985)'e göre bazı durumlarda bu tür duvarlar 3~4 metre uzunluklarda 0.70m.'ye varan farklı oturmalara göçme olmadan dayanabilmişlerdir(Bromhead, 1986).

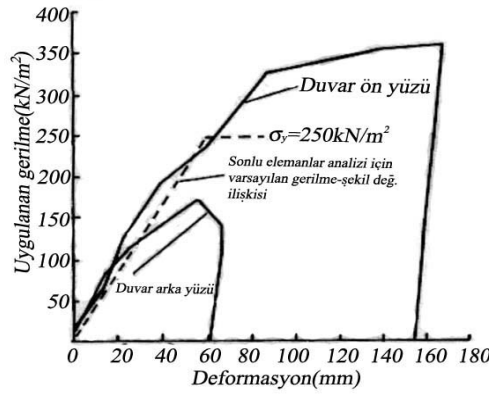
Duvar arka dolgusu drenaja uygun bir malzemeyle doldurulduğu sürece duvar yüzünden drenaj mümkündür. Dolgulu çerçeve duvarlar prekast betonarme veya ahşap elemanlarla inşa edilebilir(Bromhead, 1986).

Brandl(1985) tarafından yapılan deneyler dolgulu çerçeve duvar elemanları ara boşluklar ve arka dolgunun hemen hemen aynı zamanda yapılması durumunda duvarın sürşarjdan oluşan deformasyonunun yarı yükseklikte maksimuma ulaştığı ve

şişme şeklinde olacağını ortaya çıkarmıştır. Ağırlık duvarlarında olduğu gibi arka dolgunun sonradan doldurulması durumunda ise deformasyon devrilme şeklinde olacaktır. Duvar deformasyonları genelde aktif toprak basıncının oluşmasına izin verecek mertebededir(Bromhead, 1986).

Brandl(1985) in elde ettiği bulgulara göre masif duvarlar için genelde kullanılan $0.67\phi'$ değerinden büyüktür. Model deneyleri, regresyon analizi ve arazi ölçümlerinden elde edilen değerler $0.8\phi' - 1\phi'$ arasındadır(Bromhead, 1986).

Duvar arkasındaki prekast elemanlarda toprakla doldurulmuş boşluk-duvar sürtünmesi arasındaki ilişkiyi gösteren diyagram Şekil 4.2’de gösterilmiştir(Bromhead, 1986).



Şekil 4.2 Toprak dolgu-duvar sürtünmesi diyagramı (Bromhead, 1986)

Brandl’ın ölçümlerinin gösterdiği üzere duvar ön birleşim noktalarında normal kuvvet etkisini en aza indirebilmek için prekast elemanlar arası ve duvar arka dolgusu aynı anda doldurulmalıdır. Ayrıca gergisi olmayan çerçeve duvarları arka gergisi olan duvarlara göre daha fazla deformasyona uğramaktadırlar. Çerçeve duvarlar arkasındaki basınç dağılımı istinat duvarlarınıninkine benzerdir(Bromhead, 1986).

Toptan stabilite hesabında çerçeve duvarı kompozit ve masif bir yapı gibi düşünülebilir. Arttırılmış duvar sürtünmesi dışında hesaplamalar istinat duvarlarında olduğu gibidir. Brandl(1985) sünme ve 35 dereceden daha büyük eğimlerde bileşke itkinin duvarın yarı yüksekliğinden daha aşağı uygulanmaması koşuluyla hesaplamalarda Coulomb teorisinin kullanılabileceğini belirtmiştir(Bromhead, 1986).

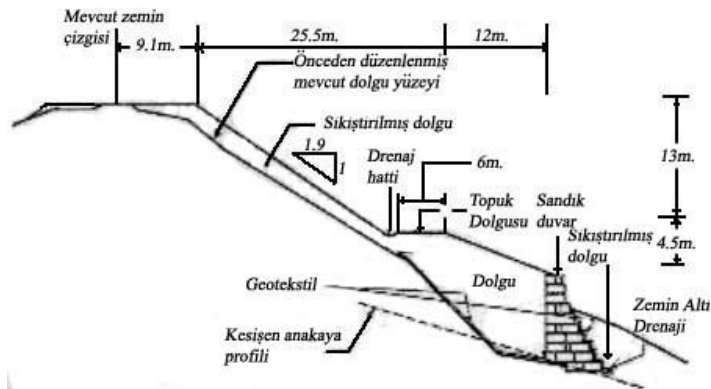
Coulomb teorisindeki aktif toprak basıncıyla oluşan azalmanın kullanılabilmesi açısından çerçeve duvarların ön eğimi 0.25H:1V 'den daha büyük değerler alamaz. Toptan stabilite tüm duvar için olduğu gibi inşaat safhaları için de yapılır. Toptan göçme hesapları duvar topuğunun üstündeki kısımlar için de yapılmalıdır(Bromhead, 1986).



Şekil 4.3 Dolgulu çerçeve duvarı (Bromhead, 1986)

4.4.3. Sandık Duvarları

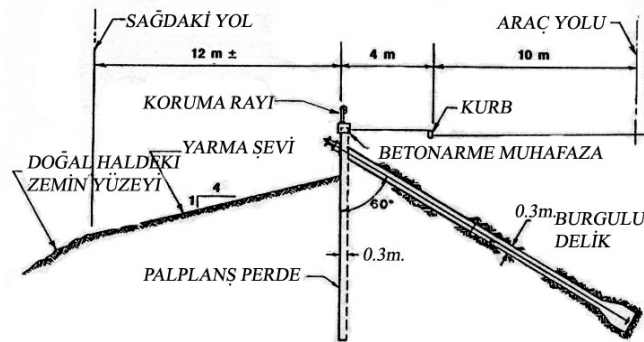
Sandık duvarları genelde 1x1 metre kesit alanı ve 2.0 ya da 4.0 metre uzunlukta sandıklardan oluşur. Yapımı pratik ve kolay olup zor arazi şartlarında inşa edilebilirler. Esnek bir yapıya sahip olan sandık elemanları yeterli bir yüzey altı drenajına da imkan sağlar. Duvar-zemin ya da duvar-arka dolgu drenaj koruması geotekstiller vasıtasıyla sağlanabilir. Duvarın dizayn kütlesi sandıkların içindeki kayanın kütlesiyle ilişkilidir. Genelde sandıkların içindeki kayaların boşluk oranı 0.45'tir. Kayma, devrilme ve taban basıncı hesapları monolitik istinat duvarlarındaki gibidir(Bromhead, 1986).



Şekil 4.4 Sandık duvarı kesiti (Bromhead, 1986)

4.4.4. Ankraj Duvarları/Perdeler

Toptan göçme yüzeyinin derinlerde olduğu, ağırlık duvarlarının ekonomik olmayan boyutlara(>10m. yükseklik) ulaşacağı durumlarda kullanılırlar. Genelde öngermeli olarak kullanılan ankrajlar pasif olarak da kullanılabilirler. Öngermeli olarak kullanılan ankrajları oluşturan toprak hareketine karşı koymada büyük avantajları vardır. Kesiti Şekil 4.5’de gösterilen ankraj duvarları zemine çakılabilir ya da arazide de imal edilebilirler(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.5 Washington'daki New York Caddesi Şev İyileştirmesi için Kullanılan Duvar Kesiti (Abramson ve diğ., 1996)

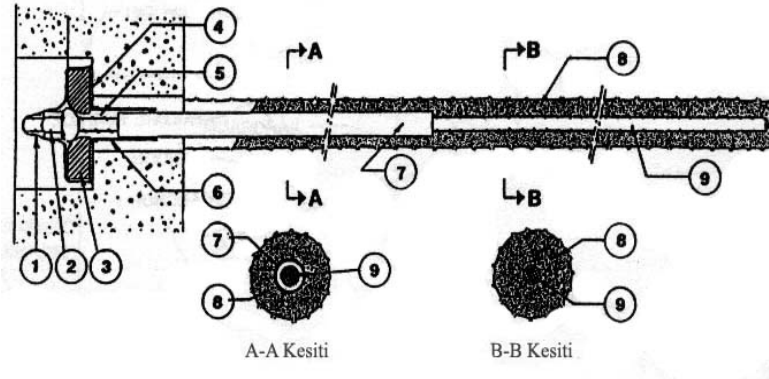
Kalıcı ankrajlar kohezyonsuz zeminlerde sıkça kullanılmalarına rağmen ortayumuşak kohezyonlu zeminlerde uzun süreli yük taşıma kapasitelerindeki sakıncalardan dolayı fazla kullanılmazlar(Abramson ve diğ., 1996).

Ankraj duvarların çalışma prensipleri empoze edilen yükü kayma yüzeyinin gerisine ileterek taşıtmaktır. Ankraj sistemi sağlam tabakaya enjeksiyonla bağlı öngermeli çelik kablolar, demir ya da şeritlerden oluşur(Abramson ve diğ., 1996).

Ankraj duvarlarının dizayn aşamaları şunlardan oluşur:

- Tasarım yükü 50~130 ton arasında değişir.
- Ankraj uzunluğu stabilite gerekliliklerine göre belirlenir. Serbest uzunluk kritik göçme yüzeyinin arkasında seçilir. Toplam ankraj uzunluğu öyle belirlenmelidir ki ankrajların hemen arkasındaki muhtemel kayma yüzeyi kritik kayma yüzeyine eşit ya da daha büyük bir güvenlik katsayısına sahip olmalıdır.

- Sığ kayma yüzeyleri ve duvarın kayma yüzeyine girdiği durumlarda tek sıra ankraj duvar için yeterlidir.
- Ankrajların üstünde en az 2.5 metrelik bir jeolojik yük önerilir. Ankrajların bir çoğu yatayla $10\sim 30^\circ$ arası yerleştirilirler. Eğim büyüdükçe ankrajın taşıdığı yatay yük azalır ve duvar elemanlarına gelen dikey yük artar.
- Kalıcı ankrajlar korozyona karşı korunmalıdır.



Şekil 4.6 Ankraj kesiti (Abramson ve diğ.,1996)

4.4.5 Pasif Kazıklar

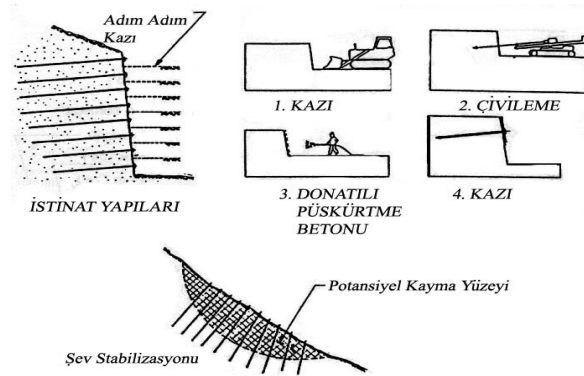
Stabilizasyon yöntemlerinden birisi de zemine kayma yüzeyinin altına ya da stabil kısma kadar uzanan kazıklar yerleştirilmesidir. Bazı yöntemlerin aksine uygulama sırasında şevin güvenlik katsayısında potansiyel olarak herhangi bir azalma görülmez(Bromhead, 1986).

Zemine pasif kazıklar yerleştirilmesi zeminin kazıklar arasından sürüklenmeyeceği sığ şevler için uygun bir yöntemdir. Uygulama sırasında kazıklar devrilmemeleri için sağlam zemine iyice yerleştirilmelidir. Bazı durumlarda kazıklar arasına sistemin etkinliğini arttırmak ve kazıklar arasına zemin sürüklenmesini engellemek için beton bir plak yerleştirilir (Abramson ve diğ., 1996).

4.5. Şevin Donatılandırılması

4.5.1. Zemin Çivisi

Yöntem zemine şerit çubuklar ya da eğik kesitlerin yerleştirilmesiyle kompozit bir yapı oluşturulmasını kapsar. Zemin içine çakılarak veya enjeksiyon yoluyla yerleştirilebilen çivilerin yanısıra kazının ön yüzü bir kaplamayla örtülerek çivilerin bağlantısı sağlanır. Kaplama, hasır çelik ya da ara rijit elemanlarla ile donatılandırılan püskürtmeli betondan oluşur. Zemin çivisi granüler ve kohezyonlu zeminlerde ve göreceli olarak heterojen yataklarda kullanılır. Zemin çivisi uygulamasının şematik gösterimi Şekil 4.7’de verilmiştir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.7 Zemin çivisinin başlıca uygulamaları(Abramson ve diğ., 1996)

Zemin çivilerinin dizaynı genelde limit denge analizini kapsar, analizde potansiyel göçme yüzeyleri değerlendirilir. Güvenlik katsayıları toptan ve yereldir. Zemin çivilerinin dizayn metodları Davis (Shen ve diğ., 1981), Alman (Gassler ve Gudehus, 1981;Stocker ve diğ., 1979) ve Fransız (Schlosser, 1983) metodunu kapsar. Sayılan metodların hepsi limit denge analizi metodlarıdır. Juran (1977) tarafından önerilen dizayn metodu ise kinematik bir metoddur. Metod kinematik olarak kabul edilebilir göçme şekillerini dikkate alır ve çivilerin sıklığına fazlaca önem veren kullanılması zor bir metoddur(Abramson ve diğ., 1996).

4.5.2. Çakıl Dolgulu Hendeke ya da Taş Kolonlar

Çakıl dolgulu hendeği şevin topuğunda kullanarak kayma yüzeyi boyunca ortalama sürtünme artırılabilir. Bu yöntemle aynı zamanda şev için bir drenaj ünitesi de sağlanmış olur(Bromhead, 1986).

Şekil 4.9’da kesiti görülen taş kolonlar zeminde açılan çukurların içine yerleştirilen sıkıştırılmış çakıllardır. Zemine göre yüksek elastisite modülleriyle zemin içinde kazık ya da kolon oluşturur ve potansiyel kayma yüzeyi boyunca zeminin ortalama kayma mukavemetini arttırlar(Bromhead, 1986).

Taş kolonlar aynı zamanda drenaj üniteleri olarak da işlev görerek boşluk suyu basıncını da azaltırlar. Taş kolonların inşasında öncelikle dinamik yer değiştirme ya da vibro kompaksiyonla zeminde dikey delikler açılır ve açılan delikler içine taşlar yerleştirilir. Daha sonra ise zeminde yerleştirilen taşların sıkıştırması yapılır Uygulamaların değerlendirilmesi göstermektedir ki taş kolon uygulaması kayma mukavemeti 3~15 kN/m² arası değişen zeminler için uygundur. Daha düşük değerlerde taş kolonlar için yeterli yanal destek sağlanamayacağı için aşırı deformasyon ya da taş kullanımına yol açabilir(Abramson ve diğ., 1996).

Taş kolonların hesabı için iki ayrı ampirik metod mevcuttur. Hesaplardan biri Aboshi ve diğ.(1979) tarafından Japonya’da geliştirilmiş olup kum kolonlar için kullanılır. Goughnour ve diğ.(1990) tarafından geliştirilmiş ikinci metod ortalama mukavemet parametresi metodu olarak adlandırılır. Şekil 4.8’de bu metod için mukavemet parametrelerinin taş kolona uygulandığı durumda tanımlanması için tasarım metodolojisi gösterilmiştir. Stabilité analizi klasik metodlarla yapılır. İki metod için denklemler aşağıdaki gibidir(Abramson ve diğ. , 1996):

- Japon metodu

$$\tau_{ort} = (1 - A_r)\tau_c + A_r\tau_s \cos \alpha \quad (4.1)$$

- Ortalama mukavemet parametreleri metodu

$$C_{ort} = C_c(1 - A_r) + c_s A_r \quad (4.2a)$$

$$C_{ort} = C_c(1 - A_r) \quad (4.2b)$$

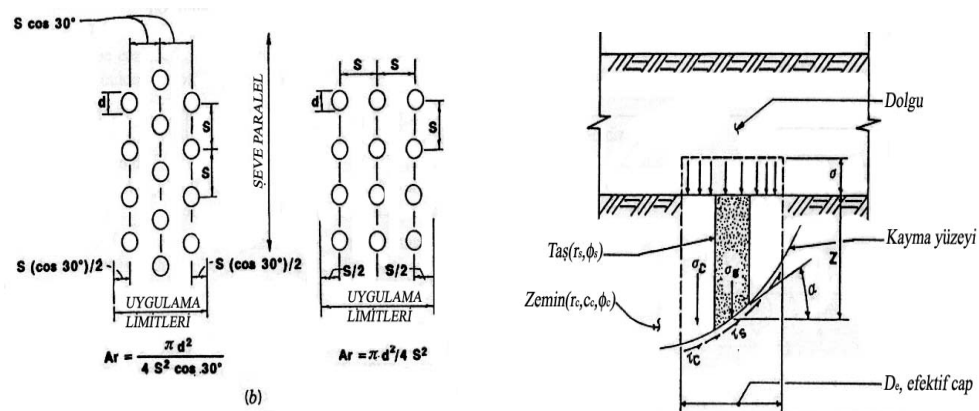
$$(taş \ kolon \ için \ c_s = 0)$$

$$S_r = 1 + (S_{rv} - 1) \cos \alpha \quad (4.3)$$

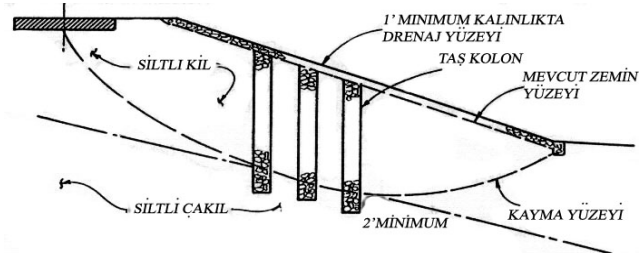
$$\tan \phi_{ort} = \frac{(1 - A_r) \tan \phi_c + S_r A_r \tan \phi_s}{1 + A_r(S_r - 1)} \quad (4.4)$$

$$\gamma_{ort} = (1 - A_r)\gamma_c + A_r\gamma_s \quad (4.5)$$

- c_{ort} : iyileştirilen zemin için ortalama kohezyon
 c_c : arazideki zemin kohezyonu
 c_s : taş kolon kohezyonu
 τ_{ort} : taş kolon etrafındaki zeminin ortalama kayma mukavemeti
 S_r : kayma yüzeyinin eğimine göre o noktadaki gerilme oranı
 $S_{rv} : \sigma_s / \sigma_c$, taş kolondaki gerilmenin arazi zeminine oranı
 $A_r : \pi d^2 / 4 S^2$; kare dizi için, $\pi d^2 / 4 (S^2 \cos 30^\circ)$; üçgen dizi için
 τ_c : arazi zemininin kayma mukavemeti
 τ_s : taş kolonun kayma mukavemeti
 σ_c : taş kolonun ağırlığına ($\tau_s z$) ve uygulanan yüke göre efektif normal gerilme ($\tau_s z + s \mu_s$)
 σ_s : arazi zeminindeki normal gerilme
 α : kayma yüzeyinin yatayla eğimi
 $\mu_s : S_{rv} / (1 + (S_{rv} - 1) A_r)$
 ϕ_s : taşın içsel sürtünme açısı
 ϕ_c : arazi zemininin kayma mukavemeti açısı
 ϕ_{ort} : iyileştirilmiş zeminin ortalama kayma mukavemeti açısı
 γ_{ort} : iyileştirilmiş zeminin ortalama birim hacim ağırlığı
 γ_c : arazi zemininin birim hacim ağırlığı
 γ_s : taşın birim hacim ağırlığı



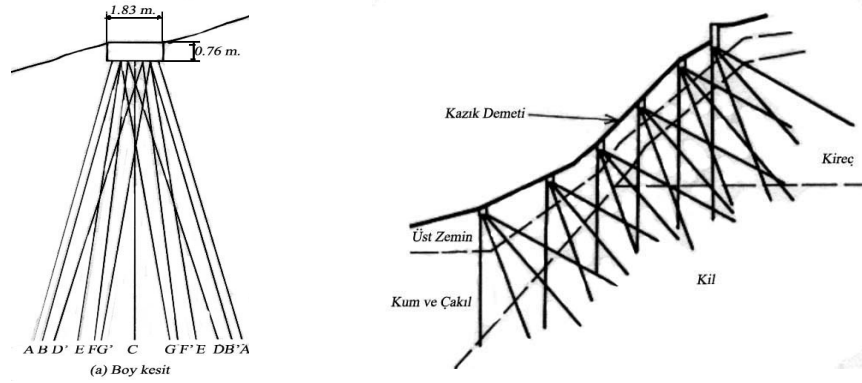
Şekil 4.8 Taş kolonların dizayn metodolojisi a)Japon metodu için şekil
b) Taş kolon iyileştirme limitleri(Abramson ve diğ., 1996)



Şekil 4.9 Taş kolon kesiti (Abramson ve diğ., 1996)

4.5.3 Mini-kazıklar

Şevde küçük kazıklar ağı oluşturulmasıyla da şev stabilitesi artırılabilir. Mini kazıkların yapımı pahalı olabilmesine rağmen dar alanlarda küçük ekipmanlarla inşa edilebilirler. Ayrıca stabilizasyonun bozulmasının farkedilmeye başlandığı andan itibaren inşa edilebilmeleri avantaj sağlar. Mini kazıkların yerleştirilmesi sırasında şevin stabilitesinde belirgin bir bozulma görülmez. Kazıktaki kayma ve çekme gerilmelerinin zamanla kazık başlığındaki betonda çatlama yaratabileceği ve bu durumun uzun süreli stabilite için sorun çıkarabileceği unutulmamalıdır. Mini kazık kesiti Şekil 4.10'da verilmiştir (Bromhead, 1986).



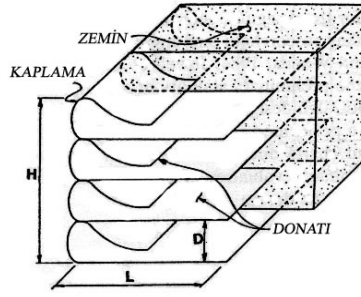
Şekil 4.10 Mini kazık kesitleri (Bromhead, 1986)

4.5.4 Geofabrik Uygulaması

Geotekstiller özellikle güvenli olmayan diklikte şevler istendiğinde ve göçmenin önceden yaşandığı şevlerde kullanılırlar. Geotekstillerin düşük elastisite modülleri projelendirmede %5-%10'a varan şekil değiştirme oranlarında çalışılabilmelerine

olarak sađlar. Toptan stabilite analizinde geotekstil malzeme rijit bir malzeme gibi dűşűnűlűr. (Abramson ve diđ., 1996).

Geotekstil yapıların iç stabilite analizinde zemin mukavemetinin potansiyel bir gűçme yüzeyi boyunca hareketlendiđi ve gűçmenin sıyrılma ya da kırılma şeklinde olduđu varsayılır. Yaklaşımlar kayma kuvvetinin hareketlenme biçimi ve gűçme yüzeyinin şeklinde farklılık gösterir(Abramson ve diđ., 1996).



Şekil 4.11 Geosentetikle gűçlendirilmiş bir Őevin Őematik kesiti(Abramson ve diđ., 1996)

Şekil 4.11’de kesiti verilen geotekstilli Şevlerin stabilite analizleri limit denge teoremlerinin değiştirilmiş Őekilleriyle yapılır. Kayma yüzeyleri yer olarak aynı olmasa da Şevin donatısız durumdaki haline benzemektedir(dairesel, log-spiral, kırıklı doğru). Taşıma kapasitesi geosentetik malzemenin mukavemeti veya sıyrılma kuvvetinden küçük olan değerdir(Abramson ve diğ., 1996).

Tasarım için değişik araştırmacılar tarafından basitleştirilmiş diyagramlar sunulmuştur. Diyagramlar geosentetik yapıların ön stabilitesini hesaplamak için kullanılabilirler. Dizayn aşamasının sonraki kısmı için Christopher ve Lechinsky tarafından önerilen prosedűr takip edilebilir(Abramson ve diđ., 1996).

Arme toprak yapılarıdaki korozyon etkisi gibi geofabrik ve geogrid yapılar da zamanla sűnmeye maruz kalabilirler(Abramson ve diđ., 1996).

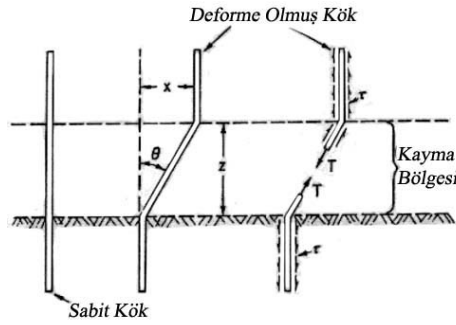
4.6. Yűzeysel Kaymanın Bitkilerle Kontrolű

Bitkiler zeminde aşığıdaki biçimlerde stabilizasyonu arttırıcı etkiye sahiptir:

- Rűzgar hızını azaltarak

- Şemsiye ya da kalkan etkisiyle
- Yüzey akıntısını geciktirerek
- Emme etkisiyle zemin nemini azaltarak
- İnfiltrasyonla
- Köklerin sağladığı donatı etkisiyle

Köklerin donatı etkisi için teorik bir model(Şekil 4.12) Gray(1978) tarafından önerilmiştir. Model zemin matrisinin içine yerleşmiş, başlangıçta kayma yüzeyine dik olarak yönelmiş bir elastik kök veya lifi kapsar. Zemin deformasyonu kökteki yanal deformasyon tarafından önlenmektedir (Bromhead, 1986).



Şekil 4.12 Sığ kaymanın bitkilerle kontrolü (Bromhead, 1986)

Zemin kayma mukavemeti açısının kök donatılandırmasından etkilenmediği varsayılarak analiz şu şekilde yapılmıştır(Bromhead, 1986);

$$S_R = t_R (\cos \theta \tan \phi + \sin \theta) \quad (4.6)$$

S_R : kayma direncindeki artış

t_R : liflerin zemin birim alanına göre ortalama kayma mukavemeti

Laboratuar testlerinin gösterdiğine göre parantez içindeki terim öngörülen zemin kayma mukavemeti açılarından etkilenmemekte ve şu denklem elde edilmektedir(Bromhead, 1986):

$$S_R = 1.15 t_R = 1.15 T_R (A_R / A) \quad (4.7)$$

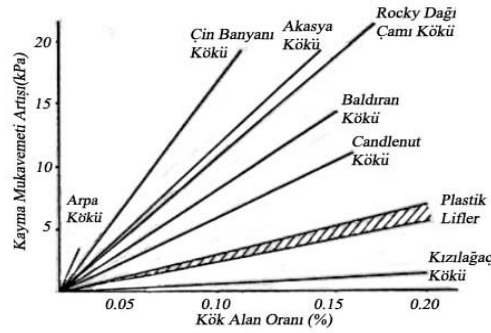
T_R : lif veya köklerin ortalama kayma mukavemeti

A_R : toplam kök kesit alanı

A : toplam kayma kesit alanı

A_R / A : kök alan oranı

Denklem (4.7) köklerin kayma mukavemetine katkısında yalnızca kök yoğunluğu ve mukavemetinin bilinmesiyle bir hesap yapılabilmesine olanak tanımaktadır. Modelin varsayımlarına göre kökler kayma yüzeyine diktir , elastisite modülleri etkili bir çekme kuvveti uygulayacak kadar büyüktür ve sıyrılma olmamaktadır. Eğik kökler için modeller de üretilmiştir(Bromhead, 1986).



Şekil 4.13 Kök alan oranı-kayma mukavemeti artım ilişkisi (Bromhead, 1986)

Bitkilerin zemin mukavemetine etkisi arazi ve laboratuvar deneyleriyle de kanıtlanmıştır. Greenway (1987) tarafından arazi ve laboratuvar testlerinden faydalanılarak oluşturulan grafik Şekil 4.13' de gösterilmiştir(Bromhead, 1986).

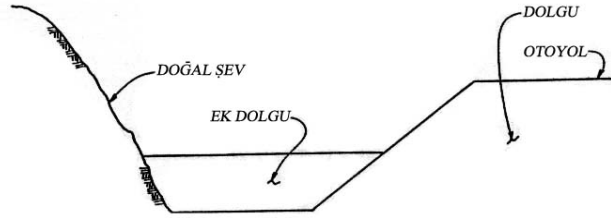
4.7. Payandalama

Payandalama şevdaki kaydırın kuvvetleri öne alma ya da karşılama için dış bir sistemi devreye sokarak yapılan bir işlemdir. Payandalar ek dolgulardan, kayma dişlerinden, mekanik olarak stabilize edilen dolgulardan, ve pneusoldan oluşur(Abramson ve diğ., 1996).

4.7.1. Ek Dolgular

Ek dolgular(Şekil 4.14) şevin topuğunda kaymayı önlemeye yetecek gerekli ağırlığı sağlamak için kullanılırlar. Ek dolgu gerekli ağırlığı sağlamak ve kendisi herhangi bir kaymaya yol açmamak için dikkatli bir şekilde tasarlanmalıdır. Ek dolgunun en

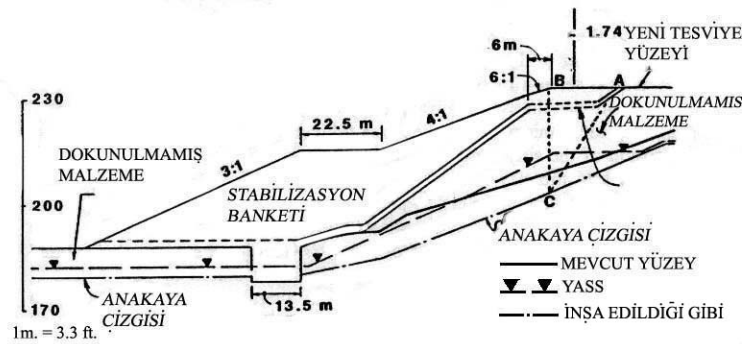
güvenli olduğu inşa şekli şekildeki gibi dolgudan doğal bir tepe ya da sedde uzandığı durumdur. Dolguları stabilize etmede kullanılan ek dolgular potansiyel kayma yüzeylerinin uzunluk ve derinliklerini de artırır ve kaymaya karşı koyan momentleri yükseltirler(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.14 Ek dolgu (Abramson ve diğ., 1996)

4.7.2. Kayma Dişleri

Kayma dişleri bazen ek dolgu ya da kayalık toprak payandasına ilave kayma direnci kazandırmak için kullanılırlar. Kayma dişinin esas amacı kritik kayma dairesini aşağıya, daha mukavim zemin tabakasına doğru itmektir. Uygulama sağlam tabakanın yalnızca birkaç metre derinde bulunduğu durumlarda oldukça faydalıdır. Kayma dişinin inşası şev topuğunda bir kanal açılmasını gerektirir(Şekil 4.15). İnşa sırasında şev güvenliği kanal için bir kuşaklama sistemi ve küçük parçalar halinde kazılarla sağlanabilir(Abramson ve diğ., 1996).



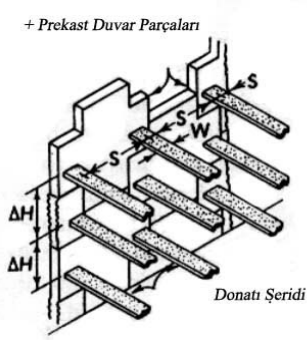
Şekil 4.15 Kayma dişi kesiti(Abramson ve diğ., 1996)

4.7.3. Toprak Arme Duvarlar

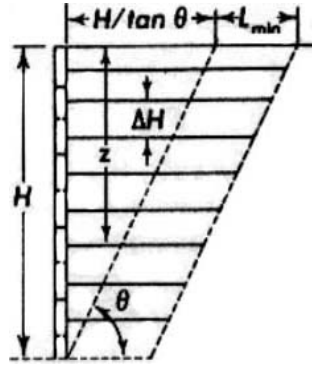
Toprak arme duvarlar şeve donatı şeritleri ve şev malzemesi arasındaki sürtünmeden doğan bir mukavemet kazandırır. Sistemde prekast betonarme ya da çelikten yapılma, donatı çeliğine bağlı yüzey panelleri mevcuttur. Duvar ön yüzü çoğunlukla

diktir. Toprak arme duvarların stabilite hesaplarında iç ve dış stabilite göz önüne alınır. İç stabilite donatının kendi ağırlığı ve uygulanan yükler altında stabil kalabilmesidir. Donatı boy ve aralıkları kayma ile göçmeyecek ve zeminden sıyrılmayacak şekilde belirlenmelidir. Dış stabilite hesapları istinat duvarındakilerle aynıdır(Abramson ve diğ., 1996).

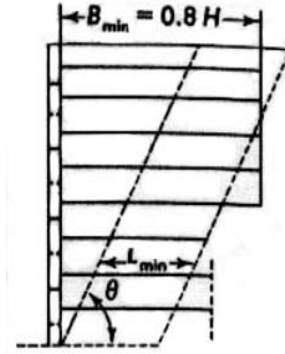
Bu tür duvarlarda(Şekil 4.16) çoğunlukla granüler arka dolgu kullanılmaktadır. Killi ve yerel zeminlerin kullanımında doymuş halde sıyrılma kapasitesinde %70'e varan azalmalar oluşacağı için dikkatli olunmalıdır(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.16 Parçalı prekast duvar arkası donatı genişliği ve aralığı (Abramson ve diğ., 1996)



Şekil 4.17 Minimum donatı uzunluğu L_{min} (Abramson ve diğ., 1996)



Şekil 4.18 Toptan stabilite için donatı $L_{ort} > L_{min}$ (Abramson ve diğ., 1996)

Yanal basınç katsayısı K ile, duvar üst seviyesinden z kadar aşağıda S ve ΔH la belirlenen yüzey elemanına gelen P yükü;

$$P = k\gamma z S \Delta H \quad (4.8)$$

W genişliğindeki, L uzunluğundaki metal şeridin üst ve alt yüzleri tarafından yaratılan sürtünme kuvveti (δ : arka dolgunun sürtünme açısı):

$$F = 2LW\gamma z \tan \delta \quad (4.9)$$

$$F_s P = F \quad (4.10)$$

$$F_s k\gamma z S \Delta H = 2LW\gamma z \tan \delta \quad (4.11)$$

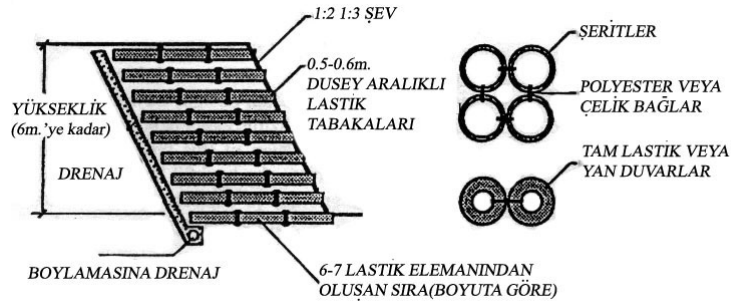
Gerekli donatı uzunluğu L_{min} P yi uygun bir güvenlik katsayısı F_s (genelde 1.5~2) ile çarparak ve denklemleri eşitleyerek bulunur(Abramson ve diğ., 1996):

$$L_{\min} = \frac{F_s k S \Delta H}{2W \tan \delta} \quad (4.12)$$

Minimum ve toptan stabilite içine gerekli donatı uzunluğunun şematik gösterimi Şekil 4.17 ve Şekil 4.18’de mevcuttur.

4.7.4. Pneusol(Lastik Toprak)

Pneusol arme topraklardaki metaller yerine eski otomobil lastikleri de şev donatısı olarak kullanılabilir. Tasarım aşaması diğer mekanik olarak stabilize edilmiş zeminlerdeki gibi iç dış ve toptan stabilite aşamaları olmak üzere üçe ayrılır. Lastik toprak kesiti Şekil 4.19’da görülmektedir(Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.19 Lastik toprak kesiti (Abramson ve diğ., 1996)

4.8. Zemini Sıkılaştırma

4.8.1. Sıkıştırılmış Zemin-Çimento Dolgusu

Sıkıştırılmış çimento dolgusu yerel zeminin çimentoyla karıştırılmasıyla elde edilir. İyileştirme çalışmaları için zemin-çimento dolgusu göçmüş bir zeminde bir kiriş oluşturarak stabilize eden kuvvetleri arttırabilir(Abramson ve diğ., 1996).

Karışımındaki çimento oranı arttıkça zemin kayma mukavemeti de önemli derecede artar. Karışım oranları belirli bir zemin tipi ve mukavemet değeri için labaratuarda belirlenir. Geçmiş veriler ve labaratuvar testlerinin incelenmesi şev stabilizasyonu için 1’e 10 ağırlık oranında karışımın çimento ve 25-125 lb/in² kohesif mukavemet oluşturabilmek için kullanılabileceğini ortaya koymuştur. Çimento sahadaki kohezyonsuz zeminlerle daha iyi karışabildiği için metodun kohezyonsuz zeminlerde

kullanılması daha uygundur. Çimento enjeksiyonu zeminin permeabilitesini de düşüreceği için yöntemin uygulandığı durumlarda drenaj için gerekli önlemler alınmalıdır(Abramson ve diğ., 1996).

4.8.2. Elektro-ozmoz

Elektro-ozmoz stabiliteyi etkilemede drenaj gibi suyun hareketini kullanır. Drenajdan farkı suyun yer çekimi etkisi yerine empoze edilen bir elektrik alanı sayesinde hareketlendirilmesidir. Suyun hareketi potansiyel farkı tarafından sağlanır ve anoddan katoda doğrudur. Uygulamanın en uygun olduğu zeminler dane çapı 0.0002 ile 0.002 inç arasında değişen killi zeminlerdir. Su killi zeminden ayrıldıkça zeminde sertleşme görülür bu da şevde kullanma durumunda güvenlik katsayısını arttıran bir etkidir. Yüksek voltajda suda hidroliz gözlenir. Bu nedenle doğru voltaj seviyesini belirlemek için arazi deneyleri yapılmalıdır. Pahalı bir yöntem olmakla beraber elektro-ozmoz sıradışı durumlar için uygulanabilir bir seçenektir(Abramson ve diğ., 1996).

Elektro ozmoz düşük reaktiviteli kil muhtevası olan siltli zeminlerde geçici, reaktif zeminlerde ise kalıcı stabilizasyon için uygundur. (Bromhead, 1986)

4.8.3. Termal İyileştirme

Yöntem Romanya(Beles ve Stanculescu, 1958) ve A.B.D.'de (Hausmann, 1990) şev stabilizasyonu için kullanılmıştır. Yüksek ısı uygulaması dolgu ya da şevin tüm suyunu kaybetmesini sağlar. Romanya'da uygulanan methodda iki delik açılarak birinden boşaltılan benzinin yakılmasıyla çıkan gazların diğerinden çıkması sağlanmıştır. Tekniğin uygulamaları sınırlı olup yüksek enerji ihtiyacı nedeniyle ancak özel durumlarda kullanılabilmektedir(Abramson ve diğ., 1996).

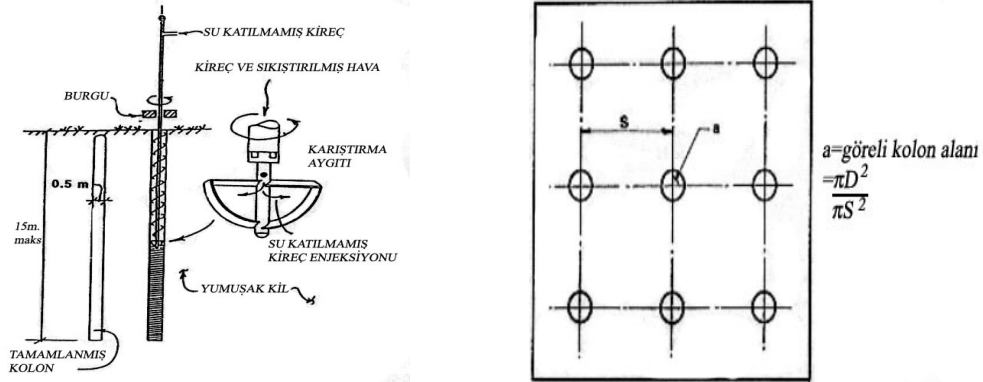
4.8.4. Enjeksiyon

Enjeksiyon zemindeki çatlak veya boşluklardaki suyun yerini çimento harcının almasıyla etki eder. Harç zemindeki yerleştirildiği bölgeleri sertleştirerek stabil bir iskelet yaratır. Enjeksiyon basıncı etraftaki boşluklara enjeksiyon malzemesinin yerleşebilmesini sağlamak amacıyla çoğunlukla jeolojik basınçtan daha yüksektir(Abramson ve diğ., 1996).

Etkili bir enjeksiyon için kayma yüzeyinin derinlik ve formu bilinmelidir. Enjeksiyon deliklerinin aralıkları 3~4.5 metre arasında değişir. Enjeksiyon başlangıçta şev topuğuna gerekli desteği sağlayabilmek amacıyla en alt sıradan başlamalıdır. Enjeksiyon başlarında boşluk suyu basıncında bir artma olabileceği unutulmamalıdır (Abramson ve diğ., 1996).

4.8.5. Kireç Kazıkları

Killi ve siltli zeminlerde zemine kireç kolonlarının enjekte edilmesi zemin mukavemetini arttırıcı bir rol oynayabilmektedir. Kumlu zeminlerde etkili olmayan metotta diskli bir dönel burguyla kayma yüzeyinin altındaki bir derinliğe inilip yoğrulmuş zemin kolonu yaratılır. Yöntemin bir dezavantajı yük taşıyabilir duruma gelinebilmesi için uygulamanın üstünden 80 günlük bir sürenin geçmesi gerekliliğidir. Zemin içine çakılan kazıkların aksine kireç kazıklar dikey drenaj ünitesi olarak da çalışacağından uygulamadan sonra boşluk suyunun dağılması kolay olmaktadır (Abramson ve diğ., 1996).



Şekil 4.20 Kireç kazığı kesit ve plan görünümü (Abramson ve diğ., 1996)

Şekil 4.20’de kesit ve plan görünümü verilmiş olan kireç kazıklarından dolayı potansiyel kayma yüzeyi boyunca zeminde oluşan ortalama kayma mukavemeti artışını belirleyen denklem aşağıdaki gibidir (Abramson ve diğ., 1996):

$$c_{ort} = c_u (1 - a) + \frac{S_{kol}}{a} \quad (4.13)$$

c_u : laboratuvar veya saha testleriyle belirlenen zeminin drenajsız kayma mukavemeti

S_{kol} : kolonlar içindeki stabilize edilmiş kilin ortalama kayma mukavemeti

a: göreceli kolon alanı

Stabilize edilmiş zeminin kayma mukavemeti s_{kol} , jeolojik yüke ve kolonların çevredeki zemine göre göreceli sıkılığına bağlıdır. Broms (1991) kayma mukavemeti hesabında toplam jeolojik yük ve kayma mukavemeti açısı 30^0 kullanılmasını önermiştir. Zeminin hesaplanmış kayma mukavemeti $c_{kol-maks}$, kil matrisindeki zeminin kayma mukavemeti değerini aşmamalıdır. Kireç kazıklarının aralıkları ve stabilizasyon gerektiren yumuşak kil hacmi şev stabilitesini değişik potansiyel kayma yüzeyleri boyunca analiz edilerek bulunabilir. Broms'a göre 1.3~1.5 arası bir güvenlik katsayısı yeterli olacaktır. Serbest basınç deneylerine göre zamanla artan stabilize edilmiş zeminin drenajsız kayma mukavemeti 1 yıl içinde 15~30 ton/m² değerlerine ulaşabilir(Abramson ve diğ.,1996).

4.8.6. Önkonsolidasyon

Sürşarj dolgusuyla killi zeminlerin mukavemeti arttırılabilir. Bazı durumlarda geotekstil veya kum drenajla beraber de kullanılabilen yöntem yumuşak temel zemini üzerine oturan dolgu zeminleri için kullanışlıdır. Metodun mantığı inşa aşamalarında oluşacak konsolidasyonun bir kısmının önceden gerçekleştirilmesidir. Oluşumun zaman alacağı durumlarda önkonsolidasyon boşluk basınçlarının daha erken dağılabilmesi için drenajla beraber kullanılır (Abramson ve diğ.,1996).

5. ŞEV STABİLİTESİNİN KAZIKLARLA SAĞLANMASINDA HESAP METODLARI

5.1. Giriş

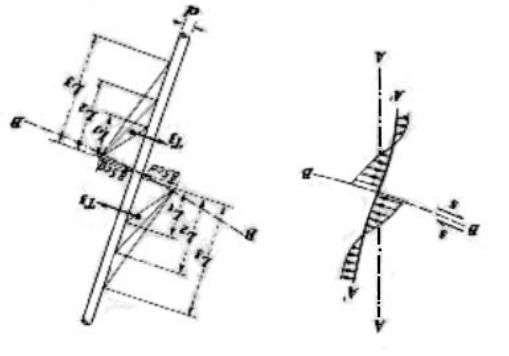
Şev stabilitesinin kazıklarla sağlanmasında kazık-zemin sürtünmesinin şevin göçmesini önleyici kuvvetleri arttırması esastır. Şevdeki kazık uygulamasında tek sıra kazık kullanılabildiği gibi özellikle geniş alana yayılan şevlerde çoklu kazık sırası da kullanılabilir.

Kazık boyunca var olan bu sürtünme kuvveti kazık aralığı, çapı gibi kazık parametrelerine bağlı olduğu gibi kayma mukavemeti açısı, kohezyon gibi zemin parametreleriyle de ilişkilidir. Genelde kazık derinliğinin lineer bir fonksiyonu olarak kabul edilen kuvvet dağılımını teorik veya deneysel metodlara dayanan formüllerle hesaplamak mümkündür.

5.2. Zemin İçindeki Pasif Kazıklara Gelen Yanal İtki

5.2.1. Yumuşak Zeminlerde Kazıkların Vidalama Etkisi

J. Brinch Hansen konu üzerinde tamamen teorik varsayımlara dayanan bir çalışma yapmıştır. Hansen'in önerisi kohezyonlu plastik bir kütle içine doğru hareket eden vidaya gösterilen direncin birim boy için $p = 11.4hc$ olacağıdır. Denklemden h kazık çapı, c ise kohezyon değerini temsil etmektedir. Hansen daha sonra kayma yüzeyini kesen kısa ve rijit bir vidayı analiz etmiş, vidanın dolayısıyla kazığın ileteceği kuvveti $T = 0.414pa$ olarak hesaplamıştır. Denklemden p kazık boyunca zemin reaksiyonunu temsil eder. Vida uzunluğu olan a değerinin her bir kazık için nasıl hesaplanacağı belirtilmemiştir. Analizde zemin reaksiyonlarının Şekil 5.1'deki gibi dağıldığı varsayılmış ancak reaksiyonlar vida uzunluğu boyunca aynı p şiddetinde alınmıştır (Tschebotarioff, 1973).



Şekil 5.1 Kazık boyunca (a) muhtemel ve (b) model testlerinden elde edilen sonuçlara göre basitleştirilmiş gerilme dağılımı(Tschebotarioff, 1973).

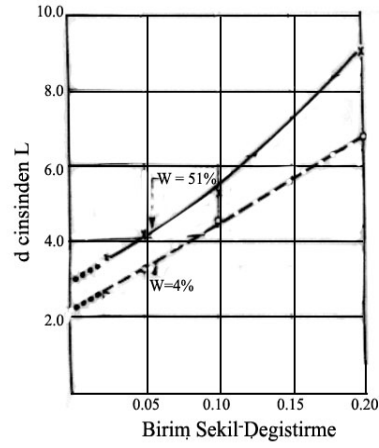
Tschebotarioff'un dikdörtgensel kanca çubuklar üzerinde yürüttüğü McKenzie's(1955) model deneyine göre ise Hansen'in bulduğu $p=8.4hc$ değeri $p=11.4hc'$ ne küçültülmelidir. Denklemden $h=d$ =kanca çap veya boyudur (Tschebotarioff, 1973).

Daha sonra Dastidar(1956) içine 153 mm. uzunluğunda ve 3.2 mm çapında model ahşap kazıkların yerleştirildiği 102 mm çaplı plastik kil silindirleri üzerinde bir dizi kesme kutusu ve serbest basınç deneyi yapmıştır. Deneyde sayıları 4 ve 16 arasında değişen 4d, 6d ve 8d aralığındaki kazıklarla donatılı silindirlerin yanında kazıksız silindirler de test edilmiştir(Tschebotarioff, 1973).

Deneylerde siyah, yüksek derecede sıkışabilir, tamamen yoğrulmuş ve su eklemesiyle homojenleştirilmiş kil kullanılmıştır. Kilin likit ve plastik limitleri sırasıyla %92 ve %30 idi. Ana maddesi kireçtaşı olan kilin baz kil minerali montmorillonite idi. Kil %66 kil materyali, %22 silt ve %12 kum ihtiva ediyordu(Tschebotarioff, 1973).

Deneylerde kazıkların vida etkisinin araştırılması için kazıklı ve kazıksız durumlardaki direnç karşılaştırılmış ve direncin kazık aralığı kazık çapının 4 katı ; 4d'den az olmamak üzere aralıktan bağımsız ve kazık sayısı ile doğru orantılı olduğu bulunmuştur. Daha sonra kazık boyunca gerilme dağılımı ile ilgili kazık başına kayma gerilmesi (T)'nin Şekil 5.1'deki maksimum değeri $p_m=8.5.cd$ olan bir basınç üçgeniyle temsil edilebileceğini varsayılmıştır. Üçgenin denklemi $T=p_m/2$ 'dir (Tschebotarioff, 1973).

Kazık başına gelen kayma gerilmesinin (T) birim şekil değiştirme ile ilişkisi Şekil 5.2’de gösterilmiştir.



Şekil 5.2 Serbest basınç deneyinde T kuvvetinin birim şekil değiştirme ile ilişkisi

Kesme kutusu ve serbest basınç deneylerinde değişik su muhtevalarındaki kil numunelerinde elde edilen noktalar ve Hansen’in tamamen teorik denkleminin birleştirilmesi sonucunda ise kazıktan ek olarak iletilen kayma gerilmesi $T = 12.7cd^2$ olarak elde edilmiştir(Tschebotarioff, 1973).

Şeve yerleştirilen kazıklardan iletilen ek momentin formülü ise denklem (5.1) ile ifade edilmektedir(Tschebotarioff, 1973).

$$M_k = nTR \quad (5.1)$$

Denklemde:

M_k : kazıklardan dolayı şeve iletilen ek moment

n : silindirik kayma yüzeyine yerleştirilmiş kazık sayısı

R : silindirik kayma yüzeyi yarı çapı

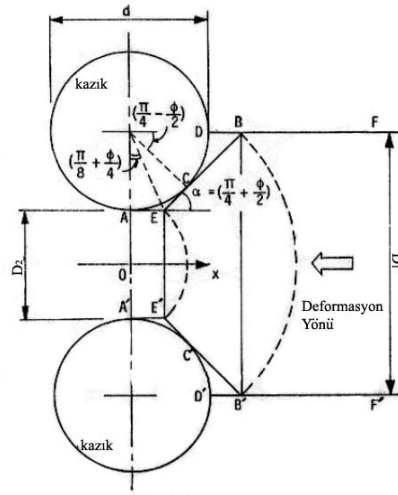
5.2.2. Ito ve Matsui Metodu

Ito ve Matsui(1975) Plastik deformasyon ve Plastik Akış teorilerine dayanarak kazıklara gelen yanal toprak basıncını hesaplamışlardır(Ito ve Matsui, 1975).

5.2.2.1. Plastik Deformasyon Teorisi

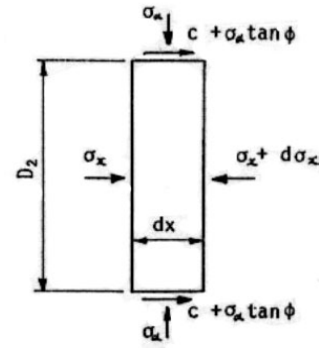
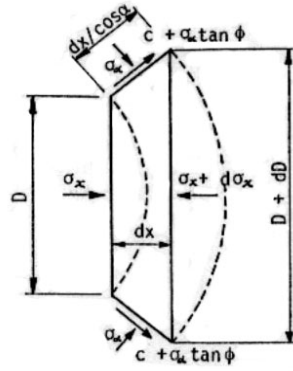
Plastik Deformasyon Teorisine göre yanal toprak basıncını hesaplamak için şu varsayımlar yapılmıştır. İki kazık, $ACDFD'A'C'A'$ arasındaki Şekil 5.3'deki zemin göz önüne alınmıştır (Ito ve Matsui, 1975).

- Zemin tabakası deforme olduğunda AEB , $A'E'B'$ çizgileri arasında 2 kayma yüzeyi oluşur. Kayma yüzeylerinde $\overline{EB}$ ve $\overline{E'B'}$ x eksenine $(\pi/4 + \phi/2)$ açısını yapar.
- Zemin tabakası yalnızca kazıkların hemen etrafındaki $AEBB'E'A'$ da plastik haldedir. Bu bölgede Mohr-Culomb akma kriterleri uygulanır. Zemin tabakası plastik katı olarak temsil edilir.
- Derinlik boyunca zemin tabakası düzlem şekil değiştirme konumundadır.
- AEB ve $A'E'B'$ yüzeylerine sürtünme kuvvetleri etkise bile $AEBB'E'A'$ deki gerilme dağılımı yüzeylerde sürtünme kuvveti yokmuş gibidir.
- Kazıklar rijittir.



Şekil 5.3 Kazıkların hemen çevresindeki zeminin plastik deformasyonu(Ito ve Matsui, 1975)

Deforme olan zemin elemanlarına etkiyen gerilmeler Şekil 5.4 ve Şekil 5.5'de gösterilmektedir.



Şekil 5.4 Küçük, plastik deforme olan zemin elemanı EBB'E' (Ito ve Matsui, 1975) Şekil 5.5 Küçük, plastik deforme olan zemin elemanı AEE'A' (Ito ve Matsui, 1975)

Kazıklara gelen basınç deformasyon yönü boyunca sınır koşulları göz önüne alınarak AA' ve BB' düzlemleri arasındaki basınç farkı olarak hesaplanmıştır. Kazıklara gelen yanal yük denklem (5.2)' nin derinlik boyunca integrasyonu ile hesaplanır:

$$\begin{aligned}
 p &= cD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \\
 &\left[\frac{1}{N_\varphi \tan \varphi} \left\{ \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - 2N_\varphi^{1/2} \tan \varphi - 1 \right\} + \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} \right] \\
 &- c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \varphi + 2N_\varphi^{1/2} + N_\varphi^{-1/2}}{N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1} - 2D_2 N_\varphi^{-1/2} \right\} \\
 &+ \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (5.2)
 \end{aligned}$$

Denklemden:

$$N_\varphi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (5.3)$$

Kohezyonsuz zemillerde yukarıdaki denkleme (c=0) yerleştirilerek birim boya gelen toprak basıncı denklemi şu şekilde bulunur (Ito ve Matsui, 1975):

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\varphi^{1/2} \tan \varphi + N_\varphi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\varphi \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \quad (5.4a)$$

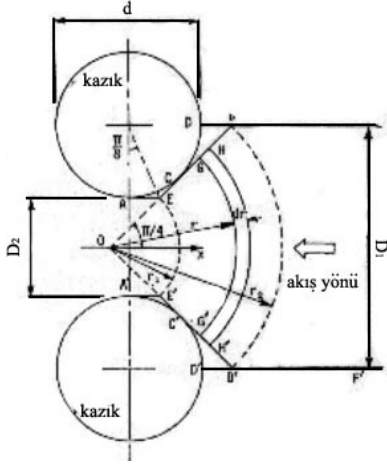
Kohezyonlu zeminlerde ise toprak basıncını veren denklem aşağıdaki gibidir(Ito ve Matsui, 1975):

$$p = c \left\{ D_1 \left(3 \log \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - 2(D_1 - D_2) \right\} + \gamma z (D_1 - D_2) \quad (5.4b)$$

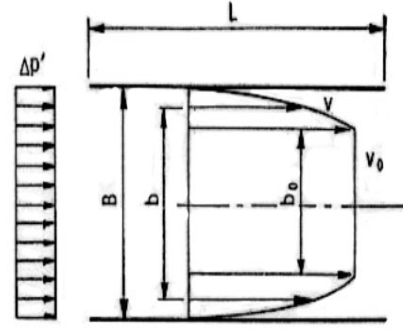
5.2.2.2. Plastik Akış Teorisi

Teoride Şekil 5.6'daki ACDF'F'D'C'A' kazıkları arasında akan zemin incelenmiştir. Yanal kuvveti plastik akış teorisiyle hesaplamak için yapılan varsayımlar şunlardır(Ito ve Matsui, 1975):

- Kazıkların hemen etrafındaki AEBB'E'A' bölgesinde visko-plastik bir akış oluşur, EBB'E' bölgesinde akış yönü O merkezine yöneliktir. $\overline{EB}$ ve $\overline{E'B'}$ doğruları x eksenine $\pi/4$ açısı yapar.
- Zemin tabakası kararlı haldedir ve visko plastik katı (Birmingham katısı, τ_y ve η_p) olarak temsil edilir.
- Zemin tabakası derinlik doğrultusunda üniform akıştaadır.
- $\overline{GH}$ ve $\overline{G'H'}$ dilimlerine küçük kil elemanı GHH'G' tarafından belirli bir r yarıçapında iletilen kuvvet toprak basıncı ve $\overline{GG'}$ genişlikli bir kanalda oluşan visko-plastik akıştan gelen kuvvetlerin toplamı olarak bulunabilir.
- Kazıklar rijittir.



Şekil 5.6 Kazıkların hemen çevresindeki zeminde plastik akış durumu (Ito ve Matsui,1975)



Şekil 5.7 Düzgün tabanlı bir kanalda plastik akış durumu (Ito ve Matsui, 1975)

Kazıklara gelen yanal yükler kazıklar arası zemin akışının düzgün tabanlı bir boruda(Şekil 5.7), üstünde bir p basıncı olan plastik akışkanın akışı gibi modellenmesiyle bulunmuştur. Visko plastik akış teorisine göre kazığa birim boyda gelen yük(Ito ve Matsui, 1975):

$$p = \sqrt{2m\tau_y} \left\{ \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} - \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} + \log \frac{D_1 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_1^2}} \right)}{D_2 \left(1 + \sqrt{1 + \frac{m}{2\tau_y D_2^2}} \right)} \right\} + (D_1 - D_2) \left\{ \frac{(\sqrt{2} - 1)\pi^2 m}{8D_2^2} + (\sqrt{2} - 1) \sqrt{\left(\frac{\pi^2 m}{8D_2^2} \right)^2 + \frac{\pi^2 m \tau_y}{4D_2^2} + \frac{m}{D_2 D_1} + \sqrt{2}\tau_y - 2c + \gamma z} \right\} \quad (5.5)$$

Denklemde:

$$m = \frac{16\eta_p v_1 D_1}{\pi^2} \quad (5.6)$$

η_p : plastik viskozite

v_1 : BB' yüzeyi boyunca hız

D_1 : bir sıra kazığının eksenden eksene uzaklığı

5.2.2.3. Ito ve Matsui Metoduyla Hesaplanan Yanal İtkinin Ölçülen Değerlerle Uyumu

Ito ve Matsui(1975) iki teoriye dayanarak elde ettikleri yanal basınç formüllerinin kullanılabilirliğini Japonya'daki Katamachi, Higashitono ve Kamayama heyelan alanlarına yerleştirilen kazıklarda sensörlerle ölçülen Fukumoto (1972, 1973) yanal basınç değerleriyle test etmişlerdir(Ito ve Matsui, 1975).

Heyelan bölgelerinde çapı 300 mm ve çeper kalınlığı 60 mm olan dar betonarme kazıklar kullanılmış olup bölge zemini birkaç metre kalınlığında kil tabakası ve çamur kili taşlarından oluşmaktadır. Bölge zeminiyle ilgili değerler Tablo 5.1'de verilmiştir(Ito ve Matsui, 1975).

Tablo 5.1-Plastik deforme olan zemin özellikleri(Ito ve Matsui, 1975)

kazık zemin sabiti	Katamachi B	Kamiyama		Higashitono	
		No.1	No.2	No.2	No.3
birim hacim ağırlığı γ (t/m ³)	1.9	1.9	1.9	1.9	1.9
kayma muk. açısı	2	0	0	0	0
kohezyon c (kg/cm ²)	0.25	0.41	0.41	0.44	0.51
akma gerilmesi τ_y (kg/cm ²)	0.17~0.29	0.29~0.41	0.37~0.41	0.17~0.44	0.17~0.51
akış hızı ve plastik hız çarpımı $v_1 v_p$ (kg/cm ²)	$3.8 \times 10^{-7} \sim 6.1 \times 10^{-1}$	$3.8 \times 10^{-7} \sim 2.6 \times 10^1$	$3.8 \times 10^{-2} \sim 2.6 \times 10^1$	$3.8 \times 10^{-2} \sim 6 \times 10^1$	$3.8 \times 10^{-2} \sim 5.5 \times 10^1$

Yapılan hesaplar sonucunda elde edilen sonuçlar sensörlerle ölçülen yanal kuvvet değerleriyle uyumlu sonuçlar vermiştir. Akma gerilmesi τ_y ve plastik viskozite v_p değerleri bölgenin zemin profili için yeterli güvenilirlikte hesaplanamadığından plastik akış teorisine göre hesaplanan değerler plastik deformasyon teorisiyle hesaplanan değerlere göre daha kaba sonuçlar vermiştir. Ancak her iki teoriyle de hesaplanan kuvvetler gerçek değerlerle uyum içindedir(Ito ve Matsui, 1975)

5.2.3. De Beer ve Carpentier Metodu

Dee Beer ve Carpentier(1977) Ito ve Matsui'nin ortaya attığı plastik deformasyon teorisini geliştirmişlerdir. Metoda göre kazığın birim boyuna etkiyen toprak basıncını veren denklemler şu şekildedir(Fırat ve Kutanis, 2000):

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)} e^{\frac{D_1 - D_2}{D_2} F_2(\varphi)} - D_2 \right] + c \cot g \varphi \left[D_1 \frac{\left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)}}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) e^{\frac{D_1 - D_2}{D_2} F_2(\varphi)} - D_1 - D_2 \frac{1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi}{N_\varphi} + D_2 \right] \quad (5.7)$$

Denklemdede:

$$F_1(\varphi) = \frac{N_\varphi}{\tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} (1 - \sin \varphi) \tan \varphi + N_\varphi (1 - \sin \varphi) - 1 \quad (5.8a)$$

$$F_2(\varphi) = \frac{1 - \sin^2 \varphi}{1 + \sin^2 \varphi} \tan \varphi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\varphi}{4} \right) \quad (5.8b)$$

Kazık boyunca yanal toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için (c=0)

$$p = \frac{\gamma z}{N_\varphi} \left(1 + \frac{\sin \varphi}{2} N_\varphi \right) \left[D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{F_1(\varphi)} e^{\frac{D_1 - D_2}{D_2} F_2(\varphi)} - D_2 \right] \quad (5.9a)$$

kohezyonlu zeminler içinse ($\phi=0$):

$$p = c \left[D_1 \left(2 \ln \frac{D_1}{D_2} + \frac{D_1 - D_2}{D_2} \tan \frac{\pi}{8} \right) - \frac{3}{2} (D_1 - D_2) \right] + (D_1 - D_2) \gamma z \quad (5.9b)$$

5.2.4. Visko-Plastik Akışkan Teorisi

Fırat (1998) tarafından önerilen teorenin kabülleri aşağıdaki gibidir (Fırat ve Kutunis, 2000):

- Visko-plastik akışkan 2 boyutlu olup derinlik boyunca üniformdur.
- Kazıyı geçen akışkan aynı seviyede sabit ve simetriktir.
- Akışkan sıkıştırılmaz.
- Tamamen viskoz akışkan modeli kullanılmıştır.
- Zemin tabakası, akma gerilmesi τ_y ve plastik viskozite η_p ile birlikte Bingham plastik model yaklaşımıyla temsil edilmiştir.

- Kazığa etkiyen kuvvet kazık gövdesine dik etkir.

Kazığın birim boyuna etkiyen toprak basıncının denklemi aşağıdaki gibidir:

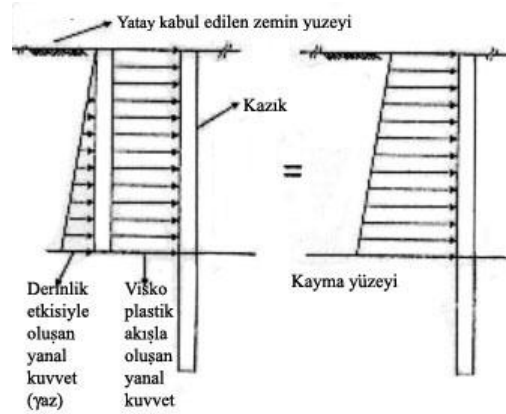
$$F = \frac{2}{Re} \int_0^{\pi} \left(\eta \omega - \frac{\partial}{\partial \varepsilon} (\eta \omega) \right) \sin \theta d\theta \quad (5.10)$$

Denklemdede:

ω : kazığın birim boyuna etkiyen yanal kuvvet

d: kazığın çapıdır.

Yanal kuvvetteki derinlik etkisi $\omega = \gamma dz$ formülüyle belirtilen ek bir kuvveti visko plastik akışkan ile oluşan yanal kuvvete eklenmesiyle heesaba katılır. Derinlikten dolayı kazığa etkiyen kuvvetin grafik olarak gösterimi Şekil 5.8’de mevcuttur(Fırat ve Kutanis, 2000).



Şekil 5.8 Derinlik etkisinin yanal kuvvet hesabına eklenmesi (Fırat ve Kutanis, 2000)

5.3. Kazıklı Hal İçin Şev Stabilitesi Analizi

5.3.1. Sürtünme Dairesi Metodu

Hassiotis ve diğ. (1997) sürtünme dairesi metoduyla yaptıkları analizde tepe ve topuk göçmeleri için sırasıyla şu denklemleri elde etmişlerdir: (Hassiotis ve diğ., 1997)

$$\frac{c_a}{F_c \gamma H} = \frac{E - \frac{12F_k}{\gamma H^3} \left[\frac{\cos(CEO)}{\sin \nu} \frac{H}{2} \csc x \csc y \sin \phi + OG \right]}{6 \csc x^2 \csc y \sin \phi \left[\frac{\cos x}{\sin \nu} + \csc(u - \nu) \cos(x - \nu) \right]} \quad (5.11a)$$

ve

$$\frac{c_a}{F_k \gamma H} = \frac{(E + 6\eta^2 + 6\eta \sin \phi \csc x \csc y) - \frac{12F_k}{\gamma H^3} A}{6 \csc x^2 \csc y \sin \phi \left[\frac{\cos x}{\sin \nu} + \csc(u - \nu) \cos(x - \nu) \right]} \quad (5.11b)$$

Denklemlerde:

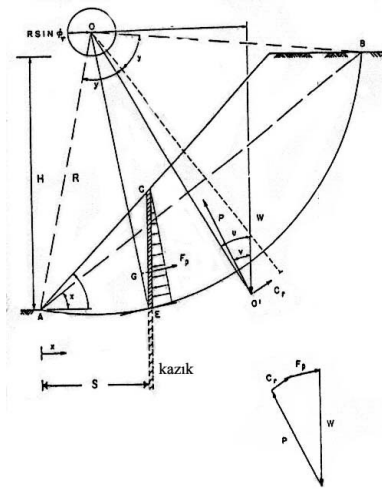
$$E = 1 - 2 (\cot^2 i + 3 \cot i \cot x - 3 \cot i \cot y + 3 \cot x \cot y) \quad (5.12)$$

F_k : kazıklarla sağlanan kuvvet

CEO: F_k 'nın yatayla yaptığı açı

OG: F_k 'nın moment kolu

u : Şekil 5.9'da gösterilen açı

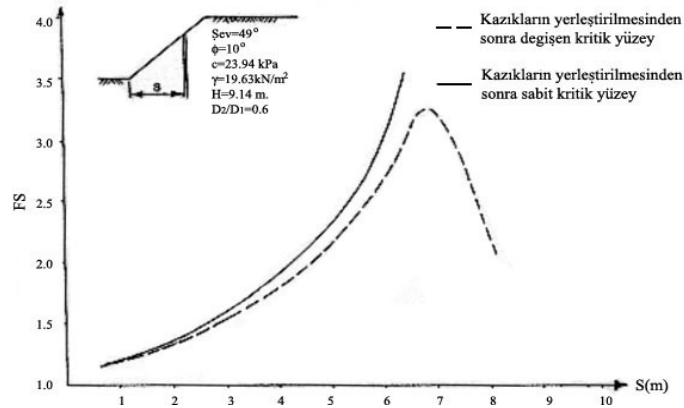


Şekil 5.9 Kazıkla iyileştirilmiş halde şeve etkiyen kuvvetler (Hassiotis ve diğ.,1997)

Hassiotis ve diğ. (1997) yaptıkları çalışmada kazıklardan iletilen kuvveti Ito ve Matsui(1975) denklemiyle hesaplamış, bu şekilde hesaplanan F_p kuvvetinin ancak zeminde çok büyük deformasyonlar oluşması halinde (göçme durumu) tamamen mobilize olacağını belirtmişlerdir. Çözülen örnekte F_m , mobilize olan yatay kuvvet tanımını kullanmış, bu kuvveti F_p 'nin bir kesiri ($F_m = F_p/a$) olarak

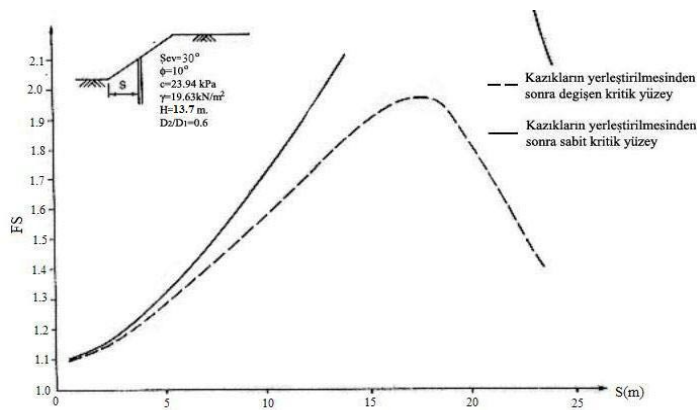
tanımlamışlardır.”a” katsayısı deformasyonla ters orantılı olan şev güvenlik katsayısı F_C ’ye eşit alınmıştır(Hassiotis ve diğ.,1997).

Hassiotis ve diğ. (1997) araştırmalarında ayrıca kazık sırası yeri güvenlik katsayısı ilişkisi de elde etmişlerdir. Elde edilen kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkileri dik bir şev için Şekil 5.10, sığ bir şev içinse Şekil 5.11’de gösterilmiştir(Hassiotis ve diğ., 1997).



Şekil 5.10 Dik bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi(Hassiotis ve diğ.,1997)

Dik bir şev için kritik yüzey derinde kalmakta ve güvenlik katsayısı kazık sırası şev tepesine çok yakınlığa kadar yükselmektedir. Dik bir şevde kazık sırası daha yüksek bir güvenlik katsayısının elde edilebilmesi için tepeye sığ bir şevden daha yakın konulmalıdır(Hassiotis ve diğ.,1997).



Şekil 5.11 Sığ bir şev için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi (Hassiotis ve diğ.,1997)

5.3.2. Shakunianz Denklemi

Ginzburg(1986) kazıklı şev analizi metodları için yaptığı teorik ve deneysel metodların karşılaştırmasında Shakunianz denklemini güvenilirliği en yüksek metod olarak belirlemiştir. Shakunianz denklemine göre Şekil 5.12'deki kazıklarla güçlendirilmiş bir şevin güvenlik katsayısını aşağıdaki denklem belirtmektedir (Zâaruba ve Vojtěch, 1982):

$$FS = \frac{\sum_{n=1}^p (P_n \cos \alpha_n \tan \phi_n + c_n l_n) \frac{\cos \phi_n}{\cos(\alpha_n - \phi_n)}}{\sum_{n=1}^p (P_n \sin \alpha_n + Q_{\xi n} + j_n) \frac{\cos \phi_n}{\cos(\alpha_n - \phi_n)}} \quad (5.13)$$

$$q = \sum_{n=1}^p \left[K_z (P_n \sin \alpha_n + Q_{\xi n} + j_n) - (P_n \cos \alpha_n \tan \phi_n + c_n l_n) \right] \frac{\cos \phi_n}{\cos(\alpha_n - \phi_n)} \quad (5.14)$$

Denklemlerde:

q: 1m. dilim genişliğine gelen toprak basıncı

P_n: bir heyelan bloğunun ağırlığı(kN)

p: heyelan bloğunun dilimlendiği toplam parça sayısı

φ_n: şev topuğundaki zeminin kayma mukavemeti açısı

α_n: kayan parça topuğunun yatayla yaptığı açı

Q_{ξn}=μP_n denklemiyle belirtilen sismik etki

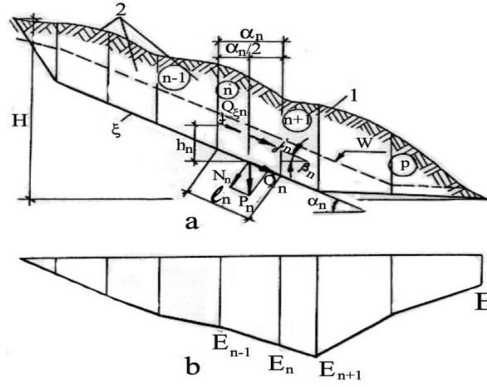
μ: bölgenin depremselliğine göre belirlenen sismik katsayı

j_n=α_nh_nγ_wsinβ_n denklemiyle belirtilen hidro dinamik basınç

h_n: kayan blokun suya doygun kısmının ortalama yüksekliği

γ_n: suyun birim hacim ağırlığı(kN/m³)

β_n: hidro dinamik basınç toplam itkisinin yatayla yaptığı açı (Zâaruba ve Vojtěch, 1982)



Şekil 5.12 Toplam şev mekanizması ve heyelan basınç diyagramı (Zâaruba ve Vojtěch, 1982)

5.3.3. Basitleştirilmiş Bishop Metodu

Cai ve Ugai (2000) sonlu elemanlar analiziyle karşılaştırmalı olarak yürüttükleri çalışmada Basitleştirilmiş Bishop(1955) metoduna kazıkla iyileştirme etkisini şu şekilde katmışlardır(Cai ve Ugai, 2000):

$$FS = \frac{M_R + M_k}{M_D} \quad (5.15)$$

Denklemde M_R , M_P ve M_D sırasıyla zeminin kaymaya karşı direnci, kazıklardan dolayı kaymaya karşı oluşan kuvvet ve şevi kaymaya yönelten kuvvetlerdir. Kazıkların şeve ilettiği kuvvetin denklemi ise şu şekilde belirtilmiştir(Cai ve Ugai, 2000):

$$M_k = \frac{F_k R \cos \theta}{D_1 FS} \quad (5.16)$$

Denklemde:

M_k : kazıklardan şeve iletilen moment

F_k : kazıklardan şeve iletilen kuvvet

D_1 : kazık eksenel açıklığı

FS : şevin kazıklı güvenlik katsayısı

θ : kayma dairesi tabanında, kazık kayma dairesi kesişiminde yatayla kayma dairesi arasındaki açı (Cai ve Ugai, 2000)

5.3.4. Sonlu Elemanlar Analizi

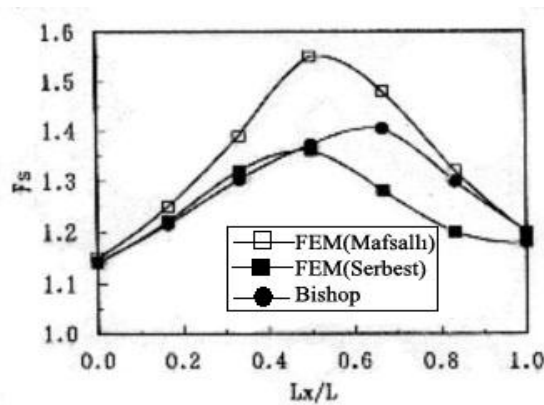
Cai ve Ugai (2000) sonlu elemanlar analizinde azaltılmış kayma mukavemeti parametrelerini esas almışlardır. Yöntemde kayma mukavemeti parameteleri azaltma katsayısı olarak F 'e bölünmektedirler(Cai ve Ugai, 2000):

$$c_F = \frac{c}{F} \quad (5.17a)$$

$$\phi_F = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi}{F} \right) \quad (5.17b)$$

Kazıklı sonlu elemanlar analizinde kayma mukavemeti azaltma katsayısı F , 1'den küçük olduğunda şev tamamen zemin danelerinden oluşur. F 1'e ulaşırken kazık civarındaki malzeme zeminden kazığa dönüşür. Malzeme değişirken kazık gerilmeleri sıfır kabul edilir. Daha sonra kayma mukavemeti azaltma katsayısı şev göçene kadar yükselmeye devam eder(Cai ve Ugai, 2000):

Cai ve Ugai'nin serbest ve mafsallı kazık başı durumunda sonlu elemanlar analiziyle ve Bishop yöntemiyle yaptığı analizde ortaya çıkan kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi Şekil 5.13'de gösterilmiştir. Bishop yönteminde ortaya çıkan kazıkların şev tepesine yaklaştıkça maksimum güvenlik katsayısı elde edilmesi durumu Ito ve diğ.(1979) ve Hassiotis ve diğ. (1997) 'nin limit denge metodlarıyla elde ettiği sonuçlarla aynıdır. Kazıklar şevin alt kısmına yerleştirildiklerinde kayan kütlemin sığ olması sebebiyle kazıklar üstündeki basınç kazık başı mafsallı olduğunda bile pozitifdir(Cai ve Ugai, 2000).



Şekil 5.13 Cai ve Ugai (2000) çalışmasına göre kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi(Cai ve Ugai, 2000)

6. SAYISAL DEĞERLERLE SİSMİK DEPLASMAN HESABI

6.1. Giriş

Depremlili durumda deplasman hesabında kullanılan ampirik yöntemler arasındaki sonuç farklılıklarını ortaya koymak için “Edushake” programında bulunan örnek deprem akselogramlarının şev anakayasına etkidiği varsayılmış, bu depremlere ait değerler ve farklı kritik ivme değerleri deplasman formüllerine uygulanarak sonuçlar karşılaştırılmıştır.

6. 2. Deplasman Hesabında Kullanılan Sismik Veri, Formül ve Parametreler

Deplasman hesaplamalarında “Edushake” programında bulunan 6 adet deprem kaydına ait veriler kullanılmıştır, bu deprem kayıtları sırasıyla El Centro, Topanga, Petrolia, Taft, Treas ve Yerba deprem kayıtlarıdır.

Karşılaştırma için 7 adet ampirik deplasman formülü seçilmiş olup formül seçiminde formülde kullanılan parametrelerin elde edilebilirliği ve formülün kritik ivme değeri hesaplanabilen her şeve uygulanabilir olması dikkate alınmıştır. Buna göre karşılaştırma için Newmark(1965), Ambraseys ve Menu(1988), Yegian ve diğ.(1991), Ambraseys ve Srbulov(1995), Jibson ve diğ.(1994), Luzi ve Pergalani(2000) ve Jibson ve diğ. (1998) formülleri seçilmiştir.

Kullanılan formüller dikkate alındığında sismik deplasman hesabı için gereken parametreler a_c kritik deprem ivmesi, a_{maks} maksimum deprem ivmesi, V_{maks} , maksimum dalga hızı, I_a , arias şiddeti(arias intensity), M_s , deprem yüzey dalgası magnitudu, d , deprem episantrının şev uzaklığı ve h , deprem derinliğidir.

Deplasman hesabı için gerekli olan deprem dalgası maksimum ivmesi-hızı ve arias şiddeti değerleri ele alınan deprem kayıtları için Edushake programında mevcuttur. Deprem yüzey dalgası magnitudu ve episantr uzaklığı için gereken episantr

koordinatları değerleri içinse Harvard Üniversitesi sismoloji bölümünün web-veri tabanından faydalanılmıştır. Seçilen kritik ivme sayısal değerleri ise $0.05 \leq k_c \leq 0.410$ aralığındadır.

Edushake programında mevcut olmayıp da başka kaynaklardan elde edilen veriler Ambrassey ve Srbulov(1995) metoduyla sismik deplasman hesabı için gerekli olup diğer deprem kayıtlarına göre nispeten eski depremler olan El Centro depremi(1940) ve Taft ivme kaydı(1952) için elde edilememiştir. Bu yüzden Ambrassey ve Srbulov(1995) metodunda bu deprem kayıtları için hesap yapılamamıştır.

6. 3. Deplasman Hesabında Kullanılan Örnek Veri Kayıtlarının Özellikleri

6.3.1. El Centro Depremi

Deprem 18.05.1940 tarihinde Güney Kaliforniya'nın El Centro şehrinde meydana gelmiştir. Depreme ait veriler Imperial Vadisi ölçüm istasyonundan elde edilmiştir. Ölçümlerden elde edilen maksimum ivme değeri 0.34g, maksimum hız değeri 0.35 m/s, hesaplanan arias şiddeti değeri ise 1.94 m/s,'dir. Depreme ait derinlik ve yüzey dalgası magnitudu değerleri ise elde edilememiştir(Edushake).

6.3.2. Petrolia Depremi

Petrolia depremi 25.04.1992 tarihinde Kaliforniya'nın batısında meydana gelmiştir. İvme kayıtları Petrolia Fire ölçüm istasyonuna ait kayıtlardır. Kayıtlarda deprem maksimum ivmesi 0.42g, maksimum hızı 0.83 m/s olup hesaplanan arias şiddeti değeri 2.15 m/s'dir(Edushake). Depremin yüzey dalgası magnitudu 7.1'dir. Deprem derinliği 18.39 km.'dir (<http://quake.geo.berkeley.edu>). İstasyonun deprem episantırına olan uzaklığı istasyon ve deprem koordinatlarından 14 km. olarak hesaplanmıştır(http://www.cisn.org/shakemap/sc/shake/SanJacinto6.7_se/download/stationlist.txt).

6.3.3. Taft İvme Kaydı

Deprem 21.07.1952 tarihinde Güney Kaliforniya'da Kern bölgesinde meydana gelmiştir. Deprem için ölçülen maksimum ivme değeri 0.19g, maksimum hız değeri 0.19 m/s, hesaplanan arias şiddeti değeri ise 0.6 m/s'dir(Edushake).

6.3.4. Topanga İvme Kaydı

Veriler 17.01.1994 Northridge depreminin Topanga istasyonuna ait ölçüm verileridir. İstasyon verilerine göre depremin ölçülen maksimum ivme değeri 0.33g, maksimum hızı ise 0.15 m/s'dir. Arias şiddeti 1.01 m/s olarak hesaplanmıştır(Edushake). Yüzey dalgası magnitudu 6.6 olan deprem 18.39 km. derinlikte meydana gelmiştir(<http://quake.geo.berkeley.edu>). Episantrın ölçüm istasyonuna uzaklığı yaklaşık 25km.'dir ([http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng /North_M5 /TAB_3_2.RTF](http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng/North_M5/TAB_3_2.RTF))

6.3.5. Treasure Adası İvme Kaydı

İvme kaydı 17.10.1989'da Kaliforniya'nın merkezinde meydana gelen depreme aittir. Ölçüm değerleri San Fransisco-Treasure Island'daki ölçüm istasyonuna aittir. Yer hareketinin maksimum ivme değeri 0.16g, maksimum hız değeri 0.33 m/s olarak ölçülmüş, arias şiddeti ise 0.35 m/s olarak hesaplanmıştır(Edushake).

İvme kaydının ait olduğu depremin derinliği 17.29 km., yüzey dalgası magnitudu 6.9'dur(<http://quake.geo.berkeley.edu>). Deprem kaynağından ölçüm istasyonuna olan episantral uzaklık 98 km.'dir(Finn ve diğ. , 1993).

6.3.6. Yerba Buena Adası İvme Kaydı

Treasure Island ölçümleriyle aynı depreme ait olan ölçümler depreme episantr uzaklığı 95 km. olan Yerba Buena adası ölçüm istasyonundan elde edilmiştir(Finn ve diğ., 1993).

Kayıtlarda maksimum ivme değeri 0.07g, maksimum hız değeri ise 0.147 m/s olarak ölçülmüştür.Arias şiddeti 0.04 m/s olarak hesaplanmıştır(Edushake).

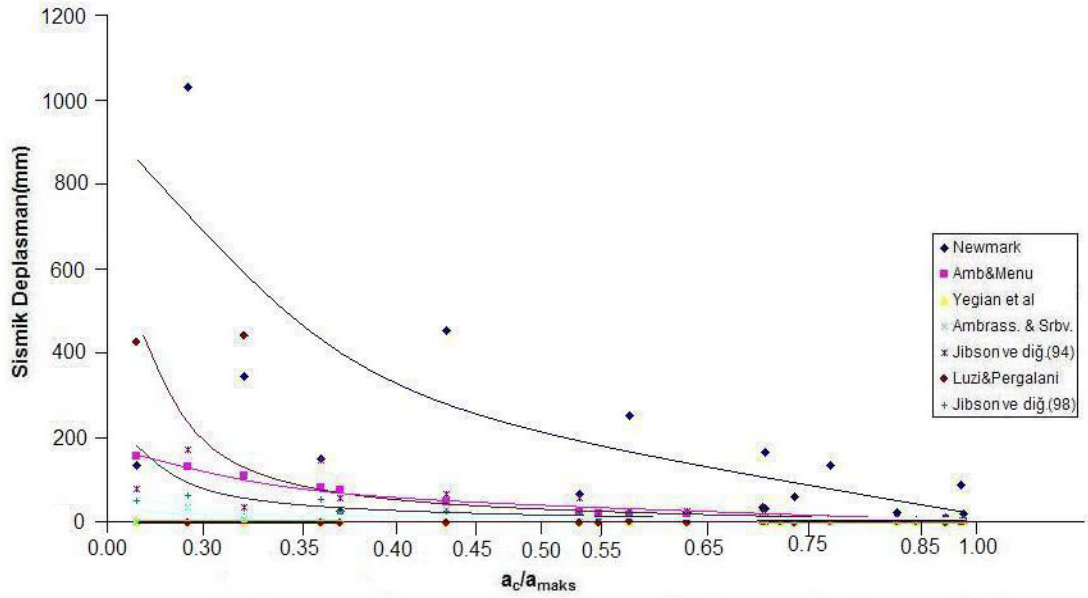
Tablo 6.1- Elde edilen kritik ivme ve deprem parametrelerine göre milimetre cinsinden hesaplanan deplasman değerleri

a_c/a_{maks}	Newmark	Amb. ve Menu	Yegian ve diğ.	Amb. ve Srbv.	Jibson vd.(94)	Luzi ve Perg.	Jibson vd(98)
0.976	88	0	0	0	2	0	5
0.979	19	0	0	-	6	0	7
0.793	134	2	0	1	7	0	8
0.882	24	0	0	-	9	0	9
0.714	165	5	0	3	11	0	10
0.909	4	0	0	0	4	0	3
0.712	37	5	0	-	23	0	13
0.576	253	17	0	10	27	0	15
0.733	6	4	0	1	9	0	5
0.532	65	23	0	-	58	0	23
0.431	453	48	0	30	68	0	28
0.953	10	0	0	-	10	0	4
0.548	12	20	0	5	23	0	9
0.353	149	82	0	-	147	0	53
0.286	1030	133	0	36	172	0	62
0.632	23	10	0	-	27	0	9
0.364	26	76	0	20	57	0	20
0.750	60	3	0	0	12	0	4
0.147	855	429	1	-	430	348	305
0.119	5930	586	2	151	501	337	358
0.263	133	157	0	-	77	425	51
0.152	151	410	1	107	167	400	114
0.313	346	109	0	8	35	440	23
0.714	31	5	0	0	1	0	1
0.015	85545	7606	12	-	855	3	30000
0.012	593015	9645	13	2141	998	4	35219
0.026	13344	3914	9	-	154	2	5022
0.015	15138	7354	12	1660	332	3	11200
0.031	34646	3204	8	217	70	2	2227
0.071	3096	1169	4	89	3	2	82

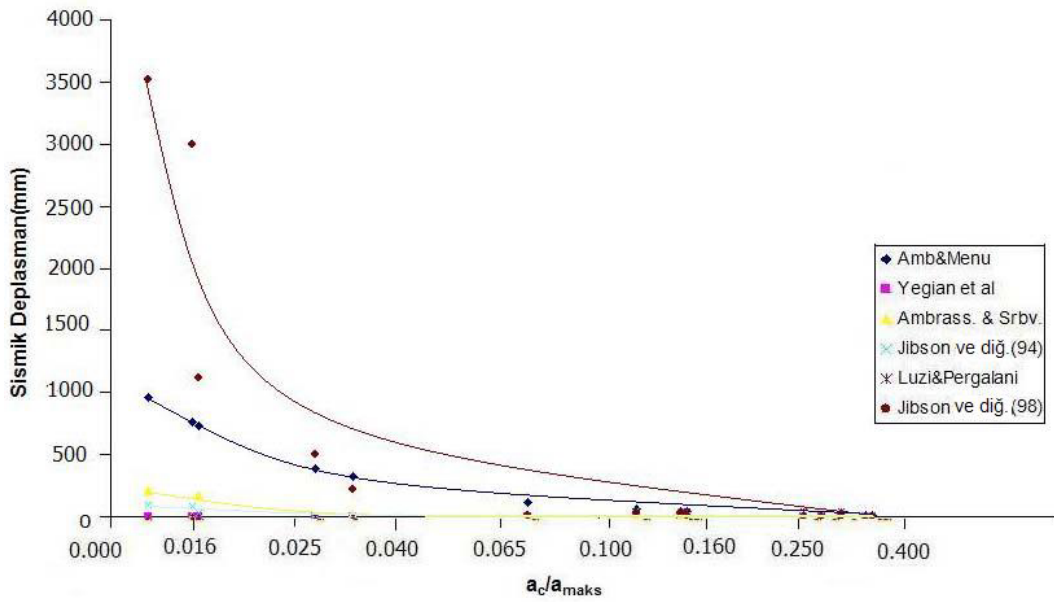
6.4. Deplasman Hesap Sonuçları

Çözümü yapılan örnek problem ve deprem verilerinin değişik formüllere göre verdiği deplasman sonuçları tablo halinde gösterilmiştir. Hesaplamalar değişik şev

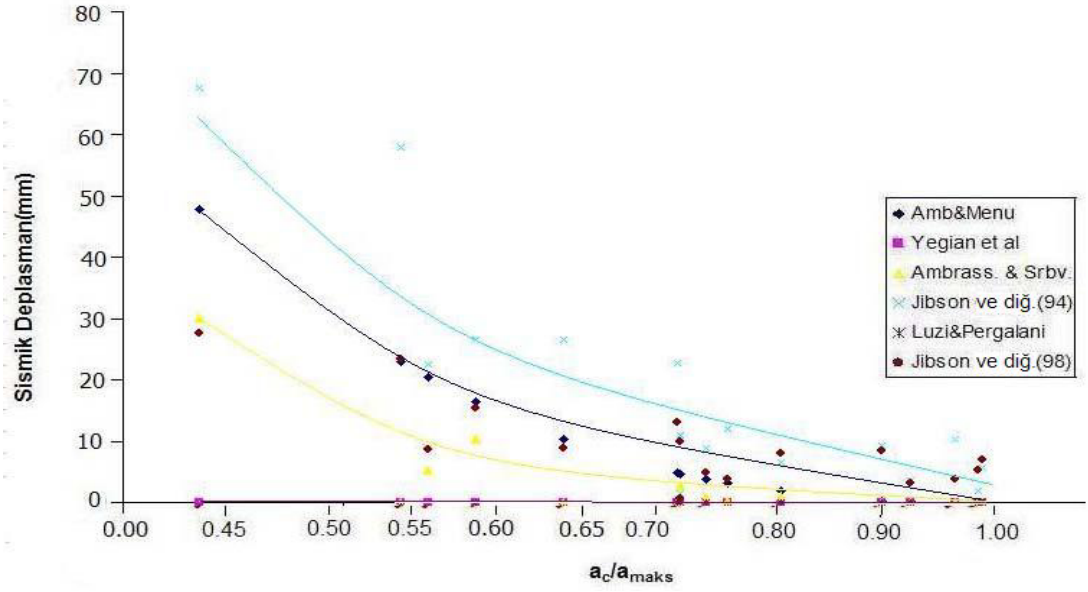
yani değişik kritik ivme verilerine göre belirli deprem kayıtları baz alınarak farklı formüllerle yapılan deplasman hesaplamaları arasındaki değişimi göstermektedir. Değişik deplasman formüllerinin verdiği sonuç farklılıklarının daha net görülebilmesi için elde edilen sonuçlara ait, Tablo 6.1’de dökümü yapılan noktalar deplasman-kritik ivme/maksimum ivme grafiğinde yerine konulmuş ve her metodun deplasman noktalarından regresyon eğrileri geçirilmiştir.



şekil 6.1 Farklı formüller için sismik deplasman- a_c/a_{maks} ilişkisi



şekil 6.2 Newmark formülü hariç formüller için sismik deplasman- a_c/a_{maks} ilişkisi($0 < a_c/a_{maks} < 0.4$)



Şekil 6.3 Newmark formülü hariç formüller için sismik deplasman- a_c/a_{maks} ilişkisi ($0.4 < a_c/a_{maks} < 1.0$)

6.5. Grafik ve Sonuçların Karşılaştırılması

Karşılaştırılan tüm analiz metodlarının incelendiği Şekil 6.1'deki grafik Newmark formülünün geçerli olduğu $a_y/a_{maks} > 0.17$ koşulunu sağlayan verileri içermektedir. Elde edilen noktalardan geçirilen eğrilerden görülebileceği gibi Newmark metodu elde edilen deplasman değerleri açısından belirgin bir şekilde üst sınırı oluşturmaktadır. Özellikle kritik ivme/maksimum deprem ivmesi değeri oranının küçük olduğu durumlarda artan bu fark sebebiyle diğer metodların daha sağlıklı bir şekilde karşılaştırılabilmesi için Newmark metoduyla elde edilen eğriyi dışarıda bırakan grafikler de çalışmaya eklenmiştir (Şekil 6.2-Şekil 6.3).

Newmark metodunu dışarıda bırakan grafikler için deprem hareketini arias şiddeti değeriyle tanımlayan Jibson ve diğ.(1994) ve Jibson ve diğ.(1998) metodları diğer metodlara göre nispeten yüksek deplasman değerleri vermiştir. Kritik ivme/maksimum deprem ivmesi değerinin 0.4'ten büyük olduğu durumlar için üst sınırı Jibson ve diğ.(1994) metodu oluştururken, bu değerin 0.4'ün altına indiği durumlar için Jibson ve diğ.(1998) yöntemi üst sınırı belirlemiştir. Ambraseys ve Srbulov(1995) ve Ambraseys ve Menu(1988) metodlarıyla elde edilen değerler ise nispeten ara değerler olarak gösterilebilir.

a_c/a_{maks} oranından bağımsız olarak tüm noktalarda sıfıra yakın değerler veren metodlar ise Yegian ve diğ.(1991) ve Luzi ve Pergalani(2000) metodlarıdır. Bu metodlarla yapılan hesaplamalar örnek veri tabanıyla bulunan deplasman miktarlarının alt sınırını oluşturmuştur.

Sonuç olarak farklı metodlarla yapılan deplasman hesabında bazı örneklerde yakın sonuçlar elde edilse de deplasman miktarı hesaplamalarında güvenli-güvensiz tanımlamalarına etki edebilecek farklılıkların olabileceği gözlenmiştir. a_c/a_{maks} oranı küçüldükçe özellikle Newmark(1965) metodu diğer metodlara oranla çok daha büyük deplasman değerleri vermektedir. Luzi ve Pergalani(2000) ile Yegian ve diğ. (1991) metodu ise bir çok örnek noktada sıfıra yakın değerler vermektedir.

7. AMBRASEYS VE SRBULOV(1995) METODUNUN VAKA ANALİZLERİNE UYGULANMASI

7.1. Giriş

Çalışmada kullanılacak Ambraseys ve Srbulov metodunun geçerliliğinin test edilmesi için metod örnek problemlerin yanında bir de gerçek depremlerle tetiklenmiş heyelanları bulunduran vaka analizleriyle denenmiştir. Formüllerin karşılaştırılmasında 16 adet vaka analizi kullanılmış, elde edilen sismik verilere göre karşılaştırması yapılan deplasman metodları kullanılarak şevde ait deplasman değerleri hesaplanmış ve hesaplanan değerler oluşan gerçek deplasman değerleriyle karşılaştırılmıştır.

7.2. Kullanılan Vaka Analizleri

7.2.1. Mayıs 1986 Depremi-Sürgü Barajı

Deprem 5.05.1986'da Doğu Anadolu Fayı üzerinde meydana gelmiştir. Deprem yüzey dalgası magnitudu 5.9, derinliği ise 10 km.'dir. Deplasman hesabı yapılan şevdepreme 10 km. uzaklıktaki Sürgü Barajı'dır. Barajda deprem sebebiyle oluşan ortalama şev deplasmanı 128 mm'dir. Baraj sahası için elde edilen maksimum deprem ivmesi ve hızı değerleri suni deprem verisi üretim programı XS ile elde edilmiştir. Analize göre elde edilen maksimum deprem ivmesi 0.5g, maksimum deprem hızı ise 0.22 m/s değerindedir. Yapılan yarı-statik analizde baraj için bulunan kritik ivme değeri 0.12g'dir(Özkan ve diğ., 1996).

7.2.2. Northridge Depremi-San Fernando Barajı

Deprem 17.01.1994 tarihinde Kaliforniya'da gerçekleşmiştir. Deprem derinliği 18.39 km., yüzey dalgası magnitudu 6.8'dir. Depremde incelenen şev Aşağı San Fernando

Barajı'dır. Baraj deprem episantırına yaklaşık 10 km. Mesafedeki Van Norman kompleksinde bulunmaktadır. Depremde barajın batı kanadında oluşan maksimum deplasman değeri 150 mm. iken doğu kanadında 80 mm. deplasman oluşmuştur. Van Norman kompleksinde Nortridge depremine ait 10 istasyonda veri alınmış ve Newmark integrasyonu ile bu verilere ait kritik ivme değerleri hesaplanmıştır. Ölçüm ve analizlerde elde edilen kritik ivme, maksimum yer ivmesi, hız ve oluşan deplasman değerleri Tablo 7.1'de gösterilmiştir(Homoud ve Tahtamoni, 2000).

Tablo 7.1-San Fernando Barajında farklı istasyon noktaları için oluşan kritik ivme maksimum ivme-hız ve deplasman değerleri

İst. No.	$a_c(g)$	$a_{maks}(g)$	$V_{maks}(m/sec)$	$u_{act}(mm)$
1	0.17	0.48	0.40	150
2	0.51	0.84	0.64	150
3	0.09	0.32	0.28	150
4	0.17	0.43	0.36	150
5	0.16	0.28	0.25	80
6	0.32	0.61	0.49	150
7	0.39	0.90	0.68	150
8	0.36	0.75	0.58	150
9	0.27	0.58	0.47	150
10	0.41	0.79	0.61	80

7.2.3. Kosta Rika Depremi-Puriscal Heyelanı

Deprem 30.06.1990'da Puriscal'ın 7 km. kuzeydoğusunda meydana gelmiştir. Dalga magnitudu 5.0 olan deprem Santiago de Puriscal kasabasında bulunan şevde 1 metreye varan deplasmanın oluşmasına yol açmıştır. Şev anakayasında oluşan maksimum deprem ivme ve hızı sırasıyla 0.16g ve 0.25 m/sec' dir. Oluşan şev deplasmanı 1000 mm.'dir. Şevin kritik ivme değeri 0.05g olarak hesaplanmıştır (Homoud ve Tahtamoni, 2000).

Deprem episantırın şeve uzaklığı yaklaşık 7 km, depremin yüzey dalgası magnitudu 5.2'dir. Deprem 8.1 km. derinlikte meydana gelmiştir(<http://quake.geo.berkeley.edu>).

7.2.4. Irpinia Depremi

Deprem 23.11.1980 tarihinde güney İtalya'da meydana gelmiştir. Depremin yüzey dalgası magnitudu 6.5'tir. Depremde incelenen heyelan Andretta kasabasının 1.5 km. güney batısında yer alan Andretta heyelanıdır. Şevdeki deplasman çoklu dönel

kayma şeklinde oluşmuştur. Ana sarsıntıdan sonra yapılan ölçümlerde heyelanın alt kısmı için deplasman değeri 500-1500 mm. Arasında değişmekteyken bu değer üst kısım için 5-15 mm. arasındadır. Şevdeki ölçüm değerleri Tablo 7.2’de verilmiştir (Homoud ve Tahtamoni, 2000).

Tablo 7.2-Andretta şevi için farklı noktalarda kritik ivme, maksimum ivme-hız ve oluşan deplasman değerleri

$a_c(g)$	$a_{maks}(g)$	$V_{maks}(m/sec)$	$u_{act}(mm)$
0.02	0.134	0.14	1500
0.04	0.161	0.12	500
0.08	0.134	0.13	15
0.10	0.134	0.14	5

Irpinia depremi yer kabuğunun 10km. altında meydana gelmiştir ([http:// quake. geo. berkeley.edu](http://quake.geo.berkeley.edu)).

7.3. Vaka Analizleri Sonuçlarının Karşılaştırılması

Karşılaştırma hesapla bulunan ve ölçülen gerçek değerler arasındaki regresyon analiziyle yapılmıştır. Regresyon analizinde n=16 olan örnek sayısı için regresyon katsayıları bulunmuş, t kontrolüyle regresyon katsayılarının geçerliliği kontrol edilmiştir. Regresyon katsayılarının bulunmasında kullanılan formül aşağıdaki gibidir(http://fym.la.asu.edu/~fym/math_physics/Error.pdf):

$$r = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{\sqrt{[n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2][n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2]}} \quad (7.1)$$

n: örnek sayısı

x: hesaplanan veri grubu

y: gerçek veri grubu

Vaka analizlerinde ölçülen gerçek deplasman değerleri ve Ambraseys ve Srbulov(1995) formülüyle hesaplanan deplasman değerleri arasındaki(Tablo 7.3) regresyon katsayısı (r) 0.76 olarak elde edilmiştir.

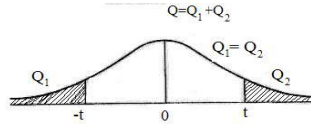
Tablo 7.3- Ambraseys ve Srbulov(1995) formülü için incelenen vaka analizlerinin değerlendirilmesi

Ambraseys ve Srbulov (1995)				
x(bulunan)	y(gerçek)	x ²	y ²	xy
32	128	1024	16384	4096
245	1500	60025	2250000	367500
68	500	4624	250000	34000
5	15	25	225	75
1	5	1	25	5
2	150	4	22500	300
5	150	25	22500	750
62	150	3844	22500	9300
34	150	1156	22500	5100
67	80	4489	6400	5360
25	150	625	22500	3750
20	150	400	22500	3000
15	150	225	22500	2250
10	150	100	22500	1500
11	80	121	6400	880
10	1000	100	1000000	10000
612	4508	76788	3709434	447866

$$t = \sqrt{\frac{n-2}{1-r^2}} \quad (7.2)$$

Regresyon analizinde yapılan t testinde t değeri (7.2) denklemiyle 4.42 olarak hesaplanmıştır. 0.001 mertebesinde Tablo 7.4’de t değeri 4.14’tür, bu da hesaplanan değerlerle gerçek değerler arasında bir ilişki olduğunu göstermektedir(Leaver ve Thomas, 1974).

Tablo 7.4-İki değ r de aynı populas-yondan olduğunda t-testi için v serbestlik derecesinde hesaplanan $|t|$ değ rinin $|t|$ yi a ma olasılığı(Leaver ve Thomas, 1974)



v	t'den nümerik olarak büyük sapma ihtimali				
	0.1	0.05	0.01	0.02	0.001
1	6.314	12.71	63.66	318.3	636.6
2	2.920	4.303	9.925	22.33	31.60
3	2.353	3.182	5.841	10.22	12.94
4	2.132	2.776	4.604	7.173	8.610
5	2.015	2.571	4.032	5.893	6.859
6	1.943	2.447	3.707	5.208	5.959
7	1.895	2.365	3.499	4.785	5.405
8	1.860	2.306	3.355	4.501	5.041
9	1.833	2.262	3.250	4.297	4.781
10	1.812	2.228	3.169	4.144	4.587
11	1.796	2.201	3.106	4.025	4.437
12	1.782	2.179	3.055	3.930	4.318
13	1.771	2.160	3.012	3.852	4.221
14	1.761	2.145	2.977	3.787	4.140
15	1.753	2.131	2.947	3.733	4.073
16	1.746	2.120	2.921	3.686	4.015
17	1.740	2.110	2.898	3.646	3.965
18	1.734	2.101	2.878	3.611	3.922
19	1.729	2.093	2.861	3.579	3.883
20	1.725	2.086	2.845	3.552	3.850
21	1.721	2.080	2.831	3.527	3.819
22	1.717	2.074	2.819	3.505	3.792
23	1.714	2.069	2.807	3.485	3.767
24	1.711	2.064	2.797	3.467	3.745
25	1.708	2.060	2.787	3.450	3.725
26	1.706	2.056	2.779	3.435	3.707
27	1.703	2.052	2.771	3.421	3.690
28	1.701	2.048	2.763	3.408	3.674
29	1.699	2.045	2.756	3.396	3.659
30	1.697	2.042	2.750	3.385	3.646
40	1.684	2.021	2.704	3.307	3.551
60	1.671	2.000	2.660	3.232	3.460
120	1.658	1.980	2.617	3.163	3.373
��	1.645	1.960	2.576	3.090	3.291

8. SİSMİK DEPLASMAN-GÜVENLİK KATSAYISI İLİŞKİSİ

8.1. Giriş

Güvenlik katsayısı ve deplasman hesabı depremden dolayı oluşan dinamik etkilere maruz bir şevin güvenliğini analiz etmek için iki farklı yaklaşımdır. Güvenlik katsayısı yaklaşımında depremin şev üzerindeki etkisini temsil eden parametre yatay ve düşey veya sadece yatay ivme olarak alınan “giriş ivmesi” değeridir. Deplasman yaklaşımında ise şevin deprem direnci kritik ivme değeriyle tanımlanır ve kullanılan formülün göz önüne aldığı deprem değerlerine göre hesap yapılır. Yapılan çalışmada iki yaklaşım arasında sınır değerler göz önüne alınarak güvenlik katsayısı yaklaşımı için giriş ivmesi değeri için kullanılacak katsayılar hesaplanmıştır.

8.2. Giriş İvmesi İçin Gereken Katsayıların Hesaplanması

Örnek problemlerdeki şevlere etkittirilen depremlerin magnitud ve episantr uzaklığı değerleri seçilmiş değerler olup bu değerlere göre şeve etkiyebilecek maksimum deprem ivmesi değeri ampirik formülle hesaplanmıştır. Maksimum deprem ivmesinin hesabında kullanılan formül Fukishima ve Tanaka'nın(1990) 28'i Japonya 15'i ABD depremleri olmak üzere 1372 yatay ivme değerini esas alarak oluşturduğu formüldür. Denklem oluşturulurken kullanılan deprem veri tabanının sınır değerleri $0.1\text{km.} < R < 300\text{ km.}$, $M_s \geq 5.8$ ve $h < 100\text{ km.}$ 'dir (Fukishima ve Tanaka,1990).

R: depremin episantr uzaklığı

M_s :deprem yüzey dalgası magnitudu

h: deprem derinliği

Fukishima ve Tanaka (1990) formülü maksimum yatay deprem ivmesini şu şekilde hesaplar:

$$\log a_{maks} = 0.41M_s - \log(R + 0.032 \times 100^{0.41M_s}) - 0.0034R + 1.30 \quad (8.1)$$

Denkleimde:

a_{maks} : maksimum yatay deprem ivmesi(g cinsinden)

M_s : deprem dalga magnitudu

R: depremin episantr uzaklığı

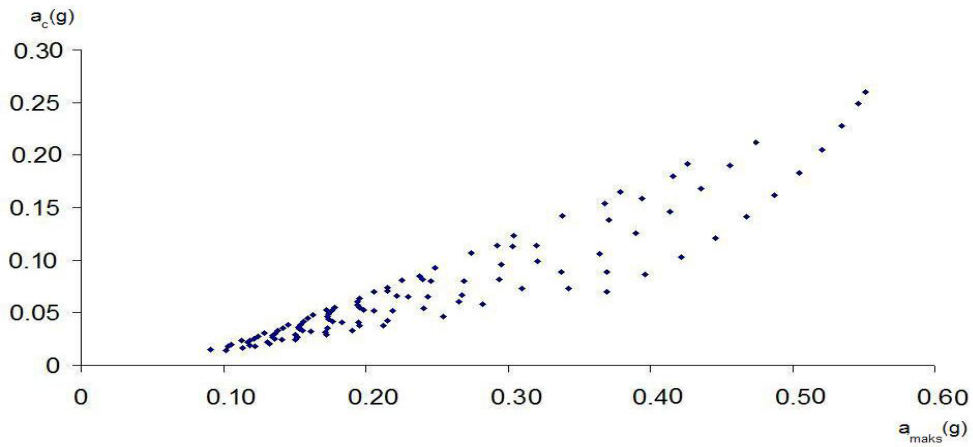
Giriş ivmesi değerlerinin deprem maksimum ivme değerine oranının bulunabilmesi için güvenlik katsayısı ve sismik deplasman arasında bir ilişki kurulması gerekmektedir. Bu ilişkinin kurulmasında her iki yaklaşım için de sınır değerler alınmış, bu sınır değerleri her iki durumda da sağlayacak giriş ivmesi/maksimum deprem ivmesi ilişkisi araştırılmıştır. Kullanılan sınır değerler yarı statik analiz için güvenlik katsayısı için 1, sismik deplasman için ise 50 mm. değerleridir. Başka bir deyişle yarı statik analizde güvenlik katsayısı 1 olarak elde edildiğinde aynı veriler için deplasman değerinin 50 mm.'e yakın ancak 50 mm.'nin altında kalması hedeflenmiştir.

Deplasman formülü olarak Ambraseys ve Srbulov(1995) formülünün kullanılmasının sebebi diğer deplasman formüllerinde kullanılan arias şiddeti, deprem yıkıcılık potansiyeli gibi parametrelerin seçilen deprem değerlerine göre bulunabilmesi için ampirik formül kullanma gerekliliğidir. Deplasmanı deprem yüzey dalgası magnitudu, sahaya uzaklık ve maksimum deprem ivmesiyle doğrudan ilişkilendiren ve oluşacak deplasman değerinin yalnızca maksimum deprem ivme ve hızı gibi pik değerlerle temsil edilmediği Ambraseys ve Srbulov(1995) formülünde ise sadece maksimum deprem ivmesi değerinin ampirik formülle hesaplanması gerekmekte ve bu değer şev deplasmanına etkiyen diğer seçilen değerlere bağlı olmaktadır. Formülün geçerliliği ise gerek Bölüm 6'da yapılan karşılaştırmada metodun diğer metodlara nazaran ara değerler vermesi, gerekse Bölüm 7'de yapılan vaka analizi çalışmasında elde edilen regresyon katsayısı ve t değerleriyle kanıtlanmıştır.

Deplasman değerlerinin hesaplanmasında kullanılan yüzey dalgası magnitudu, derinlik ve episantr uzaklığı değerleri seçilirken kullanılan deplasman ve maksimum ivme ilişkilerinin çıkartılırken kullandığı veri tabanı aralığında çalışılmıştır. Kullanılan yüzey dalgası magnitudu değerleri $5.8 \leq M_s \leq 7.7$ aralığındadır. Deprem derinliği değeri ise $h = 10$ km.'de sabit tutulmuştur. Seçilen deprem yüzey dalgası magnitudu, episantr uzaklığı ve derinliği için Fukushima ve Tanaka'nın(1990)

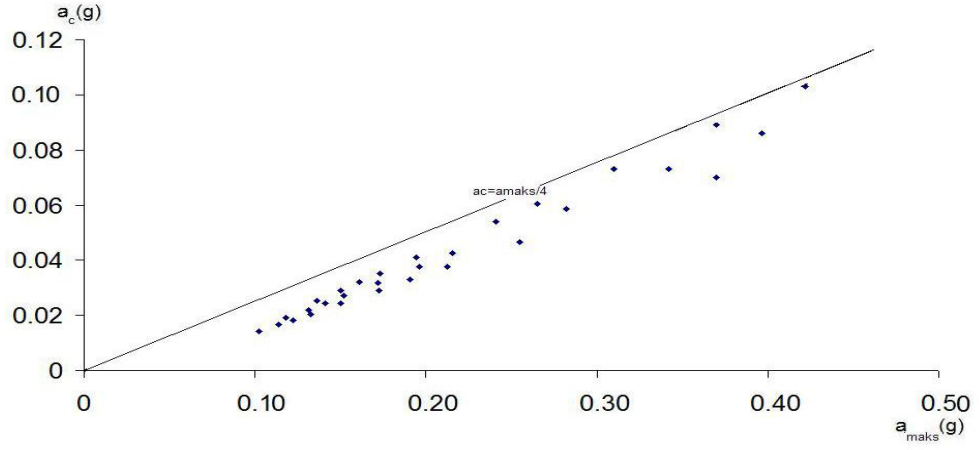
ampirik formülüyle maksimum deprem ivmesi değeri hesaplanmıştır. Gerekli olan kritik ivme değeri ise Ambraseys ve Srbulov(1995) formülünde 50 mm. sismik deplasman değerini verecek kritik ivme değeri olarak deneme yanılmayla bulunmuştur. Seçilen deprem dalga magnitudu, episantr uzaklığı, hesaplanan maksimum ivme değeri ve deneme yanılmayla elde edilen kritik şev ivmesi değerleri ekler bölümünde Tablo A.1’de verilmiştir.

Kullanılan tüm veriler için 50 mm. deplasman değerini veren kritik ivme-maksimum deprem ivmesi grafiği Şekil 8.1’de gösterilmiştir.

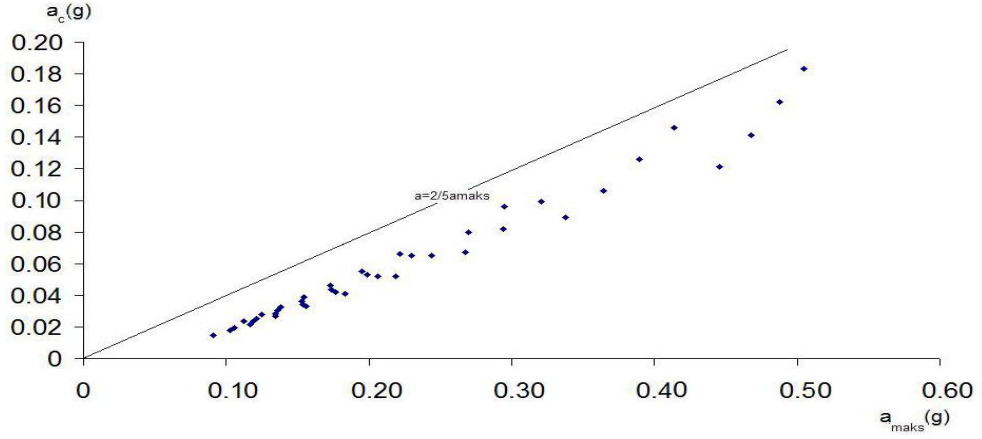


Şekil 8.1 M_s 5.8-7.7 aralığında 50 mm. Deplasman için a_c - a_{maks} ilişkisi

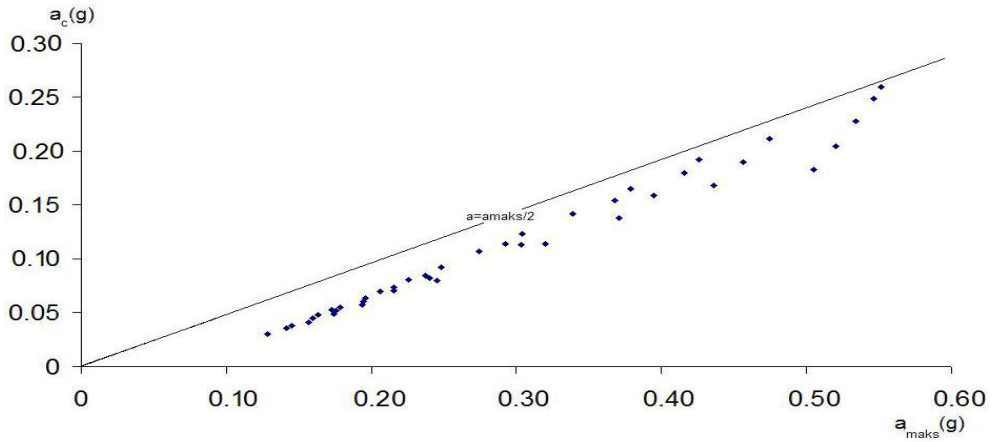
Bütün veriler değerlendirildiğinde kritik ivme-maksimum deprem ivmesi ilişkisi düzensiz bir dağılım göstermekte ve lineer kalmamaktadır. Bu yüzden a_c - a_{maks} değerleri ilişkinin lineer kaldığı deprem dalga magnitudu aralıkları için çizilmiştir. Giriş ivmesi-maksimum deprem ivmesi ilişkisine ait doğrular ise güvenlik katsayısı değerini 1 yapan deprem giriş ivmesi (k_h) değerinin 50 mm.’nin altında bir değer verecek şekilde geçirilmiştir. Unutulmaması gereken nokta ise söz konusu koşulun derinliği 10 km.’den büyük olan depremler için geçerli olacaktır. Söz konusu deprem dalga magnitudu aralıkları ve seçilen giriş ivmesi-maksimum deprem ivmesi ilişkisini belirten doğrular Şekil 8.2, Şekil 8.3 ve Şekil 8.4’de sıralanmıştır.



Şekil 8.2 M_s 5.8-6.3 aralığında 50mm. deplasman için a_c - a_{maks} ilişkisi



Şekil 8.3 M_s 6.4-7.0 aralığında 50mm. Deplasman için a_c - a_{maks} ilişkisi



Şekil 8.4 M_s 7.1-7.7 aralığında 50mm. Deplasman için a_c - a_{maks} ilişkisi

Deprem yüzey dalgası magnitudu aralığına göre geçirilen doğrulardan da anlaşılacağı gibi yarı statik analizde kullanılacak giriş ivmesi değerinin maksimum deprem ivmesine oranları şu şekilde belirlenmiştir:

$$5.8 \leq M_s \leq 6.3 \text{-----} k_h = a_{\text{maks}}/4$$

$$6.4 \leq M_s \leq 7.0 \text{-----} k_h = 2a_{\text{maks}}/5$$

$$7.1 \leq M_s \leq 7.7 \text{-----} k_h = a_{\text{maks}}/2$$

k_h : yarı statik analizde kullanılacak giriş ivmesi değeri

a_{maks} : şeye etkiyen maksimum yatay deprem ivmesi

Görüldüğü gibi şeye etki eden depremin dalga magnitudu arttıkça yarı statik analizde kullanılacak giriş ivmesi değerinin deprem maksimum yatay ivmesine oranı artmaktadır.

9. BİLGİSAYAR PROGRAMIYLA ŞEV STABİLİTESİ ANALİZİ

9.1. Giriş

Limit denge metodu kullanan şev stabilite analizi metodları programlama dili kullanılarak basit bir bilgisayar programıyla bilgisayar ortamına aktarılabilir. Programlamada yapılacak olan stabilite hesabı için gerekli şev özelliklerini belirli bir kullanıcı arabirimiyle elde edip seçilen yöntemle göre stabilite hesabını yapmaktır. Stabilite hesabı statik durumda yapılabileceği gibi deprem ve iyileştirme parametrelerini de programa katarak iyileştirilmiş ve depremli durum için de yapılabilir.

Çalışmada amaçlanan stabilite hesabının bir metin dosyası aracılığıyla fortran dilinde yazılmış bir bilgisayar programına aktarılıp statik durumda, gerektiğinde güçlendirilmiş ve depremli durumda stabilite hesabının yapılmasıdır. İyileştirme yöntemi olarak Bölüm 5’de bahsedilen kazıkla iyileştirme seçilmiş olup depremli durumda hem güvenlik katsayısına hem de deplasmana yönelik stabilite hesabı uygun görülmüştür. Program akış diyagramı

9.2. Programda Kullanılan Analiz Metodları

9.2.1. Statik Durumda Stabilite Analizi

Statik halde şevin güvenlik katsayısını hesaplayan program J.E.Bowles(1971) tarafından Fortran 77 dilinde yazılmış programın Fortran 95 dilinin bir alt kümesi olan F-World diline çevrilmiş halidir.

Program stabilite analizinde basitleştirilmiş Bishop yöntemini kullanmakta olup dairesel göçme yüzeylerini göz önüne almaktadır. Şev için farklı göçme daireleri denenmekte ve bulunan minimum güvenlik katsayısı şevin güvenlik katsayısı değeri

olarak alınmaktadır. Denenen her göçme dairesinin şev çizgileriyle kesişim noktaları bulunmakta, daireler dilimlere ayrılarak güvenlik katsayısı hesaplanmaktadır.

Şevle ilgili verilerin programa girilebilmesi için problemdeki zemin çizgileri ve kesişimlerinin numaralandırılmış olmaları gerekmektedir. Statik analiz için programa girilmesi gereken, sismik ve iyileştirmeli hal için de kullanılacak olan veriler ise şunlardır:

- Problemdeki zemin çizgisi, kesişim noktası, zemin profili, dış zemin çizgisi sayısı.
- Her bir zemin çizgisi için çizgi numarası, çizgi üzerindeki kesişim noktası sayısı, çizginin sağ ve sol uçları X ve Y koordinatları, çizgi üzerindeki kesişim noktaları numaraları.
- Problemdeki kesişim noktalarının X ve Y koordinatları.
- Her bir zemin profili için zemini sınırlayan çizgi sayısı, zemin birim hacim ağırlığı, kayma mukavemeti açısı, kohezyonu, zemin doygunluğu ve zemini sınırlandıran çizgilerin numarası, sağ ve sol kesişim numaraları.
- Denenecek kayma dairelerinin X ve Y merkez koordinatlarının sayısı.
- Kayma dairelerinin bölünebileceği maksimum dilim sayısı.
- Kayma dairelerinin başlangıç merkez koordinatları.
- Kayma dairenin dış zemin profiline giriş noktasının koordinatları.
- Kayma dairelerin merkez noktası koordinat artışları.
- Başlangıçta kullanılacak dilim genişliği.
- Çıktı dosyasının ayrıntı düzeyi.

9.2.2. Depremlı Durumda Analiz

Depremlı durumdaki tahkik Bowles tarafından yazılan programa Ambraseys ve Srbulov (1995) tarafından önerilen deplasman formülü ve aynı formül kullanılarak

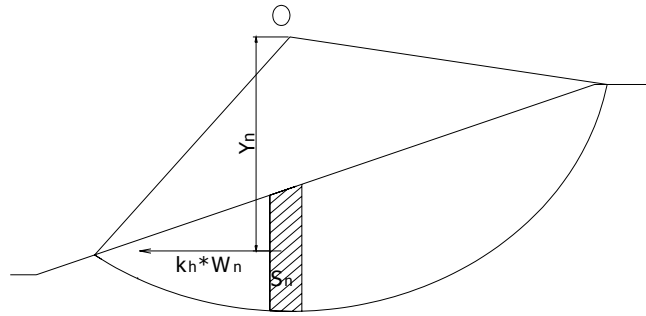
Bölüm 8’de elde edilmiş giriş ivmesi katsayıları kullanılarak yürütülen yarı statik analizle yapılmaktadır.

Sismik analiz için programa giriş verileri:

- Tasarım depreminin dalga magnitudu.
- Tasarım deprem derinliği (km).
- Tasarım depreminin sahaya episantr uzaklığı (km).

Ambraseys ve Srbulov (1995) formülünde sismik deplasmanın hesaplanması için gerekli olan bir başka parametre olan maksimum yatay deprem ivmesi, programa giriş verileri kullanılarak Bölüm 8’de de sözü edilen Fukushima ve Tanaka (1990) formülüyle elde edilmektedir.

Sismik analiz için ara bir aşama olarak şev için öncelikle kritik ivme değeri hesaplanmaktadır. Kritik ivme değerinin hesaplanabilmesi için giriş ivmesi değeri her dilimin ağırlığıyla ayrı ayrı çarpılarak şeve yatay kuvveti olarak etkittirilir. Dilim başına şeve etkileyen deprem momenti ise dilime gelen yatay deprem kuvvetinin dilim orta noktasının daire merkezine olan uzaklığıyla çarpımıdır(Şekil 9.1). Deprem sebebiyle şevi kaydıracak olan moment dilim başına gelen momentlerin toplamıdır.



Şekil 9.1 Şevde deprem etkisinin hesaba katılması

$$F_n = k_h * W_n \quad (9.1)$$

$$\sum_{n=1}^{di\ lim\ sayisi} M_n = \sum_{n=1}^{di\ lim\ sayisi} k_h * W_n * Y_n \quad (9.2)$$

Denklemlerde:

F_n : dilim başına şeve etkileyen deprem kuvveti

k_h : yerçekimi ivmesi cinsinden deprem sebebiyle şeve etkileyen yatay ivmenin yerçekimi ivmesine oranı

ΣM_n : şeve tüm dilimlerden etkileyen toplam deprem momenti

W_n : n'inci dilimin ağırlığı

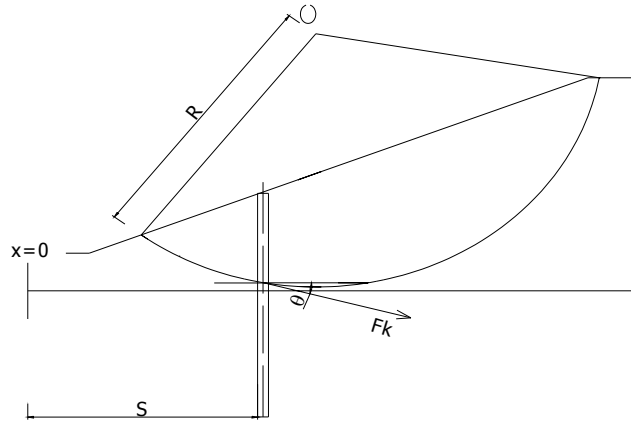
X_n : n'inci dilimin ağırlık merkezinin kayma dairesi merkezine mesafesi

Deprem etkisinde analizde unutulmaması gereken nokta analizin deprem hareketi boyunca kritik ivme değerinde herhangi bir değişme olmayacağı varsayılarak yapılmasıdır. Bu durumda analiz tekrarlı kayma gerilmeleri altında herhangi bir sıkılaşma veya kayma mukavemeti azalması göstermeyen zemin türleri için geçerli olacaktır. Ayrıca sismik etki altında boşluk suyu basıncındaki artışlar da göz önüne alınmamaktadır.

9.2.3. Kazıklı Şev İçin Analiz

Şev yamacına tek sıra kazık çakılarak şevde iyileştirmeye gidilmesi durumunda çözüm için programa girilmesi gereken veriler:

- Kazık çapı.
- Kazıklar arası net açıklık.
- Kazık sırasının x koordinatıdır.



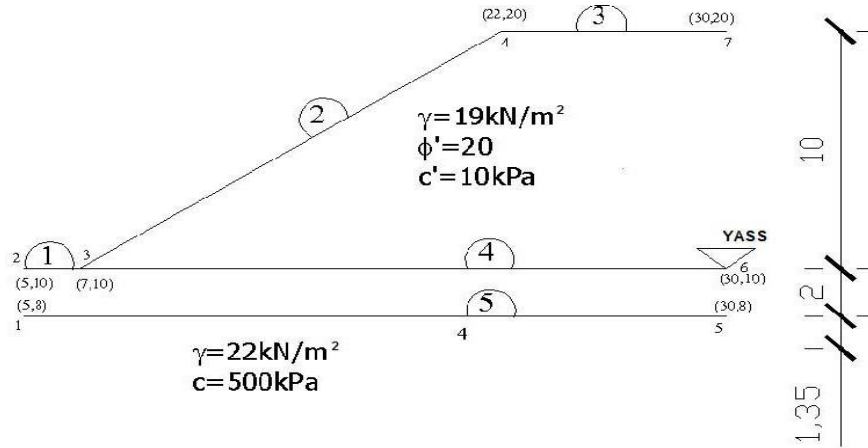
Şekil 9.2 Kazıklarla iletilen kuvvetin şeve etkisi

Kazıklarla güçlendirilmiş şevde hesap yöntemi olarak Cai ve Ugai(2000) 'nin Bölüm 5'te sözü edilen Bishop yöntemiyle yaptığı hesap yöntemi esas alınmıştır. Kazıklı hesapta kazıklara gelen yanal kuvvet Ito ve Matsui(1975) tarafından bulunan, Ito ve Matsui(1975) ve Hassiotis ve diğ. 'e (1997) göre gerçek değerlerle uyumlu sonuçlar veren yanal basınç denklemlerinden elde edilen basıncın kazık derinliği boyunca integrasyonu ile hesaplanmaktadır. Kazıklara gelen kuvvetin şeve etkisini hesaplamak için kazık kuvvetinin göçme dairesinin kazıkla kesişim noktasının teğetinden etkidiği varsayılmıştır. Yanal toprak basıncı formülü büyük deformasyon değerlerinde geçerli olacağı için Bishop formülüne kazık sırasından gelen moment değeri eklenirken toplam moment değeri şevin güvenlik katsayısına bölünmüştür. Bu şekilde şev deformasyonu ne kadar küçük olursa, güvenlik katsayısı da o kadar büyük, dolayısıyla kazıklardan gelen moment o kadar küçük olacaktır. Kazık sırasının şeve etkittirdiği toplam kaymaya karşı moment değeri Bölüm 5'de sözü edilen denklem 5.16 ile hesaplanmıştır.

Kazıklardan dolayı şeve etkiyen güvenliği artırıcı moment değeri statik durumda göçmeyi önleyici kuvvetlere eklenerek güvenlik katsayısını yükseltmekte, sismik halde ise kritik ivme değerini yükselterek yarı statik analizde elde edilecek güvenlik katsayısını arttırmakta ve oluşacak şev deplasman değerini azaltmaktadır.

9.3. Problem Verileri ve Veri Giriş Dosyasının Düzenlenmesi

Programa veri girişi için problemdeki kesişim noktalarının artan X koordinat değerine göre, zemin çizgilerinin ise dış zemin çizgileri öncelikli olacak şekilde numaralandırılmış olması gerekmektedir.



Şekil 9.3 Örnek problem için zemin profili ve parametreleri

Probleme veri girişı SI birim sisteminde olup deprem verilerinin uzaklık değerleri kilometre cinsinden programa girilmektedir. Problemdeki şevin çizimi, kesişim noktalarının numaralandırılması şekil 9.3'te gösterilmiştir.

Problem verilerinin akış diyagramı şekil 9.4'de verilen Fortran programı tarafından okunabilmesi için oluşturulan metin dosyası aşağıdaki gibidir(parantez içindeki yazılar giriş dosyasına dahil değildir):

PROBLEM3

NOL NLIT NOS NOLE

5 7 3 3

(Problemdeki toplam zemin çizgisi, çizgi kesişimi, zemin cinsi, dış zemin çizgisi sayıları)

ZEMIN CIZGILERI BILGILERI

(KNS)

(CIZGI NO.-KNS-X1-Y1-X2-Y2-Kesisim Nokta No.)

2

1. 2. 5.0 10.00 7.00 10.00 2 3

2

2. 2. 7.00 10.00 22.00 20.00 3 4

2

3 2. 22.00 20.00 30.00 20.00 4 7

2

4 2. 7.00 10.00 30.00 10.00 3 6

2

4 2. 5.00 8.00 30.00 8.00 1 5

0.0 6.10

5.0 8.00

5.0 10.00

7.00 10.00

22.00 20.00

30.00 8.00

30.00 10.00

30.00 20.00

(Kesişim noktalarının X-Y koordinatları)

3 19.00 20.0 10.0 0.

(Zemin cinsini tanımlayan çizgi sayısı, zemin için birim hacim ağırlığı, kayma mukavemeti, kohezyon, doygunluk değerleri)

2 3 4

3 4 7

4 3 6

(Zemin cinsini tanımlayan çizgi no., çizginin zemini sınırlayan sağ ve sol kesişim numaraları)

3 19.00 20.0 10.0 1.

1 2 3

2 2 6

3 1 5

3 19.00 20.0 10.0 1.

1 2 3

4 3 6

5 1 5

1 22.00 0.0 500.0 0.

5 1 5

CX	CY	ENTX	ENTY	DELX	DELY	ITX	ITY	SWIDTH
----	----	------	------	------	------	-----	-----	--------

8.59	29.84	5.50	10.00	1.	-1.	3	3	1.5
------	-------	------	-------	----	-----	---	---	-----

LIST

0

(Denenecek kritik daireler için başlangıç merkez koordinatları, dairenin zemine giriş koordinatları, denenecek daireler için koordinat artışları, denenecek daire için X ve Y koordinat sayıları, başlangıç dilim genişliği ve çıktı dosyası ayrıntı bilgisi)

KAZIK VERİLERİ

D2	dpile(m)	S(m)
----	----------	------

1.2	0.80	18.0
-----	------	------

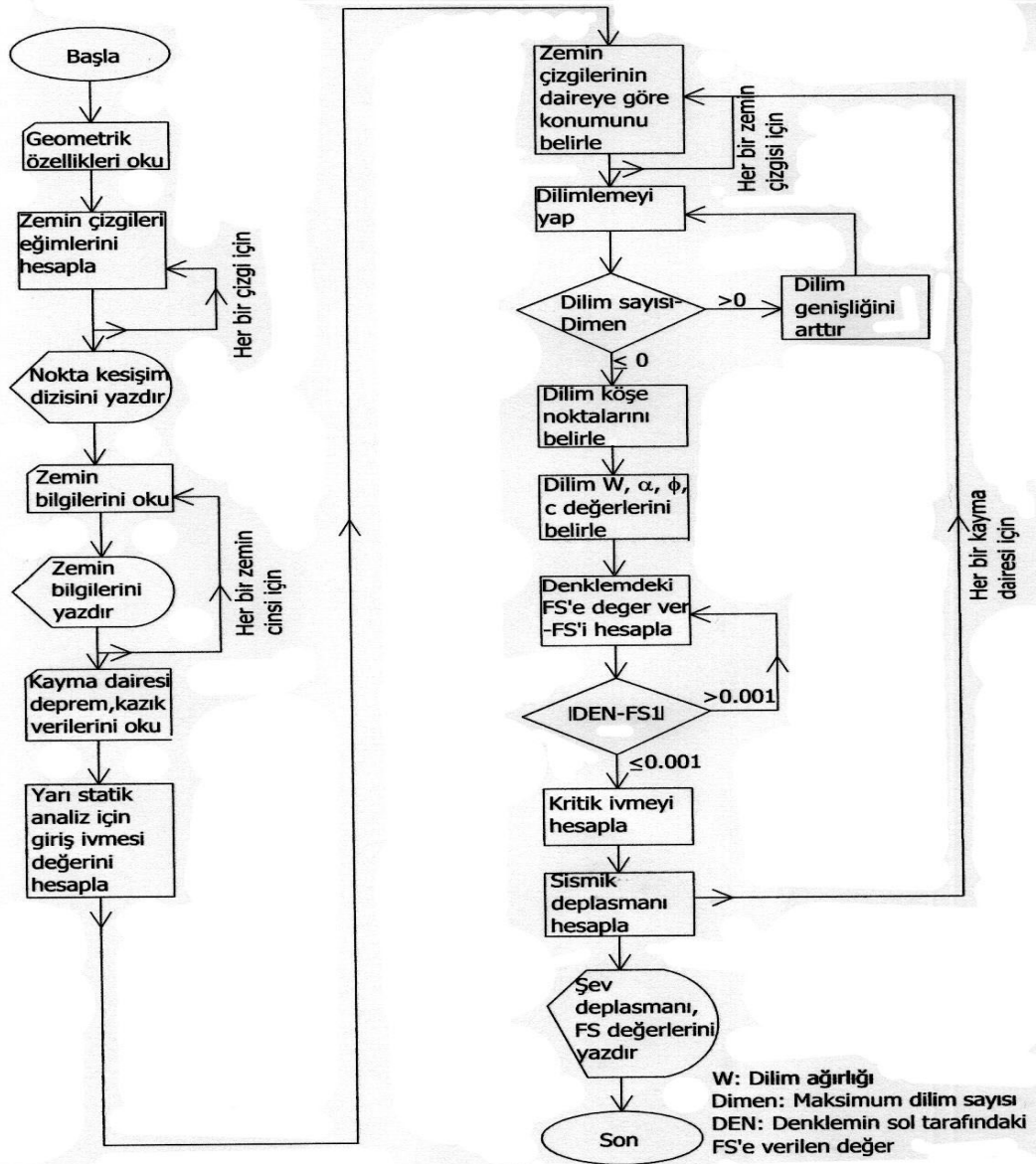
(Kazıkla iyileştirme için kazık net açıklığı, kazık çapı, kazık sırası X koordinatı)

DEPREM VERİLERİ

Ms	R(km)	h(km)
----	-------	-------

7.0	10.0	10.0
-----	------	------

(Tasarım depremi yüzey dalgası magnitudu, episantr uzaklığı ve deprem derinliği)



Şekil 9.4 Fortran programı akış diyagramı

9.4. Program Arayüzü ve Programa Veri Girişi

Stabilite programı için visual basic dilinde yazılan “exe” dosyası çalıştırıldığında ilk olarak Şekil 9.5’deki ana ekran gözükecektir. Bu ekrandan yeni problem verileri girilebileceği gibi önceden girişi yarıda bırakılmış problemler için veri girişinin farklı aşamalarına da ulaşılabilir. Veri girişine örnek teşkil edebilmesi amacıyla arayüzdeki metin kutucuklarına Bölüm 9.3’te şekli ve metin dosyası verilen problemin verileri girilmiştir. Program arayüzünün gerçekleştirdiği işlem şev stabilitesi problemi için metin dosyasını oluşturup, Fortran programında yaratılan “exe” dosyasını çalıştırmaktır.



Şekil 9.5 Program açılış menüsü Şekil 9.6 Problem ana veri giriş formu

Önceden veri girişi yapılmamış bir problem için “Yeni Proje Verileri Gir” düğmesine basılmalıdır. Bu seçenek işaretlendiğinde ekrana Şekil 9.6’de gösterilen proje adı ve proje için ana bilgileri içeren menü gelecektir. Bu veriler problemdeki zemin çizgisi, kesişim noktası, zemin cinsi ve dış zemin çizgisi sayılarıdır. Veri kutularını doldurduktan sonra dikkat edilmesi gereken “Verileri Gir” yazılı düğmeye basılmasıdır. Bu düğmeye basıldığında giriş kutularına doldurulan değerler fortran programının veri bilgilerini içeren metin dosyasına yazılmış olur. Verilerin doğru girilip girilmediği menüdeki “Veri Dosyasını Göster” düğmesine basıldığında ekrana gelen, fortran veri girişi metin dosyasının içeriğini gösteren formdan kontrol edilebilir. Bu formda veri girişinin her aşamasında elle düzeltme yapılabilir.

düzeltilme yapıldıktan sonra “Dosyayı Güncelle” düğmesine basılarak metin dosyası yeni haliyle kayıt edilebilmektedir.

Arayüzün bundan sonraki bölümlerinde ileri gitmek için “>”, geriye gitmek içinse “<” düğmeleri kullanılmaktadır.

m	NLIT	NOS	NOLE
5	7	3	3

Dosyayı Güncelle

Şekil 9.7 Metin dosyası güncelleme formu

	KNS	X1	Y1	X2	Y2	Kes.Nok.No.
1	2	5.00	10.00	7.00	10.00	2 3
2	2	7.00	10.00	22.00	20.00	3 4
3	2	22.00	20.00	30.00	20.00	4 7
4	2	7.00	10.00	30.00	10.00	3 6
5	2	5.00	8.00	30.00	8.00	1 5

< Verileri Gir >

Veri Dosyasını Göster

Şekil 9.8 Çizgi matrisi formu

	X	Y
1	5.00	8.00
2	5.00	10.00
3	7.00	10.00
4	22.00	20.00
5	30.00	8.00
6	30.00	10.00
7	30.00	20.00

< Verileri Gir >

Veri Dosyasını Göster

Şekil 9.9 Kesişim koordinatları formu

Temel proje verileri girildikten sonra ileriye gidildiğinde ekrana zemin çizgisi sayısı kadar kutu sırası içeren “Çizgi Matrisi” formu gelecektir. Formda her sıra için söz konusu zemin çizgisinin üzerindeki kesişim noktası sayısı, çizginin ilk ve son nokta koordinatları ve çizgi üzerindeki kesişim noktası numaraları girilir. Zemin çizgisi için veriler girildikten sonra sıra kesişim noktaları koordinatlarının girilmesine gelir. Kesişim noktalarının “X” ve “Y” koordinatları kesişim noktası sayısı kadar sıra içeren “Kesişim Koordinatları Formu”na girilir.

Bir sonraki form ise zemin özellikleri için bilgileri içerir(Şekil 9.10). Bu formda üst sıraya zemini tanımlayan-çevreleyen çizgi sayısı, zemin birim hacim ağırlığı, kayma mukavemeti açısı ve kohezyon değerleri girilir. İlk sıranın son kutucuğu zeminin doygunluk değeri olup suya doymun zemin için bu kutucuk işaretlenmelidir. Ana zemin özellikleri girildikten sonra İlk sıradaki “Yarat” düğmesine basılarak formda zemini tanımlayan çizgi sayısı kadar çizgi numarası, sağ kesişim ve sol kesişim sırası belirmesi sağlanır(Şekil 9.11). Bu kutucuklara zemini tanımlayan her çizgi için çizgi numarası ve çizginin zemini sınırlayan sağ ve sol kesişiminin numarası girilir. Problemden birden fazla zemin tanımlanacaksa her yeni zemin türü için “Verileri Gir” düğmesine basıldıktan sonra “Yeni Zemin Tanımla” düğmesine basılarak boş bir zemin verisi giriş ekranının ortaya çıkması sağlanır.

Şekil 9.10 Zemin özellikleri formu
(ilk hali)

Şekil 9.11 Zemin özellikleri formu
(yarat düğmesine basıldıktan sonra)

Zemin özellikleri girildikten sonra problem için kayma dairesi verileri girilecektir (Şekil 9.12). Bu veriler denenecek ilk kritik dairenin merkez koordinatları,

denenecek kritik daire sayısı ve bu denemeler için merkez koordinatlarının artış değerleridir. Bu formun en alttaki kutucuğuna ise ilk dilim genişliği değeri girilir.

Şekil 9.12 Kritik daire bilgileri formu

Şekil 9.13 Hesap formu

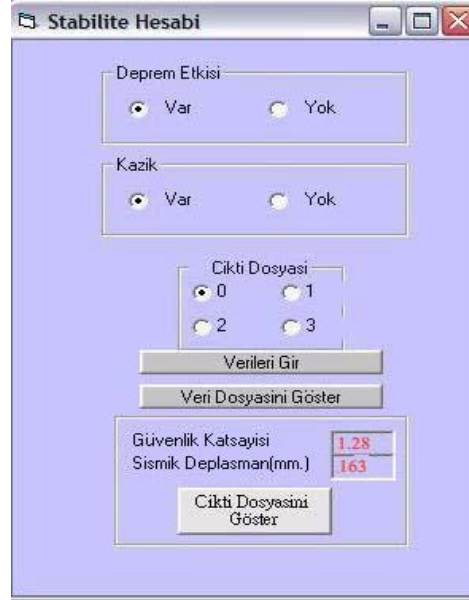
Şekil 9.14 Deprem bilgileri formu

Şekil 9.15 Kazık bilgileri formu

Programın son ekranı ise Şekil 9.13'deki deprem etkisi ve kazıkla iyileştirme verilerini de içeren formdur. Formda "Deprem Etkisi" seçeneği işaretlendiğinde Şekil 9.14'deki deprem verilerinin, kazık seçeneği işaretlendiğinde ise Şekil 9.15'deki kazık sırasının yeri, kazık çapı ve kazık net açıklığının girileceği formlar

görünecektir. Deprem etkisi ve kazıkla iyileştirmenin olmadığı bir problemde her iki seçenek de “yok” şeklinde işaretlenmelidir.

Deprem ve kazık verilerinin hemen altındaki “çıkıkt dosyası” seçenekleri ise küçükten büyüğe çıkıkt dosyası ayrıntı miktarını arttıran seçeneklerdir. Özet çıkıkt dosyası için “0”, en ayrıntılı çıkıkt dosyası için “3” seçeneği işaretlenmelidir.



Şekil 9.16 Güvenlik katsayısı ve sismik deplasmanın gösterilmesi

Sonuçları görebilmek için tüm veriler girildikten sonra önce “Hesapla” düğmesine basılır, ortaya çıkan “Sonuçları Gör” düğmesine basıldığında “Güvenlik Katsayısı” ve “Sismik Deplasman” kutucuklarında analiz sonucunda elde edilen değerler belirir. Çıktı dosyasını göster düğmesine basıldığında ise daha ayrıntılı bilgiler içeren “çıkıkt dosyası” ekrana gelecektir(Şekil 9.16).

10. FORTRAN PROGRAMIYLA YAPILAN SAYISAL ÇÖZÜMLER

10.1. Giriş

Yazılan fortran kodunu kullanan programla, programın çalışmasını kontrol etmek amacıyla örnek problemlerle statik, doğal halde şev stabilitesi analizi yapılmıştır. Kazık yerinin güvenlik katsayısına etkisini belirlemek amacıyla kazıklı, elde edilen giriş ivmesi katsayıları-güvenlik katsayısı ilişkisini belirlemek amacıyla da deprem etkisinde örnek problemlerle şev stabilitesi analizi yapılmıştır. Çözülen problemler için arazi kesiti ve zemin özellikleri verilmiş olup girdi ve çıktı dosyaları ekler bölümünde verilmektedir. Kazıklı çözüm için giriş dosyası ise Bölüm 9'daki örnek problem verilerinin deprem parametreleri sıfıra eşit halidir.

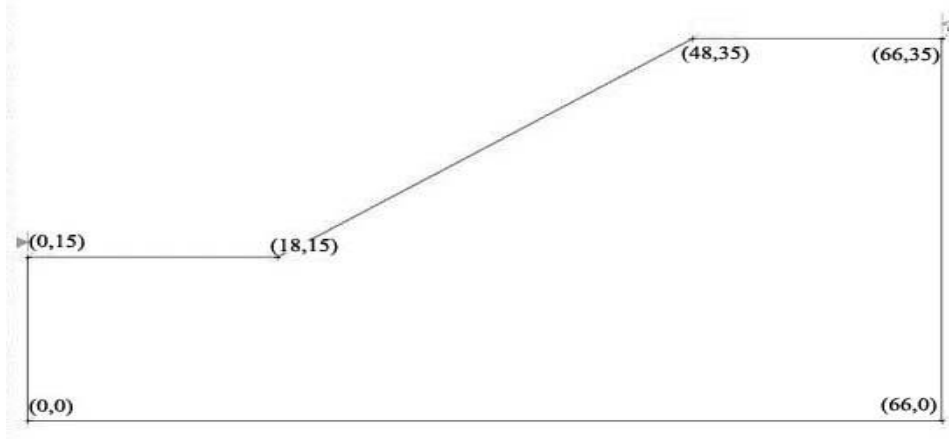
10. 2. Statik ve Doğal Halde Şev Stabilitesi Analizi

J.E. Bowles(1974)'in verdiği programı ve programın F-World diline çevrilmiş halini denemek amacıyla yazılan programla örnek problemler çözülmüştür. Problemler "SLIDE 5" adlı şev stabilitesi analizi programını test etmekte de kullandığı dergi ve kongre tutanaklarından alınmış problemlerdir. Program çalışmasına örnek olarak bir adet homojen, bir adet de tabakalı zemine örnek olması açısından sızma durumu için problem çözümü yapılmıştır.

10.2.1. Problem I

Problemin aslı Arai ve Tagyo(1985)'e ait olup problem bilgileri Şekil 10.1'de görülmektedir. Örnek problem için SLIDE 5 programıyla basitleştirilmiş Bishop metodu kullanılarak yapılan stabilite analizinde minimum güvenlik katsayısı kritik dairenin (24.499, 50.278) merkez koordinatları için bulunmuştur. Minimum güvenlik

katsayısının hesaplandığı kritik dairenin zemine giriş koordinatları (17.814, 15.00)'dir. Şev için hesaplanan güvenlik katsayısı katsayısı değeri 1.409'dur (http://www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_VerificationManual_Part2.pdf).



Şekil 10.1 Problem I için şev geometrisi
(http://www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_VerificationManual_Part2.pdf)

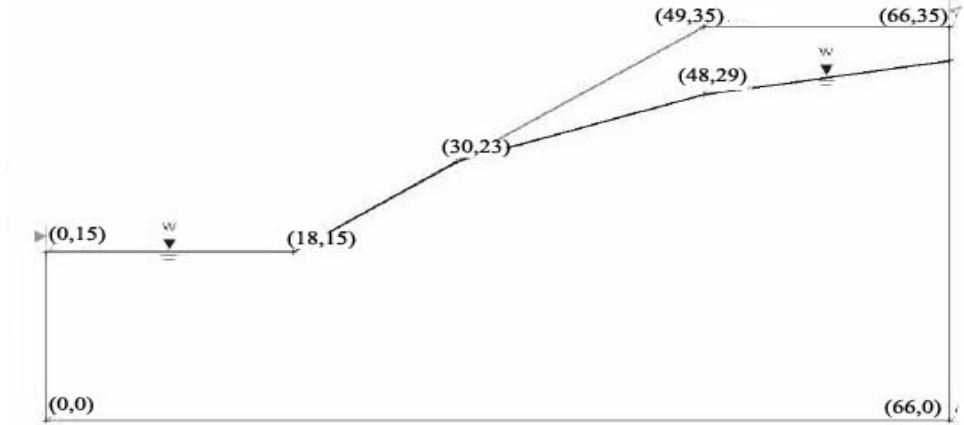
Hesaplanan değer problem verilerinin üretilen şev stabilitesi programına girilmesiyle de elde edilmiş, güvenlik katsayısı değeri aynı kritik daire için 1.409 olarak elde edilmiştir.

Tablo 10.1-Problem I için malzeme bilgileri
(http://www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_VerificationManual_Part2.pdf)

	c' (kN/m ²)	ϕ' (deg.)	γ (kN/m ³)
zemin	41.65	15	18.82

10.2.2. Problem II

Aslen Arai ve Tagyo(1985)'e ait problem sızma durumundaki bir şev için çözülmüş olup sızma hali iki adet zemin tipi tanımlanmasıyla temsil edilmiştir. Arazi geometrisi Şekil 10.2'de görülebilen problem için merkez koordinatları (27.32, 45.12) , zemine giriş koordinatları (17.96, 15.00) olan kritik daire için elde edilen güvenlik katsayısı değeri 1.117'dir(http://www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_VerificationManual_Part2.pdf).

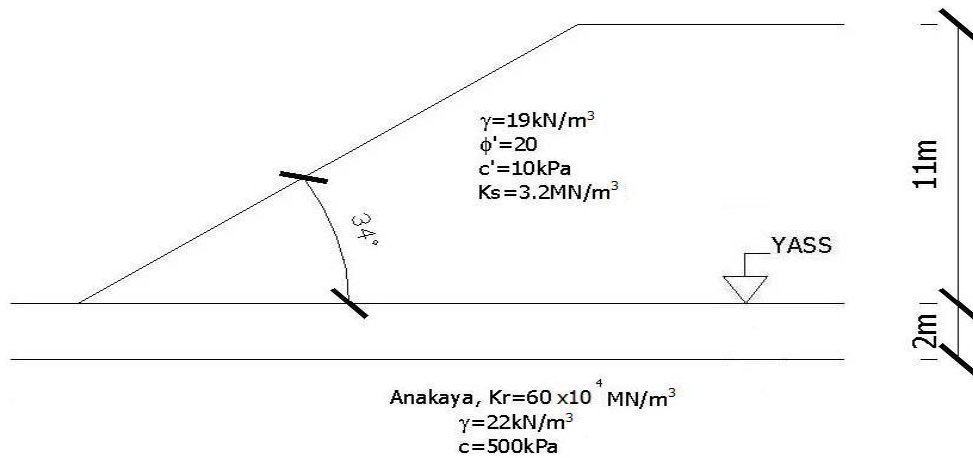


Şekil 10.2 Problem II için şev geometrisi
(http://www.rocscience.com/downloads/slide/Slide_VerificationManual_Part2.pdf)

Zemin özellikleri Problem I'le aynı olan şev için Fortran programı tarafından aynı kritik daire için hesaplanan güvenlik katsayısı 1.115'dir.

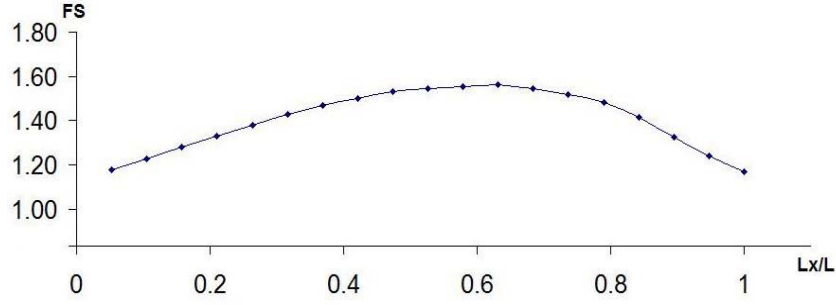
10.3. Kazıklarla İyileştirilmiş Şeve Örnek Hesap

Kazıklı durumda şev hesabına örnek teşkil etmesi amacıyla kazıklarla stabilize edilen bir şev problemi çözümü yapılmıştır. Problemin zemin koşulları ve kesiti Şekil 10.3'de görüldüğü gibidir. Örnek problemdeki şevin güvenlik katsayısı 1.1 olarak hesaplanmaktadır. Kayma güvenliğinin arttırılabilmesi için kazıklı çözüm yapılacaktır.



Şekil 10.3 Kazıklarla şev iyileştirmesi için seçilen örnek zemin kesiti (Problem III)

Şevde iyileştirme için tek sıra halinde $\phi 800$ mm.'lik kazıklar kullanılmıştır. Yatay kazık aralığı 2 m.'dir. Problemde kazık aralık ve çapı sabit tutulmuş, kazık sırasının x yönünde hareketi için 1 metre aralıklarla kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayıları hesaplanmıştır. Örnek problemde seçilen kazık aralığı ve kazık çapı için kazık sırasının yerine göre güvenlik katsayısı ilişkisi Şekil 10.4'deki gibi elde edilmektedir.



Şekil 10.4 Kazık sırasının yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi

Yapılan analizde kazıklardan dolayı şeve gelen ek momentin kritik dairenin yerini değiştirebileceği gözönüne alınmış, problemin doğal halinde minimum güvenlik katsayısının elde edildiği daire koordinatlarıyla sınırlı kalınmamıştır.

10.3.1. Örnek Problem İçin Kazık Uzunluğunun Belirlenmesi ve Kazıkların Statik ve Betonarme Hesabı

Örnek problemde kazık sırası kritik dairenin şeve giriş noktasından 9 metre(+x yönü) mesafeye yerleştirilmiştir. Kazık sırasının bu yerleşimi için elde edilen güvenlik katsayısı 1.5 olacaktır. Problemdeki kazık sisteminin statik hesabına başlamadan önce ilk aşamada kazık uzunluğu belirlenmiştir. Sistem Şekil 10.5'de gösterilen kritik daire boyunca Cai ve Ugai(2000) ve Ito ve Matsui(1975) tarafından gerçek değerlerle uyumlu sonuçlar verdiği belirtilen Ito ve Matsui(1975) formülüyle hesaplanan yanal basınca maruz, zemin yüzeyinde ankastre mesnetli kiriş olarak çözülmüştür. Bu tür bir kabulün sebebi Ito ve Matsui(1975) ve Cai ve Ugai(2000)'in de belirttiği gibi Ito ve Matsui (1975) teorisinin kazığın zemin yüzünde ankastre mesnetli olduğu kabulüne dayanmasıdır. Kayma dairesi altında kalan zeminin pasif reaksiyonu yanal çökme direnci zemin yatak katsayılarıyla temsil edilen elastik yaylarla sağlanmıştır.

Kazık betonarme hesabı:

Malzeme: BS 30-BÇ III

$$\phi_{kazık}=0.80 \text{ m.}$$

$$\text{Kesitte maksimum eğilme momenti} = M_{maks} = -1407.10 \text{ kNm}$$

$$\text{Kesitte maksimum kesme kuvveti} = V_{maks} = 698.82 \text{ kN/m}^2$$

Maksimum eğilme momentinin oluştuğu kesitte donatı hesabı:

$$m_d = \frac{M_d}{0.85 * f_{cd} A_c h} = \frac{1407.10}{(0.85 \times 365000 \times \pi \times 0.80^3 / 4)} = 0.2$$

$$n_d = \frac{N_d}{0.85 * f_{cd} A_c} = \frac{131.95}{(0.85 \times 365000 \times \pi \times 0.80^2 / 4)} = 0.016$$

$$\rho_m = 0.6$$

$$\rho = \rho_m * (0.85 f_{cd} / f_{yd}) = 0.6 \times (0.85 \times 3000 / 365000) = 0.028$$

$$A_s = \rho A_c = 0.028 \pi \times 800^2 / 4 = 14047 \text{ mm}^2$$

$$\text{Seçilen donatı: } 45\phi 20 \rightarrow A_s = 14137 \text{ mm}^2$$

Maksimum kesme kuvvetinin oluştuğu kesitte donatı hesabı:

$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d = 0.65 \times 1250 \times 0.80 \times 0.75 = 487.5 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80 V_{cr} = 0.80 \times 487.5 = 293.10 \text{ kN/m}^2$$

Etriyein karşılaması gereken kesme kuvveti:

$$V_w = 698.82 - 390 = 308.82 \text{ kN}$$

$\phi 12$ etriye seçilirse:

$$390.6 = \frac{n A_{sw} f_{ywd} d}{s} = \frac{2 \times 0.000113 \times 365000 \times 0.75}{s}$$

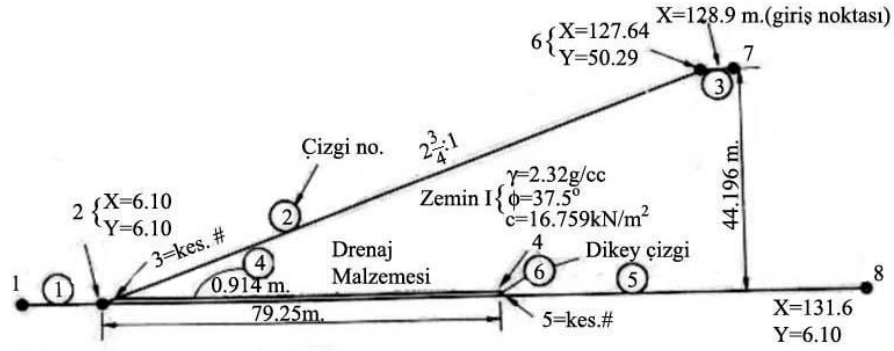
$$s = 200 \rightarrow \text{Seçilen etriye aralığı } \phi 12 / 200$$

10.4. Örnek Problemlerle Deprem Etkisinde Güvenlik Katsayısı-Şev Deplasmanı İlişkisi

Kurulan yarı statik yaklaşım ve deformasyon yaklaşımının ilişkisinin gösterilebilmesi için çözülen örnek problemlerde yarı statik analizde güvenlik katsayısı hesaplanırken giriş ivmesinin maksimum deprem ivmesine oranını belirten katsayılar olarak Ambraseys ve Srbulov(1995) yöntemiyle deprem dalga magnituduna göre elde edilen katsayılar kullanılmıştır. FS-Deplasman ilişkisi 3 farklı örnek problem için çözülmüş, farklı dalga magnitudu ve episantr uzaklığı değerleri için yarı statik analizle güvenlik katsayısı ve Ambraseys ve Srbulov(1995) formülüyle deplasman değeri bulunmuştur.

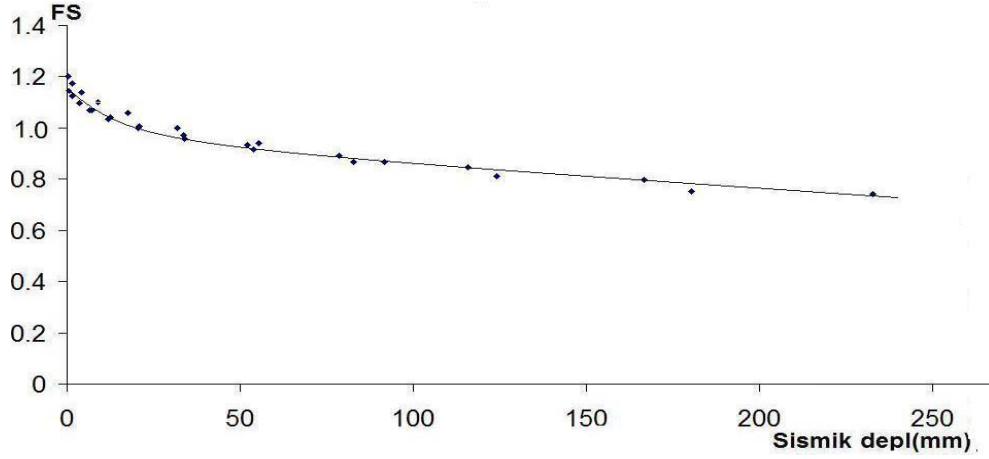
10.4.1. Problem IV

Problem J.E. Bowles'un (1971) bilgisayar programını test etmek amacıyla kullandığı örnek problem olup orijinali Bishop'a (1955) aittir. Problemdeki şevin arazi kesiti ve zemin özellikleri Şekil 10.7'de gösterilmiştir, daha detaylı bilgiler ise problemin veri giriş dosyasında mevcuttur.



Şekil 10.7 Problem IV için zemin profili ve parametreleri(Bowles, 1971)

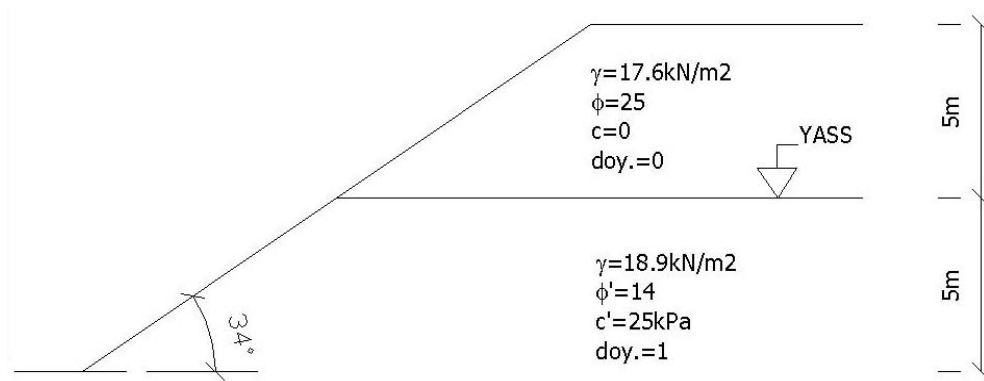
Problem için depremsiz halde hesaplanan güvenlik katsayısı 1.5, kritik ivme değeri ise 0.140g'dir. Depremlili durumda hesap deplasmanın oluşmaya başladığı $M_s = 7.0$ değerinden $M_s = 7.7$ değerine kadar yapılmış, episantr uzaklığı değerleri 5~60 km. arasında değiştirilmiştir. Seçilen deprem derinliği 10 km.'dir. Problem için hesaplanan FS-sismik deplasman ilişkisi Şekil 10.8'de gösterilmiştir.



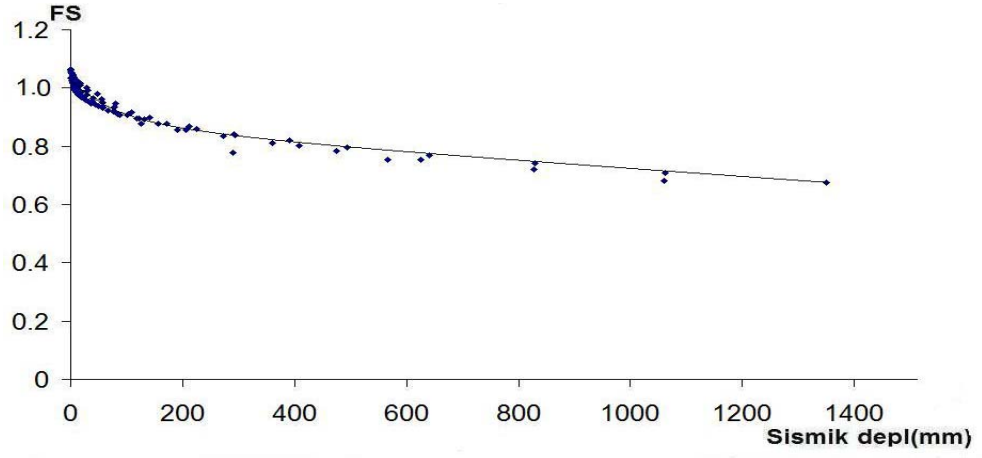
Şekil 10.8 Problem IV için FS-Sismik deplasman ilişkisi

10.4.2. Problem V

Problem V için arazi kesiti ve zemin özellikleri Şekil 10.9’da gösterilmiştir. Problem için güvenlik katsayısı 1.1 olarak bulunmuştur Hesaplanan kritik ivme değeri ise 0.043g’dir. Problemdeki kesit için $5.8 < M_s < 7.7$ ve 5~100 km. episantr uzaklığındaki depremlerin oluşturacağı güvenlik katsayısı sismik deplasman ilişkisi şekilde gösterilmiştir. Deprem derinliği ilk problemde olduğu gibi 10 km. olarak seçilmiştir ve bu değerde sabit tutulmuştur. Güvenlik katsayısı-sismik deplasman ilişkisi Şekil 10.10’da mevcuttur.



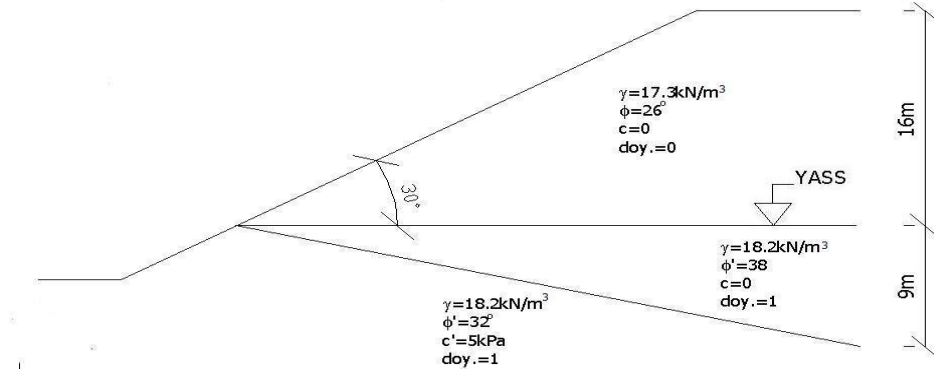
Şekil 10.9 Problem V için zemin kesiti



Şekil 10.10 Problem V için FS-Sismik deplasman ilişkisi

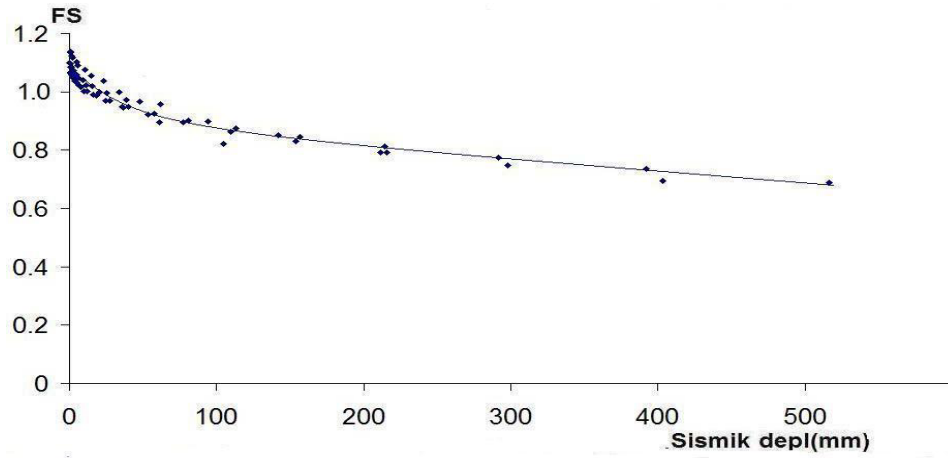
10.4.3. Problem VI

Problem VI için arazi kesiti ve zemin özellikleri Şekil 10.11’de gösterilmiştir.



Şekil 10.11 Problem VI için zemin kesiti

Problem için güvenlik katsayısı 1.2, kritik ivme değeri ise 0.088g olarak hesaplanmaktadır. Problemdeki kesit için $5.8 < M_s < 7.7$ ve 5~80 km. episantr uzaklığındaki depremlerin oluşturacağı güvenlik katsayısı sismik deplasman ilişkisi Şekil 9’da gösterilmiştir. Seçilen deprem derinliği 10 km.’dir.



Şekil 10.12 Problem VI için FS-Sismik deplasman ilişkisi

11. SONUÇ

J.E.Bowles'ın (1971) Basitleştirilmiş Bishop metoduyla şev stabilitesi analizi için verdiği fortran kodu, F-World programlama diline çevrilmiş, bunun yanında program kazıklı perde ile iyileştirme ve depremli durum için de analiz yapabilir hale getirilmiştir. Sonuçta doğal ve kazıklı perde ile iyileştirilmiş bir şev için statik durumda güvenlik katsayısı, sismik halde ise güvenlik katsayısı ve sismik deplasman değerini hesaplayabilen bir fortran kodu yazılmıştır.

Bu çalışmada:

- Statik ve doğal haldeki şev için yapılan örnek problemler çözülerek programa veri girişi formatı örneklenmiş ve programın çalışması denenmiştir.
- Kazıklı iyileştirilmiş hal için örnek bir problem çözülmüş, seçilen kazık çap ve aralığı için kazık yeri-göçmeye karşı güvenlik katsayısı ilişkisi incelenmiştir. Elde edilen ilişkiye göre şev güvenlik katsayısı en yüksek sonuç kazık sırası kritik dairenin yatay mesafesinin 0.5~0.7'si arasına yerleştirildiğinde elde edilmektedir.
- Elde edilen kazık yeri-güvenlik katsayısı ilişkisi Hassiotis ve diğ. (1997) ve Cai ve Ugai (2000)'in Bishop metoduyla elde ettiği kazıkların yataydaki yeri-güvenlik katsayısı ilişkisiyle uyumludur. Elde edilen kazık yeri-şev güvenliği ilişkisinden sonra seçilen güvenlik katsayısı için kazık uzunluğu belirlenmiş, belirlenen kazık uzunluğu için kazığa gelen etkiler hesaplanmış ve kesit hesabı yapılarak problemin kazıklarla çözümü tamamlanmıştır.
- Depremlili durum için iki farklı yaklaşım olan güvenlik katsayısı ve şev deplasmanı arasında bir ilişki kurularak yarı statik analizde kullanılacak giriş ivmesinin maksimum deprem ivmesine oranını belirleyen yeni katsayılar önerilmiştir. Katsayıların elde edilmesinde deplasmana dayalı sismik analiz esas alınmıştır. Katsayıların elde edilmesinde kullanılacak formülün uygunluğunu belirlemek için öncelikle Newmark(1965), Ambraseys ve Menu(1988), Yegian ve diğ.(1991), Jibson ve diğ.(1994), Luzi ve Pergalani(2000), Jibson ve

diğ.(1998) ve Ambraseys ve Srbulov(1995) formülleri seçilen sayısal değerlerle mukayese edilmiştir.

- Yarı statik analizde kullanılacak katsayıların elde edilmesi için gerek yapılan mukayesede diğer formüller arasında ortalama bir değer veren ve yapılan vaka analizi çalışmalarında gerçek değerlere yakın deplasman sonuçları veren Ambraseys ve Srbulov(1995) formülü seçilmiştir. Yarı statik halde güvenlik katsayısı hesaplanırken kullanılan giriş ivmesinin maksimum deprem ivmesine oranını belirleyen katsayılar Ambraseys ve Srbulov formülünde, seçilen deprem değerlerine göre 50 mm sınır deplasman değerini verecek kritik şev ivmesi değerinin maksimum deprem ivmesine oranının hesaplanmasıyla elde edilmiştir.
- Giriş ivmesi katsayıları üç farklı dalga magnitudu aralığı için elde edilmiştir. Giriş ivmesinin $5.8 \leq M_s \leq 6.3$ aralığı için maksimum deprem ivmesinin %25'i, $6.4 \leq M_s \leq 7.0$ aralığı için maksimum deprem ivmesinin %40'ı, $7.1 \leq M_s \leq 7.7$ aralığı içinse maksimum deprem ivmesinin %50'si kadar alınması önerilmiştir.
- Elde edilen giriş ivmesi katsayılarıyla örnek problemler için hem güvenlik katsayısı, hem de deplasmana dayalı çözüm yapılmış, her bir problem için güvenlik katsayısı-sismik deplasman ilişkisi elde edilmiştir.
- Önerilen giriş ivmesi-maksimum deprem ivmesi katsayıları deprem dalga magnitudu aralıkları için verilmiş olup ileriki çalışmalarda birçok parametreyle ifade edilen bir doğa olayı olan deprem için saha koşulları ve deprem parametrelerine göre daha ayrıntılı giriş ivmesi tanımlamaları da mümkün olabilir. Aynı zamanda gelişen araştırma teknikleri ve zamanla artan vaka analizleri üzerine yapılacak yeni çalışmalar gerek depremde şev stabilitesi için varolan yaklaşımların gelişmesine yardımcı olacak gerekse yeni analiz yöntemlerinin oluşmasını sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- Abramson, L. W. et al.**, 1996. Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Ambraseys, N. and Srbulov, M.**, 1995. Earthquake Induced Displacements of Slopes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **14**, 59-71.
- Ausilio, E. et al.**, 2000. Seismic Stability Analysis of Reinforced Slopes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **19**, 159-172.
- Bowles, J.E.**, 1974. Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering. McGraw-Hill, New York.
- Bray, J.D.**, 2002. Evaluation of Seismic Slope Stability Procedures Through Shaking Table Testing, *Program Element II. Research on Earthquake Occurance and Effects*, **9/1/00-8/31/02**, U.S. Geological Survey
- Bromhead, E.N.**, 1986. The Stability of Slopes. Surrey University Press, A.B.D.
- Cai, F. and Ugai, K.**, 2000. Numerical Analysis of the Stability of a Slopes Reinforced With Piles, *Soils and Foundations*, **40**, 73-84.
- Crespellani, T et al.**, 1998. Earthquake Destructiveness Potential Factor and Slope Stability, *Geotechnique*, **48**, 411-419.
- Day, R.W.**, 2002. Geotechnical Earthquake Engineering. McGraw-Hill, New York.
- Das, B.M.**, 1998. Principles of Geotechnical Engineering. PWS, Boston.
- Dobry, M., ve Baziar, M.H.**, 1992. Modeling of Lateral Spreads in Silty Sands by Sliding Blocks, *Stability and Performance of Slopes and Embankments II : Proceedings of a Specialty Conference*, New York, USA, 625-651.

- Fırat, S. ve Kutanis, M.,** 2000. Şev duraylılığında kullanılan kazıkların yanal yüklerinin hesaplanması metodları, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği VIII. Ulusal kongresi*, İTÜ, İstanbul, 26-27 Ekim, s. 213-222.
- Fukushima, Y. and Tanaka, T.,** 1990. A New Attenuation Relation for Peak Horizontal Acceleration of Strong Earthquake Ground Motion in Japan, *Bulletin of the Siesmological Society of America*, **88**, 757-783.
- Hassiotis, S. et al.,** 1997. Design Method for Stabilization of Slopes with Piles, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, **123**, 314-323.
- Homoud,A.S.A. and Tahtamoni W.W.,** 2000. Comparison Between Predictions Using Different Simplified Newmarks' Block-on-plane Models and Field Values of Earthquake Induced Displacements , *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **19**, 73-90.
- Homoud,A.S.A. and Tahtamoni W.W.,** [www.nd.edu/~pmc2000/pmc2000/sessions/papers/p002. pdf](http://www.nd.edu/~pmc2000/pmc2000/sessions/papers/p002.pdf)
- Ito, T. ve Matsui, T.,** 1975. Methods to Estimate Lateral Force Acting on Stabilizing Piles, *Soils and Foundations*, **15**, 43-59.
- Kramer, S.L,** 1996. Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- Leaver, R.H. and Thomas, T.R.,** 1975. Analysis and Presentation of Experimental Results. Wiley, New York.
- Luzi, L. and Pergalani, F.,** 2000. A Correlation Between Slope Failures and Accelerometric Parameters: the 26 September 1997 earthquake (Umbria-Marche, Italy), *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **20**, 301-313.
- Siyahi, B.G.,** 1994. Deprem etkisinde şevlerde stabilitenin incelenmesi, *Doktora Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tschebotarioff, G. P., 1973. Foundations, Retaining and Earth Structures. McGraw-Hill Kogakusha Ltd., Tokyo.

Urtuzuastegui V.M et al., 2002. Centrifuge Modeling of Seismic Behavior of a Slope in Liquefiable Soil, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **22**, 1043-1049.

Yaeger, S., sokocalo.engr.ucdavis.edu /~jeremic/ECI281a /TermProjects/2002/Steve Yaeger .pdf

Yener, Ö. et al., 1996. An Evaluation of Surgu Dam Response During 5 May 1986 Earthquake, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **15**, 1-10.

Zâaruba, Q. and Mencl., V., 1982. Landslides and Their Control. Elsevier., Amsterdam ; New York [etc.].

http://www.cisn.org/shakemap/sc/shake/SanJacinto6.7_se/download/stationlist.txt

http://fym.la.asu.edu/~fym/math_physics/Error.pdf

<http://quake.geo.berkeley.edu>

[http://www.roscience.com/downloads/slide/Slide_Verification_Manual_Part2. pdf](http://www.roscience.com/downloads/slide/Slide_Verification_Manual_Part2.pdf)

http://www.usc.edu/dept/civil_eng/Earthquake_eng/North_M5/TAB_3_2.RTF

**EK A-GİRİŞ İVMESİ KATSAYILARININ ELDE EDİLMESİNDE
KULLANILAN SAYISAL DEĞERLER**

Tablo A.1- Giriş ivmesi katsayılarının elde edilmesinde kullanılan sayısal değerler

M_s	R(km)	h(km)	$a_c(g)$	$a_{maks}(g)$	a_c/a_{maks}
5.8	30.0	10.0	0.014	0.102	0.139
5.8	27.0	10.0	0.017	0.114	0.146
5.8	25.0	10.0	0.018	0.122	0.150
5.8	23.0	10.0	0.020	0.132	0.154
5.8	20.0	10.0	0.024	0.150	0.162
5.8	17.0	10.0	0.029	0.173	0.168
5.8	15.0	10.0	0.033	0.191	0.173
5.8	13.0	10.0	0.038	0.213	0.176
5.8	10.0	10.0	0.047	0.255	0.183
5.8	5.0	10.0	0.070	0.370	0.189
6.0	30.0	10.0	0.019	0.118	0.161
6.0	27.0	10.0	0.022	0.131	0.168
6.0	25.0	10.0	0.025	0.141	0.174
6.0	23.0	10.0	0.027	0.152	0.178
6.0	20.0	10.0	0.032	0.172	0.185
6.0	17.0	10.0	0.038	0.196	0.191
6.0	15.0	10.0	0.043	0.215	0.197
6.0	10.0	10.0	0.059	0.282	0.207
6.0	7.0	10.0	0.073	0.342	0.213
6.0	5.0	10.0	0.086	0.397	0.217
6.2	30.0	10.0	0.025	0.136	0.185
6.2	27.0	10.0	0.029	0.150	0.193
6.2	25.0	10.0	0.032	0.161	0.198
6.2	23.0	10.0	0.035	0.173	0.204
6.2	20.0	10.0	0.041	0.195	0.211
6.2	15.0	10.0	0.054	0.241	0.224
6.2	13.0	10.0	0.061	0.265	0.228
6.2	10.0	10.0	0.073	0.310	0.236
6.2	7.0	10.0	0.089	0.370	0.241
6.2	5.0	10.0	0.103	0.422	0.244
6.3	30.0	10.0	0.029	0.146	0.199
6.3	27.0	10.0	0.033	0.161	0.205
6.3	25.0	10.0	0.037	0.172	0.212
6.3	23.0	10.0	0.040	0.185	0.217
6.3	20.0	10.0	0.047	0.207	0.225
6.3	15.0	10.0	0.060	0.254	0.236
6.3	13.0	10.0	0.067	0.279	0.240
6.3	10.0	10.0	0.080	0.324	0.247
6.3	7.0	10.0	0.097	0.383	0.253
6.3	5.0	10.0	0.112	0.434	0.258
6.4	50.0	10.0	0.015	0.091	0.160
6.4	45.0	10.0	0.018	0.103	0.172
6.4	40.0	10.0	0.022	0.117	0.185
6.4	35.0	10.0	0.027	0.134	0.199

Tablo A.1- Giriş ivmesi katsayılarının elde edilmesinde kullanılan sayısal değerler
(Devam)

M_s	R(km)	h(km)	$a_c(g)$	$a_{maks}(g)$	a_c/a_{maks}
6.4	30.0	10.0	0.033	0.156	0.212
6.4	25.0	10.0	0.041	0.183	0.224
6.4	15.0	10.0	0.067	0.267	0.251
6.4	10.0	10.0	0.089	0.337	0.264
6.4	5.0	10.0	0.121	0.446	0.271
6.6	50.0	10.0	0.019	0.105	0.184
6.6	45.0	10.0	0.024	0.119	0.198
6.6	40.0	10.0	0.028	0.134	0.210
6.6	35.0	10.0	0.034	0.153	0.224
6.6	30.0	10.0	0.042	0.177	0.238
6.6	25.0	10.0	0.052	0.206	0.252
6.6	20.0	10.0	0.065	0.244	0.267
6.6	15.0	10.0	0.082	0.294	0.279
6.6	10.0	10.0	0.106	0.364	0.291
6.6	5.0	10.0	0.141	0.468	0.302
6.8	50.0	10.0	0.025	0.121	0.209
6.8	45.0	10.0	0.030	0.136	0.222
6.8	40.0	10.0	0.036	0.153	0.236
6.8	35.0	10.0	0.044	0.174	0.251
6.8	30.0	10.0	0.053	0.199	0.266
6.8	25.0	10.0	0.065	0.230	0.283
6.8	20.0	10.0	0.080	0.269	0.297
6.8	15.0	10.0	0.099	0.321	0.309
6.8	10.0	10.0	0.126	0.390	0.323
6.8	5.0	10.0	0.162	0.487	0.332
7.0	60.0	10.0	0.023	0.113	0.208
7.0	55.0	10.0	0.028	0.125	0.222
7.0	50.0	10.0	0.033	0.138	0.236
7.0	45.0	10.0	0.039	0.154	0.250
7.0	40.0	10.0	0.046	0.173	0.266
7.0	35.0	10.0	0.055	0.195	0.282
7.0	30.0	10.0	0.066	0.222	0.297
7.0	20.0	10.0	0.096	0.295	0.325
7.0	10.0	10.0	0.146	0.414	0.353
7.0	5.0	10.0	0.183	0.505	0.362
7.1	60.0	10.0	0.027	0.120	0.221
7.1	55.0	10.0	0.032	0.133	0.237
7.1	50.0	10.0	0.037	0.147	0.251
7.1	45.0	10.0	0.044	0.164	0.265
7.1	40.0	10.0	0.051	0.183	0.280
7.1	35.0	10.0	0.061	0.206	0.296
7.1	30.0	10.0	0.073	0.234	0.312
7.1	20.0	10.0	0.105	0.308	0.341

Tablo A.1- Giriş ivmesi katsayılarının elde edilmesinde kullanılan sayısal değerler
(Devam)

M_s	R(km)	h(km)	a_c(g)	a_{maks}(g)	a_c/a_{maks}
7.1	10.0	10.0	0.157	0.425	0.369
7.1	5.0	10.0	0.195	0.513	0.380
7.2	60.0	10.0	0.030	0.128	0.236
7.2	45.0	10.0	0.049	0.174	0.282
7.2	40.0	10.0	0.058	0.194	0.296
7.2	30.0	10.0	0.080	0.246	0.326
7.2	20.0	10.0	0.114	0.320	0.356
7.2	15.0	10.0	0.138	0.371	0.372
7.2	10.0	10.0	0.168	0.436	0.385
7.2	5.0	10.0	0.205	0.521	0.394
7.4	60.0	10.0	0.038	0.145	0.263
7.4	55.0	10.0	0.045	0.160	0.279
7.4	50.0	10.0	0.052	0.176	0.296
7.4	45.0	10.0	0.061	0.194	0.311
7.4	40.0	10.0	0.071	0.216	0.327
7.4	35.0	10.0	0.082	0.240	0.341
7.4	25.0	10.0	0.113	0.304	0.372
7.4	15.0	10.0	0.159	0.394	0.403
7.4	10.0	10.0	0.190	0.456	0.417
7.4	5.0	10.0	0.228	0.534	0.427
7.6	60.0	10.0	0.048	0.163	0.292
7.6	55.0	10.0	0.055	0.178	0.308
7.6	50.0	10.0	0.064	0.196	0.324
7.6	45.0	10.0	0.074	0.215	0.341
7.6	40.0	10.0	0.085	0.238	0.357
7.6	30.0	10.0	0.114	0.293	0.390
7.6	20.0	10.0	0.154	0.368	0.419
7.6	15.0	10.0	0.180	0.416	0.433
7.6	10.0	10.0	0.212	0.474	0.447
7.6	5.0	10.0	0.249	0.546	0.456
7.7	60.0	10.0	0.053	0.172	0.308
7.7	50.0	10.0	0.070	0.206	0.340
7.7	45.0	10.0	0.081	0.226	0.357
7.7	40.0	10.0	0.093	0.248	0.372
7.7	35.0	10.0	0.107	0.274	0.390
7.7	30.0	10.0	0.123	0.304	0.404
7.7	25.0	10.0	0.142	0.339	0.419
7.7	20.0	10.0	0.165	0.379	0.436
7.7	15.0	10.0	0.192	0.426	0.451
7.7	5.0	10.0	0.260	0.551	0.472

EK B-FORTRAN PROGRAMI GİRDİ VE ÇIKTI METİN DOSYALARI

Problem I için girdi dosyası:

Problem1

NOL NLIT NOS NOLE

3 4 1 3

ZEMİN CIZGILERI BILGILERI

(KNS)

(CIZGI NO.-KNS-X1-Y1-X2-Y2-Kesisim Nokta No.)

2

1. 2. 0.00 15.00 18.00 15.00 2 3

2

2. 3. 18.00 15.00 48.00 35.00 3 4 5

2

3 2. 48.00 35.00 66.00 35.00 5 6 7

0.00 15.00

18.00 15.00

48.00 35.00

66.00 35.00

3 18.82 15.0 41.65 0.

1 1 2

2 2 3

3 3 4

CX CY ENTX ENTY DELX DELY ITX ITY SWIDTH

24.50 50.28 17.814 15.00 1. 1. 1 1 1.5

LIST

0

KAZIK VERILERI

D2 dpile(m) S(m)

0.0 0.00 0.0

DEPREM VERILERI

Ms R(km) h(km)

0.0 0.00 0.0

Problem II için girdi dosyası:

Problem2

NOL NLIT NOS NOLE

5 7 2 3

ZEMİN CIZGILERI BILGILERI

(KNS)

(CIZGI NO.-KNS-X1-Y1-X2-Y2-Kesisim Nokta No.)

2

1. 2. 0.00 15.00 18.00 15.00 1 2

3

2. 3. 18.00 15.00 48.00 35.00 2 3 5

2

3 2. 48.00 35.00 66.00 35.00 5 7

2

4. 2. 30.00 23.00 48.00 29.00 3 4

2

5 2. 48.00 29.00 66.00 32.00 4 6

0.00 15.00

18.00 15.00

30.00 23.00

48.00 29.00

48.00 35.00
 66.00 32.00
 66.00 35.00
 4 18.82 15.0 41.65 0.
 2 3 5
 3 5 7
 4 3 4
 5 4 6
 4 18.82 15.0 41.65 1.
 1 1 2
 2 2 3
 4 3 4
 5 4 6
 CX CY ENTX ENTY DELX DELY ITX ITY SWIDTH
 27.32 45.27 17.96 15.00 1 1 1 1 1.5
 LIST
 0
 KAZIK VERILERI
 D2 dpile(m) S(m)
 0.0 0.00 0.0
 DEPREM VERILERI
 Ms R(km) h(km)
 0.0 0.00 0.0

Problem IV için girdi dosyası:

Problem4
 NOL NLIT NOS NOLE
 6 8 1 3
 ZEMIN CIZGILERI BILGILERI
 (KNS)
 (CIZGI NO.-KNS-X1-Y1-X2-Y2-Kesisim Nokta No.)
 2
 1. 2. 0.0 6.10 6.10 6.10 1 2
 3
 2. 3. 6.10 6.10 127.64 50.29 2 3 6
 2
 3 2. 127.64 50.29 129.54 50.29 6 7
 2
 4. 2. 8.61 7.01 85.34 7.01 3 4
 3
 5. 3. 6.10 6.10 131.06 6.10 2 5 8
 2
 6. 2. 85.34 7.01 85.34 6.10 4 5
 0.0 6.10
 6.10 6.10
 8.61 7.01
 85.34 7.01
 85.34 6.10
 127.64 50.29
 129.54 50.29
 131.06 6.10
 5 22.8 37.5 16.8 1.
 2 3 6
 3 6 7

4 3 4
5 5 8
6 4 5
CX CY ENTX ENTY DELX DELY ITX ITY SWIDTH
37.00 127.00 128.93 50.29 1. 1. 1 1 1.5
LIST
0
KAZIK VERILERI
D2 dpile(m) S(m)
0.0 0.00 0.0
DEPREM VERILERI
Ms R(km) h(km)
7.7 60.00 10.0

Problem V için girdi dosyası:

Problem5

NOL NLIT NOS NOLE

4 6 2 3

ZEMIN CIZGILERI BILGILERI

(KNS)

(CIZGI NO.-KNS-X1-Y1-X2-Y2-Kesisim Nokta No.)

2
1. 2. 5.0 10.00 7.00 10.00 1 2
3
2. 4. 7.00 10.00 22.00 20.00 2 3 4
2
3 2. 22.00 20.00 30.00 20.00 4 6
2
4 2. 14.50 15.00 30.00 15.00 3 5
5.0 10.00
7.00 10.00
14.50 15.00
22.00 20.00
30.00 15.00
30.00 20.00

2 18.9 14.0 24.0 1.

2 2 3

4 3 5

3 17.6 25.0 0.0 0.

2 3 4

3 4 6

4 3 5

CX CY ENTX ENTY DELX DELY ITX ITY SWIDTH
13.50 23.50 5.50 10.00 -2. 1. 1 1 1.5

LIST

0

KAZIK VERILERI

D2 dpile(m) S(m)
0.0 0.00 0.0

DEPREM VERILERI

Ms R(km) h(km)
0.0 0.00 0.0

Problem VI için girdi dosyası:

Problem6

NOL NLIT NOS NOLE

5 7 3 3

ZEMİN CIZGILERI BILGILERI;

(KNS)

(CIZGI NO.-KNS-X1-Y1-X2-Y2-Kesisim Nokta No.)

2

1 2 10.00 10.00 15.00 10.00 1 2

3

2 3 15.00 10.00 50.00 30.00 2 3 4

2

3 2 50.00 30.00 60.00 30.00 4 7

2

4 2 22.00 14.00 60.00 14.00 3 6

2

5 2 22.00 14.00 60.00 5.00 3 5

10.00 10.00

15.00 10.00

22.00 14.00

50.00 30.00

60.00 5.00

60.00 14.00

60.00 30.00

2 18.2 32.0 5.0 1

2 2 3

5 3 5

2 18.2 38.0 0.0 1

4 3 6

5 3 5

3 17.3 36.0 0.0 0

2 3 4

3 4 7

4 3 6

CX CY ENTX ENTY DELX DELY ITX ITY SWIDTH

17.30 40.81 12.00 10.00 2 2 2 2 1.50

LIST

0

KAZIK VERILERI

D2 dpile(m) S(m)

0.0 0.00 0.0

DEPREM VERILERI

Ms R(km) h(km)

0.0 0.0 0.0

Problem 1 için çıktı dosyası(List=3):

Problem1

NOL NLIT NOS NOLE

3 4 1 3

CIZGI SONU KOORD. MATRISI

CIZGI# KES# X1 Y1 X2 Y2 EGIM CIZGI KES NO

1.00 2.00 0.00 15.00 18.00 15.00 0.00 2 3

2.00 3.00 18.00 15.00 48.00 35.00 0.67 3 4

3.00 2.00 48.00 35.00 66.00 35.00 0.00 5 6

CIZGI KESISIM DIZISI

INT NO	X	Y
1	0.00	15.00
2	18.00	15.00
3	48.00	35.00
4	66.00	35.00

ZEMIN VERISI DIZISI

ZEMIN NO	CIZGI #	SOL KES	SAG KES	SAT	BIRIM HAC.	PHI	KOHEZ.
1	1.	1.	2.	0.	18.8	15.0	41.7
1	2.	2.	3.	0.	18.8	15.0	41.7
1	3.	3.	4.	0.	18.8	15.0	41.7

X ARTIS SAYISI= 1 Y ARTIS SAYISI= 1
BASLANGIC DILIM GENISLIGI= 1.5

DENEME DAIRESI NO= 1
DAIRE MERKEZ KOORD.: X= 24.50 Y= 50.28

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 17.81 Y= 15.00
DENEME YAYI YARICAPI= 35.908

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 2 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
1.	17.814	15.00
3.	56.995	35.00

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	15.000	K= 1	KK= 1
I= 2	17.814	15.000	K= 2	KK= 1
I= 3	18.000	15.000	K= 2	KK= 2
I= 4	48.000	35.000	K= 2	KK= 3
I= 5	56.995	35.000	K= 2	KK= 3
I= 6	66.000	35.000	K= 2	KK= 4

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	17.814	15.000	K= 2	KK= 1
I= 2	18.000	15.000	K= 3	KK= 2
I= 3	48.000	35.000	K= 4	KK= 3
I= 4	56.995	35.000	K= 5	KK= 4

DILIM GENISLIGI VE SAYISINI BUL

DIL. #	X-KRD	CIZ #	Y-KRD	CIZ #	Y-KRD	CIZ. #	Y-KRD	CIZ. #	Y-KRD
1	17.81	1.	15.00						
1	17.81	4.	15.00						
2	18.00	1.	15.00						
2	18.00	4.	14.97						
3	19.43	2.	15.95						

3	19.43	4.	14.73
4	20.86	2.	16.90
4	20.86	4.	14.56
5	22.29	2.	17.86
5	22.29	4.	14.44
6	23.71	2.	18.81
6	23.71	4.	14.38
7	25.14	2.	19.76
7	25.14	4.	14.38
8	26.57	2.	20.71
8	26.57	4.	14.43
9	28.00	2.	21.67
9	28.00	4.	14.54
10	29.43	2.	22.62
10	29.43	4.	14.71
11	30.86	2.	23.57
11	30.86	4.	14.94
12	32.29	2.	24.52
12	32.29	4.	15.23
13	33.71	2.	25.48
13	33.7	4.	15.57
14	35.4	2.	26.43
14	35.10	4.	15.99
15	36.57	2.	27.38
15	36.57	4.	16.46
16	38.00	2.	28.33
16	38.00	4.	17.01
17	39.43	2.	29.29
17	39.43	4.	17.62
18	40.86	2.	30.24
18	40.86	4.	18.31
19	42.29	2.	31.19
19	42.29	4.	19.09
20	43.71	2.	32.14
20	43.71	4.	19.95
21	45.14	2.	33.10
21	45.14	4.	20.90
22	46.57	2.	34.05
22	46.57	4.	21.96
23	48.0	2.	35.00
23	48.00	4.	23.13
24	49.50	3.	35.00
24	49.50	4.	24.50
25	51.00	3.	35.00
25	51.00	4.	26.05
26	52.50	3.	35.00
26	52.50	4.	27.80
27	54.00	3.	35.00
27	54.00	4.	29.80
28	55.50	3.	35.00
28	55.50	4.	32.15
29	56.99	3.	35.00
29	56.99	4.	35.00

DDILIM NO 1 DILIM - 1 DA DEGERI 0.003

ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 0.003 TOPLAM AG. = 0.608E-01 EFKT. AG. = 0.608E-01
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 2 DA DEGERİ 0.897
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 0.897 TOPLAM AG. = 16.9 EFKT. AG. = 16.9
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 3 DA DEGERİ 2.548
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 2.548 TOPLAM AG. = 48.0 EFKT. AG. = 48.0
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 4 DA DEGERİ 4.117
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 4.117 TOPLAM AG. = 77.5 EFKT. AG. = 77.5
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 5 DA DEGERİ 5.604
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 5.604 TOPLAM AG. = 105. EFKT. AG. = 105.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 6 DA DEGERİ 7.009
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 7.009 TOPLAM AG. = 132. EFKT. AG. = 132.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 7 DA DEGERİ 8.333
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 8.333 TOPLAM AG. = 157. EFKT. AG. = 157.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 8 DA DEGERİ 9.576
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 9.576 TOPLAM AG. = 180. EFKT. AG. = 180.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 9 DA DEGERİ 10.736
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 10.736 TOPLAM AG. = 202. EFKT. AG. = 202.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 10 DA DEGERİ 11.814
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 11.814 TOPLAM AG. = 222. EFKT. AG. = 222.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 11 DA DEGERİ 12.807
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 12.807 TOPLAM AG. = 241. EFKT. AG. = 241.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 12 DA DEGERİ 13.714
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 13.714 TOPLAM AG. = 258. EFKT. AG. = 258.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 13 DA DEGERİ 14.532
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 14.532 TOPLAM AG. = 273. EFKT. AG. = 273.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 14 DA DEGERİ 15.259
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 15.259 TOPLAM AG. = 287. EFKT. AG. = 287.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 15 DA DEGERİ 15.890
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 15.890 TOPLAM AG. = 299. EFKT. AG. = 299.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 16 DA DEGERİ 16.422
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 16.422 TOPLAM AG. = 309. EFKT. AG. = 309.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 17 DA DEGERİ 16.848
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 16.848 TOPLAM AG. = 317. EFKT. AG. = 317.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 18 DA DEGERİ 17.163
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1
 TOPLAM ALAN = 17.163 TOPLAM AG. = 323. EFKT. AG. = 323.
 DDİLİM NO 1 DİLİM - 19 DA DEGERİ 17.358
 ZEMİN - 1 DDİLİMINİN İCİNDE - 1

TOPLAM ALAN = 17.358 TOPLAM AG. = 327. EFKT. AG. = 327.
 DDILIM NO 1 DILIM - 20 DA DEGERI 17.424
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 17.424 TOPLAM AG. = 328. EFKT. AG. = 328.
 DDILIM NO 1 DILIM - 21 DA DEGERI 17.348
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 17.348 TOPLAM AG. = 326. EFKT. AG. = 326.
 DDILIM NO 1 DILIM - 22 DA DEGERI 17.115
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 17.115 TOPLAM AG. = 322. EFKT. AG. = 322.
 DDILIM NO 1 DILIM - 23 DA DEGERI 16.765
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 16.765 TOPLAM AG. = 316. EFKT. AG. = 316.
 DDILIM NO 1 DILIM - 24 DA DEGERI 14.578
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 14.578 TOPLAM AG. = 274. EFKT. AG. = 274.
 DDILIM NO 1 DILIM - 25 DA DEGERI 12.110
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 12.110 TOPLAM AG. = 228. EFKT. AG. = 228.
 DDILIM NO 1 DILIM - 26 DA DEGERI 9.296
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 9.296 TOPLAM AG. = 175. EFKT. AG. = 175.
 DDILIM NO 1 DILIM - 27 DA DEGERI 6.032
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 6.032 TOPLAM AG. = 114. EFKT. AG. = 114.
 DDILIM NO 1 DILIM - 28 DA DEGERI 2.135
 ZEMIN - 1 DDILIMININ ICINDE - 1
 TOPLAM ALAN = 2.135 TOPLAM AG. = 40.2 EFKT. AG. = 40.2

DILIM #	ALAN	AGIRLIK	KOHEZYON	PHI	ALFA
1	0.00	0.06	42.	15.0	-0.1847
2	0.90	16.87	42.	15.0	-0.1618
3	2.55	47.96	42.	15.0	-0.1216
4	4.12	77.49	42.	15.0	-0.0816
5	5.60	105.47	42.	15.0	-0.0418
6	7.01	131.91	42.	15.0	-0.0020
7	8.33	156.83	42.	15.0	0.0378
8	9.58	180.22	42.	15.0	0.0777
9	10.74	202.06	42.	15.0	0.1176
10	11.81	222.34	42.	15.0	0.1578
11	12.81	241.03	42.	15.0	0.1982
12	13.71	258.09	42.	15.0	0.2390
13	14.53	273.49	42.	15.0	0.2802
14	15.26	287.17	42.	15.0	0.3218
15	15.89	299.05	42.	15.0	0.3641
16	16.42	309.05	42.	15.0	0.4070
17	16.85	317.08	42.	15.0	0.4507
18	17.16	323.01	42.	15.0	0.4954
19	17.36	326.68	42.	15.0	0.5412
20	17.42	327.92	42.	15.0	0.5884
21	17.35	326.50	42.	15.0	0.6370
22	17.12	322.11	42.	15.0	0.6874
23	16.77	315.52	42.	15.0	0.7414
24	14.58	274.36	42.	15.0	0.7996
25	12.11	227.92	42.	15.0	0.8615

26	9.30	174.95	42.	15.0	0.9282
27	6.03	113.51	42.	15.0	1.0016
28	2.14	40.19	42.	15.0	1.0845

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 3462.110kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 2457.416kN

Nokta için güvenlik katsayısı: 1.409

Sev için güvenlik katsayısı: 1.41

Sev için kritik ivme: 0.205g

Sev için sismik deplasman: 0.000

Problem II için çıktı dosyası:

Problem2

NOL	NLIT	NOS	NOL
5	7	2	3

CIZGI SONU KOORD. MATRISI

CIZGI#	KES#	X1	Y1	X2	Y2	EGIM	CIZGI KES NO	
1.00	2.00	0.00	15.00	18.00	15.00	0.00	1	2
2.00	3.00	18.00	15.00	48.00	35.00	0.67	2	3
3.00	2.00	48.00	35.00	66.00	35.00	0.00	5	7
4.00	2.00	30.00	23.00	48.00	29.00	0.33	3	4
5.00	2.00	48.00	29.00	66.00	32.00	0.17	4	6

CIZGI KESİSİM DİZİSİ

INT NO	X	Y
1	0.00	15.00
2	18.00	15.00
3	30.00	23.00
4	48.00	29.00
5	48.00	35.00
6	66.00	32.00
7	66.00	35.00

ZEMİN VERİSİ DİZİSİ

ZEMİN NO	CIZGI #	SOL KES	SAG KES	SAT	BİRİM HAC.	PHI	KOHEZ.
1	2.	3.	5.	0.	18.8	15.0	41.7
1	3.	5.	7.	0.	18.8	15.0	41.7
1	4.	3.	4.	0.	18.8	15.0	41.7
1	5.	4.	6.	0.	18.8	15.0	41.7
2	1.	1.	2.	1.	18.8	15.0	41.7
2	2.	2.	3.	1.	18.8	15.0	41.7
2	4.	3.	4.	1.	18.8	15.0	41.7
2	5.	4.	6.	1.	18.8	15.0	41.7

X ARTIS SAYISI= 1 Y ARTIS SAYISI= 1

BASLANGIC DILIM GENISLIGI= 1.0

DENEME DAİRESİ NO= 1

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 27.32 Y= 45.27

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 17.96 Y= 15.00
DENEME YAYI YARICAPI= 31.684

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 2 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde
!*** 4 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
1.	17.960	15.00
5.	55.190	30.20
3.	57.293	35.00

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	15.000	K= 1	KK= 1
I= 2	17.960	15.000	K= 2	KK= 1
I= 3	18.000	15.000	K= 2	KK= 2
I= 4	30.000	23.000	K= 2	KK= 3
I= 5	48.000	29.000	K= 2	KK= 4
I= 6	48.000	35.000	K= 2	KK= 5
I= 7	55.190	30.198	K= 3	KK= 5
I= 8	57.293	35.000	K= 3	KK= 5
I= 9	66.000	32.000	K= 3	KK= 6
I= 10	66.000	35.000	K= 3	KK= 7

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	17.960	15.000	K= 2	KK= 1
I= 2	18.000	15.000	K= 3	KK= 2
I= 3	30.000	23.000	K= 4	KK= 3
I= 4	48.000	29.000	K= 5	KK= 4
I= 5	48.000	35.000	K= 6	KK= 5
I= 6	55.190	30.198	K= 7	KK= 6
I= 7	57.293	35.000	K= 8	KK= 7

DILIM GENISLIGI VE SAYISINI BUL

DIL. #	X-KRD	CIZ #	Y-KRD	CIZ #	Y-KRD	CIZ. #	Y-KRD	CIZ. #	Y-KRD
1	17.96	1.	15.00						
1	17.96	1.	15.00						
1	17.96	1.	15.00						
1	17.96	6.	15.00						
2	18.00	1.	15.00						
2	18.00	1.	15.00						
2	18.00	1.	15.00						
2	18.00	6.	14.99						
3	18.92	2.	15.62						
3	18.92	2.	15.62						
3	18.92	2.	15.62						
3	18.92	6.	14.72						
4	19.85	2.	16.23						
4	19.85	2.	16.23						
4	19.85	2.	16.23						
4	19.85	6.	14.48						
5	20.77	2.	16.85						
5	20.77	2.	16.85						

5	20.77	2.	16.85
5	20.77	6.	14.27
6	21.69	2.	17.46
6	21.69	2.	17.46
6	21.69	2.	17.46
6	21.69	6.	14.09
7	22.62	2.	18.08
7	22.62	2.	18.08
7	22.62	2.	18.08
7	22.62	6.	13.94
8	23.54	2.	18.69
8	23.54	2.	18.69
8	23.54	2.	18.69
8	23.54	6.	13.81
9	24.46	2.	19.31
9	24.46	2.	19.31
9	24.46	2.	19.31
9	24.46	6.	13.72
10	25.38	2.	19.92
10	25.38	2.	19.92
10	25.38	2.	19.92
10	25.38	6.	13.65
11	26.31	2.	20.54
11	26.31	2.	20.54
11	26.31	2.	20.54
11	26.31	6.	13.60
12	27.23	2.	21.15
12	27.23	2.	21.15
12	27.23	2.	21.15
12	27.23	6.	13.59
13	28.15	2.	21.77
13	28.15	2.	21.77
13	28.15	2.	21.77
13	28.15	6.	13.60
14	29.08	2.	22.38
14	29.08	2.	22.38
14	29.08	2.	22.38
14	29.08	6.	13.63
15	30.00	2.	23.00
15	30.00	4.	23.00
15	30.00	4.	23.00
15	30.00	6.	13.70
16	30.95	2.	23.63
16	30.95	4.	23.32
16	30.95	4.	23.32
16	30.95	6.	13.79
17	31.89	2.	24.26
17	31.89	4.	23.63
17	31.89	4.	23.63
17	31.89	6.	13.92
18	32.84	2.	24.89
18	32.84	4.	23.95
18	32.84	4.	23.95
18	32.84	6.	14.07
19	33.79	2.	25.53

19	33.79	4.	24.26
19	33.79	4.	24.26
19	33.79	6.	14.25
20	34.74	2.	26.16
20	34.74	4.	24.58
20	34.74	4.	24.58
20	34.74	6.	14.47
21	35.68	2.	26.79
21	35.68	4.	24.89
21	35.68	4.	24.89
21	35.68	6.	14.71
22	36.63	2.	27.42
22	36.63	4.	25.21
22	36.63	4.	25.21
22	36.63	6.	14.99
23	37.58	2.	28.05
23	37.58	4.	25.53
23	37.58	4.	25.53
23	37.58	6.	15.29
24	38.53	2.	28.68
24	38.53	4.	25.84
24	38.53	4.	25.84
24	38.53	6.	15.63
25	39.47	2.	29.32
25	39.47	4.	26.16
25	39.47	4.	26.16
25	39.47	6.	16.01
26	40.42	2.	29.95
26	40.42	4.	26.47
26	40.42	4.	26.47
26	40.42	6.	16.42
27	41.37	2.	30.58
27	41.37	4.	26.79
27	41.37	4.	26.79
27	41.37	6.	16.87
28	42.32	2.	31.21
28	42.32	4.	27.11
28	42.32	4.	27.11
28	42.32	6.	17.36
29	43.26	2.	31.84
29	43.26	4.	27.42
29	43.26	4.	27.42
29	43.26	6.	17.89
30	44.21	2.	32.47
30	44.21	4.	27.74
30	44.21	4.	27.74
30	44.21	6.	18.46
31	45.16	2.	33.11
31	45.16	4.	28.05
31	45.16	4.	28.05
31	45.16	6.	19.08
32	46.11	2.	33.74
32	46.11	4.	28.37
32	46.11	4.	28.37
32	46.11	6.	19.76

33	47.05	2.	34.37
33	47.05	4.	28.68
33	47.05	4.	28.68
33	47.05	6.	20.48
34	48.00	2.	35.00
34	48.00	4.	29.00
34	48.00	5.	29.00
34	48.00	6.	21.27
35	48.90	3.	35.00
35	48.90	3.	35.00
35	48.90	5.	29.15
35	48.90	6.	22.07
36	49.80	3.	35.00
36	49.80	3.	35.00
36	49.80	5.	29.30
36	49.80	6.	22.94
37	50.70	3.	35.00
37	50.70	3.	35.00
37	50.70	5.	29.45
37	50.70	6.	23.88
38	51.59	3.	35.00
38	51.59	3.	35.00
38	51.59	5.	29.60
38	51.59	6.	24.91
39	52.49	3.	35.00
39	52.49	3.	35.00
39	52.49	5.	29.75
39	52.49	6.	26.0
40	53.39	3.	35.00
40	53.39	3.	35.00
40	53.39	5.	29.90
40	53.39	6.	27.27
41	54.29	3.	35.00
41	54.29	3.	35.00
41	54.29	5.	30.05
41	54.29	6.	28.64
42	55.19	3.	35.00
42	55.19	3.	35.00
42	55.19	5.	30.20
42	55.19	6.	30.20
43	55.89	3.	35.00
43	55.89	3.	35.00
43	55.89	3.	35.00
43	55.89	6.	31.57
44	56.59	3.	35.00
44	56.59	3.	35.00
44	56.59	3.	35.00
44	56.59	6.	33.14
45	57.29	3.	35.00
45	57.29	3.	35.00
45	57.29	3.	35.00
45	57.29	6.	35.00

DILIM #	ALAN	AGIRLIK	KOHEZYON	PHI	ALFA
1	0.00	0.00			

2	0.42	7.89	42.	15.0	-0.2834
3	1.22	23.00	42.	15.0	-0.2531
4	2.00	37.58	42.	15.0	-0.2232
5	2.75	51.66	42.	15.0	-0.1934
6	3.47	65.25	42.	15.0	-0.1638
7	4.16	78.35	42.	15.0	-0.1343
8	4.83	90.97	42.	15.0	-0.1050
9	5.48	103.11	42.	15.0	-0.0757
10	6.10	114.78	42.	15.0	-0.0465
11	6.69	125.99	42.	15.0	-0.0174
12	7.26	136.72	42.	15.0	0.0118
13	7.81	146.99	42.	15.0	0.0409
14	8.33	156.79	42.	15.0	0.0701
15	9.07	170.61	42.	15.0	0.0997
16	9.56	179.92	42.	15.0	0.1298
17	10.03	188.72	42.	15.0	0.1600
18	10.47	196.99	42.	15.0	0.1904
19	10.88	204.72	42.	15.0	0.2209
20	11.26	211.91	42.	15.0	0.2517
21	11.61	218.55	42.	15.0	0.2827
22	11.93	224.61	42.	15.0	0.3140
23	12.23	230.09	42.	15.0	0.3456
24	12.48	234.96	42.	15.0	0.3775
25	12.71	239.20	42.	15.0	0.4099
26	12.90	242.79	42.	15.0	0.4428
27	13.05	245.69	42.	15.0	0.4761
28	13.17	247.87	42.	15.0	0.5101
29	13.25	249.28	42.	15.0	0.5447
30	13.28	249.89	42.	15.0	0.5800
31	13.26	249.63	42.	15.0	0.6162
32	13.20	248.45	42.	15.0	0.6533
33	13.08	246.25	42.	15.0	0.6916
34	11.98	225.51	42.	15.0	0.7300
35	11.23	211.35	42.	15.0	0.7688
36	10.42	196.02	42.	15.0	0.8090
37	9.53	179.37	42.	15.0	0.8510
38	8.57	161.21	42.	15.0	0.8952
39	7.51	141.26	42.	15.0	0.9419
40	6.33	119.16	42.	15.0	0.9919
41	5.01	94.36	42.	15.0	1.0460
42	2.88	54.29	42.	15.0	1.0988
43	1.85	34.84	42.	15.0	1.1501
44	0.65	12.24	42.	15.0	1.2081

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 2993.801kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 2685.044kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.115

Sev için guvenlik katsayisi: 1.12

Sev için kritik ivme: 0.057g

Sev için sismik deplasman: 0.000

Problem III için çıktı dosyası(List=1):

Problem3

NOL	NLIT	NOS	NOLE
5	7	2	3

CIZGI SONU KOORD. MATRISI

CIZGI#	KES#	X1	Y1	X2	Y2	EGIM	CIZGI KES NO
1.00	2.00	5.00	10.00	7.00	10.00	0.00	2 3
2.00	2.00	7.00	10.00	23.50	21.00	0.67	3 4
3.00	2.00	23.50	21.00	30.00	21.00	0.00	4 7
4.00	2.00	7.00	10.00	30.00	10.00	0.00	3 6
4.00	2.00	5.00	8.00	30.00	8.00	0.00	1 5

CIZGI KESISIM DIZISI

INT NO	X	Y
1	5.00	8.00
2	5.00	10.00
3	7.00	10.00
4	23.50	21.00
5	30.00	8.00
6	30.00	10.00
7	30.00	21.00

ZEMIN VERISI DIZISI

ZEMIN NO	CIZGI #	SOL KES	SAG KES	SAT	BIRIM HAC.	PHI	KOHEZ.
1	2.	3.	4.	0.	19.0	20.0	10.0
1	3.	4.	7.	0.	19.0	20.0	10.0
1	4.	3.	6.	0.	19.0	20.0	10.0
2	1.	2.	3.	1.	19.0	20.0	10.0
2	4.	3.	6.	1.	19.0	20.0	10.0
2	5.	1.	5.	1.	19.0	20.0	10.0

X ARTIS SAYISI= 1 Y ARTIS SAYISI= 1
BASLANGIC DILIM GENISLIGI= 1.0

DENEME DAIRESI NO= 1

DAIRE MERKEZ KOORD.: X= 8.59 Y= 29.84

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 5.50 Y= 10.00

DENEME YAYI YARICAPI= 20.079

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 2 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
1.	5.500	10.00
4.	11.680	10.00
3.	26.619	21.00

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	5.000	8.000	K= 1	KK= 1
I= 2	5.000	10.000	K= 1	KK= 2
I= 3	5.500	10.000	K= 2	KK= 2
I= 4	7.000	10.000	K= 2	KK= 3
I= 5	11.680	10.000	K= 3	KK= 3
I= 6	23.500	21.000	K= 3	KK= 4
I= 7	26.619	21.000	K= 3	KK= 4
I= 8	30.000	8.000	K= 3	KK= 5
I= 9	30.000	10.000	K= 3	KK= 6
I= 10	30.000	21.000	K= 3	KK= 7

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	5.500	10.000	K= 3	KK= 1
I= 2	7.000	10.000	K= 4	KK= 2
I= 3	11.680	10.000	K= 5	KK= 3
I= 4	23.500	21.000	K= 6	KK= 4
I= 5	26.619	21.000	K= 7	KK= 5

DILIM GENISLIGI VE SAYISINI BUL

DILIM #	ALAN	AGIRLIK	KOHEZYON	PHI	ALFA
1	0.04	0.73	10.	20.0	-0.1356
2	0.10	1.98	10.	20.0	-0.0980
3	0.48	3.60	10.	20.0	-0.0559
4	1.09	20.79	10.	20.0	-0.0093
5	1.67	31.65	10.	20.0	0.0374
6	2.20	41.73	10.	20.0	0.0841
7	2.69	51.03	10.	20.0	0.1310
8	3.31	62.86	10.	20.0	0.1794
9	3.75	71.33	10.	20.0	0.2295
10	4.15	78.81	10.	20.0	0.2802
11	4.49	85.27	10.	20.0	0.3316
12	4.77	90.66	10.	20.0	0.3840
13	5.00	94.91	10.	20.0	0.4375
14	5.15	97.94	10.	20.0	0.4924
15	5.24	99.64	10.	20.0	0.5490
16	5.26	99.88	10.	20.0	0.6076
17	5.18	98.46	10.	20.0	0.6686
18	5.01	95.16	10.	20.0	0.7328
19	4.72	89.63	10.	20.0	0.8010
20	3.24	61.47	10.	20.0	0.8664
21	2.47	46.93	10.	20.0	0.9286
22	1.59	30.26	10.	20.0	0.9966
23	0.56	10.65	10.	20.0	1.0726

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 742.353kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 625.388kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.519

Sev için guvenlik katsayisi: 1.52

Sev için kritik ivme: 0.276g

Sev için sismik deplasman: 0.000

Problem IV için çıktı dosyası(List=0)

Problem4

NOL	NLIT	NOS	NOLE
6	8	1	3

CIZGI SONU KOORD. MATRISI

CIZGI#	KES#	X1	Y1	X2	Y2	EGIM	CIZGI	KES	NO
1.00	2.00	0.00	6.10	6.10	6.10	0.00	1	2	
2.00	3.00	6.10	6.10	127.64	50.29	0.36	2	3	6
3.00	2.00	127.64	50.29	129.54	50.29	0.00	6	7	
4.00	2.00	8.61	7.01	85.34	7.01	0.00	3	4	
5.00	3.00	6.10	6.10	131.06	6.10	0.00	2	5	8
6.00	2.00	85.34	7.01	85.34	6.10	999999.00	4	5	

CIZGI KESISIM DIZISI

INT NO	X	Y
1	0.00	6.10
2	6.10	6.10
3	8.61	7.01
4	85.34	7.01
5	85.34	6.10
6	127.64	50.29
7	129.54	50.29
8	131.06	6.10

ZEMIN VERISI DIZISI

ZEMIN NO	CIZGI #	SOL KES	SAG KES	SAT	BIRIM	HAC.	PHI	KOHEZ
1	2.	3.	6.	1.	22.8		37.5	16.8
1	3.	6.	7.	1.	22.8		37.5	16.8
1	4.	3.	4.	1.	22.8		37.5	16.8
1	5.	5.	8.	1.	22.8		37.5	16.8
1	6.	4.	5.	1.	22.8		37.5	16.8

X ARTIS SAYISI= 4 Y ARTIS SAYISI= 4
BASLANGIC DILIM GENISLIGI= 1.5

DENEME DAIRESI NO= 1
DAIRE MERKEZ KOORD.: X= 37.00 Y= 127.00

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29
DENEME YAYI YARICAPI= 119.731

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2	14.948	9.32
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	14.948	9.317	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	14.948	9.317	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Maksimum dilim genisligi su sayiya arttirilmistir: 2.00 m

Nokta icin toplam karsi koyan kuvvet: 14466.281kN

Nokta icin toplam deviren kuvvet: 9804.037kN

Nokta icin guvenlik katsayisi: 1.476

DENEME DAİRESİ NO= 2

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 38.00 Y= 127.00

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 118.965

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	16.706	9.96
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	16.706	9.956	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1 16.706 9.956 K= 4 KK= 1
I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Maksimum dilim genişliği su sayıya arttırılmıştır: 2.00 m

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 13915.395kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 9421.607kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.477

DENEME DAİRESİ NO= 3

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 39.00 Y= 127.00

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 118.202

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CIZGI NO	X	Y
2.	18.464	10.60
3.	128.930	50.29

TUM KESİSİMLERİ İCEREN DİZİ:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	18.464	10.595	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1 18.464 10.595 K= 4 KK= 1
I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 13380.846kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 9049.452kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.479

DENEME DAİRESİ NO= 4

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 40.00 Y= 127.00

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 117.443

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	20.221	11.23
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I=	X	Y	K=	KK=
1	0.000	6.100	1	1
2	6.100	6.100	1	2
3	8.610	7.010	1	3
4	20.221	11.234	2	3
5	85.340	7.010	2	4
6	85.340	6.100	2	5
7	127.640	50.290	2	6
8	128.930	50.290	2	6
9	129.540	50.290	2	7
10	131.060	6.100	2	8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I=	X	Y	K=	KK=
1	20.221	11.234	4	1
2	127.640	50.290	7	2
3	128.930	50.290	8	3

Nokta icin toplam karsi koyan kuvvet: 12857.783kN

Nokta icin toplam deviren kuvvet: 8684.184kN

Nokta icin guvenlik katsayisi: 1.481

DENEME DAİRESİ NO= 5

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 40.00 Y= 128.00

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 118.099

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	20.852	11.46
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I=	X	Y	K=	KK=
1	0.000	6.100	1	1
2	6.100	6.100	1	2
3	8.610	7.010	1	3

I= 4	20.852	11.464	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	20.852	11.464	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 12566.052kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 8489.658kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.480

DENEME DAİRESİ NO= 6

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 41.00 Y= 128.00

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 117.348

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
2.	22.609	12.10
3.	128.930	50.29

TUM KESİSİMLERİ İCEREN DİZİ:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	22.609	12.102	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	22.609	12.102	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 12065.005kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 8138.218kN
Nokta için güvenlik katsayısı: 1.483

DENEME DAİRESİ NO= 7

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 42.00 Y= 128.00

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 116.600

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
2.	24.365	12.74
3.	128.930	50.29

TÜM KESİSİMLERİ İÇEREN DİZİ:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	24.365	12.741	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	24.365	12.741	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 11577.854kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 7795.200kN
Nokta için güvenlik katsayısı: 1.485

DENEME DAİRESİ NO= 8

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 43.00 Y= 128.00

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 115.857

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
----------	---	---

2.	26.121	13.38
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	26.121	13.379	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	26.121	13.379	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta icin toplam karsi koyan kuvvet: 11103.413kN
Nokta icin toplam deviren kuvvet: 7460.733kN
Nokta icin guvenlik katsayisi: 1.488

DENEME DAIRESI NO= 9

DAIRE MERKEZ KOORD.: X= 43.00 Y= 129.00

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 116.530

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	26.751	13.61
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	26.751	13.608	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	26.751	13.608	K= 4	KK= 1
------	--------	--------	------	-------

I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 10844.331kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 7285.215kN
Nokta için güvenlik katsayısı: 1.489

DENEME DAİRESİ NO= 10
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 44.00 Y= 129.00

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29
DENEME YAYI YARICAPI= 115.795

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
2.	28.507	14.25
3.	128.930	50.29

TUM KESİSİMLERİ İÇEREN DİZİ:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	28.507	14.247	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	28.507	14.247	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 10390.834kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 6964.314kN
Nokta için güvenlik katsayısı: 1.492

DENEME DAİRESİ NO= 11
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 45.00 Y= 129.00

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29
DENEME YAYI YARICAPI= 115.063

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	30.262	14.88
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	30.262	14.885	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	30.262	14.885	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta icin toplam karsi koyan kuvvet: 9950.500kN

Nokta icin toplam deviren kuvvet: 6651.655kN

Nokta icin guvenlik katsayisi: 1.496

DENEME DAIRESI NO= 12

DAIRE MERKEZ KOORD.: X= 46.00 Y= 129.00

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 114.336

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	32.016	15.52
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	32.016	15.523	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	32.016	15.523	K= 4	KK= 1
------	--------	--------	------	-------

I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 9523.262kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 6347.397kN
Nokta için güvenlik katsayısı: 1.500

DENEME DAİRESİ NO= 13
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 46.00 Y= 130.00
GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29
DENEME YAYI YARICAPI= 115.026

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ
CİZGİ NO X Y
2. 32.645 15.75
3. 128.930 50.29

TUM KESİSİMLERİ İÇEREN DİZİ:
I= 1 0.000 6.100 K= 1 KK= 1
I= 2 6.100 6.100 K= 1 KK= 2
I= 3 8.610 7.010 K= 1 KK= 3
I= 4 32.645 15.751 K= 2 KK= 3
I= 5 85.340 7.010 K= 2 KK= 4
I= 6 85.340 6.100 K= 2 KK= 5
I= 7 127.640 50.290 K= 2 KK= 6
I= 8 128.930 50.290 K= 2 KK= 6
I= 9 129.540 50.290 K= 2 KK= 7
I= 10 131.060 6.100 K= 2 KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:
I= 1 32.645 15.751 K= 4 KK= 1
I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 9295.520kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 6190.343kN
Nokta için güvenlik katsayısı: 1.502

DENEME DAİRESİ NO= 14
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 47.00 Y= 130.00
GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29
DENEME YAYI YARICAPI= 114.308

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2.	34.399	16.39
3.	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	34.399	16.389	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	34.399	16.389	K= 4	KK= 1
I= 2	127.640	50.290	K= 7	KK= 2
I= 3	128.930	50.290	K= 8	KK= 3

Nokta icin toplam karsi koyan kuvvet: 8887.963kN

Nokta icin toplam deviren kuvvet: 5899.306kN

Nokta icin guvenlik katsayisi: 1.507

DENEME DAIRESI NO= 15

DAIRE MERKEZ KOORD.: X= 48.00 Y= 130.00

GIRIS NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 113.593

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
2	36.153	17.03
3	128.930	50.29

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	36.153	17.027	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1 36.153 17.027 K= 4 KK= 1
I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 8492.011kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 5616.392kN

Nokta için güvenlik katsayısı: 1.512

DENEME DAİRESİ NO= 16

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 49.00 Y= 130.00

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 128.93 Y= 50.29

DENEME YAYI YARICAPI= 112.883

!*** 1cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 5cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 6cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
2.	37.905	17.66
3.	128.930	50.29

TUM KESİSİMLERİ İÇEREN DİZİ:

I= 1	0.000	6.100	K= 1	KK= 1
I= 2	6.100	6.100	K= 1	KK= 2
I= 3	8.610	7.010	K= 1	KK= 3
I= 4	37.905	17.664	K= 2	KK= 3
I= 5	85.340	7.010	K= 2	KK= 4
I= 6	85.340	6.100	K= 2	KK= 5
I= 7	127.640	50.290	K= 2	KK= 6
I= 8	128.930	50.290	K= 2	KK= 6
I= 9	129.540	50.290	K= 2	KK= 7
I= 10	131.060	6.100	K= 2	KK= 8

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1 37.905 17.664 K= 4 KK= 1
I= 2 127.640 50.290 K= 7 KK= 2
I= 3 128.930 50.290 K= 8 KK= 3

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 8108.502kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 5341.768kN

Nokta için güvenlik katsayısı: 1.518

Sev için güvenlik katsayısı: 1.48

Sev için kritik ivme: 0.140g

Sev için sismik deplasman: 0.000

Problem V için çıktı dosyası:

Problem5

NOL	NLIT	NOS	NOLE
4	6	2	3

CIZGI SONU KOORD. MATRISI

CIZGI#	KES#	X1	Y1	X2	Y2	EGIM	CIZGI KES NO
1.00	2.00	5.00	10.00	7.00	10.00	0.00	1 2
2.00	4.00	7.00	10.00	22.00	20.00	0.67	2 3 4
3.00	2.00	22.00	20.00	30.00	20.00	0.00	4 6
4.00	2.00	14.50	15.00	30.00	15.00	0.00	3 5

CIZGI KESISIM DIZISI

INT NO	X	Y
1	5.00	10.00
2	7.00	10.00
3	14.50	15.00
4	22.00	20.00
5	30.00	15.00
6	30.00	20.00

ZEMIN VERISI DIZISI

ZEMIN NO	CIZGI #	SOL KES	SAG KES	SAT	BIRIM HAC.	PHI	KOHEZ.
1	2.	2.	3.	1.	18.9	14.0	24.0
1	4.	3.	5.	1.	18.9	14.0	24.0
2	2.	3.	4.	0.	17.6	25.0	0.0
2	3.	4.	6.	0.	17.6	25.0	0.0
2	4.	3.	5.	0.	17.6	25.0	0.0

X ARTIS SAYISI= 2 Y ARTIS SAYISI= 2
BASLANGIC DILIM GENISLIGI= 1.5

DENEME DAİRESİ NO= 1
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 13.50 Y= 23.50

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 5.50 Y= 10.00
DENEME YAYI YARICAPI= 15.692

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor
!*** 2 çizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
1.	5.500	10.00
4.	26.691	15.00
3.	28.797	20.00

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	5.000	10.000	K= 1	KK= 1
I= 2	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 3	7.000	10.000	K= 2	KK= 2
I= 4	14.500	15.000	K= 2	KK= 3
I= 5	22.000	20.000	K= 2	KK= 4
I= 6	26.691	15.000	K= 3	KK= 4
I= 7	28.797	20.000	K= 3	KK= 4

I= 8	30.000	15.000	K= 3	KK= 5
I= 9	30.000	20.000	K= 3	KK= 6

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 2	7.000	10.000	K= 3	KK= 2
I= 3	14.500	15.000	K= 4	KK= 3
I= 4	22.000	20.000	K= 5	KK= 4
I= 5	26.691	15.000	K= 6	KK= 5
I= 6	28.797	20.000	K= 7	KK= 6

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 933.210kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 853.536kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.093

DENEME DAİRESİ NO= 2

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 14.50 Y= 23.50

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 5.50 Y= 10.00

DENEME YAYI YARICAPI= 16.225

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 3cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 2 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde

!*** 3 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayin icinde

CIZGI DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CIZGI NO	X	Y
1.	5.500	10.00
4.	28.320	15.00

TUM KESİSİMLERİ İCEREN DİZİ:

I= 1	5.000	10.000	K= 1	KK= 1
I= 2	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 3	7.000	10.000	K= 2	KK= 2
I= 4	14.500	15.000	K= 2	KK= 3
I= 5	22.000	20.000	K= 2	KK= 4
I= 6	28.320	15.000	K= 2	KK= 4
I= 7	30.000	15.000	K= 2	KK= 5
I= 8	30.000	20.000	K= 2	KK= 6

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 2	7.000	10.000	K= 3	KK= 2
I= 3	14.500	15.000	K= 4	KK= 3
I= 4	22.000	20.000	K= 5	KK= 4
I= 5	28.320	15.000	K= 6	KK= 5
I= 6	30.000	20.000	K= 8	KK= 6

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 1060.123kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 928.096kN

Nokta için guvenlik katsayisi: 1.142

DENEME DAİRESİ NO= 3

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 14.50 Y= 24.50

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 5.50 Y= 10.00

DENEME YAYI YARICAPI= 17.066

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 3cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 2 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayın icinde

!*** 3 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayın icinde

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
1.	5.500	10.00
4.	28.677	15.00

TÜM KESİSİMLERİ İÇEREN DİZİ:

I= 1	5.000	10.000	K= 1	KK= 1
I= 2	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 3	7.000	10.000	K= 2	KK= 2
I= 4	14.500	15.000	K= 2	KK= 3
I= 5	22.000	20.000	K= 2	KK= 4
I= 6	28.677	15.000	K= 2	KK= 4
I= 7	30.000	15.000	K= 2	KK= 5
I= 8	30.000	20.000	K= 2	KK= 6

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 2	7.000	10.000	K= 3	KK= 2
I= 3	14.500	15.000	K= 4	KK= 3
I= 4	22.000	20.000	K= 5	KK= 4
I= 5	28.677	15.000	K= 6	KK= 5
I= 6	30.000	20.000	K= 8	KK= 6

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 1061.984kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 915.095kN

Nokta için güvenlik katsayısı: 1.161

DENEME DAİRESİ NO= 4

DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 15.50 Y= 24.50

GİRİŞ NOKTASI KOORD.: X= 5.50 Y= 10.00

DENEME YAYI YARICAPI= 17.614

!*** 2cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 3cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 4cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

!*** 2 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayın icinde

!*** 3 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayın icinde

!*** 4 cizgisi yayla kesismiyor ancak yayın icinde

CİZGİ DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CİZGİ NO	X	Y
1.	5.500	10.00

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	5.000	10.000	K= 1	KK= 1
I= 2	5.500	10.000	K= 1	KK= 1
I= 3	7.000	10.000	K= 1	KK= 2
I= 4	14.500	15.000	K= 1	KK= 3
I= 5	22.000	20.000	K= 1	KK= 4
I= 6	30.000	15.000	K= 1	KK= 5
I= 7	30.000	20.000	K= 1	KK= 6

UYGULANABİLİR DIZI-YAY KESISİMİ:

I= 1	5.500	10.000	K= 2	KK= 1
I= 2	7.000	10.000	K= 3	KK= 2
I= 3	14.500	15.000	K= 4	KK= 3
I= 4	22.000	20.000	K= 5	KK= 4
I= 5	30.000	15.000	K= 6	KK= 5
I= 6	30.000	20.000	K= 7	KK= 6

Nokta için toplam karşı koyan kuvvet: 1130.298kN

Nokta için toplam deviren kuvvet: 882.832kN

Nokta için güvenlik katsayısı: 1.280

Sev için güvenlik katsayısı: 1.09

Sev için kritik ivme: 0.043g

Sev için sismik deplasman: 0.000

Problem VI için çıktı dosyası:**Problem6**

NOL	NLIT	NOS	NOLE
5	7	3	3

CIZGI SONU KOORD. MATRİSİ

CIZGI#	KES#	X1	Y1	X2	Y2	EGİM	CIZGI KES NO	
1.00	2.00	10.00	10.00	15.00	10.00	0.00	1	2
2.00	3.00	15.00	10.00	50.00	30.00	0.57	2	3 4
3.00	2.00	50.00	30.00	60.00	30.00	0.00	4	7
4.00	2.00	22.00	14.00	60.00	14.00	0.00	3	6
5.00	2.00	22.00	14.00	60.00	5.00	-0.24	3	5

CIZGI KESISIM DIZISI

INT NO	X	Y
1	10.00	10.00
2	15.00	10.00
3	22.00	14.00
4	50.00	30.00
5	60.00	5.00
6	60.00	14.00
7	60.00	30.00

ZEMİN VERİSİ DİZİSİ

ZEMİN NO	CIZGI #	SOL KES	SAG KES	SAT	BİRİM HAC.	PHI	KOHEZ.
1	2.	2.	3.	1.	18.2	32.0	5.0
1	5.	3.	5.	1.	18.2	32.0	5.0
2	4.	3.	6.	1.	18.2	38.0	0.0

2	5.	3.	5.	1.	18.2	38.0	0.0
3	2.	3.	4.	0.	17.3	36.0	0.0
3	3.	4.	7.	0.	17.3	36.0	0.0
3	4.	3.	6.	0.	17.3	36.0	0.0

X ARTIS SAYISI= 1 Y ARTIS SAYISI= 2
BASLANGIC DILIM GENISLIGI= 1.5

DENEME DAİRESİ NO= 1
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 17.30 Y= 40.81

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 12.00 Y= 10.00
DENEME YAYI YARICAPI= 31.263

!*** 3cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DİZİSİYLE BERABER YAY KESİSİMİ

CIZGI NO	X	Y
1.	12.000	10.00
5.	29.796	12.15
4.	33.380	14.00
2.	45.574	27.47

TUM KESİSİMLERİ İÇEREN DİZİ:

I= 1	10.000	10.000	K= 1	KK= 1
I= 2	12.000	10.000	K= 2	KK= 1
I= 3	15.000	10.000	K= 2	KK= 2
I= 4	22.000	14.000	K= 2	KK= 3
I= 5	29.796	12.154	K= 3	KK= 3
I= 6	33.380	14.000	K= 4	KK= 3
I= 7	45.574	27.471	K= 4	KK= 3
I= 8	50.000	30.000	K= 4	KK= 4
I= 9	60.000	5.000	K= 4	KK= 5
I= 10	60.000	14.000	K= 4	KK= 6
I= 11	60.000	30.000	K= 4	KK= 7

UYGULANABİLİR DİZİ-YAY KESİSİMİ:

I= 1	12.000	10.000	K= 2	KK= 1
I= 2	15.000	10.000	K= 3	KK= 2
I= 3	22.000	14.000	K= 4	KK= 3
I= 4	29.796	12.154	K= 5	KK= 4
I= 5	33.380	14.000	K= 6	KK= 5
I= 6	45.574	27.471	K= 7	KK= 6

Nokta için toplam karsi koyan kuvvet: 1292.927kN
Nokta için toplam deviren kuvvet: 1061.012kN
Nokta için guvenlik katsayisi: 1.219

DENEME DAİRESİ NO= 2
DAİRE MERKEZ KOORD.: X= 17.30 Y= 42.81

GİRİS NOKTASI KOORD.: X= 12.00 Y= 10.00
DENEME YAYI YARICAPI= 33.235

!*** 3cizgisi deneme dairesiyle kesismiyor

CIZGI DIZISIYLA BERABER YAY KESISIMI

CIZGI NO	X	Y
1.	12.000	10.00
5.	30.013	12.10
4.	33.870	14.00
2.	47.267	28.44

TUM KESISIMLERI ICEREN DIZI:

I= 1	10.000	10.000	K= 1	KK= 1
I= 2	12.000	10.000	K= 2	KK= 1
I= 3	15.000	10.000	K= 2	KK= 2
I= 4	22.000	14.000	K= 2	KK= 3
I= 5	30.013	12.102	K= 3	KK= 3
I= 6	33.870	14.000	K= 4	KK= 3
I= 7	47.267	28.439	K= 4	KK= 3
I= 8	50.000	30.000	K= 4	KK= 4
I= 9	60.000	5.000	K= 4	KK= 5
I= 10	60.000	14.000	K= 4	KK= 6
I= 11	60.000	30.000	K= 4	KK= 7

UYGULANABILIR DIZI-YAY KESISIMI:

I= 1	12.000	10.000	K= 2	KK= 1
I= 2	15.000	10.000	K= 3	KK= 2
I= 3	22.000	14.000	K= 4	KK= 3
I= 4	30.013	12.102	K= 5	KK= 4
I= 5	33.870	14.000	K= 6	KK= 5
I= 6	47.267	28.439	K= 7	KK= 6

Nokta icin toplam karsi koyan kuvvet: 1440.320kN

Nokta icin toplam deviren kuvvet: 1165.515kN

Nokta icin guvenlik katsayisi: 1.236

Sev icin guvenlik katsayisi: 1.22

Sev icin kritik ivme: 0.088g

Sev icin sismik deplasman: 0.000

ÖZGEÇMİŞ

İnşaat mühendisi Çağatay Konuk 1980 yılında Ankara’da doğmuştur. İlk öğrenimini Selimiye İlkokulu, orta ve lise öğrenimini Üsküdar Amerikan Lisesi’nde tamamlamıştır. 1998 yılında girdiği İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesinden 2002 yılında mezun olmuş, aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.