İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARININ STATİK VE DİNAMİK YÜKLERE GÖRE TASARIMI

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Ali Serkan EMİR

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : ZEMİN MEKANİĞİ VE GEOTEKNİK MÜHENDİSLİĞİ

HAZİRAN 2005

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARININ SİSMİK VE STATİK YÜKLERE GÖRE TASARIMI

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Ali Serkan EMİR
(501011550)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 9 Mayıs 2005
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2005

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Mete İNCECİK

Diğer Jüri Üyeleri Doç.Dr. Recep İYİSAN (İ.T.Ü.)

Yrd. Doç.Dr. Mehmet BERİLGEN (Y.T.Ü.)

HAZİRAN 2005

ÖNSÖZ

Bu çalışmada, donatılı zemin istinat yapılarının statik ve dinamik yüklere göre tasarım ilkeleri incelenmektedir. Tasarım kriterleri A.B.D., Türkiye ve Fransa Karayollarının ilgili yönetmelik ve şartnameleri temel alınarak hazırlanmıştır.

Bu çalışmanın kapsamı içerisinde olan 12m yüksekliğinde model bir donatılı zemin istinat yapısının statik ve dinamik yüklere göre analizinde A.B.D. Karayolları şartnamesi temel alınmaktadır. Çalışma içerisinde aynı model yapı Plaxis Sonlu Elemanlar Programı ile de analiz edilmektedir.

Yüksek lisans eğitimimde ve tez çalışmalarım boyunca göstermiş olduğu yardım ve destekten dolayı değerli danışman hocam Prof. Dr. Mete İNCECİK'e teşekkür ederim.

Yüksek lisans öğrenimimde özellikle tez aşamasında emeğini ve yardımını hiçbir zaman benden esirgemeyen değerli hocam Araştırma Görevlisi Müge BALKAYA'ya teşekkürü bir borç bilirim.

Tezimin özellikle son bölümündeki çok önemli uyarıları ve yardımından ötürü yakın ilgisine minnettar olduğum değerli hocam Yrd. Doç. Dr. Mehmet BERİLGEN'e çok teşekkür ederim.

Tez çalışmam esnasında ümitsizliğe kapıldığım zamanlarda bana destek olan sevgili kuzenim Nevra BARUTÇU' ya teşekkür ederim.

Son olarak hayatımda bu konumuma gelmemi sağlayan ve borcumu hiç bir zaman ödeyemeyeceğim canım ailem, Osman, Cemile ve Sezin EMİR'e sonsuz kere teşekkür ederim.

Mayıs, 2005 Ali Serkan EMİR

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ ii
KISALTMALAR x
TABLO LİSTESİ xi
ŞEKİL LİSTESİ xii
SEMBOL LİSTESİ xvii
ÖZET xx
SUMMARY xxii

1. GİRİŞ 1

2. İSTİNAT DUVARLARI 3

2.1 İstinat Yapısı Kavramı 3

2.2 İstinat Duvarı Tipleri 3

2.2.1 Rijit dayanma yapıları 4

2.2.1.1 Ağırlık tipi dayanma duvarı 4
2.2.1.2 Yarı ağırlık dayanma duvarı 4
2.2.1.3 Konsol duvar 5
2.2.1.4 Eşikli konsol duvar 5
2.2.1.5 Payandalı Duvar 5
2.2.1.6 Ters payandalı duvar 5
2.2.2 Yarı Rijit Dayanma Yapıları 7
2.2.2.1 Kafes tipi dayanma duvarı 7
2.2.2.2 Sandık (gabion) tipi dayanma yapıları 7
2.2.2.3 Kazıklı perdeler 8
2.2.2.4 Diyafram duvarlar 8
2.2.3 Esnek dayanma yapıları 9
2.2.3.1 Palplanş perdeleri 9
2.2.3.2 Donatılı zemin dayanma yapıları 10

3. DONATILI ZEMİN KAVRAMI VE SİSTEM ÜSTÜNLÜKLERİ 11

3.1 Donatılı Zemin Kavramı 11

3.2 Donatılı Zemin Yapılarının Uygulama Alanları 13

3.2.1 Genel uygulama alanları 13
3.2.2 Özel kullanım alanları 16

3.3 Donatılı Zemin Yapılarının Üstünlükleri 18

4. DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARI TİPLERİ VE BU YAPILARI TEŞKİL EDEN ELEMANLAR 20

4.1 Donatılı Zemin Yapılarının Tipleri 20

4.1.1 Körük tipi donatılı zemin istinat duvarı 20
4.1.2 Teleskop tipi donatılı zemin istinat duvarı 21
4.1.3 Kılavuz tipi donatılı zemin istinat duvarı 22

4.2 Donatılı Zemin İstinat Duvarlarını Teşkil Eden Elemanlar 23

4.2.1 Donatı elemanları 24
4.2.1.1 Şerit donatılar 26
4.2.1.2 Metal gridler 34
4.2.1.3 Geosentetikler ve geogridler 35
4.2.1.4 Hücresel donatılar 51
4.2.1.5 Ankraj donatılar 52
4.2.2 Yüzey elemanları 53
4.2.2.1 Parçalı prefabrike beton paneller 53
4.2.2.2 Basit modüler blok elemanları 54
4.2.2.3 Metal yüzey elemanları 55
4.2.2.4 Kaynaklı tel hasır yüzey elemanı 56
4.2.2.5 Gabion yüzey elemanı 56
4.2.2.6 Geosentetik yüzey elemanı 57
4.2.2.7 Püskürtme veya sıva tipi yüzey elemanı 58
4.2.3 Dolgu malzemesi 59
4.2.3.1 Türk standartlarına göre dolgu malzemesi özellikleri 59
4.2.3.2 A.B.D. Standartlarına göre dolgu malzemesi özellikleri 60

5. DONATILI ZEMiN iSTiNAT DUVARLARININ DAVRANIŞ PRENSİPLERİ 63

5.1 Donatılı Zemin Yapılarının Sistemi Çalışma Mekanizması 63

5.1.1 Psödo (Anizotropik) kohezyon teorisi 64
5.1.2 Eşdeğer (Artırılmış) çevre basıncı teorisi 69
5.1.2.1 Chapius eşdeğer çevre basıncı bağıntısı 69
5.1.2.2 Yang eşdeğer çevre basıncı bağıntısı 70
5.1.2.3 Gray ve Al-Refeai eşdeğer çevre basıncı bağıntısı 71

5.2 Donatılı Zemin İstinat Duvarlarında Göçme Durumları 71

5.2.1 Dış stabilite göçmeleri 71
5.2.2 İç stabilite göçmeleri 72
5.2.3 Yüzey elemanı göçmeleri 73

6. DONATILI ZEMiN iSTiNAT DUVARLARININ TASARIM VE ANALİZİ **74**

6.1. Donatılı Zemin Sistemi Tasarım Özellikleri **74**

6.2 Donatılı Zemin Sistemi Analiz Yöntemleri **75**

6.2.1 Çalışan gerilme analizi 75
6.2.2 Deformasyon değerlendirmesi 75
6.2.3 Limit denge analizi 75

6.3 Donatılı Zemin Yapılarında Dış Stabilite Analizleri **82**

6.3.1 Duvar geometrisinin ve zemin özelliklerinin belirlenmesi 83
6.3.2 Performans kriterlerinin seçimi 83
6.3.2.1 Güvenlik sayıları 84
6.3.2.2 Yapıda oluşan yatay ve düşey deplasman
6.3.2.3 Prekast yüzey panellerinde tolere edilebilir oturma değerleri
6.3.2.4 Donatılı zemin yapısının tasarım ömrü 86
6.3.3 Donatılı zemin istinat duvarlarının ön tasarımı 86
6.3.3.1 Amerikan şartnamesine göre ön tasarım kriterleri 86
6.3.3.2 Fransız Ulaştırma Bakanlığına göre ön tasarım kriterleri 87
6.3.4 Sisteme etkiyen dış kuvvetlerin hesabında kullanılması gereken yatay zemin basınç katsayıların hesabı 91
6.3.5 Duvar altı taban basıncı hesabı 96
6.3.6 Kayma tahkiki 98
6.3.7 Taşıma gücü tahkiki 100
6.3.8 Devrilme tahkiki 102
6.3.8.1 Eksantrisite kontrolü 102
6.3.8.2 Moment dengesi kontrolü 103
6.3.9 Toptan göçme (genel şev stabilitesi) tahkiki 103
6.3.10 Dinamik yükleme durumu için dış stabilite tahkikleri 107
6.3.10.1 Dinamik yükler altındaki donatılı zemin istinat duvarlarının Amerikan Karayolları Şartnamesine göre dış stabilite analiz yöntemi 108
6.3.10.2 Dinamik yükler altındaki donatılı zemin istinat duvarlarının Türk Afet Yönetmeliğine göre dış stabilite analiz yöntemi 113
6.3.10.3 Dinamik yükleme durumu için alternatif bir dış stabilite analiz yöntemi (Steven L. Kramer) 121
6.3.10.4 Deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten ötürü sistemde oluşan aktif ve pasif zemin itkileri 122

6.4 Donatılı Zemin Yapılarında İç Stabilite Analizleri **124**

6.4.1 İç stabilite güvenlik sayıları 126
6.4.2 Kritik kayma yüzeyi 126

6.4.3 Donatı seviyelerindeki maksimum çekme kuvvetinin hesabı 127
6.4.4 İç stabilitede kopma tahkiki 131
6.4.4.1 Metal şerit donatılarda müsaade edilen çekme dayanımının hesabı 131
6.4.4.2 Geosentetik donatılarda müsaade edilen çekme dayanımı hesabı 132
6.4.5 İç stabilitede sıyrılma tahkiki 134
6.4.6 Dinamik yükler altındaki donatılı zemin istinat duvarlarının amerikan karayolları şartnamesine göre iç stabilite analiz yöntemi 135
6.4.7 Dinamik yükler altındaki donatılı zemin istinat duvarlarının için alternatif bir iç stabilite analiz yöntemi (Steven L. Kramer) 139
6.4.8 Geosentetik donatılı zemin duvarları için basitleştirilmiş iç stabilite analiz yöntemi (Robert M. Koerner) 140

7. 12m YÜKSEKLİĞİNDEKİ MODEL BİR DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARININ AMERİKAN KARAYOLLARI ŞARTNAMESİNE GÖRE STATİK VE DİNAMİK YÜKLER ALTINDA TASARIMI 143

7.1 Tasarıma Giriş 143

7.2 Doğal Zemin ve Dolgu Malzemesi Özellikleri 144

7.3 Donatı Özellikleri 146

7.4 Yüzey Eleman Özellikleri 146

7.5 Doğal Şev için Toptan Göçme Analizi 146

7.6 Ön Tasarım 148
7.6.1 Donatılı hesap başlangıç uzunluğunun belirlenmesi 148
7.6.2 Topuk dolgusu yüksekliğinin belirlenmesi 149
7.6.3 Topuk dolgusu genişliğinin belirlenmesi 149

7.7 H= 12m ve L=9m model donatılı zemin istinat yapısı için statik dış stabilite hesaplamaları 149

7.7.1 Yanal basınç katsayılarının hesabı 149
7.7.1.1 Seçilmiş dolgu malzeme yatay basınç katsayısının hesabı (K_{ar}) 149
7.7.1.2 Doğal zemin yatay basınç katsayısının hesabı (K_{af}) 150
7.7.2 Sisteme etkiyen statik dış yüklerin hesabı 150
7.7.3 Duvar altı taban basıncı ve eksantrisitenin hesabı 151
7.7.4 Taşıma gücü ve eksantrisite tahkiki 152
7.7.4.1 Taşıma gücü tahkiki 152
7.7.4.2 Eksantrisite tahkiki 152

7.7.5 Kayma tahkiki 153
7.7.6 Devrilme tahkiki 153

7.8 H= 12m ve L=9m model donatılı zemin istinat yapısı için dinamik yüklere göre dış stabilite hesaplamaları 154

7.8.1 'A_m' Pik ivmenin hesabı 154
7.8.2 Sistem etkiyen dinamik kuvvetlerin hesabı 155
7.8.3 Dinamik yükleme durumunda kayma tahkiki 155
7.8.4 Dinamik yükleme durumunda taşıma gücü ve eksantrisite tahkiki 156
7.8.4.1 Dinamik yükleme durumunda eksantrisite tahkiki 156
7.8.4.2 Dinamik yükleme durumunda taşıma gücü tahkiki 157
7.8.5 H=12m ve L=9m duvar için statik ve dinamik yüklere göre yapılan tahkik sonuçlarının değerlendirmesi 157

7.9 H= 12m ve L=11m model donatılı zemin istinat yapısı için statik ve dinamik yüklere göre yapılan tahkik dış stabilite hesaplamaları 157

7.9.1 Dinamik Yükleme Durumunda Kayma Tahkiki (L=11 m) 158
7.9.2 H=12m ve L=11m olan duvar için statik ve dinamik yüklere göre yapılan tahkik sonuçlarının değerlendirmesi 158

7.10 H= 12m ve L=11m model donatılı zemin istinat yapısı için statik iç stabilite hesaplamaları 159

7.10.1 İç stabilite hesaplamalarına giriş 159
7.10.2 Yatay basınç katsayısı hesabı 160
7.10.3 Düşey ve yatay gerilme hesabı 160
7.10.4 Donatı müsaade edilen çekme dayanımının hesabı 161
7.10.5 İç stabilite statik kopma tahkiki ve donatı düşey aralığının (S_v) tespiti 161
7.10.6 İç stabilite statik sıyrılma tahkiki ve etkili donatı boyunun kontrolü 162
7.10.7 Dinamik yükleme durumunda iç stabilite tahkikleri 164
7.10.7.1 P_I atalet kuvvetinin hesabı 165
7.10.7.2 Donatı seviyelerindeki toplam gerilmenin hesabı 165
7.10.7.3 Dinamik yükleme durumunda kopma tahkiki 167
7.10.7.4 Dinamik yükleme durumunda sıyrılma tahkiki 168

7.11 H= 12m ve L=11 m Model Donatılı Zemin İstinat Duvarı için Toptan Göçme Analizi 169

7.12 Amerikan Karayolları Şartnamesine göre Tasarımı Gerçekleştirilen Donatılı Zemin İstinat Duvarı 172

8.SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ VE PLAXIS SONLU ELEMANLAR ANALİZ PROGRAMI 173

8.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi 173

8.1.1 Sonlu elemanlar yönteminde başlıca analiz adımları 173

8.2 Plaxis Sonlu Elemanlar Analiz Programı 174

8.2.1 Plaxis Programı modülleri 174
8.2.1.1 Input modülü 175
8.2.1.2 Calculation modülü 178
8.2.1.3 Output modülü 179
8.2.1.4 Curves modülü 180
8.2.2 Plaxis programında geotekstil malzeme tanımı ve toptan göçme analizi (Phi-c Redection) 180
8.2.3 plaxis programında kaymaya karşı güvenlik faktörü hesabı (Phi-c Redection) 180

9. PLAXIS SONLU ELEMANLAR PROGRAMI İLE MODEL DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARININ STATİK ANALİZİ 182

9.1 Plaxis Program ile Yapılan Analizler ve Amaçları 182

9.2 Plaxis Analizlerdeki Zemin ve Yapı Elemanlarının Mühendislik ve Malzeme Özellikleri 184

9.3 Plaxis Analizlerinde Yapılan Kabul ve Varsayımlar 185

9.4 Plaxis Programı ile Yapılan Analiz Sonuçların Değerlendirmesinde Dikkate Alınan Kontrol Kriterleri 186

9.5 Plaxis Analizleri 186

9.5.1 Prj1 – Model doğal şevin statik analiz 186
9.5.1.1 Prj1 – Model doğal şevin statik analiz tanımlamaları 186
9.5.1.2 Prj1 – Doğal şev statik analizi sonuçları 189
9.5.2 Prj2 - Plaxis programı ile model donatılı zemin istinat duvarının statik analiz 191
9.5.2.1 Prj2 - Plaxis programı ile statik analiz tanımlamaları 191
9.5.2.2 Prj2 - Plaxis programı ile statik analiz sonuçları 196
9.5.3 Prj3 - Plaxis programı ile model donatılı zemin istinat duvarının statik analiz 201
9.5.3.1 Prj3 - Plaxis Programı ile statik analiz tanımlamaları 201
9.5.3.2 Prj3 - Plaxis programı ile statik analiz sonuçları 202
9.5.4 Prj4 - Plaxis Programı ile Model Donatılı Zemin İstinat Duvarının Statik Analiz 207

9.5.4.1 Prj4 - Plaxis programı ile statik analiz tanımlamaları 207
9.5.4.2 Prj4 Plaxis programı ile statik analiz sonuçları 208

9.6 Plaxis Analizleri ile Konumu Belirlenen Doğal Şev ve Donatılı Zemin İstinat Duvarındaki Kritik Kayma Daireleri için Yapılan Toptan Göçme Analizleri (İsveç Dilim Metodu) 213

9.6.1 Doğal şev için isveç dilim metodu 213
9.6.2 Donatılı zemin istinat duvarı için isveç dilim metodu 215

10. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER 217

KAYNAKLAR 224

ÖZGEÇMİŞ 227

KISALTMALAR

A.B.D.	: Amerika Birleşik Devletleri
FHWA	: Federal Highway Administration
HDPE	: High Density Polyethylene
ISO	: International Organization for Standardization
LCPC	: Laboratorei Central des Ponts et Chaussees
MSE	: Mechanically Stabilized Earth
RSE	: Reinforced Soil Embankment

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 4.1.	Donatı tipleri……	25
Tablo 4.2.	Geosentetik malzemelerin uygulama alanına göre uygunluğu……	43
Tablo 4.3.	Geosentetiklerin kullanım yerlerine göre farklı özelliklerinin önemi……...	46
Tablo 4.4.	Geosentetik malzemelerin gerekli özellikleri ve önemli kriterleri...	47
Tablo 4.5.	Donatılı zemin yapılarında kullanılacak dolgu malzemesinin derecelenmesi (Türkiye Standardı)……..	60
Tablo 4.6.	Donatılı zemin yapılarında kullanılacak dolgu malzemesinin derecelenmesi (ABD Standardı)……...	61
Tablo 4.7.	Çelik donatılı istinat duvarlarında kullanılan dolgu malzemesinin elektro kimyasal özellikleri……..	62
Tablo 6.1.	Dış stabilite güvenlik sayıları……...	84
Tablo 6.2.	Donatılı zemin yapılarında kullanılan prekast panellerde bulunan bağlantı noktası ve limit farklı oturma arasındaki ilişki……..	86
Tablo 6.3.	Minimum topuk dolgusu yükseklikleri……	87
Tablo 6.4.	Referans gerilmesi ve duvar eğimine bağlı olarak minimum dolgu kalınlığı değerleri (Fransa Ulaştırma Bakanlığı)……..	89
Tablo 6.5.	Taşıma gücü katsayıları……	102
Tablo 6.6.	Maksimum yer ivmesi katsayıları……	118
Tablo 6.7.	Polimer çeşidine bağlı büzülme azaltma katsayıları……	133
Tablo 6.8.	Amerikan şartnamesine göre bazı sürtünme katsayıları ve ölçü düzeltme faktörleri……...	134
Tablo 7.1.	Doğal zemin ve dolgu malzemesi özellikleri……..	145
Tablo 7.2.	Doğal şev toptan göçme analizi hesap tablosu…….	148
Tablo 7.3.	H=12m ve L=9 m için statik ve dinamik yükleme durumlarındaki dış stabilite analiz sonuçları…….	157
Tablo 7.4.	H=12m ve L=11 m için statik ve dinamik yükleme durumundaki dış stabilite analiz sonuçları…….	158
Tablo 7.5.	Donatılı zemin yapısında kullanılan geogrid özellikleri……..	160
Tablo 7.6.	Statik sıyrılma tahkiki ve etkili donatı boyu kontrolü……..	164
Tablo 7.7.	$T_{maks.}$, T_{md} ve T_{toplam} değerleri……..	167
Tablo 7.8.	Sismik (Dinamik Yükleme Durumunda) sıyrılma tahkiki……...	169
Tablo 7.9.	İnşaat sonrası yapılan toptan göçme analizi hesap tablosu……..	171
Tablo 9.1.	Plaxis analizlerindeki malzeme, zemin ve yapı elemanları özellikleri……..	184
Tablo 9.2.	Donatılı zemin istinat duvarında yapılan Plaxis analizleri için kontrol kriterleri……...	186
Tablo 9.3.	Prj1 analiz sonuçları…….	189
Tablo 9.4.	Prj2 deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları……	196

Sayfa No

Tablo 9.5.	Prj2 için Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili analiz sonuçları ve kontroller……..	199
Tablo 9.6.	Prj3 deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları……..	202
Tablo 9.7.	Prj3 Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili analiz sonuçları ve kontroller……	205
Tablo 9.8.	Prj4 deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları……..	209
Tablo 9.9.	Prj4 Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili analiz sonuçları ve kontroller……	211
Tablo 9.10.	Model doğal şevin kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki hesap tablosu……..	214
Tablo 9.11.	Model donatılı zemin istinat yapısının kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki hesap tablosu……...	216
Tablo 10.1.	A.B.D. Karayolları Şartnamesine göre model donatılı zemin istinat duvarı için statik ve dinamik yükleme durumlarında yapılan analizlerin sonuçları……..	219
Tablo 10.2.	Plaxis programı ile yapılan statik analizlerin toplu sonuçları……	221

ŞEKİL LİSTESİ

		Sayfa No
Şekil 2.1.	:Ağırlık ve yarı ağırlık istinat duvarları (a,b,c Ağırlık, d Yarı Ağırlık)……	6
Şekil 2.2.	:Eşik konsol istinat duvarları……...	7
Şekil 2.3.	:Gabion tipi istinat yapılarını oluşturan hücreler……	8
Şekil 2.4.	:Bir donatılı zemin istinat yapısı görünüşü…….	10
Şekil 3.1.	:Donatılı zemin yapısı görünüşü…….	12
Şekil 3.2.	:Donatılı zemin tekniğiyle teşkil edilmiş bir istinat yapısı…….....	13
Şekil 3.3.	:Donatılı zemin tekniğiyle teşkil edilmiş bir köprü ayağı……..	13
Şekil 3.4.	:Donatılı zemin tekniği ile teşkil edilmiş dik bir şev…….	14
Şekil 3.5.	:Çeşitli zemin problemlerine donatılı zemin yapıları ile getirilmiş çözümler……..	15
Şekil 3.6.	:Çeşitli zemin problemlerine donatılı zemin yapıları ile getirilmiş çözümler 2……	16
Şekil 3.7.	:Özel donatılı zemin uygulamaları……...	17
Şekil 3.8.	:Donatılı zemin ile teşkil edilmiş dolgu uygulaması……	18
Şekil 4.1.	:Köpük tipi donatılı zemin istinat yapıları ; a) geotekstil bohça, b) metal yüzlü köpük……	21
Şekil 4.2.	:Teleskop tipi donatılı zemin istinat duvarı…….	22
Şekil 4.3.	:Kılavuz tipi donatılı zemin istinat duvarı ; a)kesit, b) ön görünüş c) arka görünüş…….	23
Şekil 4.4.	:Donatılı zemin istinat duvarını yapısını teşkil eden elemanlar…..	24
Şekil 4.5.	:Şerit donatılı bir donatılı zemin istinat duvarı sistemi (metal şerit donatılı sistemi)……	27
Şekil 4.6.	:Tipik bir metal şerit donatı görünüşü……..	28
Şekil 4.7.	:Kuru yapılar şartnamesine uygun çeyrek doygun zeminler için elektro kimyasal deneylerin sonuçları……..	30
Şekil 4.8.	:Yol dolgusu içerisindeki yatay ve düşey metal şeritler……..	31
Şekil 4.9.	:Websol sistemi ile teşkil edilmiş bir donatılı zemin yapısı……	32
Şekil 4.10.	:Websol sisteminin temel elemanları……	33
Şekil 4.11.	:Metal grid donatılı zemin yapısını teşkil eden elemanlar……...	34
Şekil 4.12.	:Metal grid donatı…….	35
Şekil 4.13.	:Polimerlerde m sayısına bağlı olarak yapısal ve mukavemet değişimi……	38
Şekil 4.14.	:Sıcaklık ve yükleme hızının polimer şekil değiştirme direnci üzerineetkisi…….....	39
Şekil 4.15.	:Örgülü ve örgüsüz geotekstillerin yapıları……..	40
Şekil 4.16.	:Geosentetik tipleri……...	41
Şekil 4.17.	:Geotekstille teşkil edilmiş donatılı istinat yapısı…….....	49

Sayfa No

Şekil 4.18. :Geotekstil donatılı zemin duvar uygulaması…… 49
Şekil 4.19. :Geogridle teşkil edilmiş donatılı zemin duvar görünüşü……. 50
Şekil 4.20. :Geogrid donatılı zemin yapısı inşaatı…….. 50
Şekil 4.21. :Geoweb hücresel donatı……... 52
Şekil 4.22. :Ankraj tipi donatı……. 52
Şekil 4.23. :Parçalı prekast beton panellere örnekler……... 54
Şekil 4.24. :Basit modüler blok yüzey elemanlarına örnekler……. 55
Şekil 4.25. :Basit modüler blok yüzey elemanları bağlantı detayı…….. 55
Şekil 4.26. :Kaynaklı tel hasır yüzey elemanı…….. 56
Şekil 4.27. :Gabion yüzey elemanı…….. 56
Şekil 4.28. :Geosentetik donatılı zeminlerin yüzey kaplama tipleri…… 58
Şekil 4.29. :Seçilmiş ve arka dolgu yerleşimi…….. 61
Şekil 5.1. :Donatılı zemin yapısının çalışma mekanizması……... 63
Şekil 5.2. :Donatılı zeminde psödo-kohezyon oluşumu…… 65
Şekil 5.3. :Donatılı ve donatısız kumda üç eksenli basınç deneyi sonuçları (Sclosser ve Long)……. 65
Şekil 5.4. :LCPC Kohezyon Teorisine göre donatılı kohezyonsuz zeminlerde kırılma zarfı……. 67
Şekil 5.5. :Donatılı kohezyonsuz zeminlerde sabit σ'_r altında göçme…….. 67
Şekil 5.6. :Donatılı kohezyonsuz zeminlerde değişken σ'_r altında göçme… 69
Şekil 5.7. :Eşdeğer çevre basıncı teorisine göre donatılı kum zeminlerde kırılma zarfı……... 70
Şekil 5.8. :Donatılı zemini istinat yapılarında oluşması muhtemel dış stabilite göçme durumları…….. 72
Şekil 5.9. :Donatılı zemini istinat yapılarında oluşması muhtemel iç stabilite göçme durumları…….. 73
Şekil 5.10. :Donatılı zemini istinat yapılarında oluşması muhtemel yüzey elemanı göçme durumları……. 73
Şekil 6.1. :Donatılı zemin yapılarındaki limit denge tasarım metotları…… 77
Şekil 6.2. :Etkili donatı uzunluğu…….. 79
Şekil 6.3. :Limit denge analizinde kullanılan göçme yüzeyleri…… 81
Şekil 6.4. :Donatılı zemin yapılarında dış stabilite hesap adımları……... 83
Şekil 6.5. Donatılı zemin yapılarında inşa sırasında oluşması muhtemel beklenen yatay deplasmanın tahmini ile ilgili ampirik eğri (Fhwa RD 89-043)…… 85
Şekil 6.6. :Geometrik tanımlamalar…….. 88
Şekil 6.7. :Yüzey paneli altı betonu…….. 89
Şekil 6.8. :Minimum topuk dolgusu genişliği……... 90
Şekil 6.9. :Minimum donatı uzunluğu…….. 90
Şekil 6.10. :Minimum donatı boyu koşuluna uymayan yapılar…….. 91
Şekil 6.11. :Yanal basınç katsayısı hesabındaki temel kavramlar…….. 92
Şekil 6.12. :Arka şevin yatay ($\beta=0$) ve sürşarjın olması durumunda dış stabilite…….. 94
Şekil 6.13. :Arka şevin eğik ($\beta\neq0$) olması durumunda dış stabilite…….. 95
Şekil 6.14. :Kesik arka şevini olması durumunda dış stabilite…… 96
Şekil 6.15. :Duvar altı taban basıncı hesabı……. 98
Şekil 6.16. :Toptan göçme analizinde hesaba alınması gereken bazı muhtemel kayma daireleri……. 105
Şekil 6.17. :Donatılı zemin yapılarında kayma dairesi metodu……. 107

Sayfa No

Şekil 6.18. :Donatılı zemin yapılarında dinamik yükleme durumunda dış stabilite analizi……... 109
Şekil 6.19. :Statik aktif durumda ağırlık istinat duvarında oluşan zemin kaması…… 114
Şekil 6.20. :Statik pasif durumda ağırlık istinat duvarında oluşan zemin kaması…… 115
Şekil 6.21. :Statik aktif ve pasif durumda ağırlık istinat duvarında oluşan yanal itkiler…… 115
Şekil 6.22. :Ea ve Ep fonksiyonlarının diyagramları……... 119
Şekil 6.23. :Aktif ve pasif zemin itkilerinin dağılımı…….. 120
Şekil 6.24. :(a) Donatılı zemin duvarı için geometri ve rotasyon; (b) Donatılı bölgeye etkiyen statik ve psödo-statik kuvvetler…… 121
Şekil 6.25. :Deprem durumunda duvar arkasında ve önündeki düzgün yayılı yükten dolayı oluşan aktif ve pasif itkiler……... 124
Şekil 6.26. :Donatılı zemin yapılarında iç stabilite hesap adımları……. 125
Şekil 6.27. :Donatı tipine bağlı olarak donatılı zemin yapılarındaki kritik kayma yüzeyleri……. 127
Şekil 6.28. :Duvar yüksekliğine bağlı yatay basınç katsayılar oranı……... 128
Şekil 6.29. :Eğimli arka dolgu olması durumunda düşey gerilme hesabı…… 130
Şekil 6.30. :Donatılı zemin istinat yapılarında dinamik yükleme durumunda iç stabilite hesaplamarı…….. 136
Şekil 6.31. :Donatılı zemin duvarlarının iç stabilite değerlendirmesi için kritik potansiyel yenilme yüzeyleri……... 140
Şekil 6.32. :Koerner metodunda iç stabilite tahkiki……. 141
Şekil 7.1. :İnşaat öncesi şev durumu…….. 143
Şekil 7.2. :Model donatılı zemin duvar inşaatı sonrası uygulama sahası görünüşü…… 144
Şekil 7.3. :Doğal şevde toptan göçme analizi (İsveç Dilim Metodu)…… 147
Şekil 7.4. :Sisteme ağırlığından dolayı etkiyen dış yüklerin hesabı…….. 151
Şekil 7.5. :Sisteme sismik hareketten dolayı etkiyen dış yüklerin hesabı…. 155
Şekil 7.6. :İç stabilitede dikkate alınacak donatılı zemin yapısı boyutları ve kritik kayma yüzeyi……... 159
Şekil 7.7. :Donatılı zemin duvarındaki geogrid donatı yerleşimi…….. 162
Şekil 7.8. :P_I Atalet kuvveti etkime noktası…….. 168
Şekil 7.9. :İnşaat sonrası toptan göçme analizi (İsveç dilim metodu)…….... 170
Şekil 7.10. :Donatılı zemin yapısının inşaatına karar verilen son hali……. 172
Şekil 8.1. :Plaxis Input modülü genel ayarlar…… 175
Şekil 8.2. :Plaxis'teki üçgen elemandaki deplasman ve gerilme hesap :noktaları……..... 176
Şekil 8.3. :Input ana sayfa görünüşü…….. 176
Şekil 8.4. :Sonlu elemanlar ağı oluşturulmuş bir proje……. 177
Şekil 8.5. :Başlangıç gerilmeleri oluşturulmuş bir proje……... 178
Şekil 8.6. :Hesap adımları oluşturulmuş bir proje……. 179
Şekil 8.7. :Örnek bir 'Output' dosyası…….. 181
Şekil 9.1. :Plaxis'te yapılan donatılı zemin istinat duvarı analizleri çalışma alanı ve sınır koşulları…….. 183
Şekil 9.2. :Prj1 için Plaxis çalışma alanı sınırları……. 187
Şekil 9.3. :Prj1'de güvenlik katsayısı hesap noktaları……... 189
Şekil 9.4. :Prj1 toptan göçme analiz sonuçları …….. 190

Sayfa No

Şekil 9.5. :Prj1 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla……... 190
Şekil 9.6. :Prj2'de analizi yapılan model donatılı zemin yapısının şev topuk bölgesindeki konumu…….. 192
Şekil 9.7. :Prj2 analizindeki donatılı zemin istinat duvarı özellikleri…… 193
Şekil 9.8. :Tanımlanmış ve tanımlanmamış donatılı zemin kademeleri…… 194
Şekil 9.9. :Prj2 hesap ve grafik noktaları…….. 196
Şekil 9.10. :Prj2 toptan göçme analizi grafiği…….. 197
Şekil 9.11. :Prj2 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla……... 197
Şekil 9.12. :(a) Prj2 oturma kontrolleri için B-C noktaları arasında alınan A-A' kesitindeki düşey deplasman dağılımı, (b) Kesit kordinatları ile bu koordinatlardaki oturma değerleri……... 200
Şekil 9.13. :Prj2 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti……... 201
Şekil 9.14. :Prj3 toptan göçme analizi grafiği…….. 203
Şekil 9.15. :Prj3 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla……... 203
Şekil 9.16. :(a) Prj3 oturma kontrolleri için B-C noktaları arasında alınan A-A' kesitindeki düşey deplasman dağılımı ve (b) kesit kordinatları ile bu kordinatlardaki oturma değerleri…….. 206
Şekil 9.17. :Prj3 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti……... 207
Şekil 9.18. :Prj4'teki donatılı şev görünüşü……. 208
Şekil 9.19. :Prj4 hesap ve grafik noktaları…….. 208
Şekil 9.20. :Prj4 şev stabilitesi analizi grafiği…….. 209
Şekil 9.21. :Prj3 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla……... 210
Şekil 9.22. :(a) Prj4 oturma kontrolleri için B-C noktaları arasında alınan A-A' kesitindeki düşey deplasman dağılımı ve (b) kesit kordinatları ile bu kordinatlardaki oturma değerleri…….. 212
Şekil 9.23. :Prj4 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti……... 214
Şekil 9.24. :Model doğal şevin kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki…… 214
Şekil 9.25. :Model donatılı zemin istinat duvarının kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki …… 215

SEMBOL LİSTESİ

A : Maksimum zemin ivme katsayısı (ABD Literatürü)
A_o : Maksimum yer ivmesi (Türkiye Literatürü)
A_m : Duvardaki maksimum ivmelenme
AF : Toplam azaltma faktörü
AF_{bz} : Büzülme azaltma faktörü
AF_{sr} : Serme azaltma faktörü
AF_{cv} : Çevresel etkilere karşı (biyolojik ve kimyasal) azaltma faktörü
a : Dilim ortasının kayma dairesi merkezi olan 'O' noktasından geçen düşey doğru ile yaptığı açı
b_i : i. Seviyedeki zemin bloğunun genişliği
b : Donatı elemanının bürüt genişliği
c : Kohezyon
C : Yüzey sayısı
c_f : Temel zemini kohezyonu
C'_r : Psödo-kohezyon değeri
C_h : Yatay eşdeğer deprem katsayısı
C_v : Düşey eşdeğer deprem katsayısı
D : Pasif dolgu yüksekliği
d : Korezyon dikkate alınarak belirlenmiş olan donatı kalınlığı
e : Eksantrisite
E_a : Dinamik aktif itki hesap terimi
E_p : Dinamik pasif itki hesap terimi
F : Filtrasyon
F_1 : Yanal zemin kuvveti
F_2 : Sürşarjdan dolayı oluşan yanal zemin kuvveti
F_T : Bileşke yanal zemin kuvveti
F_V : Yanal zemin kuvvetinin dik bileşeni
F_H : Yanal zemin kuvvetinin yatay bileşeni
F* : Sürtünme katsayısı
GS_{kayma} : Taban kaymasına karşı güvenlik sayısı
$GS_{sıyrılma}$: Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı
GS_{toptan} : Toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı
G : Kamanın ağırlığı
g : Yerçekimi ivmesi
İ : İzolasyon
I : Yapı önem katsayısı
H :Hesaplamalarda kullanılan donatılı zemin istinat duvarı yüksekliğini
H,H' : Zemin üst yüzeylerinin istinat elemanı ile temas noktalarının eleman tabanına olan mesafeleri
K : Koruma
K_a : Aktif yanal basınç katsayısı
K_{af} : Arka dolgu için yanal zemin basınç katsayısı

$\mathbf{K_{as}}$: Statik aktif zemin basınç katsayısı
$\mathbf{K_{ps}}$: Statik pasif zemin basınç katsayısı
$\mathbf{K_{at}}$: Toplam aktif zemin basınç katsayısı
$\mathbf{K_{pt}}$: Toplam pasif zemin basınç katsayısı
$\mathbf{K_r}$: K(z) fonksiyonuna bağlı elde edilen yatay basınç katsayısı değeri
$\mathbf{L}$: Donatılı zemin kütlesi genişliği
$\mathbf{L_e}$: Donatı etkili boyu (donatının direnç bölgesi içerisinde kalan boyu)
$\mathbf{L_a}$: Donatının aktif bölgede kalan kısmının boyu
$\mathbf{L_{ei}}$: i. Sıradaki donatı aktif boyu
$\mathbf{N_c}$: Boyutsuz taşıma gücü katsayıları
$\mathbf{n_s}$: Q'nun tatbik noktasında S_a'nın normali
$\mathbf{n_i}$: İstinat elemanının arka yüzünün normali
$\mathbf{n_d}$: İstinat elemanının ön yüzünün normali
$\mathbf{P_a}$: Bileşke yanal kuvvet
$\mathbf{P_{AE}}$: Dinamik yatay bir itki
$\mathbf{P_{IR}}$: Yatay atalet kuvveti
$\mathbf{P_{as}}$: Statik aktif zemin itkisi
$\mathbf{P_{ap}}$: Statik pasif zemin itkisi
$\mathbf{P_{ad}}$: Dinamik aktif zemin itkisi
$\mathbf{P_{ap}}$: Dinamik pasif zemin itkisi
$\mathbf{P_ı}$: Atalet kuvveti
$\mathbf{q}$: Trafik surşarj yükü
$\mathbf{q'}$: Duvar önündeki düzgün yayılı yük
$\mathbf{q_{em}}$: Müsaade edilen taşıma gücü (Zemin emniyet gerilmesi)
$\mathbf{q_{nihai}}$: Son (nihai) taşıma gücü
$\mathbf{Q_{as}}$: Kayma gerilmelerinin bileşkesi
$\mathbf{R_c}$: Kaplama oranı
$\mathbf{R}$: Kayma dairesi yarıçapı
$\mathbf{S}$: Seperasyon
$\mathbf{S_a}$: Kayma yüzeyi üzerindeki normal
$\mathbf{S_h}$: Donatılar arası yatay mesafe
$\mathbf{S_v}$: Donatılar arası düşey mesafe
$\mathbf{S_{rs}}$: Birim genişlikteki statik kuvvetlere karşı koyan donatı gerilmesi
$\mathbf{S_{rt}}$: Birim genişlikteki dinamik kuvvetlere karşı koyan donatı gerilmesi
$\mathbf{t}$: Donatılı zemin yapısının servis ömrü (yıl)
$\mathbf{T}$: Donatı Çekme mukavemeti
$\mathbf{T_i}$: i. Seviyedeki min (çekme direnci - donatı malzemesinin sıyrılma direnci)
$\mathbf{T_{mus}}$: Müsaade edilen çekme dayanımı
$\mathbf{T_u}$: Geosentetik donatının uzun dönem çekme dayanımı
$\mathbf{T_{son}}$: Geosentetik donatının son (nihai) çekme dayanımı
$\mathbf{T_{maks}}$: Donatılarda oluşan maksimum çekme gerilmesi
$\mathbf{T_{md}}$:Dinamik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden yük
$\mathbf{T_{toplam}}$: Donatıya etki eden toplan çekme kuvveti
$\mathbf{u_i}$: i. Seviyedeki boşluk suyu basıncı
$\mathbf{V_1}$: Donatılı zemin kütlesinin ağırlığı
$\mathbf{W_i}$: i. Seviyedeki zemin bloğunun ağırlığı
$\mathbf{W_A}$: Donatılı zemin yapısındaki aktif bölgenin ağırlığı
$\mathbf{W}$: Kayma dairesinin ağırlığı

α_i : i. Seviyedeki kayma dairesi teğetinin açısı
α : İstinat elemanının arka yüzünün yatayla yaptığı açı
α_b : İstinat elemanının arka yüzünün düşeyle yaptığı açı
α' : İstinat elemanının ön yüzünün yatayla yaptığı açı
α_b' : İstinat elemanının ön yüzünün düşeyle yaptığı açı
β : Sürşarj eğimi
β' : Zemin üst yüzünün eğimi
θ : Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açı
δ : İstinat yapısının arka yüzünün sürtünme açısı
δ' : İstinat yapısının ön yüzünün sürtünme açısı
Δh : Düşey donatı aralığı
φ' : Efektif içsel sürtünme açısı
φ : Zemin içsel sürtünme açısı
φ_f : Dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı
φ_r : Dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı
γ' : Efektif birim hacim ağırlık
γ_f **:** Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı (ABD Literatürünü)
γ_r **:** Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı (ABD Literatürünü)
γ_s : Zeminin suya doygun birim hacim ağırlığı
γ_b : Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı
σ_v : Meyerhof taban basıncı
σ_e : Çelik donatı çekme dayanımı
σ'_3 : Çevre Basıncı
σ : Donatılın nihai çekme mukavemeti
σ_2 : Duvar üzerinde bulunması muhtemel dolgudan ötürü oluşan düşey gerilme
$\Delta\sigma'_1$: Kırılma anındaki büyük asal gerilme artımı
$\Delta\sigma_v$: Muhtemel ilave düşey sürşarj yük
$\Delta\sigma_h$: Muhtemel ilave yatay sürşarj yük
σ'_1 : Donatısız zemin için kırılma anındaki büyük asal gerilme
σ'_3 : Uygulanan çevre basıncı
σ_a : Yanal basınç
σ_v : Toplam düşey gerilme
σ_h : Toplam yatay gerilme
ΣP_R : Kaymaya karşı koyan yatay direnç kuvvetlerin toplamı
ΣP_d : Kaydırmaya çalışan yatay kuvvetler toplamı
P_{IA} : Psödo- statik atalet kuvveti
$\sum M_R$: Devrilmeye karşı çalışan kuvvetlerin topuk noktasına göre moment toplamı
$\sum M_0$: Devrilmeye çalışan kuvvetlerin topuk noktasına göre moment toplamı

DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARLARININ STATİK VE DİNAMİK YÜKLERE GÖRE TASARIMI

ÖZET

Esnek dayanma yapıları sınıfına dahil olan donatılı zemin istinat duvarları son yıllarda uygulaması artan yapılardan biridir. 1966'da Fransız H. Vidal tarafından ortaya atılan donatılı zemin tekniği o günden beri gerek laboratuar gerekse uygulama denemelerinden elde edilen bilgiler ışığında sürekli bir gelişim içerisinde olmuştur. Bu bilgilerin yardımıyla bugün tasarlanan yapılar için pratik ve hassas projelendirme yöntemleri geliştirilmiştir.

Bu çalışmada, donatılı zemin istinat yapılarının statik ve dinamik yüklere göre tasarım ilkeleri incelenmektedir. Tasarım kriterleri A.B.D., Türkiye ve Fransa Karayollarının ilgili yönetmelik ve şartnameleri temel alınarak hazırlanmıştır. Bu çalışmanın kapsamı içerisinde olan 12m yüksekliğinde model bir donatılı zemin istinat yapısının statik ve dinamik yüklere göre analizinde A.B.D. Karayolları şartnamesi temel alınmaktadır. Çalışma içerisinde aynı model yapı Plaxis Sonlu Elemanlar Programı ile de analiz edilmektedir.

Tez on bölümden oluşmaktadır.

Tezin ilk bölümünde, istinat yapılarına ve donatılı zemin yapısı kavramına giriş yapılmaktadır.

İkinci bölümünde, istinat yapısı çeşitleri ve çalışma prensipleri özetlenmekle birlikte donatılı zemin istinat yapılarının bu sınıflandırmadaki yerinen bahsedilmektedir.

Üçüncü bölümde, donatılı zemin kavramı ve donatılı zemin sisteminin getirdiği üstünlüklerden bahsedilmektedir.

Dördüncü bölüm içerisinde, donatılı zemin istinat yapıları sınıflandırılmaktadır. Aynı bölüm içerisinde ayrıca donatılı zemin istinat yapılarını teşkil eden üç ana eleman olan donatı, yüzey elemanı ve dolgu malzemesinin özellikleri sunulmaktadır.

Beşinci bölümde, donatılı zemin istinat yapılarının davranış prensiplerinden bahsederken 'Psödo (Anizotropik) Kohezyon Teorisi' ve 'Eşdeğer (Arttırılmış) Çevre Basıncı Teori'lerine değinilmektedir. Bu bölümde ayrıca donatılı zemin yapılarındaki muhtemel göçme durumları da verilmektedir.

Altıncı bölüm kapsamı içerisinde, donatılı zemin yapılarının tasarım ve analiz ilkeleri verilmektedir. Statik ve dinamik yüklere göre dış stabilite tahkikleri ile statik ve dinamik yüklere göre iç stabilite tahkiklerine ayrı ayrı değinilmektedir. Bu bölüm içerisinde sunulan tasarım ve analiz kriterlerinin büyük bir bölümü A.B.D. standart ve şartnamelerden alınmakla birlikte ön tasarım kriterlerinde Fransa ve dinamik

yüklere göre analiz ilkelerinde Türkiye'deki ilgili yönetmelik şartları da ortaya konulmaktadır.

Yedinci bölüm, 12m yüksekliğindeki bir model geogrid donatılı zemin istinat duvarının A.B.D. Karayolları Şartnamesine göre tasarım ve analizini içermektedir. Söz konusu istinat duvarının stabil olmayan bir şevin topuk bölgesine, mevcut şevi stabil hale getirebilmek amacıyla yapıldığı düşünülerek söz konusu şevin toptan göçme analizi istinat duvarı inşaatı öncesi ve sonrasında 'İsveç Dilim Metodu' ile yapılmaktadır. Bu da donatılı zemin yapısının sistemin stabilitesine etkisi daha iyi değerlendirme fırsatı vermektedir.

Sekinci bölüm içerisinde ise geoteknik problemlerin modellenmesinde ve analizinde sıkça başvurulan sonlu eleman programlarından biri olan Plaxis 7.2'nin tanıtımı yapılmaktadır. Plaxis programının tasarım ve hesap modülleri hakkında bilgi verilmektedir.

Dokuzuncu bölümde, Plaxis programı ile model donatılı zemin yapısı veya şev için yapılmış olan dört statik analizi sunulmaktadır. Bu analizlerden ilki (Prj1), yedinci bölümde topuk bölgesine istinat duvarı yapılan doğal şevin statik toptan göçme analizdir. İkinci analiz (Prj2), doğal şevin topuk bölgesine inşa edilen ve A.B.D. Karayolları Şartnamesine göre tasarım ve analizini yapılan 12m yüksekliğindeki model duvarın statik analizidir. Üçüncü analizin (Prj3), yapılma amacı ise mevcut istinat duvarı sistemine geogridin uzama rijitliğinin (EA) etkisini ortaya koymaktır. Plaxis ile yapılan son analizde (Prj4), sisteme donatılı şev dahil edilerek statik analiz tekrarlanmaktadır.

Tezin son bölümünde, yedinci ve dokuzuncu bölümde yapılan analizlerin sonuçları özetlenmekle birlikte sonuçlar üzerine yapılan çeşitli değerlendirmeler bulunmaktadır.

THE DESIGN OF REINFORCED EARTH RETAINING WALLS UNDER STATIC AND DYNAMIC LOADING

SUMMARY

Reinforced earth retaining walls is included in flexible retaining walls category, one of the most used systems in recent years. Reinforced earth system has been increased with the results of laboratory tests performed after French H. Vidal created the reinforced earth theory in 1967. Practical and sensitive design techniques has been developted in the light of these informations.

In this study, design principles of reinforced earth retaining walls under static and dynamic loading are examined. Design principles are prepared according to related codes of U.S.A., Turkey and France Highway Administrations. In the scope of this study, design of a model reinforced earth walls under static and dynamic loading which is height in 12m examined according to U.S.A. Highway Administrations' codes. In the study, same model is analysed with Plaxis Finite Element Metod Program

This study is including ten sections.

In the first section of this study, an introduction about retaining wall structures and reinforced earth retaining walls are determined.

In the second section, kinds and working principles of retaining walls are summarized. Also position of reinforced earth retaining walls in this classifications is indicated.

In the third section, concept of reinforced earth walls and advatages of it are presented.

In the fourth section of the study, a classification about reinforced earth retaining walls is determined. At the same section, three important parts (reinforcement, face system and filling material) constituting reinforced earth walls are mentioned.

In the fifth section, two different theory is mentioned about concept of reinforced earth walls. Also in the section potential failure mechanisms of reinforced earth walls are indicated.

In the scope of sixth section, design principles of reinforced earth walls under static and dynamic loading are determined. xternal stability analysis princples under static and dynamic loading , initial analysis principles under static and dynamic loading are determined too. Majority of the principles given in the section taken from U.S.A. codes. However, during mention about seismic design principles Turkey codes and during mention about preliminary desgn principles France codes are indicated.

Seventh section is including design of a model reinforced earth retaining wall under static and dynamic loading, height in 12m according to U.S.A. codes. The reinforced earth wall is constructed at the begining of an unstable slope to make it stable. Overall stability analysis of the slope is determined before and after construction of reinforced earth wall.

In the eighth section, Plaxis Program is mentioned, one of the most popular finite element metod program used for design and analysing of geotechnical problems. Also, information about modules of the Plaxis Program is given.

In the ninth section of the study, four Plaxis static analysises about stability of slope and model reinforced earth retaining walls are determined. At the first analysis (Prj1), an overall stability analyisis of an unstable slope which is solved in section seven. In the second analysis (Prj2), stability of same slope with a model reinforced earth wall at the begining of it is determined. Aim of the third Plaxis analysis (Prj3) is to determine affect of EA of goegrid reinforcements in the stability of system. At the last analysis (Prj4), a reinforced slope is added to the slope system and then static stability of system checked with Plaxis.

In the last section of this study, results of the all analysis given in section seven and nine are determined. Also explanations about the results are given in the section.

1. GİRİŞ

Eğik yüzeylerle, yani şevlerle sınırlanmış zemin kütleleri kendi ağırlıkları ve bazı hallerde ilave kuvvetler sebebi ile aşağıya doğru harekete zorlanırlar. Şevleri harekete zorlayan diğer kuvvetler arasında zemin kütlesi üzerindeki ağırlıklar, yer üstü ve yer altı su hareketlerinden dolayı doğan kuvvetler, yer sarsıntısı kuvvetleri sayılabilir. Şevlerin bazı nedenlerden dolayı yeterince yatık yapılamaması durumunda kaymaya çalışan zeminin kaymasına karşı konulması yani şev stabilitesinin sağlanması amacıyla istinat yapılarından yararlanılması gerekmektedir.

Şevlerin stabilitesini sağlamak amacıyla yapılan istinat yapıları çok farklı tekniklerle ve çok farklı malzemelerle inşa edilebilmektedir. Genel olarak istinat yapılarını aşağıdaki gibi sınıflandırmak mümkündür;

- Ağırlık istinat yapıları,
- Yarı ağırlık istinat yapıları,
- Esnek istinat yapıları.

Bu çalışmanın konusu olan donatılı zemin istinat yapıları esnek istinat yapıları sınıfına dahildir. Donatılı zemin kavramı 1966 yılında H. Vidal tarafından ortaya atılmış ve uygulama süresinin kısa oluşu, uygulama kolaylığı, çok yönlü uygulanabilmesi ve ekonomik oluşu nedeniyle kendini kabul ettirmiş bir istinat yapısı inşaat yöntemi olmuştur.

Donatılı zemin yapıları; istinat duvarları, temel zemini iyileştirmesi, köprü yan ayaklarının yapımı, su yapıları ve yol inşaatlarında uygulama alanları bulmaktadır. İstinat duvarlarının yapım süresinin kısa oluşu, az yer kaplaması, çevre ile uyumlu yüzey elemanlarının kullanılabilmesi ve maliyetinin klasik inşaat yöntemlerinden ucuz oluşu gibi nedenlerle yaygın uygulanmaktadır. Geotekstil malzemelerin günümüzde yeni yeni ülkemizde üretilmeye başlanması donatılı zemin istinat yapılarının maliyetlerini daha da aşağılara çekmektedir.

Bu çalışma, donatılı zemin istinat yapılarının statik ve dinamik yüklere göre tasarım ilkelerini içermektedir. Tasarım kriterlerinin ağırlıklı olarak A.B.D. Karayolları Şartnamesinden faydalanılarak sunulmasına rağmen gerekli yerlerde Türkiye ve Fransa şartname ve standartlarına da başvurulmaktadır. Çalışma içerisinde, model olarak alınan bir donatılı zemin istinat yapısının A.B.D. Karayolları şartnamesine göre tasarımı da bulunmaktadır.

Donatılı zemin yapılarının bir sonlu elemanlar yöntemi olan Plaxis programı ile tasarımı ve alınan bir model donatılı zemin istinat duvarı için yapılan statik analizi de bu çalışma kapsamı içerisindedir.

2. İSTİNAT DUVARLARI

2.1 İstinat Yapısı Kavramı

İstinat yapıları (dayanma yapıları) iki farklı düzeydeki zeminden oluşan yanal toprak etkisini, istenen bir güvenlikle karşılayan ve zeminin doğal şev açısını almasını önleyerek dengeyi koruyan yapı elemanlarıdır. Jeolojik ve hidrojeolojik tesislerde oluşturulmuş yamaçların (tabii şevlerin) ve inşa maksatlı oluşturulan suni şevlerin (yarma, sedde ve derin kazılar) stabilitesini sağlamak veya arttırmak, işletmede emniyeti sağlamak ve işletme giderlerini minimize etmek (kara ve demiryolları, sulama tesisleri işletmeciliği) maksadıyla alınacak tüm tedbirler dayanma yapıları kapsamına girmektedir [14,15].

Derin kazı, yarma ve yüksek seddelerde herhangi bir dayanma yapısına ihtiyaç olup, olmadığı aşağıdaki faktörlere bağlıdır [14];

- Kullanılacak alanın büyüklüğü; stabil şevlerle sorun çözülebilir mi?
- Mevcut yapılar ve yer altı tesislerinin konumu,
- Jeolojik yapı,
- Yer altı su seviyesi,
- Ulaşım imkanları, iş makinelerinin konumu,
- Kazı malzemesinin dolguda kullanılması,

Yukarıdaki ana faktörlere bağlı olarak sadece şevli veya dayanma yapılı bir çözüme karar vermek projenin ilk adımı olmaktadır.

2.2 İstinat Duvarı Tipleri

Şev probleminin şev yüksekliğini veya eğimini değiştirerek bir çözümünde çözüme gidilmemesi halinde, istinat yapısının tipi aşağıda verilen üç ana faktör ışığında seçilmektedir [14].

a) Müsaade edilebilecek maksimum deformasyon,
b) Dayanma yapısının ömrü,
c) Dayanma yapısı için ayrılacak alan.

Civarda bulunan yapıların ve yer altı tesislerinin zarar görmemesi için, dayanma yapısının her şeyden önce rijit olması ve deformasyonların minimum seviyede tutulması şarttır. Diğer taraftan dayanma yapısının geçici veya kalıcı olması sistem seçiminde önemli rol oynamaktadır. Dayanma yapısının sürekli olması (istinat duvarları ve/veya nihai yapıya entegre edilecek kazık ve duvar sistemleri) halinde kullanılacak malzemenin karakteristikleri ve boyutları maksada uygun olarak seçilmelidir [14].

Dayanma yapısı tipleri ve belirgin özellikleri TS 7994 'Zemin dayanma yapıları: sınıflandırma, özellikleri ve projelendirme esasları' e göre şöyledir [15].

2.2.1 Rijit Dayanma Yapıları

Bu tür dayanma yapılan kendi ağırlıkları veya kendi ağırlığı ve temel üzerindeki dolgu ağırlığı ile toprak itkisiyle dengeyi sağlamaktadır. Rijit dayanma yapıları altı grupta sınıflandırılabilir [15].

2.2.1.1 Ağırlık Tipi Dayanma Duvarı

Bu tür istinat yapıları harçlı ve harçsız taş örgü, tuğla, briket veya betondan yapılabilir (Şekil 2.1). Yanal toprak itkilerini öz ağırlıkları ile karşılamaktadırlar. Bu nedenle sınırlı yüksekliklere kadar inşa edilebilmektedirler (5-6m). Ağırlık tipi duvarların olumsuz yanlarından biri, dolduğu belirlenen yer altı suyunun gereğince kurutulamamasıdır. Bu sebeple boşluk suyu basınçlarının ihmal edilebilir düzeyde tutulması için drenaj önlemleri alınmalıdır. Drenajda barbakanların, boru ve filtre malzemelerinin zamanla silt ve kille tıkanarak işlevlerini yitirmemesine dikkat edilmelidir [15].

2.2.1.2 Yarı Ağırlık Dayanma Duvarı

Bu tür istinat yapıları, temel genişliğinin büyük açılması durumunda gövde malzemesinden tasarruf için, temelin betonarme yapılması gerektiğinde bu uygulamanın duvar sırtında sürdürülmesi ile teşkil edilmektedir (Şekil 2.1, Şekil 2.2).

2.2.1.3 Konsol Duvar

Konsol dayanma duvarı betonun basıncına ve donatının çekme dayanımı nedeniyle narin yapılardır. Buna karşın 20 m'ye varan yüksekliklerde yapılabilirler. Ekonomik maksimum yükseklik ise 7,5 m dolaylarındadır. Bu tür duvarlarda topuk arkasındaki temel uzun tutularak üzerine binen toprağın itkisinden faydalanmaktadırlar. Direnen kuvvetlerin yeterli olmaması durumunda toprak itkisi duvarı öne doğru kaydıra bilir. Bunu önlemek amacıyla temele diş yapılarak pasif direncin arttırılması yoluna gidilmektedir [15].

2.2.1.4 Eşikli Konsol Duvar

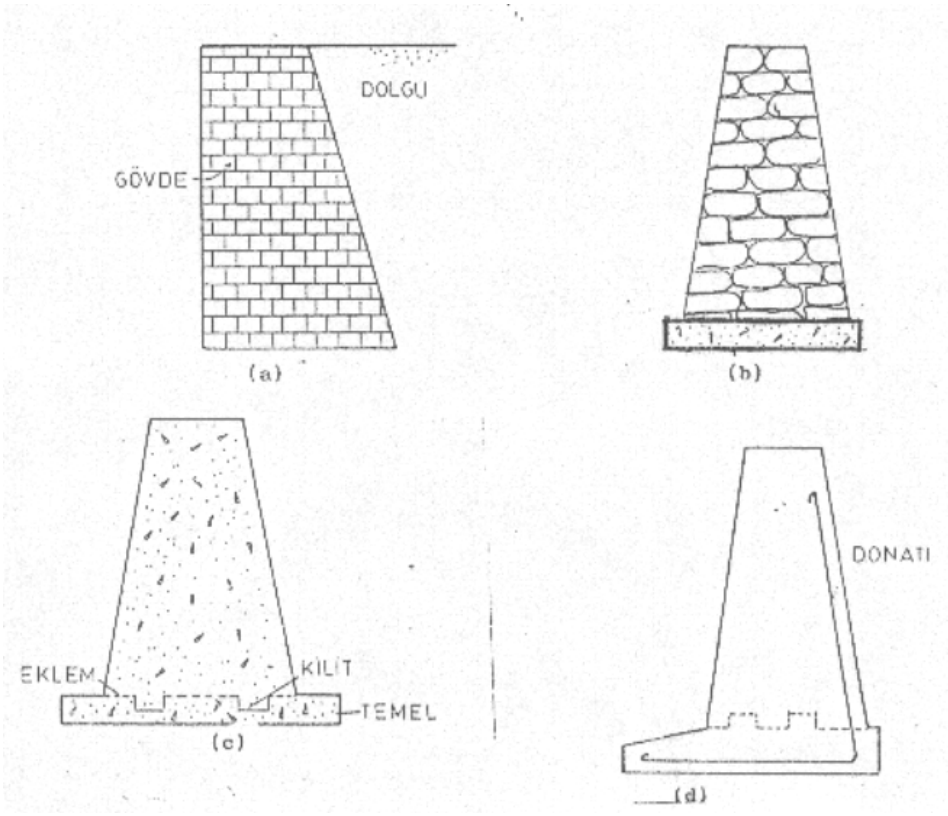
Bu duvar türünde temel ilke konsol temel birleşimindeki maksimum momentin bir veya iki eşiğe gelecek düşey toprak yükünün oluşturduğu ters yöndeki momentlerle karşılanmasıdır. Duvar sırtına bir veya birkaç sıra tabana paralel eşik inşa edilmektedir. Eşik yeri, sayısı ve genişliğine çeşitli deneme hesapları ile karar verilmektedir (Şekil 2.2).

2.2.1.5 Payandalı Duvar

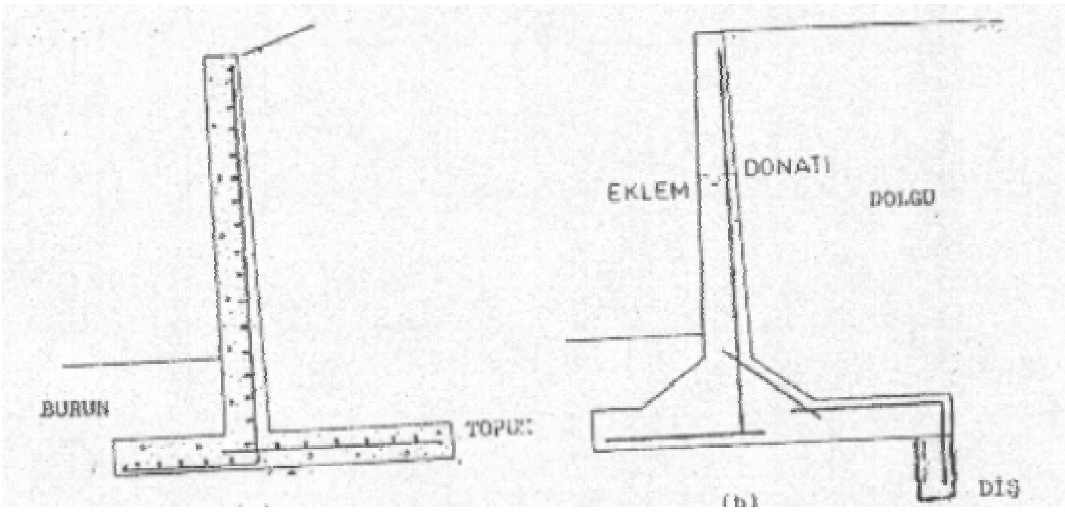
Yüklerin ve yüksekliklerin artması durumunda konsol duvar yapılması güvenli ve ekonomik olmayabilmektedir. Bu sebeple payandalı duvar tipi istinat yapıları kullanılabilir. Payandalı duvarda taban ve gövde elemanları konsol duvarda olduğu gibidir. Buna ek olarak duvarın arka tarafında gövdeyle temeli bağlayan ve böylece sistemi daha sağlam ve daha çok yük taşır duruma gelmesin sağlayan kama şeklinde destek elemanları konulmaktadır. Bu elemanlar payanda olarak adlandırılmaktadır. Payandaların işlevlerinden biri de duvarın uzun eksenindeki momentleri azaltmaktır. Yüksekliği 8 m'den az olan duvarlarda payanda gerekmemektedir.

2.2.1.6 Ters Payandalı Duvar

Payandaların önde bir engel yaratmayacağı durumda kullanılmaktadırlar. Bu duvar tipinin kullanılmasıyla payanda basınca çalıştığından konsol ve temeldeki beton miktarında önemli azalmalar sağlamaktadır. Buna karşın düşey toprak yükü kısa olan topuk üzerine etkidiğinden duvar stabilitesine katkısı daha az olmaktadır [15].



Şekil 2.1 Ağırlık ve yarı ağırlık istinat duvarları (a,b,c Ağırlık, d Yarı Ağırlık) [15]



Şekil 1.2 Eşik konsol istinat duvarları (Betonarme istinat duvarları)[15]

2.2.2 Yarı Rijit Dayanma Yapıları

Bu tip istinat duvarları zemin itkisini karşılamakla birlikte belirli limitin ötesinde hareket ederek veya basıncın önemli bir bölümünü zeminin kendisine aktararak işlevlerini yerine getirmektedirler. Bu grubun örnekleri kafes ve sandık tipi istinat yapılarıdır.

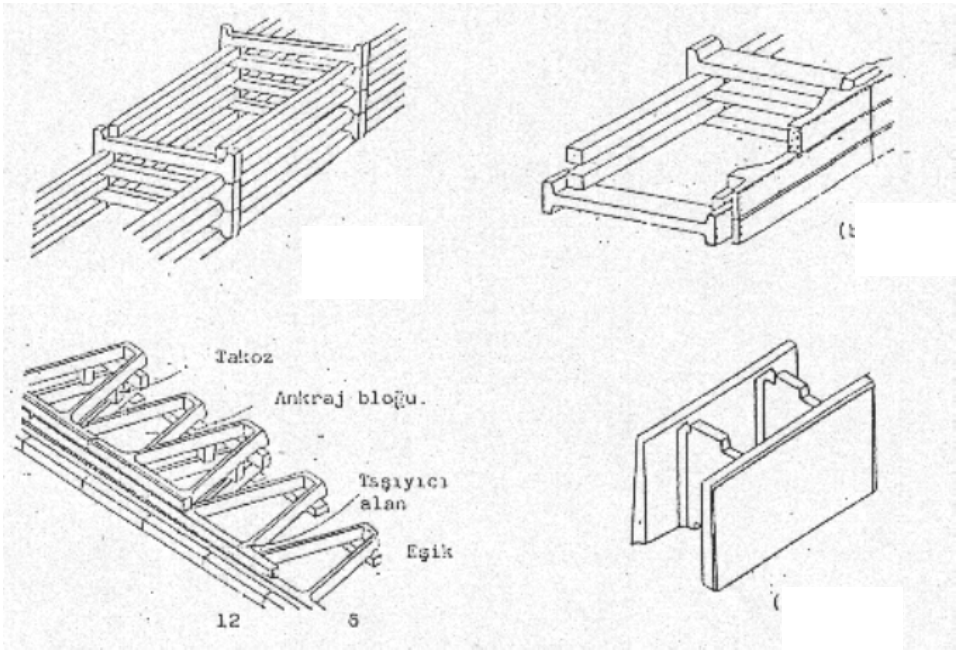
2.2.2.1 Kafes Tipi Dayanma Duvarı

Bu tip istinat yapılarını birbirine geçmeli metal veya betonarme kirişlerle istenilen uzunluk ve yükseklikte birbirine bağlı hücreler oluşturmaktadır. Bu yapı elemanları ile kurulan kafeslerin içi taşla, gerektiğinde daneli malzemeler ile doldurularak dayanma duvarı inşa edilmektedir. Yüksekliği 6 m'den fazla olması durumunda en kesitteki hücre sayısı birden ikiye arttırılmaktadır. Kafes duvarlar kafeslerin yapıldığı malzemeye göre iki türde sınıflandırılır;

- Betonarme Kafes Türü Dayanma Duvarı
- Çelik Kafes Türü Dayanma Duvarı

2.2.2.2 Sandık (Gabion) Tipi Dayanma Yapıları

Paslanmaz çelik tellerle yapılan kafes tipi tel örgü sandıkları içine kaya dolgu yerleştirilerek inşa edilmektedirler. Tipik sandık taban boyutları 1m x 1m uzunluğu 2m - 4m dir (Şekil 2.3). Bu sandıklar üst üste konularak sandık tipi dayanma yapısını oluştururlar. Duvarın gövdesi 250-150 mm çapında kaya dolgu olduğundan drenaj sorunu oluşmamaktadır. Bu tür duvarlar farklı oturmalardan dolayı hasara uğramazlar. Sandık türü dayanma duvarı deniz inşaatlarında, su kanalları şevlerinin korunmasında, erozyon önleme amacıyla da kullanılabilmektedir. Bu tür yapıları teşkil eden tipik hücreler aşağıda sunulmaktadır.



Şekil 2.3 Gabion tipi istinat yapılarını oluşturan hücreler [15]

2.2.2.3 Kazıklı Perdeler

Tutulması gereken zemin yüksekliği fazla, buna karşın zemin özellikleri yetersiz olan ortamda önce yerine dökülen betonarme kazıklardan bir perde oluşturulup bunu izleyerek kazı yapılmaktadır. Kazık çapları toprak basıncı mertebesine göre 45 cm-80 cm arası seçilmektedir. Kazıkların ekonomik olmayacak derecede uzun yapılması gerektiğinde beton kuşaklı veya kuşaksız uygulanan, bir veya birkaç sıra ankrajla desteklenebilmektedir. Bu tür perdeler aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir [15].

- Araklıklı kazıklarla oluşturulan perdeler
- Teğet kazıklı perdeler
- Enjeksiyonlu teğet kazıklı perdeler
- Bindirmeli kazıklı perdeler

2.2.2.4 Diyafram Duvarlar

Zeminin kendini hiç tutamayacağı kadar zayıf olması durumunda, derin kazılarda kazı yüzlerinin önceden desteklenmesi, yer altı suyunun kazı çukuruna girmesinin önlenmesi ve komşu yapıların güvenliğinin kazı öncesi sağlanması amacıyla yapılan donatılı ve donatısız yapılardır. Diğer metotlarda sağlanamayan gürültü ve titreşim azlığı, kısıtlı alanda çalışma olanağı avantajlarındandır. Temel çukuru kazmadan

çukur çevresinde 80cm-120cm bulamaç hendeği özel makinesi ve metoduyla hazırlanırken, içi bentonit çimento bulamacı ile dolu tutulduğundan zemin göçmemekte ve bulamaç zamanla sertleştiğinde taşıyıcı özellik kazanmakta, aynı zamanda geçirimsizliği sağlamaktadır. Derin ve sabit kazılarda yük taşıma ve yüksek yanal basınçları karşılamak gerektiğinden sadece bentonitten yapılan bulamaç daha sonra tremi beton uygulaması ile dışarı alınmaktadır. Böylece dirençli duvar sağlanmış olunmaktadır [15].

2.2.3 Esnek Dayanma Yapıları

Esnek dayanma yapıları, temel zeminin geleneksel duvarları taşıyamayacak kadar yetersiz olması, su kenarlarında inşaat çalışmalarının diğer tipler için zorluğu ve pahalı kurutma işlemlerini gerektirmesi, yapımda kolaylık, geçici duvar oluşturma mecburiyeti ve yeniden kullanma olanağının ekonomi sağlaması sebebiyle rijit ve yarı rijit türlere tercih edilmektedirler [15].

2.2.3.1 Palplanş Perdeleri

Ahşap, hazır beton veya çelik elemanların zemine yan yana çakılmasıyla oluşturulur. Çelik perdelerin özelliği boy-kalınlık oranının yüksekliği sebebiyle ekonomik olması, taşıma kolaylığının ve suya karşı önemli ölçüde geçirimsizliğidir. Bu tür perdeler aşağıdaki gibi sınıflandırılabilirler [15].

- Gömme perdeler (Ankastre Palplanş)
- Bağlı Perdeler (Ankrajlı Palplanş)
    - Zemine yarı ankastre bağlı perdeler
    - Zemine tam ankastre bağlı perdeler

2.2.3.2 Donatılı Zemin Dayanma Yapıları

Gelişen teknoloji ve inşaat alanına getirilen yenilikler ile konvensiyonel bir çok sistem, yerini daha pratik ve daha ekonomik yeni çözümlere ve teknolojilere bırakmaktadır. Buna bir örnek olan zemin iksası ve istinat duvarları konusunda ekonomik ve pratik çözümler getiren donatılı zemin duvarları gösterilebilir [12].

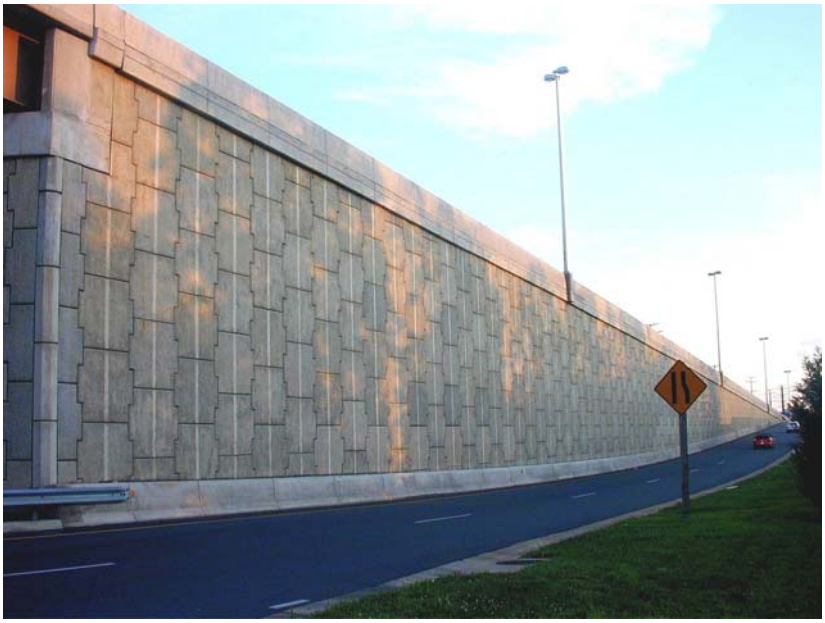
Açık kazı yapılması gereken yerlerde, yarmalarda ve dolgularda betonarme istinat duvarları, fore kazıklı istinat sistemi, kontrollü dolgu gibi çözümler yerine, yeni bir

alternatif geliştirilmiştir. Bu yeni sistem ‘Donatılı Zemin İstinat Duvarları’ olarak adlandırılmaktadır (Şekil 2.4) [12].

Prensip olarak, bir donatılı zemin duvar, sıkıştırılmış granüler dolgu malzemesi ile düşeyde belirli aralıklarla yerleştirilen yatay donatı tabakalarından oluşan bir istinat sistemidir. Zeminin çekmeye karşı olan zayıflığı, araya yerleştirilen metal veya polimer donatılar sayesinde giderilmektedir. Kullanılan donatılar şerit veya ızgara şeklinde olmaktadır [12].

Şerit donatılar, ya üzerinde çeşitli yivler bulunan prefabrike galvanizli çelik veya Paraweb adı verilen ve çeşitli metotlarla lifleri güçlendirilmiş polyester veya poliaramid malzemeden oluşmaktadır [12].

Galvaniz çelik şeridin korozyon probleminden uzak kalmak isteniyorsa, poliyester şerit donatılar kullanılabilir, ayrıca, donatının zeminle daha iyi kilitlenmesi ve kaynaşmasını sağlamak amacıyla sürtünme katsayısı yüksek polimer cinsi geogrid donatı malzemeler de geliştirilmiştir [12].



Şekil 2.4 Bir donatılı zemin istinat yapısı görünüşü [4]

3. DONATILI ZEMİN KAVRAMI VE SİSTEM ÜSTÜNLÜKLERİ

3.1 Donatılı Zemin Kavramı

Donatılı zemin, zeminin kritik yönlerdeki mukavemetini arttırmak amacı ile içerisine çekmeye dayanıklı ve zeminle arasında yeterli sürtünmeye sahip polimer malzemelerden üretilmiş geotekstiller veya metal şeritler yerleştirerek elde edilen kompozit bir yapı olarak tanımlanabilmektedir [3].

Son yıllarda istinat duvarı yapımında yeni malzemelerin üretilmesi ile yeni uygulamalar (donatılı zemin, gabyon, geosentetik malzemeler, vb.) hızla yaygınlaşmış ve klasik istinat duvarlarına ciddi bir alternatif olma durumuna gelmiştir [1].

Donatılı zemin sisteminin (Şekil 3.1) dünya çapında kısa sürede gördüğü kabul ve yaygın kullanım, onu inşaat mühendisliğinde son yirmi yılın en dikkate değer gelişmesi olarak kabul edilmesine neden olmuştur. Halen gelişmesine devam edilen ve istinat duvarı, sanat yapısı olarak kullanımından dalga kırana kadar uzayan çok geniş bir kullanım alanına sahip bu sistemin mucidi Fransız Mimar ve Mühendis Henri Vidal'dır [6].

Bu sistemde klasik istinat duvarlarından farklı olarak yan yana ve üst üste kolayca monte edilebilen prefabrike panolar donatı adı verilen yüksek sürtünme kuvveti ve çekme mukavemetine sahip bantlar ile zemine ankre edilmektedirler. Donatılar, duvar arkasındaki zemin içerisine dolgu sırasında serilip, dolgu ile birlikte sıkışma sonucu zemine ankre olup ve zeminde oluşan çekme ve kayma kuvvetlerini alarak sistemin kaymaya ve devrilmeye karşı stabilitesini sağlamaktadırlar. Yani panolar halinde

Hazırlanmış prefabrike beton plaka elemanları donatı adı verilen metal veya sentetik malzemelerden bantlar ile zemine ankre edilerek istinat duvarı inşa edilebilmektedir [1].

Toprakarme sistemi çok basit bir yönteme dayanmaktadır. Toprakarme sisteminin mucidi Henri Vidal'ın ilk olarak açıkladığı üzere, toprakla donatının birlikte yerleştirilmesi, bu iki malzeme arasında temas noktasında bir sürtünme yaratmaktadır. Böylece, iki malzeme arasında kalıcı ve önceden tahmin edilebilen bir bileşim oluşmakta, bu da tek ve kompozit bir inşaat malzemesi yaratmaktadır. Toprakarme, bugün çok iyi anlaşılmış ve öngörülebilir davranışları nedeniyle yaygın kabul görmektedir [6].



Şekil 3.1 Donatılı zemin yapısı görünüşü [4]

Malzemenin davranışının yeterli düzeyde anlaşılabilmesi için ilk yıllarda, yüzlerce deney ve servise konulmuş yapının performanslarının analiz edilmesi, gözlenmesi ve dahil olmak üzere, çok yoğun araştırmalar gerekmiştir. Donatılı malzemenin davranışını belirleyebilmek, mevcut bilgilerin birleştirilmesi, sınıflandırılması, yeniden değerlendirilmesini ve sürekli çekme basıncına maruz dolgu malzemelerinin ön stabilite değerlerini bilinmesini gerektirmiştir. Ancak, inşaatta kullanılan dolgular oldukça farklı fiziksel, kimyasal ve elektro kimyasal özellikler gösterdiklerinden, Vidal ve ekibi için yalnızca laboratuar sonuçlarından hatta yıllarca çeşitli zemin tiplerinden alınmış arazi numunelerinden elde edilen sonuçlar yeterli görmemiş; güvenli sonuçlara ulaşmak için uzun vadeli, koordineli, sabırlı ampirik yaklaşımlara dayalı araştırmalar yürütülmüştür [6].

3.2 Donatılı Zemin Yapılarının Uygulama Alanları

3.2.1 Genel Uygulama Alanları

İstinat yapıları, karayollarında yaygın olarak kullanılmaktadır. Donatılı zemin yapılarının en yaygın kullanıldığı iki önemli alan karayollarındaki istinat yapıları (Şekil 3.2) ve köprü yan ayaklarıdır (Şekil 3.3). Özellikle temel zemininin deformasyon yapmaya müsait olması durumunda donatılı zemin yapıları betonarme yapılara oranla esnek olduğundan daha teknik avantajlar sunmaktadır [2].



Şekil 3.2 Donatılı zemin tekniğiyle teşkil edilmiş bir istinat yapısı [11]



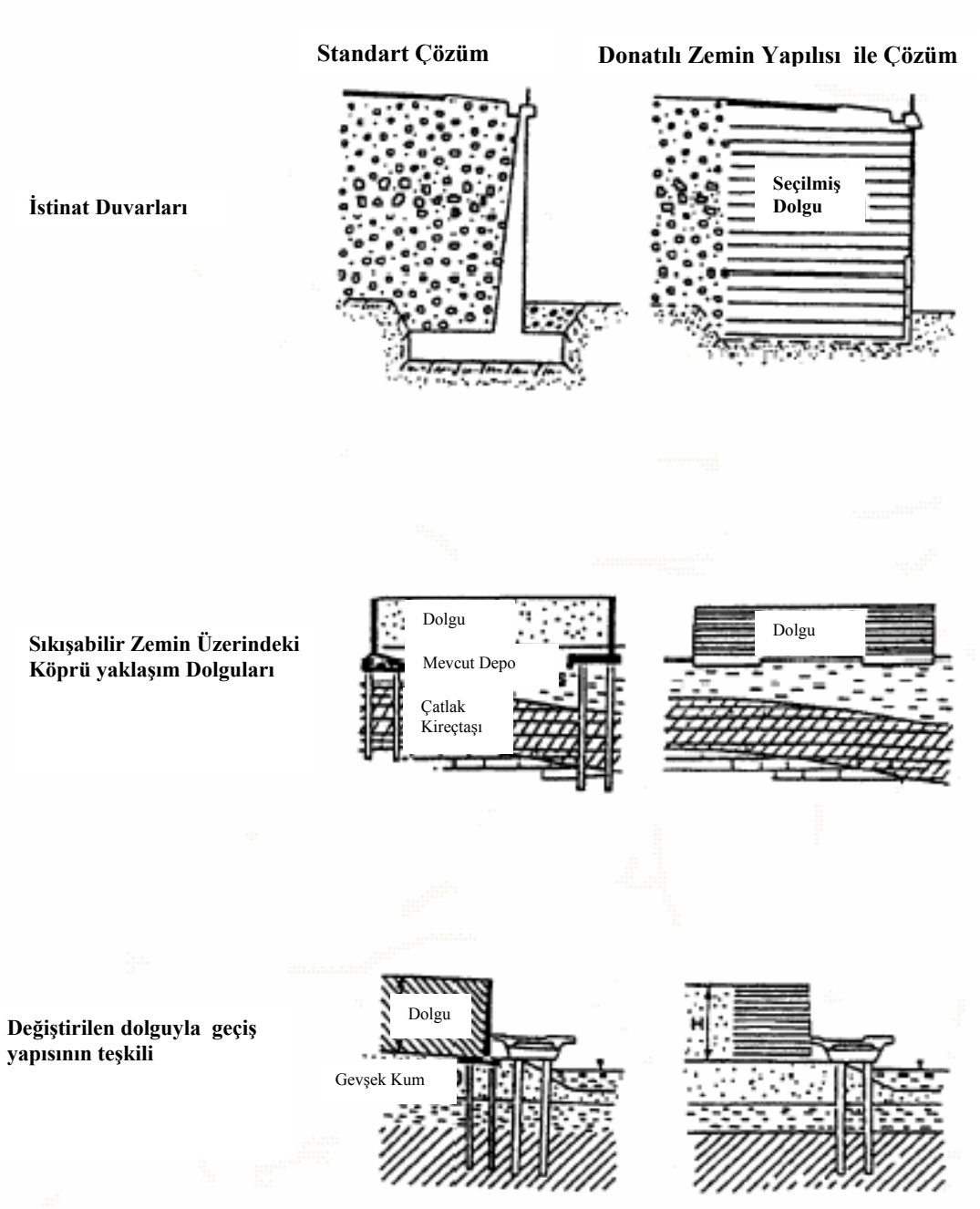
Şekil 3.3 Donatılı zemin tekniğiyle teşkil edilmiş bir köprü yan ayağı [5]

Donatılı zemin yapı tekniği ile dik şevler olarak adlandırılan yapılar da (Reinforced Soil Slopes) teşkil edilebilmektedir (Şekil 3.4). Donatılı zemin yapıları ile teşkil edilen dik şevler karayoluna eklenecek olan yeni şeritler için gerekli inşa alanının azalmasına neden olabilmektedir [2].

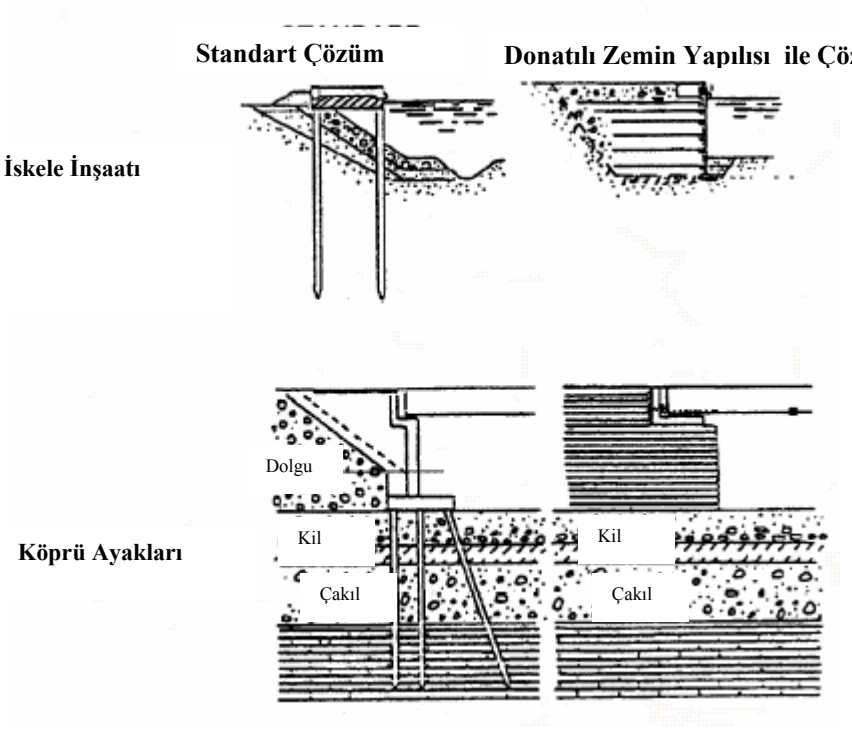


Şekil 3.4 Donatılı zemin tekniği ile teşkil edilmiş dik bir şev [5]

Donatılı zemin, yeni dolguların yapımında, kazı sahasının güvenliğinin sağlanmasında ve şev stabilizesinde kullanılmaktadır. Sonuç olarak farklı tiplerde donatılı zemin uygulamalarının yapılabilmesi istinat yapıları ve şev stabizesi konularına daha efektif ve ekonomik çözümler getirilebilmesini sağlamaktadır. Çeşitli problemlere klasik çözüm yolları ile ve donatılı zemin yapıları ile teşkil edilebilen çözümler aşağıda karşılaştırmalı olarak sunulmuştur (Şekil 3.5 , Şekil 3.6) [2].



Şekil 3.5 Çeşitli zemin problemlerine donatılı zemin yapıları ile getirilmiş çözümler [4]



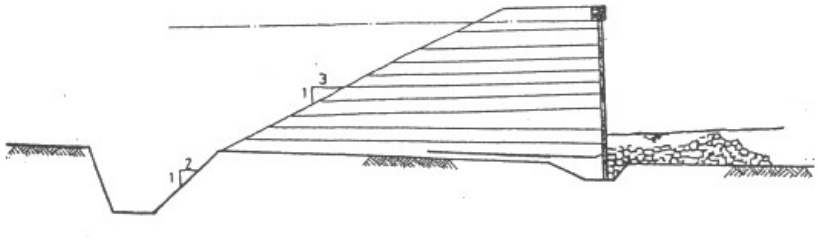
Şekil 3.6 Çeşitli zemin problemlerine donatılı zemin yapıları ile getirilmiş çözümler -2 [4]

3.2.2 Özel Kullanım Alanları

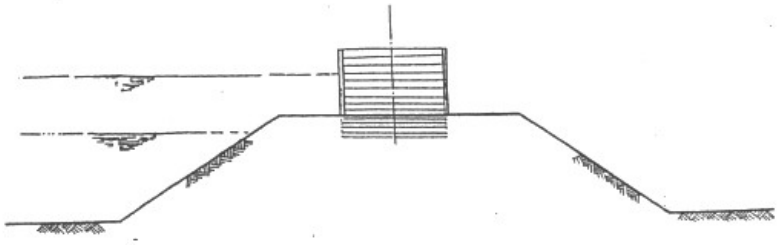
Donatılı zemin yapıları alışılagelmiş şekilde genellikle istinat duvarı ve köprü yan ayaklarında, şev kaymalarında, kazıların desteklenmesinde ve yerinde şev stabilizasyonunda kullanılmaktadır. Bunlara ek olarak şüphesiz donatılı zemin tekniği çok geniş bir uygulama sahasına sahiptir. Bazı özel donatılı zemin uygulama alanları aşağıdaki gibidir [4].

- Kıyı yapıları,
- Dalga kıranlar,
- Su yapıları,
- Depolama sahaları,
- Temel şişmeleri,
- Set inşaatları,
- Konsol Duvarlar,
- Perde duvarlar,
- Set İnşaatları,

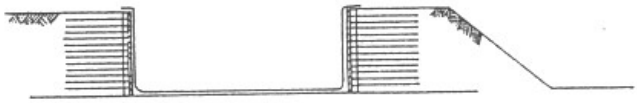
Aşağıda donatılı zemin uygulamalarıyla ilgili değişik uygulama örnekleri sunulmuştur (Şekil 3.7 , Şekil 3.8) [2].



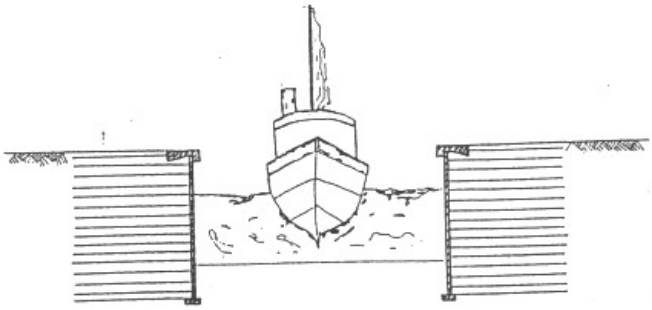
Donatılı zemin ile teşkil edilmiş toprak baraj uygulaması



Mevcut Baraj Üzerinde Teşkil Edilmiş Set

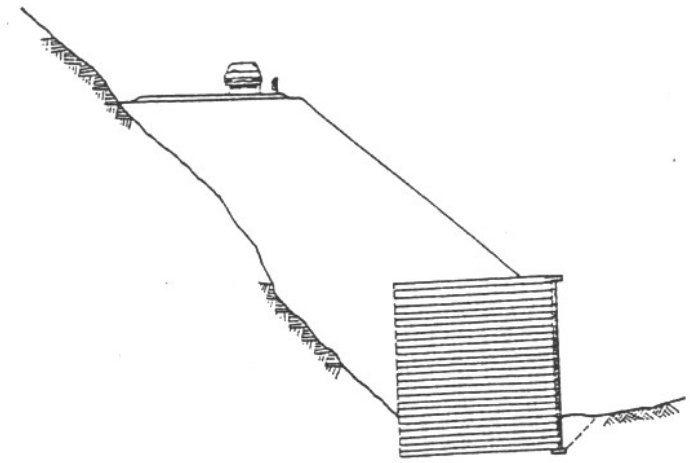


Oturma Havzası



Kanal

Şekil 3.7 Özel donatılı zemin uygulamaları [2]



Şekil 3.8 Donatılı zemin ile teşkil edilmiş dolgu uygulaması [2]

3.3 Donatılı Zemin Yapılarının Üstünlükleri

- **Kompozitlik;** Kompozit bir yapı malzemesidir, zemin ve donatılar arasındaki gerilme aktarımı kompozit bir eleman teşkil etmektedir [4].
- **Esneklik;** Klasik istinat duvarları ile karşılaştırıldığında daha fazla yatay ve düşey deformasyona izin vermektedir. Deformasyona karşı göstermiş olduğu karakteristik özellikler zayıf temel zeminlerinde teknik açıdan etkili çözümler sağlamaktadır. Donatılı zemin yapılarının esnekliği ayrıca geleneksel daha rijit yapılara oranla daha düşük taşıma gücü katsayılarının kullanılmasına izin vermektedir [4].
- **İnşa üstünlükleri;** Genellikle başarılı dolgu malzemesinin yerleşimi, donatılar ve yüzey elemanlarının teşkili için uzmanlaşmış kalifiye işçi veya özel ekipmanlara ihtiyaç duyulmamaktadır (karayollarında kullanılan geleneksel ekipmanlar kullanılabilmektedir). Donatılı zemin yapılarının bir çok elemanının prefabrike olması şekil verilebilme, idare ve oldukça çabuk uygulama kolaylığı sağlamaktadır [4].
- **Dolgu malzemesi üstünlükleri;** Çeşitli dolgu malzemeleri donatılı zemin yapılarında kullanılabilmektedir. Gerekli olan dolgu malzemesi çoğunlukla yakın inşaat sahalarından sağlanabilmektedir. Genellikle ağırlıklı olarak temiz kum ve çakıl veya siltli zemin dolgu malzemesi olarak kullanılabilmektedir [4].

- **Dinamik yüklere karşı dayanım;** Uygun esneklikteki ağırlık yapısı olarak donatılı zemin yapılarının dinamik yükleme açıdan aktif bölgelerde inşası uygun görünmektedir. Söz konusu yapılar deprem sırasında ortaya çıkan yüksek enerjinin yutuluşu için gerekmektedir [4].
- **Ekonomik üstünlükler;** Donatılı zemin yapıları geçişin sınırlı olduğu yerlerde yapılan dolgularda en ekonomik çözümler sunmaktadır. Yapı hacminin büyük bir bölümünü kaplayan zemin ucuz bir malzeme olduğundan maliyeti diğer yapılara oranla daha ucuzdur. Özellikle derin temel sistemine gereksinim duyulan rijit istinat yapılarının kullanılacağı yerlerde donatılı zemin yapısının kullanılması önemli maliyet avantajı sağlamaktadır. Donatılı zemin yapılarının esnekliğinden dolayı fazla farklı oturma ve yatay deformasyonu tolere edebilmektedir. Bu nedenle toptan göçme stabilitesini sağlayacak pahalı derin temel sistemleri gerekmemektedir (Şekil 3.6) [4].
- **Mimari üstünlükler;** Yüzey elemanlarının ikincil bir yapısal rol üstlenmesinden dolayı bu elemanların seçimindeki büyük esneklik normal istinat duvarlarına oranla daha asimetrik çözümler getirilebilmesine olanak sağlamaktadır. Çok farkı yüzey elemanlarının (farklı şekildeki beton paneller, tekstiller ve bitkilendirilmiş yüzeyler) kullanılabilir olması mimari avantajlar getirmektedir [4].

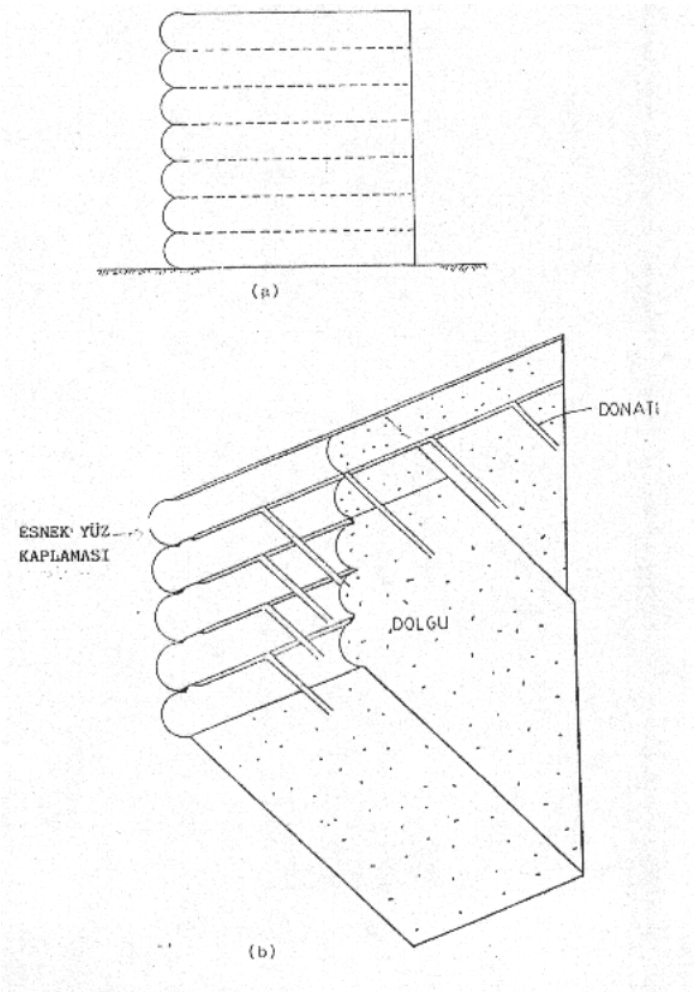
4. DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARI TİPLERİ VE BU YAPILARI TEŞKİL EDEN ELEMANLAR

4.1 Donatılı Zemin Yapılarının Tipleri

Donatılı zemin dayanma yapıları 3 ana yapım metoduyla teşkil edilebilmektedir [15].

4.1.1 Körük Tipi Donatılı Zemin İstinat Duvarı

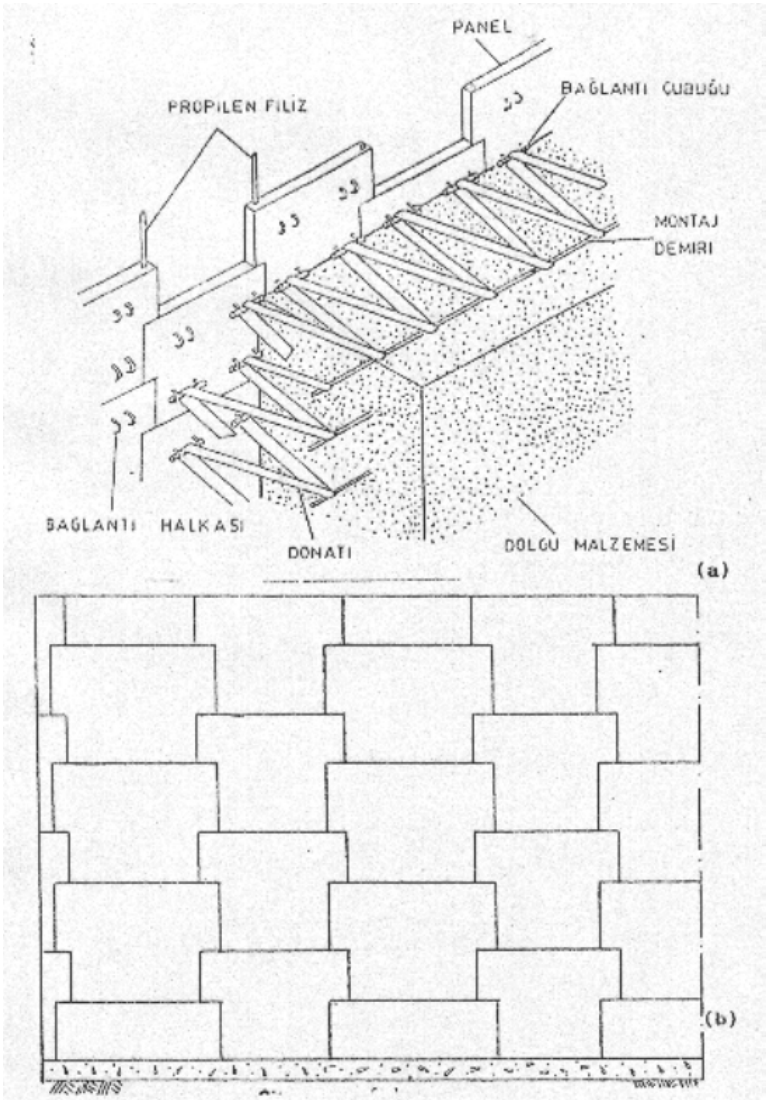
Bu tip yapılar, donatılı zemin dayanma yapısının ilk gelişmiş türüdür. Ön yüzü metal yada plastikten yapılmaktadır. Metal yüzlü körük duvarda ondüle sac veya alüminyum parçalar birbirlerine perçinlenerek donatı şeritleri buraya bağlanmaktadır. Körük tipte donatılı zemin istinat yapılarda, çekme direnci yüksek ve su geçirimli ince zemin danelerini tutan geotekstil hem duvar önyüzü hem de donatı elemanı olarak kullanılabilmektedir. Böylece zemin geotekstil içerisine bohçalanmış olmaktadır (Şekil 4.1).



Şekil 4.1 Köpük tipi donatılı zemin istinat yapıları ; a) geotekstil bohça, b) metal yüzlü köpük [15]

4.1.2 Teleskop Tipi Donatılı Zemin İstinat Duvarı

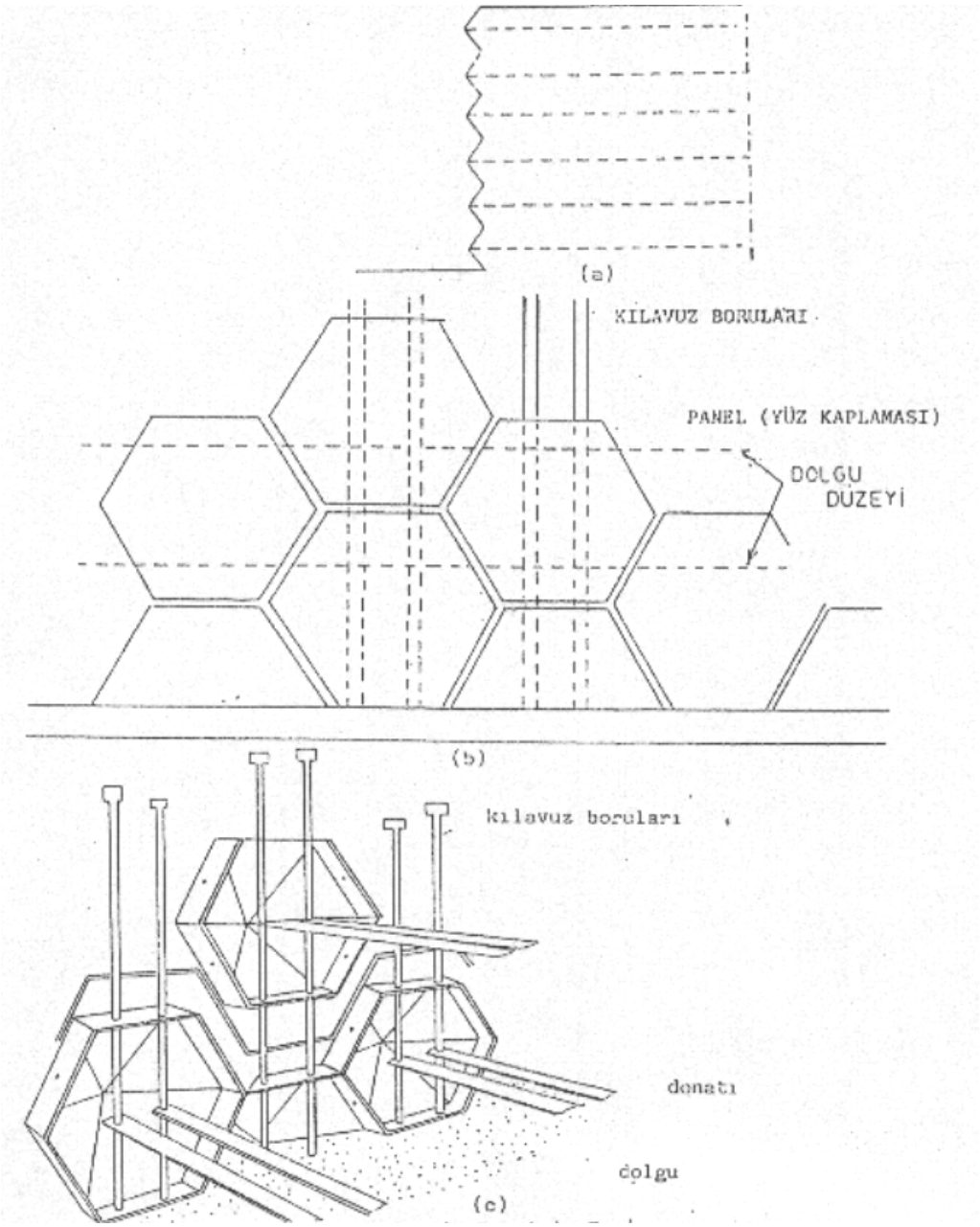
Teleskop tip duvarda önceden imal edilmiş prefabrike kaplama elemanları, arkasına bağlanan donatı şeritleriyle yanındaki elemanlardan bağımsız olarak çalışmaktadır. Duvarın hareketi, yüzeyde kaplama elemanlarının yatayda yer değiştirmesi ve eğilmesi biçiminde belirebilmektedir. Paneller C30 betonu ile dökülmektedir. Tipik boyut 160 cm x 200 cm x 16 cm olan panellerde tek sıra φ 8 nervürlü hasır donatı kullanılmaktadır. Her panelin ağırlığı 1 ton ve yüzey alanı 3 m^2 civarındadır (Şekil 4.2).



Şekil 4.2 Teleskop tipi donatılı zemin istinat duvarı [15]

4.1.3 Kılavuz Tipi Donatılı Zemin İstinat Duvarı

Bu duvar tipinde donatılar duvar yüzü arkasında kalan borulara bağlanmaktadır. Bu durumda duvar yüzünün, yapısal işlevi ortadan kalkmakta, sadece yüzeyi kaplama görevini gerçekleştirmektedir (Şekil 4.3).



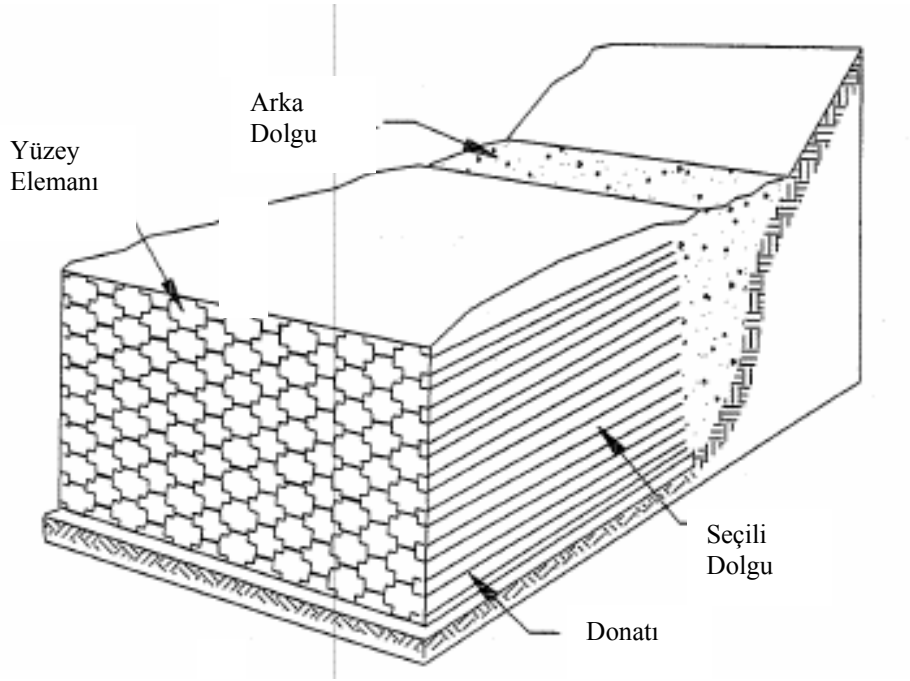
Şekil 4.3 Kılavuz tipi donatılı zemin istinat duvarı ; a)kesit, b) ön görünüş c) arka görünüş [15]

4.2 Donatılı Zemin İstinat Duvarlarını Teşkil Eden Elemanlar

Donatılı zemin yapıları donatının geometrisine, gerilme iletim mekanizmasına, donatı malzemesine, donatının uzama kabiliyeti ile bağlantı ve yüzey elemanlarına göre tanımlanabilmektedir. Donatılı zemin istinat yapıları temel olarak 3 elemanla teşkil edilmektedir (Şekil 4.4) [4].

Bunlar;

- Donatı Elemanı
- Yüzey Elemanı
- Dolgu Malzemesi



Şekil 4.4 Donatılı zemin istinat duvarını yapısını teşkil eden elemanlar [4]

4.2.1 Donatı Elemanları

Donatılı zemin yapılarında donatının geometrisi göz önüne alındığında 3 çeşit donatıdan bahsedilebilir [4].

- **Doğrusal tek yönlü donatı:** Düz ve nervürlü şeritler veya yük taşıyıcı, yüzeyi kaplı fiber geosentetik şeritlerdir.
- **Kompozit tek yönlü:** Gridler veya demir hasırlardır (ABD. Birleşik Karayolları Teşkilatı'na göre grid aralığı 150 mm'den büyüktür).
- **Düzlemsel çift yönlü:** Sürekli geosentetik levhalar, kaynaklı hasır ağ ve örgülü hasır ağlardır (ABD. Birleşik Karayolları Teşkilatı'na göre grid aralığı 150mm'den azdır).

Donatı elemanları ayrıca güçlendirmede kullanılan malzeme çeşidine ve güçlendirme geometrisine göre de tanımlanabilmektedir. Farklı malzemeler donatı olarak kullanılabilir. Çelik, beton, tahta, fiber glass, alüminyum, polimer ve termo plastik malzemeler donatı olarak başarılı şekillerde kullanılabilir [2].

Donatılı zeminde kullanılan donatılar, yapımında kullanılan malzemeye göre; Metal veya metal olmayan donatılar olmak üzere iki ana başlık altında toplana bilinmektedir (Tablo 4.1) [4].

- **Metal Donatılar:** Bu tip çelik donatılar korozyonu engellemek amacıyla genellikle galvaniz veya epoksi kaplıdır.
- **Metal Olmayan Donatılar:** Genellikle polipropilen, polietilen ve poliester içerikli polimer malzemelerdir.

Tablo 4.1 Donatı tipleri [2]

Donatı Geometrisi	Metal		Metal Olmayan						Sıyrılma Direnci	
	Çelik	Alüm.	Beton	Tahta	Cam	Kauçuk	Polimer Plastik	Bambu	Yüzey Sürtünmesi	Pasif Direnç
Şeritler	●	●	●	●	●	●	●	●	Evet	Hayır
Sopa ve Ankrajlar	●						●	●	Hayır	Evet
Levha ve tekstiller	●	●					●		Evet	Hayır
Zincir	●		●					●	Hayır	Evet
Halat	●	●							Hayır	Evet
Gridler	●			●		●	●		Evet	Evet
Fiberler	●				●		●	●	Evet	Evet

Donatı elemanları toprağa gömülü olduklarından, projelendirme aşamasında ilk düşünülmesi gereken konu elemanların duraylılığı, dolayısıyla servis ömürleridir. Bu durum özellikle taşıyıcı özellik gösteren donatılı zemin uygulamalarında bir kat daha önem kazanmaktadır. Bu nedenle günümüzde polimer-geotekstil türde uygulamalar daha sık yapılmaktadır [9].

Güçlendirme şerit, gridler, ankrajlar ve şerit malzemeler, halat, bitkilendirme ve bunların kombinasyonları veya farklı malzeme formları ile sağlanabilmektedir . Donatılar hakkında Tablo 4.1'de sunulduğu üzere çok sayıda farklı şekilde

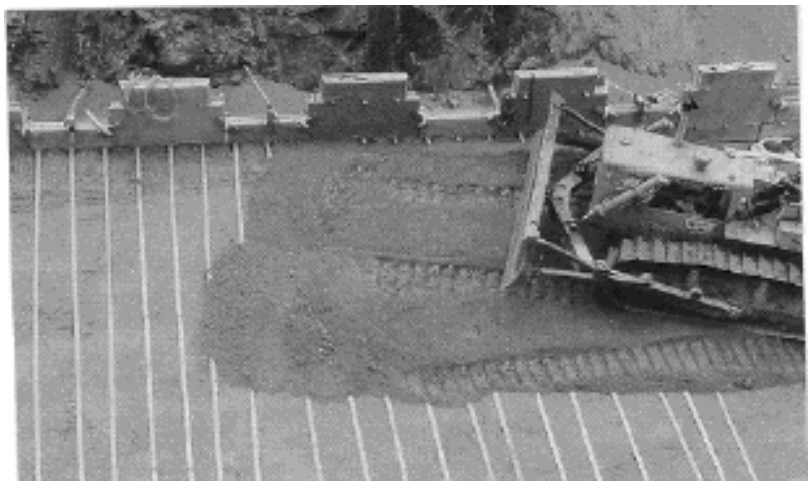
sınıflandırma mümkün olmakla birlikte en uygun sınıflandırma aşağıdaki gibi olacaktır.

1- Şerit Donatılar
    - Metal Şeritler
    - Websol Sistemi (Paraweb)
2- Metal Gridler
3- Geosentetik ve Geogridler
4- Fiber Donatılar
5- Hücresel Donatılar (Geoweb)
6- Ankraj Donatılar

4.2.1.1 Şerit Donatılar

Şerit donatı metodu ile boyuna lineer şerit donatıların etkileşimi uygun bir donatı malzemesini yaratmıştır. Metal ve plastik şeritle genelde dolgu tabakaları arasına yatay olarak yerleştirilmektedir [2].

Donatılı zemin sistemi galvaniz kaplı prefabrike düz veya nervürlü şeritlerin kullanıldığı bir şerit donatı sistemidir. Yüzey elemanları şeritlere genellikle prekast beton panellerle veya prefabrike metal elemanlarla şeritlere bağlanmaktadırlar (Şekil 4.5). Metal şeritler düzdür veya donatı üzerinde zemin ile donatı arasındaki sürtünmeyi sağlamak amacıyla nervüre benzeyen çıkıntılar bulunmaktadır [2].



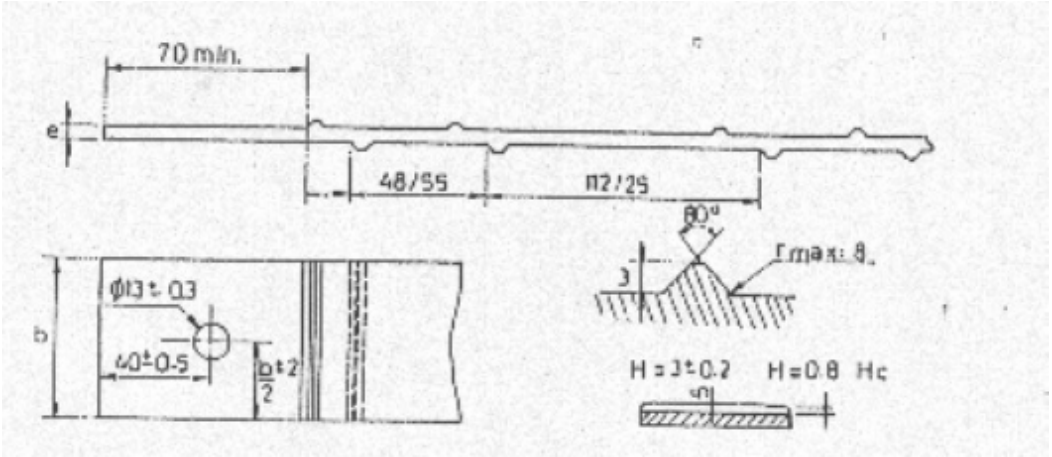
Şekil 4.5 Şerit donatılı bir donatılı zemin istinat duvarı sistemi (metal şerit donatılı sistemi) [4]

Plastik şeritler metallerden kaynaklanan korozyon probleminden kurtulmak amacıyla kullanılmaya başlanmıştır fakat her yönü ile dayanıklılığı tam olarak bilinmemektedir. Bu plastik şeritler Paraweb olarak adlandırılmaktadırlar. Paraweb'ler günümüzde ticari olarak kabul görmüş metal olmayan donatı şeritlerdir. Paraweb'lerin kullanıldığı sistemlere Websol sistemleri denilmektedir. Bu şeritlerdeki fiberler yüksek dayanımlı poliester veya polioramidten oluşmaktadırlar. Şeritler duvar yüzeyini oluşturan prekast panellere bağlanmaktadır. Bu tür yapılardaki zemin dolgusu ise genellikle granülerdir ve kumdan çakıla doğru değişen bir granülometriye sahiptir. Şeritlerin ölçüleri uygulamaya ve yapıya göre değişmektedir fakat genellikle kalınlık 3-5mm ve genişlik 5-100 mm aralığında olmaktadır [2].

a) Metal şerit donatılar:

Metal şeritler, Henri Vidal (1969) tarafından 'Reinforced Earth' ticari ismi ile tanıtılan bir donatı çeşididir. Reinforced Earth sistemi çelik eleman ve granüler zeminden oluşan kompozit bir elemandır. 'Reinforced Earth' bir çok farklı yapıda kullanılmaktadır fakat ana kullanım alanı yollardaki istinat yapıları ve köprü yan ayakları olmuştur [2].

İlk yapılar düz çelik şeritler kullanılarak inşa edilmiştir daha sonra çok sayıda donatı malzemesi test edilmiştir. Reinforced Earth'ün esas ticari uygulaması galvaniz kaplı çelik şeritlerle olmuştur ve 1970 yılından beri gelişmiş sürtünme özellikleriyle yüksek dayanımlı nervürlü şeritler kullanılmaktadır (Şekil 4.6).



Şekil 4.6 Tipik bir metal şerit donatı görünüşü [2]

Metal Şeritlerin Dayanımı

Donatı malzemesi olarak metal elemanların kullanılması halinde inşaat mühendisi olarak karşımıza çıkacak en önemli sorun duraylılık yani donatı elemanlarının servis ömürleri olacaktır. Donatılı zemin yapıların 75 -100 yıllık servis ömürlerine göre projelendirildik düşünülürse ve metal elemanların er yada geç paslandığının da bilindiği göz önüne alınırsa, proje aşamasında metal elemanların kalınlıklarının tespit edilmesi en önemli noktayı teşkil edecektir. Donatı kalınlıkları ve çevre şartlarına ve taşıyacakları yükün miktarına göre genellikle 3-9 mm arasında değişmektedir. Yapısal elemanların paslanması gibi inkar edilemeyen ve görünüşe göre önceden tahmin etmenin mümkün olmadığı bir şekilde gelişen korozyona karşı donatıların nasıl boyutlandırılacağı, güvenlik payının ne olacağı ve eğer tahminler doğru çıkmazsa sonuçların neler olabileceğinin düşünülmesi ve bu sorulara cevap verilmesi gereklidir. Bu sorulara cevap verebilmek için öncelikle paslanma mekanizmasını iyi anlamak, bu konu üzerindeki çeşitli teorik çalışmalara bakmak ve mevcut gerçek verileri incelemek gerekmektedir [9].

Toprağa gömülen eleman tipinin servis ömrüne etkisinin de önemli olduğu unutulmamalıdır. Örneğin toprağa gömülü dairesel kesitli metal bir boruda cıdar derinlemesine paslanmaya uğrarsa boruda sıvı ve basınç kaybı olacağından kullanılmaz hale gelecektir. Oysa şerit veya levhasal tipteki bir elemanda benzer noktasal paslanma, gerilmeye direnen en kesiti azaltma yönünden çok az etkili olacaktır. Bu yüzden aynı tip paslanma etkisi ile metal boru kullanılamaz hale gelirken, şerit görev yapabilir halde kalacaktır [9].

Paslanma elektro kimyasal bir olaydır. Belirli bir toprağın paslandırıcılığını kontrol eden faktörler iyi bilinmektedir, ancak başlangıç paslanması ve uzun süreli paslanmayı etkileyen çok sayıdaki iç ilişki faktörleri, özellikle de zaman içinde parametrelerin bir çoğunun değişeceği göz önüne alınırsa hizmet ömrü ve paslanmanın incelenmesini sonuçlan kesin olmayan bir çalışma haline getirir. Kesin sonuçları önceden tahmin etmenin mümkün olmadığı konularda inceleme konusu, etki ve sonuçlar yönünden mümkün olan alt ve üst limitleri belirlemek ve kabul edilebilir bir emniyet faktörü sağlamak için ihtiyatlı bir mühendislik yargısı uygulamak gerekir. Zemine gömülecek metal donatıların paslanmasının incelenmesi için bu yaklaşım uygulanabilir [9].

Her cins zemin içindeki çeşitli metaller ve kaplamalar için en detaylı arazi denemeleri 1910 yılında U.S. Ulusal Standartlar Bürosu (N.B.S) tarafından başlatılmıştır. Bu denemeler 1955 yılına kadar sürmüştür ve yer altındaki paslanmalar konusundaki halen mevcut en kapsamlı ve en önemli bilgi kaynağı olmaya devam etmektedir. Bu nedenle söz konusu kaynak bu alandaki bütün ilgili bilim dallarını veri temelini oluşturmaktadır. Bu nedenle bu çalışmanın sonuçları irdelenecektir [9].

N.B.S denemelerinde demirli ve demirsiz metal örnekleri 128 değişik noktada zemine gömülmüştür. Kaplamasız ve galvaniz kaplamalı çelik donatı numuneleri, zemin ve su şartları birbirinden farklı olan ancak A.B.D ’ deki zemin şartlarını temsil eden 47 noktada denenmiştir. Her deney alanlarındaki rezistivite ve pH değerleri bu ölçülebilir ancak zamana ve çevre şartlarına göre değişebilen parametrelerle metal kaybı arasında sayısal bir korelasyon sağlayabilmek amacıyla kaydedilmiştir. N. B. S çalışmasının yürütücüsü olan Romanoff paslanmanın ilk yıllarda yüksek olduğunu ve daha sonra çok daha düşük ve sabit bir hıza düştüğünü göstermiştir. Yazar paslanmadaki bu yavaşlamanın başlangıçtaki hızlı gelişmeden daha önemli bir parametre olduğunu belirtmiştir.

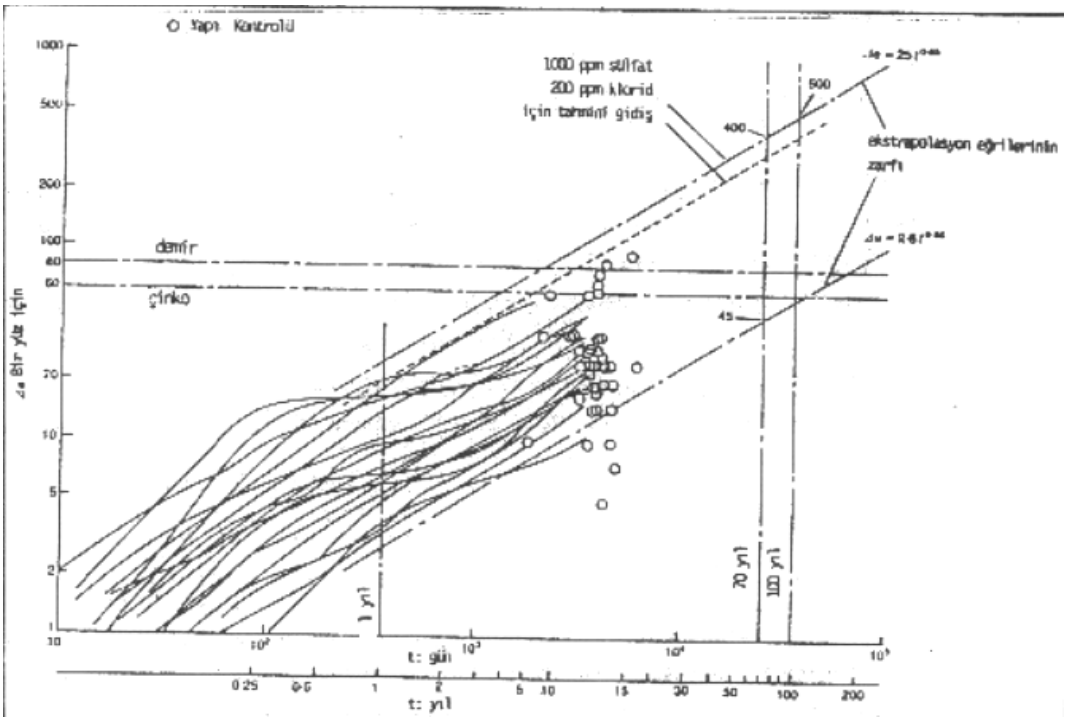
Reinforced Earth grubu, galvanizli çeliğin paslanması konusundaki çalışmaları derinleştirmiş ve yeni bir çalışma olarak 1988’ de Darbin-Jailoux-Montuelle ortak çalışmasıyla Kuru Yapılar Şartnamesi’ ne uygun çeyrek-doygun zeminler için elektro kimyasal deneyler yapılmıştır. Bu çalışmada amaç, projelendirmeye esas zamana bağlı kalınlık kaybının hesaplanabilmesi için extrapolasyon eğrileri elde edebilmektir [3].

Şekil 4.7' de, birinci extrapolasyon eğrisi demir metali için ikinci extrapolasyon eğrisi ise çinko metali için çıkarılmış deney sonuçları olup tek bir yüz için zamana bağlı kalınlık kaybı (Δe) hesabı için kullanılmaktadırlar. Buna göre 1 000 ppm sülfat içeren bir zemine gömülü demir ve çinko malzemeler için Δe değerleri aşağıdaki gibidir (Denklem 4.1, 4.2).

Demir metali için: $\Delta e = 25x\ t^{0.65}$ (4.1)

Çinko metali için $\Delta e = 2.8\ x\ t^{0.65}$ (4.2)

t: Donatılı zemin yapısının servis ömrü (yıl)



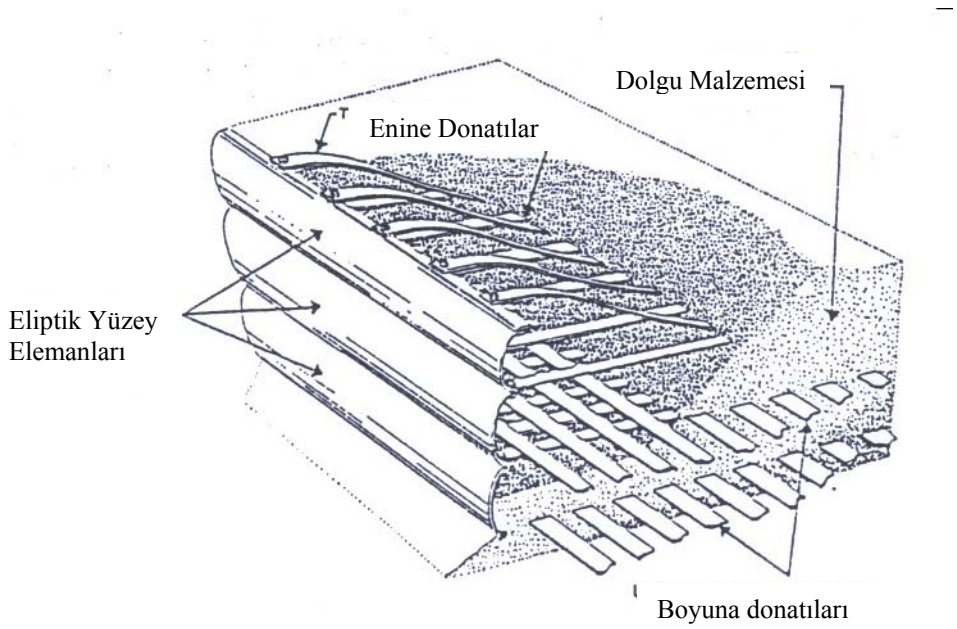
Şekil 4.7 Kuru yapılar şartnamesine uygun çeyrek doygun zeminler için elektro kimyasal deneylerin sonuçları [8]

Buna göre, 100 yıllık servis ömrüne göre projelendirilecek olan bir demir donatı için kalınlık kaybı iki yüz için 1 mm olarak hesaplanmaktadır. Uygulamada bu miktar %50 oranında arttırılarak paslanma payı 1.5 mm olarak kabul edilmektedir. Böylece projeci 5 mm kalınlığında bir donatı şeridini mukavemet hesaplarında 3.5 mm olarak alınmalıdır [9].

Donatılı zemin yapılarının servis ömrü direkt olarak şerit donatının ömrü ile bağlantılıdır. Donatılı zemin sisteminin tasarımında toplam kesit alanının bir kısmının azaldığı (1-1,5mm) düşünülerek çelik şeridin kesit alanı dikkate alınmalıdır. Sonuç olarak varılan kesit alanı toplam kesit alanının yaklaşık %70'i kadardır. Buna

ek olarak çelik şeridin yüksek standartlarda galvanizle kaplanması korozyonu geciktirmektedir [2].

Galvanizli çelik malzemelerin geçmişinin olması kamu yapılarında kullanılacak malzemenin sahip olması gereken servis ömrünün tahmin edilebilmesini sağlamaktadır. Metal şeritlerin polimer esaslı donatılara nazaran en önemli avantajı sünme özelliğinin söz konusu olmamasıdır [2].



Şekil 4.8 Yol dolgusu içerisindeki yatay ve düşey metal şeritler [2]

b) Websol sistemi:

Bir sürtünme ankrajlı duvar sistemi olan Websol sistemi yüzeydeki prekast beton ve bu elemanlara bağlı sürtünme ankrajlarından oluşmaktadır. Yapı değişken kademeli dolgu ve ankrajla inşa edilmektedir. Sistemin temel elemanları Şekil 4.9 ve Şekil 4.10'da görülmektedir [2].

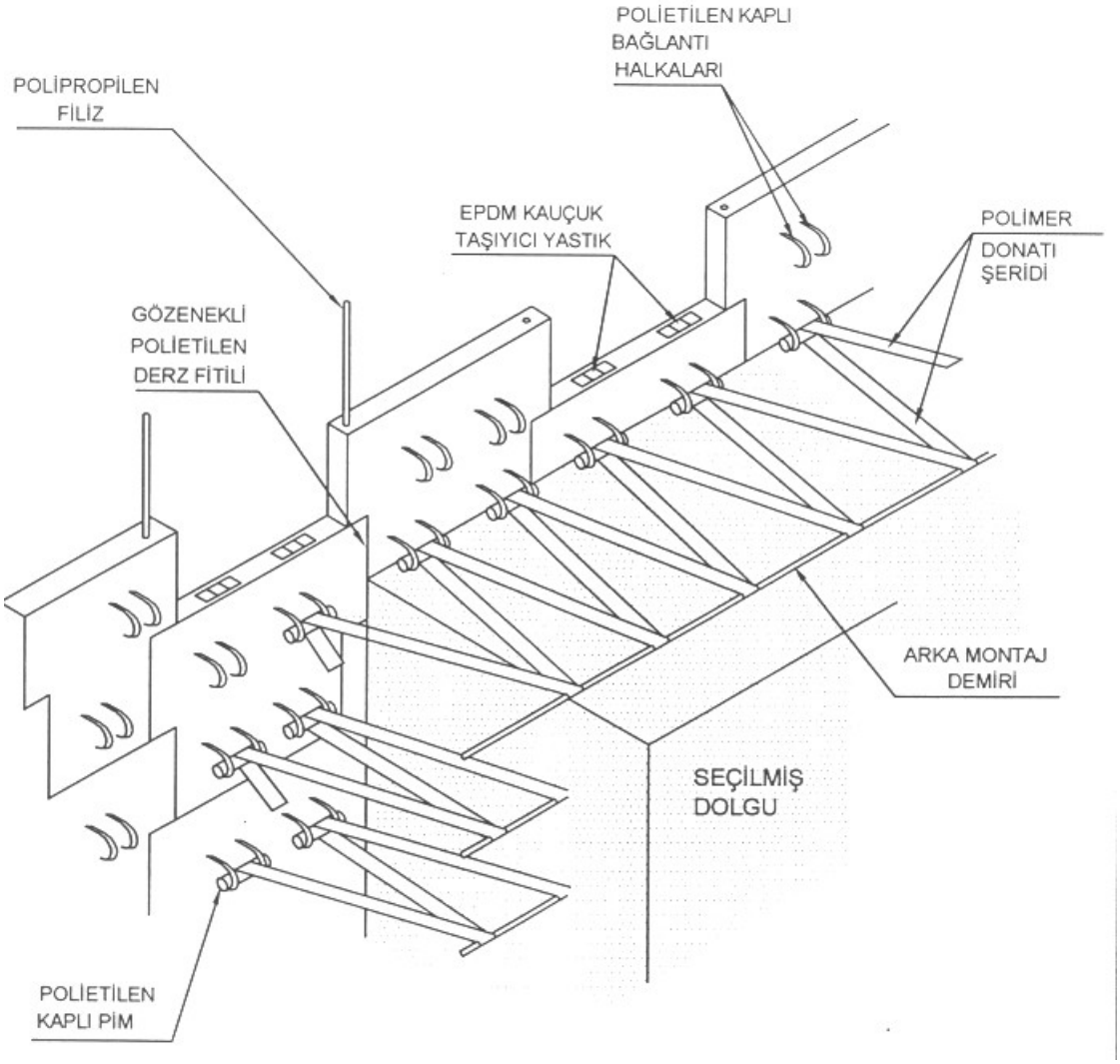
Yanal basınçlar ankraj boyunca oluşan sürtünme ve yüzey elemanlarının hacim etkisi ile karşılanmaktadır. Paraweb adı verilen sürtünme ankrajları (Şekil 4.10) İngiliz ICI firması tarafından geliştirilen ve Linear Composites Ltd. firması tarafından üretilmekte olan kolonlardan oluşmaktadır. Kolonlar yüksek dayanımlı polyester fiber içermekte ve 10 kolonun oluşturduğu kesit sert polietilen kılıf ile kaplanmaktadır. Paraweb şeridinde polyester fiberler taşıyıcı eleman olarak

bulunmaktadır, polyetilen kılıf sadece fiberlerin korunması ve kolonların yan yana durmasını sağlamaktadır [11].

Paraweb yüzey panelleri ile montaj demiri arasında zig-zag şeklinde sürekli olarak yerleştirilir. Şeritlerin her iki yönde bulunması bilhassa farklı oturmalarda kütlenin bir bütün olarak davranmasını sağlamaktadır. Alternatif şerit malzemelerine göre ucuzluğunun yanı sıra polimer sürtünme ankrajlarının önemli bir avantajı da paslanma tehlikesinin tamamen ortadan kalkmasıdır. Bağlantı halka ve pimlerinin açıkta kalan kısımları ise dayanıklı polietilen ile kaplanmaktadır [11].



Şekil 4.9 Websol sistemi ile teşkil edilmiş bir donatılı zemin yapısı [11]



Şekil 4.10 Websol sisteminin temel elemanları [11]

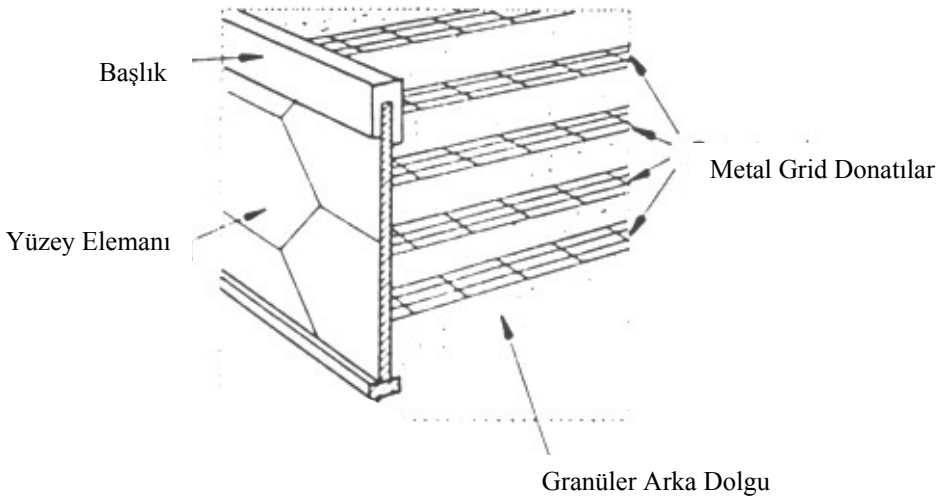
Prekast betonarme yüzey panelleri 2m genişliğinde, 1.6m yüksekliğinde ve genellikle 16cm kalınlığında elemanlardır (Şekil 4.9). Bazı özel paneller haricinde minimum donatı içermektedir. Sürtünme ankraj şeritleri panellere basit bir halka-pim detayı ile bağlanmaktadır. Herhangi bir duvardaki panellerin büyük bir çoğunluğu 'T' şeklinde standart panellerdir. Başlangıçta kullanılan yarım paneller yol profiline göre özel olarak dökülen üst paneller ve özel kenar panelleri ile hemen hemen her yükseklikte duvar yapmak mümkündür. Her panel, üst kenarına döküm sırasında yerleştirilen kaldırma kancaları ile rahat ve hassas şekilde monte edilmektedir. Paneller arasındaki yatay derzler duvar yüksekliğine bağlı olmak üzere en az iki tane olmak kaydıyla kauçuk taşıyıcı yastık ve düşey derzler ile yatay derzlerin boşluklarına gözenekli polietilen derz fitili yerleştirilmektedir. Panellerin omuzlarındaki deliklerden geçen

polipropilen filizler montaj sırasında paneli bir alttaki panele tutturmak ve sürtünme şeritleri ile dolgu içine ankre edilinceye kadar paneli yerinde tutmak için kullanılmaktadır [11].

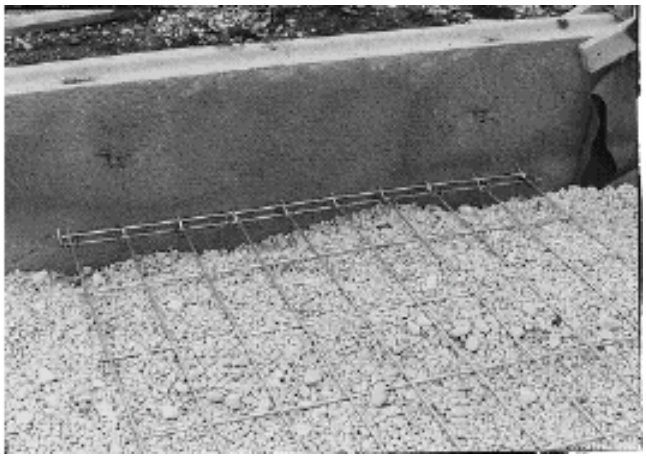
4.2.1.2 Metal Gridler

Metal gridler düz veya galvaniz kaplı kaynaklı hasırdan (Şekil 4.12) veya genişletilmiş çelikten teşkil edilebilmektedir. Polimerlerden oluşan gridlere geogrid denilmektedir ve genellikle genişletilmiş plastik ürünlerdir. Gridler, enine elemanlar üzerindeki pasif zemin direnci ve gridin yatay yüzeyi ile toprak arasındaki sürtünme yoluyla gerilmeyi toprağa aktarmaktadır [2].

Bu elemanları oluşturan enine ve boyuna donatılardan enine olanı yüzeye veya yapının serbest sınırına paraleldir ve ankraj veya ayak olarak davranmaktadır. Boyuna elemanlar sünmeden etkilenmeyecek kadar yüksek elastisite modülüne sahip ve esnekliktedir. Boyuna donatılar yük kapasitelerine ve enine donatılar sertliklerine göre tanımlanmaktadırlar [2].



Şekil 4.11 Metal grid donatılı zemin yapısını teşkil eden elemanlar [2]



Şekil 4.12 Metal grid donatı [4]

Californiya ulaştırma bölümü tarafından geliştirilen 'Mechanically Stabilized Embankment (MSE)' sistemi standart yatay ve düşey aralıklarla yerleştirilen prafabrik çelik hasırlar ve standart dikdörtgen prefabrike yüzey elemanları ile oluşmaktadır. VSL tipi istinat duvarları (Şekil 4.11) ve 'Georgia Stabilized Embankment' sistemlerinde Californiya Ulaştırma bölümünün tasarımına benzer grid donatılar kullanılmaktadır [2].

Kaynaklı tel duvarların (Welded wire wall) ve Donatılı zemin dolgu 'Reinforced Soil Embankment (RSE)' sistemlerinde, donatılı zemin yapısının teşkilinde dolgu içerisinde standart kaynaklı hasır grid donatı kullanılmaktadır. Her iki sistem yüzey elemanı açısından farklılık göstermektedir. Kaynaklı tel duvarlarda yukarıdaki son hasır yukarıya doğru bükülerek yüzeyi teşkil etmekte ve üstteki tellere bağlanmaktadır. RSE sistemlerinde ise hasır donatı ile prekast betonarme yüzey elemanları birleştirilmektedir [2].

4.2.1.3 Geosentetikler ve Geogridler

a) Geosentetikler

Geosentetik malzemeler ile zemin ıslahı nispeten yeni olsa da gerek uygulama alanları gerekse kullanım miktarı olarak her geçen gün hızla artmaktadır. Geotekstiller ince, esnek, geçirgen şerit sentetik malzemeli, genellikle stabilize elemanı olarak ve inşaat mühendisliğinde zeminin kayma direncini artıran malzemeler olarak kullanılan polimerler elemanlardır. Geotekstiller, teknolojinin gelişmesiyle inşaat mühendisliğinde oldukça önem kazanmışlardır. 1940 'lı yıllarda pamuklu tok bez dokumalar A.B.D.'de toprak yollarda stabilize malzemesi olarak

kullanılmıştır. 1950 ‘li yılların başlarında ise Hollandalılar kuzey denizinde yapılan su bentlerinde geotekstil benzeri sentetik ayırıcılar kullanmışlardır. Modern anlamda ise geotekstillerin kullanılmaya başlanması, ancak H. Vidal’ in bilimsel anlamda donatılı zemin düşüncesini ortaya atmasından sonra, yani 1960’lı yılların sonlarında gerçekleşmiştir. Bundan sonra ise geotekstillerde test standartları ve özelliklerinin geliştirilmesi çalışmaları yoğunluk kazanmış, I.S.0. (International Organization for Standardization) tarafından standartlaştırma çalışmaları yapılmış ve sonuçlar uygulanmaya başlanmıştır [1,10].

Günümüzde ayırma, donatı, filtre ve drenaj amaçlı donatılı zemin uygulamalarında plastik (polimer) geotekstil elemanlar yoğun biçimde kullanılmaktadır. Geosentetiklerin üretildikleri maddelere Polimer adı verilmektedir. Poli çok meros parça demektir. Yani polimer, bir temel yapı taşının kendini bir zincir içinde tekrarlamasıdır. Bu yapı taşına ise monomer adı verilmektedir. Polimerizasyon işlemi ile monomer, polimere dönüşmektedir. Polimerlerin davranış şekillerinde molekül ağırlıkları çok önemli bir rol oynar. Bir polimerin molekül ağırlığı arttıkça;

a) Mukavemeti artar,

b) Uzayabilme kabiliyeti artar,

e) Darbe mukavemeti artar,

d) Gerilme çatlağı dayanımı artar,

e) Isıya dayanımı artar,

f) İşlenebilme özelliği kötüleşir.

Yukarıdaki altı maddeden kolayca görüleceği üzere, molekül ağırlığının artması bütün malzeme özelliklerini olumlu yönde etkilemekte, yalnızca işlenebilme özelliği kötüleşmektedir. Bu yüzden polimerin sadece adını söylemek malzemenin davranış amacını belirlemektedir. Örneğin polietilenden üretilmiş bir geotekstilden söz edildiğinde sanki polietilen standart bir malzemeymiş kanaatine varılmaktadır. Oysa polietilenin özellikleri önemli ölçüde molekül ağırlığına bağlı olarak değişmektedir. Moleküler ağırlığın artması üreticinin polimeri işlemesini zorlaştırdığından yüksek kaliteli bir ürün elde edilebilmesi ancak üretici firmanın ciddiyeti ile mümkün olabilmektedir. Geosentetiklerin üretiminde temel hammaddelerin yanı sıra bazı

katkı maddelerinin de kullanılması gerekir. Örneğin polyester için kullanılan başlıca katkı malzemeleri şunlardır [10];

a) Katalizör (polimerizasyon işlemini hızlandırmak için),

b) Fosfatlı katkı maddeleri (granül malzemenin ısıl işlem sırasında, örneğin iplik çekimi sırasında sıcaklık dolayısıyla polimerizasyon derecesinin düşmemesi için),

c) Özel stabilizatörler (olyesterin u.v ışınlarına dayanımını arttırmak için),

d) Renk pigmentleri.

Polimerlerin özelliklerini belirleyen bir diğer faktör de kristallenme oranıdır. Küçük bölgelerde polimer zincirlerinin aynı doğrultuda yönlenmesine kristalizasyon adı verilmektedir. Polimerlerin kristallenme şekilleri çok karmaşıktır. Yeni yeni anlaşılmaya başlanan bu kristallenme şekillerine Kar Tanesi veya Şiş Kebap gibi isimler verilmektedir. Polimerlerde kristallenme oranının artmasıyla ortaya şu sonuçlar çıkmaktadır [10];

a) Rijitlik artar,

b) Yüksek ısıya dayamın artar,

c) Çekme mukavemeti artar,

d) Elastisite modülü artar,

e) Kimyasallara karşı dayanım artar,

f) Permeabilite azalır,

g) Esneklik azalir,

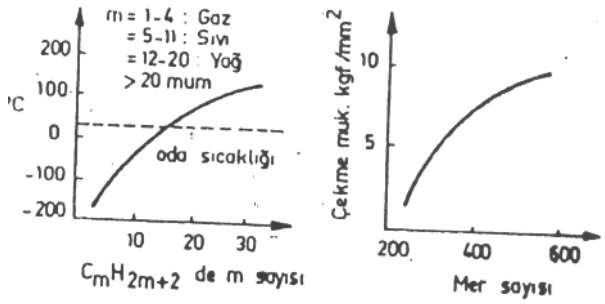
h) Malzeme daha az deformasyonda kopma uzamasına ulaşır,

ı) Darbe dayanımı artar,

j) Gerilme çatlağı dayanımı azalır,

Polimerler en basit tabiri ile plastik elemanlardır ve sıcaklık etkisine karşı davranış özelliklerine göre termoplastikler ve termosetplastikler olmak üzere iki sınıfa ayrılmaktadırlar. Termoplastikler, molekülleri zincir şeklinde uzanan lineer polimerler olup sıcaklık artınca yumuşarlar, soğuyunca tekrar sertleşirler. termosetplastikler ise Polimerilizasyon işlemi tamamlanınca sertleşirler ve bir daha yumuşamaları olanaksızdır. Plastiklerin temel ilkel maddesi olan doymamış

hidrokarbonların (CH_m) ile gösterilen serisinde, m sayısı arttıkça molekül boyutu büyür ve büyüyen moleküller arasındaki etkileşme sonucu gaz halden sıvı hale ve daha sonra da katı hale dönüşür. Buna paralel olarak ısıl ve mekanik etkilere karşı direnci artar (Şekil 4.13).



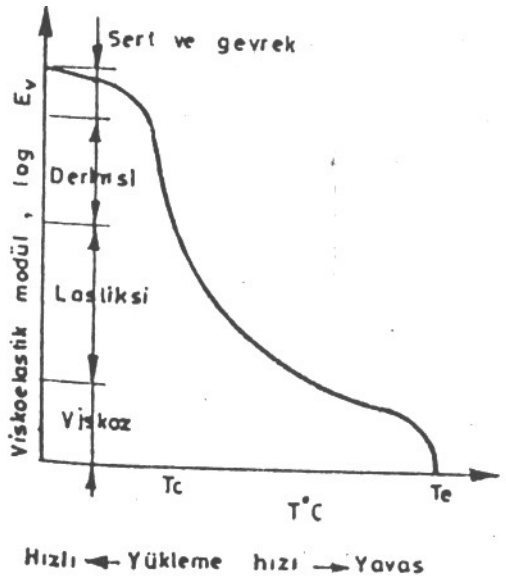
Şekil 4.13 Polimerlerde m sayısına bağlı olarak yapısal ve mukavemetsel değişimi [10]

Polimerler genellikle amorf yapıya sahiptirler. Uzun ve karışık yapılı zincirlerin komşuları ile uyum sağlayıp düzenli bir yapı meydana getirmeleri oldukça zordur. Bir lineer polimerlerin genel görünüşü pişmiş bir makarnayı andırmaktadır ve zincirler adeta birbirleriyle dolaşmış durumdadır. Ancak polietilen gibi basit yapılı polimerlerde bazı koşullarda yerel düzen oluşabilmektedir. Amorf yapı içinde oluşan küçük kristal yapılı bölgelere kristalitler denilmektedir. Kristalitlerin yoğunluğu amorf yapıya göre %5-10 oranında daha büyüktür. Endüstride ve zemin mühendisliğinde kullanılan yüksek yoğunluklu polietilende (HDPE) kristalleşme nedeniyle yoğunluk 0.96 gr/cm^3, düşük yoğunluklu amorf polietilende ise 0.92 gr/cm^3'tür. Soğuma hızı ne kadar yavaş olursa kristalleşme oranı da o kadar artmaktadır. Kristalleşme dış kuvvet etkisinde de oluşabilmektedir. Gerilen molekül zincirleri paralel hale gelerek yer yer uyum sağlayabilmektedirler. Bu şekilde oluşan kristalitler kuvvet doğrultusuna paralel uzanırlar [10].

Metallerde gerilme - şekil değiştirme (σ - ε) eğrileri, akma başladıktan sonra yatıklaşmasına rağmen polimerlerde ise eğri başlangıçta yatık olup sonra dan dikleşmektedir. Molekül zincirleri gerilip doğrulunca komşuları ile uyum sağlarlar ve yer yer kristallemeler oluşarak şekil değiştirme direnimi artar. Bu durum özellikle kauçukta çok belirgindir ve diğer malzeme türlerinin tersine çekme etkisinde hacimde azalma gerçekleşir. Plastikler metaller gibi hem elastik hem de plastik şekil

değiştirebilirler. Elastisite modülleri ise metallerinkinin yaklaşık % 1' i kadardır. Plastiklerin büyük çoğunluğunda oda sıcaklığında sünme oluştuğu görülmekte olup iç yapılarına ve sıcaklığa bağlı olarak viskoz davranıştan gevrek davranışa kadar geçiş göstermektedirler [10].

Yüksek sıcaklık gibi yükleme hızı da polimerlerin mekanik davranışlarına etki eden önemli bir faktördür. Yavaş artan yük etkisinde önemli miktarda şekil değiştiren ve düşük gerilmede kırılan bir polimer, hızlı artan yük etkisinde çok daha az şekil değiştirerek daha yüksek mukavemet gösterir. Ayrıca yüksek sıcaklıkta viskoz davranış gösteren bir plastik, düşük sıcaklıkta rijit ve gevrek olabilir (Şekil 4.14).



Şekil 4.14 Sıcaklık ve yükleme hızının polimer şekil değiştirme direnci üzerine etkisi [10]

Visko elastik malzemelerde E elastisite modülü zamana bağımlıdır. Normal koşullarda yavaş yükleme hızında viskoz şekil değiştiren bir polimer çarpma hali gibi çok yüksek hızlı yüklenmede gevrek davranış gösterebilir. Geotekstil üretiminde en çok kullanılan polimer malzemelerden ikisi polyester ve polietilendir [10].

Polyester türü geotekstil elemanların mekanik özellikleri düşünüldüğünde akla ilk gelen, kopma mukavemeti (taşıyıcı özelliğin kaybolduğu, akmanın başladığı anda olmaktadır. Sıradan lifler içeren polyester geotekstillerin kopma mukavemeti yaklaşık olarak 400 MPa dır. Yüksek mukavemetli polyester geotekstillerde ise bu değer ortalama 850 MPa olabilmekteyken 1100 MPa 'a kadar da çıkabilmektedir. Bu andaki kopma uzaması ise % 15 civarında olmaktadır. Bu değerler neredeyse yüksek

dayanımlı çeliğin mukavemet değerlerine karşı gelmektedir. Bununla birlikte polyester geotekstillerin elastisite modülü oldukça düşüktür. Kopma mukavemetinin %15'i kadar bir yüke maruz kaldıklarında deformasyon oranı %2 olmaktadır ve bu çeliğe göre 30 kat daha büyük bir orandır.

Moleküler yapıyı bozucu etki gösteren diğer olumsuzluklar arasında zemin ortamı içerisinde yer alan kimyasal çözücüler ve ultra-viole ışınları (güneşin etkisi) sayılabilir.

Bir zemin yapısında geotekstil olarak polyester türde bir polimer kullanıldığında şu sorulara cevap aranmalıdır.

a) Zemin ortam içerisinde yüzyıllık bir süreçte hidrolitik etki neticesi donatıdaki miktarsal azalma derecesi nedir ?

b) Zemin ortam içerisinde bu hidrolitik etkiye ivme veren kimyasal maddeler nelerdir ?

c) Buna göre servis ömrü düşünüldüğünde donatı kalınlığı ne olmalıdır ?

Geoteknik mühendisliğinde bugün en çok kullanılan, yüksek yoğunluklu polietilen (HDPE)'dir. HDPE türde geotekstil donatılanın mekanik performansı bir ölçüde deneylerin yapıldığı koşullara (örneğin sıcaklık ve çekme yüklemesi hızı gibi) bağlı ise de genel olarak üretim aşamasında ortaya çıkan moleküler ağırlık, kristalleşme oranı, moleküler oryantasyonu gibi çok değişik içsel faktörlere bağlıdır. Hızlı bir yükleme yapıldığı takdirde kopma, akma olayı fark edilmeksizin aniden gerçekleşmektedir. Bu tıp kopma düktil türde kopma olarak bilinmektedir. Daha yavaş yükleme hızlarında kopma daha yavaş gerçekleşmekteyse de, yine de önceden tahmin etmenin mümkün olmadığı bir biçimde olmakta ve kırılma türü kopma olarak isimlendirilmektedir. HDPE türde geotekstil donatılarda kısa dönemli düktil türde kopma, uzun dönemde yerini kılma kopmasına bırakmakta ve arada bir geçiş bölgesi yer almaktadır. Uzun dönemli davranıma etki eden faktörler arasında şantiye sahasındaki imalat koşulları sayılabileceği gibi donatı malzemesi ile etki halinde bulunan zemin dolgusunun dane boyutu da düşünülmelidir [3].

Donatılı zemin uygulamaları uzun dönemli (75-100 yıllık) uygulamalar olduklarından, HDPE' nin donatı malzemesi olarak kullanımı halinde de cevaplanması gereken üç soru bulunmaktadır [3].

a) Servis yükü ile yüklendiğinde, akmadan ötürü kırılma kopmasmın oluşması riski nedir ?

b) Zemin ortamın çevresel etkisinin, kırılma kopmasına etkisi nasıl gerçekleşmektedir?

c) Yüzeysel olumsuzluklar ve imalat aşamasında engel olunamayan bazı düzensizlikler, uzun dönemli performansı ne derecede etkilemektedir ?

b) Geosentetik malzemelerin sınıflandırılması ve kullanım alanları:

Geosentetik malzemeler;

•Geotekstil
•Geogrid (Geoızgara)
•Geomembran
•Geokomposit

olarak sınıflandırılır.Bunların her biri farklı özelliklere sahip olduğundan dolayı farklı amaçlar için farklı kullanım yerleri mevcut olup Tablo 4.2 ‘de özetlenmiştir [1].

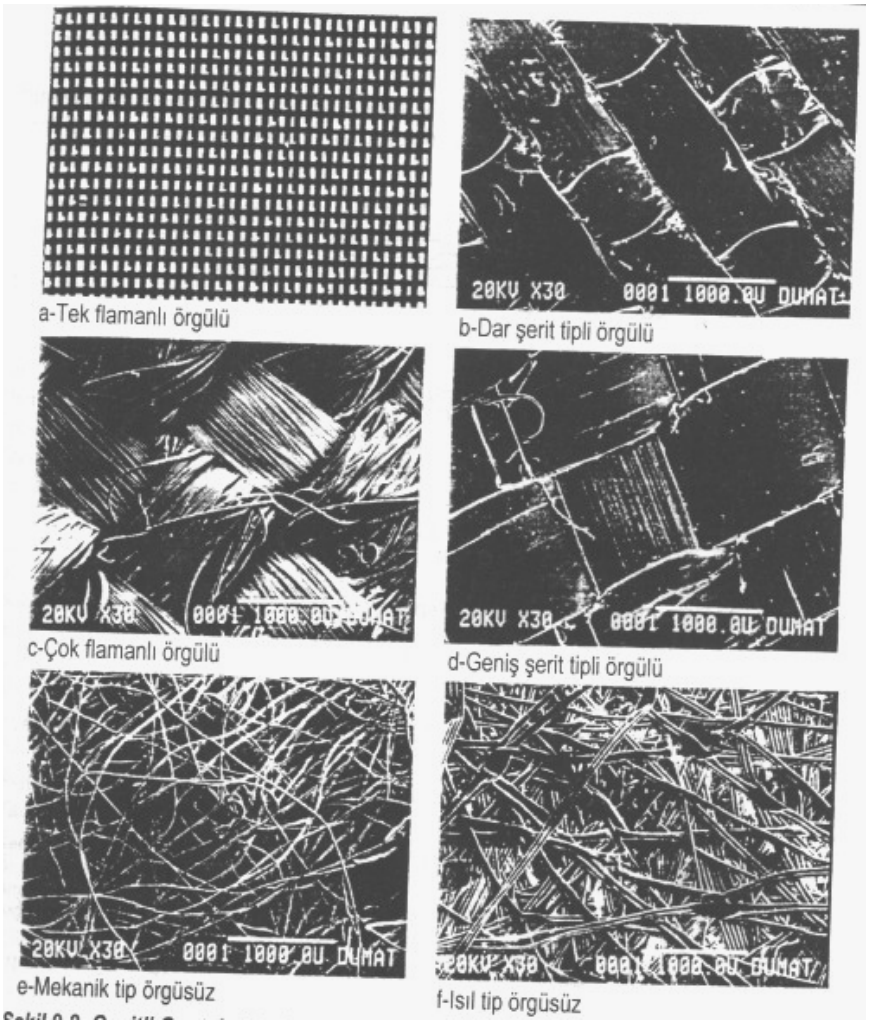
Polipropilen, polietilen, poliester, poliamid (naylon) ve polivinil klorür gibi sentetik maddelerden imal edildiklerinden ve zemin için kullanıldıklarından dolayı genel anlamda geosentetik malzemeler olarak adlandırılır.

Kullanım amaçları

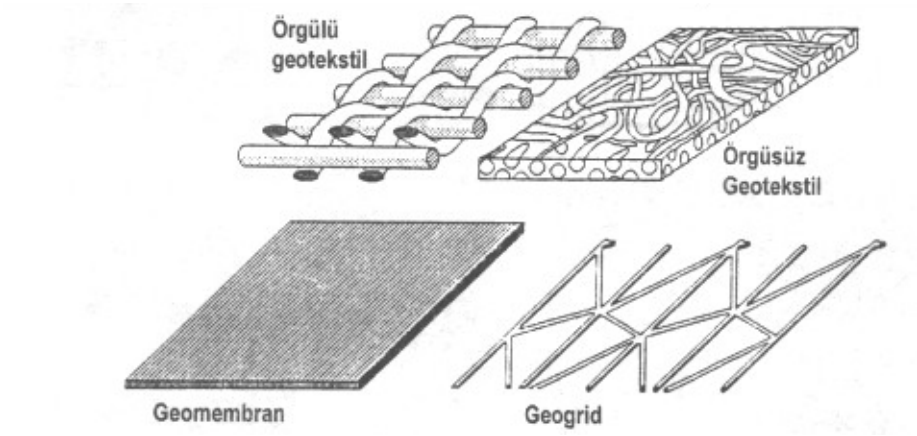
•Filtrasyon
•Drenaj
•Takviye (Güçlendirme)
•Separasyon (Ayırtman)
•İzolasyon (Su Bariyeri)
•Koruma
olarak sınıflandırılabilir [1].
Geotekstiller, örgülü (yani dokunmuş) ve örgüsüz (dokumasız) olarak iki tiptir. Örgülü tipleri tıpkı dokunmuş kumaş gibi olan malzemelerdir. Örgüsüz tipler mekanik (iğneleme), fiziksel (ısıl) ve kimyasal yollarla dokumasız olarak imal edilen ve tıpkı keçe gibi olan malzemelerdir. Örgülü tiplerinin yüksek mukavemetli oluşları nedeniyle takviye, yük dağıtma, separasyon işlerinde kullanılır. Örgüsüz tipleri ise

filtrasyon, drenaj, bitümle emdirilerek izolasyon işlerinde kullanılmaktadır (Tablo 4.2). Geotekstillerin %75'ından daha fazlası geçirimli örgüsüz olanları ve mekanik metotlarla imal edilenleri kullanılmaktadır.

Genel olarak geogridler (veya geoızgaralar) sahip oldukları yüksek çekme mukavemetleri ile takviye, yük dağıtma, donatılı zemin, gabyon, vb. amaçlar için kullanılmaktadır. Geomambranlar geçirimsizliği sağlamak için kullanılan plastik, vb. malzemelerdir. Geokompozitler ise diğer tiplerin örneğin geotekstil+geomebran, vb., malzemelerin birlikte kullanılmasıyla elde edilmektedir (Tablo 3.1) [1].



Şekil 4.15 Örgülü ve örgüsüz geotekstillerin yapıları [1]



Şekil 4.16 Geosentetik tipleri [1]

Tablo 4.2 Geosentetik malzemelerin uygulama alanına göre uygunluğu [1]

Ana Amaç	**Uygulama Yeri**	**Tali Amaçlar**
Filitrasyon	Yüzeyaltı Drenajı	S,D
	Dren Borusunun Kaplanması	S,D,K
	Temel Tabakası Drenajı	S,D
	Don Koruması	S,D,T
	Ulaşım Yapılarının Drenajı	S,D
	Yüksek Dolgular	D
	Silt Kapanı	S
	İstinat Yapılarının Drenajı	S,D
	Dolgu Koruması	S,D
Drenaj	İstinat Yapıları	S,F
	Düşey Drenler	S,F
	Yatay Drenler	T
Güçlendirme (Takviye)	Kaplama Takviye Tabakası	
	Yol demiryolu, Hava alanı takviyesi	F
	Dolgu Takviyesi	D
	Yük Dağıtma	S
Ayırıcı (Seperasyon)	Kaplamasız Yollar	F,D,T
	Demiryolları	F,D,T
	Stabilizasyon	T,D,K
	Dolgu	F,D,T
	Park Sahaları	F,D,T
	Deniz ve Kıyı Koruması	F,D,T
İzolasyon	Asfalt Takviye Tabakası	F,D,K
	Yüzeysel Drenaj, Kanal,Hendek Kaplama	
	Sızma Perdesi	
	Tünel İzolasyonu	
	Şişebilen Zeminler	
Koruma	Geomembran Yatağı	D
	Erozyon Kontrolü	İ

F: Filitrasyon, D: Drenaj, T: Takviye, S: Seperasyon, İ: İzolasyon,
K: Koruma

Ayırma amacı kullanımında geotekstiller, kaplamalı veya kaplamasız yollarda ve hava alanlarında temel tabakası ile taş dolgu tabakasını ayırmak için kullanılırlar. Böylece temiz taş dolgusunun arasının dolması ve elastik özelliğini kaybetmesi önlenmiş olur. Bu fonksiyon sabit tesisler icin çok yararlı olduğu gibi, özellikle kıs aylannda ve yağışlı mevsimlerde çok sıkıntı çekilen şantiye yolları ve maden ocağı yollannda da büyük fayda sağlamaktadır. Özellikle yolların güzergahının değiştirilmesi sırasında geotekstilin eski yoldan toplanarak yeni yola serilebilme imkanının olması büyük bir avantaj sağlamaktadır. Demiryollarında balast tabakasını temel tabakasından ayırmak için geotekstil kullanılmaktadır, böylece balastın ömrü son derece uzamaktadır. Spor ve atletizm sahalarının altında ve toprak yapılarının çeşitli bölgelerini ayırmak için de geotekstiller son derece yaygın olarak kullanılmaktadır (Tablo 4.2 ve Tablo 4.3) [4].

Filtre amaçlı kullanımda geotekstiller günümüzde, yaygın olarak granüler filtre yerine kullanılmaktadırlar. Böylece hem çok daha ucuz hem de çok daha sağlıklı bir filtre elde edilmektedir. Geotekstiller zemin drenajı işinde de çok başarılı olarak kullanılmaktadır. Bunun yanı sıra geotekstil filtreler hidrolik yapılarda da başarıyla kullanılmaktadır. Özellikle erozyon kontrolü çalışmalarında son derece başarılı sonuçlar elde edilmiştir. Bu amaçla geosentetik malzeme, erozyondan korunacak şeve serilmekte, tohumlama yapılarak üzerine ince bir toprak örtülmektedir. Bitkilerin kökleriyle birlikte çalışan bu metot şevin daha da yeşil kalmasını sağlamaktadır. Geotekstillerin barajlardaki kullanımı da gün geçtikçe artmaktadır [4].

Geotekstil filtrelerin çok yoğun olarak ve başarılı bir şekilde kullanıldığı diğer bir alan da katı atık depolama alanlarıdır. Gerek belediyenin topladığı evsel niteliği çöplerin düzenli olarak depolandıgı deponiler, gerekse endüstiriyel atıkların depolandığı düzenli katı atık sahalarında, katı atık içinden süzülen sızıntı suyu yoğun olarak koloidal malzemeleri taşır ve sürüntü malzemelerini hareket ettirir. Bu maddeler düzenli katı atık depolama alanındaki drenaj sistemlerinin hızla tıkanmasına yol açmaktadır. Burada atık ile drenaj malzemesi arasına yerleştirilecek bir geotekstil tabakası filtre görevi görmekte ve drenajın tıkanmasına engel olmaktadır. Drenaj amaçlı geotekstiller, drenaj malzemelerine filtre görevi gördüğü gibi bazı cinslerinin bizzat kendilerinin de drenaj fonksiyonunu üstlenmesi mümkündür. Toprak seddeler altında yatay drenaj battaniyesi olarak kullanıldıkları gibi, istinat duvarları arkasında, geomembran geçirimsizlik kaplaması altında su

sızıntısını toplamak amacıyla, geomembran geçirimsizlik kaplaması altında biriken havayı toplamak amacıyla ve dona hassas bölgelerde kapiler su yükselmesini önlemek amacıyla da kullanılmaktadırlar [4].

Geomembranlar ise geçirimsizlik sağlamak amacıyla kullanılan malzemelerdir. Geleneksel geoteknik mühendisliğinde kullanılan geçirimsiz malzeme kildir. Ancak günümüzde, geçirimsizlik özelliği iyi olan killerin temini giderek zorlaşmaktadır. Bunun yanı sıra kilin geçirimliligi ne kadar düşük olursa olsun tam geçirimsiz olması mümkün değildir. Oysaki özellikle çöp adını verdiğimiz evsel kati atıklar ve endüstriyel işlemler sonucunda ortaya çıkan endüstriyel ve tehlikeli atıklar çevreyi son derece ciddi olarak tehdit etmektedir. Bu nedenle bu gibi atıkların depolandığı alanların tam geçirimsiz olması gerekmektedir. Bu ancak geomembranların kullanılması ile mümkündür. Katı atıkların yanı sıra sıvı atıkların depolanmasında da yaygın olarak geomembranlar kullanılmaktadır. Ülkemizde pek çok atık su arıtma havuzu cidarı betonarme olarak yapılmaktadır. Beton ise geçirimsizlik açısından yeterli olmayıp yoğunlukla havuzdan süzülen zararlı maddeler çevreyi kirletmektedir. Bunun önlenebilmesi için atık su arıtma havuzları geomembran kaplanmalıdır. Bu sayede betonarme havuz da gereksiz olmakta, arıtma havuzu doğrudan toprak üzerine inşa edilebilmektedir. Atık sularda olduğu gibi, önemi günümüzde giderek artan temiz suların depolanmasında da geomembran kaplı havuzlardan veya lagünlerden yararlanılmaktadır. Böylece temiz su hem emniyetli hem de ekonomik olarak depolanabilmektedir. Sulama kanallarında da geomembranlar yaygın olarak kullanılmaktadır, böylece su kayıpları minimuma indirilmektedir.Geomembranlar barajlarda geçirimsizlik tabakası olarak da kullanılmaktadır. Özellikle toprak dolgu barajlarda kil geçirimsizlik perdesinin baraj içinde zayıf bir bölge yarattığı ve stabilite kriterleri yüzünden baraj gövdesinin lüzumsuz büyümesine yol açtığı bilinen bir gerçektir. Ayrıca kil geçirimsizlik perdesi inşaatının yapılması sorunlu olacaktır. Yağmur gibi atmosferik etkiler de kil tabakası inşaatını geciktirebilmekte, bu da baraj seddesinin gecikmesine yol açmaktadır. Oysaki günümüzde son derece büyük hacimli iş makineleri ile gövde inşaatı kısa surede bitirilmekte ve daha sonra geçirimsiz geomembran tabakasının yerleştirilmesi mümkün olmaktadır [4].

Donatı (güçlendirme) amaçlı kullanımda geotekstiller yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen kaplamalı veya kaplamasız yollarda, yumuşak zeminler üzerinde inşa edilen seddelerde, donatılı zemin istinat yapılarında, donatılı şevlerde, çatlaklı ve erime boşlukları ihtiva eden kayalar üzerinde yapılacak dolgularda, geomembran tabakasının korunmasında , temellerin taşıma gücünün arttırılmasında yaygın olarak kullanılmaktadır [4].

Günümüzde konvansiyonel istinat duvarlarının yapımı son derece azalmış olup artık donatılı zemin istinat duvarları akla ilk gelen istinat yapıları olmaya başlamıştır. Kullanımı arttıkça donatılı zemin istinat yapılarına olan güven de artmıştır. Bunun en iyi kanıtı artık köprü tabliyelerinin doğrudan donatılı zemin istinat duvarları üzerine oturtulmasıdır. Japonya'da çok hassas olmak zorunda olan tren güzergahları doğrudan donatılı zemin istinat duvarı üzerine oturtulmaktadır. Donatılı zemin istinat duvarları dik veya eğik yüzlü olarak yapılabilmektedir [4].

Tablo 4.3 Geosentetiklerin kullanım yerlerine göre farklı özelliklerinin önemi [1]

Kullanım Yeri	Amaç				Durabilite				Fiziksel			Mekanik			Diğer		
	Drenaj	Filitrasyon	Ayırıcı	Takviye	Kimyasal	Isıl	UV	Biyolojil	Kalınlık	Geçirgenlik	Tıkanma	Çekme	Yırtılma	Delinme	Estetik	Aderans	Aşınma
Ağır Trafikli Yol	1	1	3	3			1	3	1	2	2	3	3	3	3	3	1
Hafif Trafikli Yol	1	1	3	1			1	2	1	2	2	2	2	2	2	1	1
Zemin	1	1	3	2			1	2	1	2	2	2	3	3	3	2	1
Depolama Sahası	2	1	3	1	1.3	1.3		2	1	2	2	3	2	2	2	1	1
Sıkışabilir Zemin	2	2	3	2			1.3	2	2	2	2	3	3	3	3	3	3
Demiryolu	3	2	3	1	1.3		1	2	3	1	3	2	3	3	3	2	
Drenaj (Hendek)	2	3	2		1		1	3	3	3	3	1	2	2	2		
Düşey Drenaj	3	3					1	2	3	3	3	2	1	1	1		
Erozyon Kontrolü	1	3	2		1		1	3	2	3	3	3	3	3	3	3	3
Spor Sahaları	2	2	3	2			1	2	3	2	2	1	1	1	1		
Geçirimsiz Tabaka	3	2	3	2.3	1.3	1.3	1.3	3	2		3	3	2	2	3		
Esnek Kaplama			3	3	3	3	1	2	3			2				3	

F: Filitrasyon, D: Drenaj, T: Takviye, S: Seperasyon, İ: İzolasyon, K: Koruma
1: Çok Önemli değil, 2: Önemli, 3: Çok Önemli

Tablo 4.4 Geosentetik malzemelerin gerekli özellikleri ve önemli kriterleri [1]

Kriter ve Parametre	Özellikler	Amaçlar					
		F	D	S	T	İ	K
Tasarım Gerekliliği							
Mekanik Mukavemet					●	●	
Çekme Mukavemeti	Geniş Yönde Mukavemeti				●	●	
Çekme Modülü	Geniş Yönde Modülü				●	●	
Dikiş Mukavemeti	Geniş Yönde Mukavemeti				●	●	
Çekme Sünmesi	Sünme Direnci		●				
Basınç Sünmesi	Sünme Direnci				●	●	
Zemin/Geosentetik Sürtünmesi	Kayma Mukavemeti						●
Hidrolik							
Akım Kapasitesi	Permabilite	●	●	●	●	●	
	Transmisivite		●				●
Borulanma Direnci	Efektif Gözenek Çapı	●		●	●		●
Tıkanma Direnci	Polimetri	●					●
	Uzun-Dönem Akım	●					●
Yapım Gerekliliği							
Çekme Mukavemeti		●	●	●	●	●	●
Dikiş Mukavemeti		●	●	●		●	
Patlama Direnci		●	●	●	●	●	●
Delinme Direnci		●	●	●	●	●	●
Yırtılma Direnci		●	●	●	●	●	●
Durabilite							
Aşınma Direnci	Aşınma Direnci	●					
UV Stabilitesi	UV Direnci	●			●	●	●
Zemin Ortamı	Kimyasal	●	●	?	●	●	?
	Biyolojik	●	●	?	●	●	?
	Islanma-Kuruma	●	●				●
	Donma-Erime	●	●			●	

F: Filtrasyon, D: Drenaj, T: Takviye, S: Seperasyon, İ: İzolasyon, K: Koruma

c) Geosentetik malzemelerin ulaştırma yapılarında kullanımı:

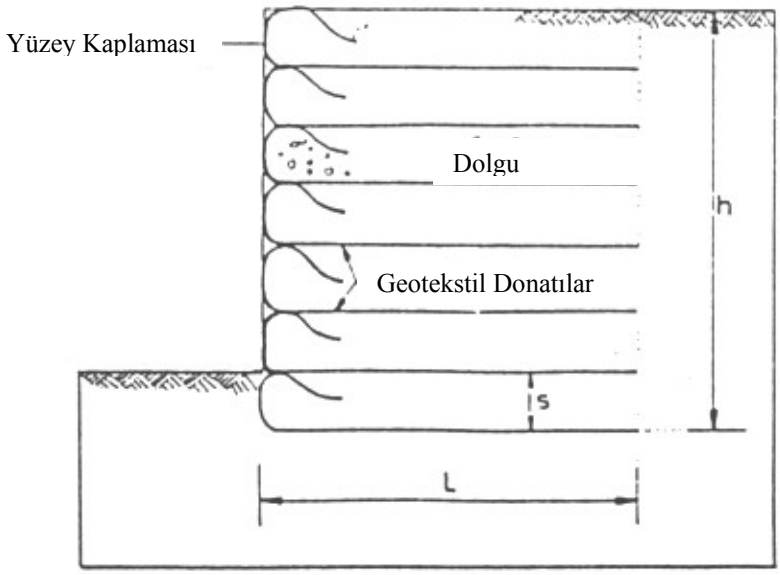
Geosentetik malzemelerin ulaşım yapılarındaki kullanım yerleri ve amaçları çok farklılık göstermektedir. Bunlar ;

- Yüzey altı drenaj yapıları
- Yol dolgu şevlerinin ve tabanlarının güçlendirilmesi
- Kaplamasız yolların güçlendirilmesi
- Şev erozyonlarının kontrolü
- Şevlerin güçlendirmesi
- Şevlerin stabilizasyonu
- Yol kaplamalarının takviyesi
- Kaplama çatlaklarının takviyesi
- Donatılı istinat duvarları

d) Geotekstillerin donatılı istinat duvarında kullanımı:

Galvanizli çelik levhadan, tekstilden veya genişletilmiş metalden teşkil edilen levha donatılar veya basit kılıflar grid kriterlerine uymamaktadır. Alternatif şekilde yatay olarak zemin tabakaları arasına yerleştirilen sürekli geotekstil tabakalar zemin ile levha donatı arasında oluşan gerilme iletimi mekanizmasıyla kompozit bir zemin donatı malzemesi olarak teşkil edilmektedir (Şekil 4.17).

Zemin güçlendirmesinde kullanılan geotekstil fiberlerin büyük çoğunluğu poliester veya polipropilenden yapılmaktadır. Sistemdeki arka dolgu malzemesi genellikle siltli kum veya çakıl dan derecelenmiş granüler zeminden oluşmaktadır. Yüzey elemanı ise geotekstili yüzeyde görülen zemin üzerinden sararak inşa edilmektedir. Yüzeyde alternatif olarak beton paneller veya gabyonlar bulunmaktadır. Yapısal duvar elemanı ile geotekstilin birleşimi kullanılan yüzey elemanına göre geotekstili beton içerisinde bırakarak, sürtünme ile, çivileme ile, üst üste binerek veya bağlayarak sağlanmaktadır [2].



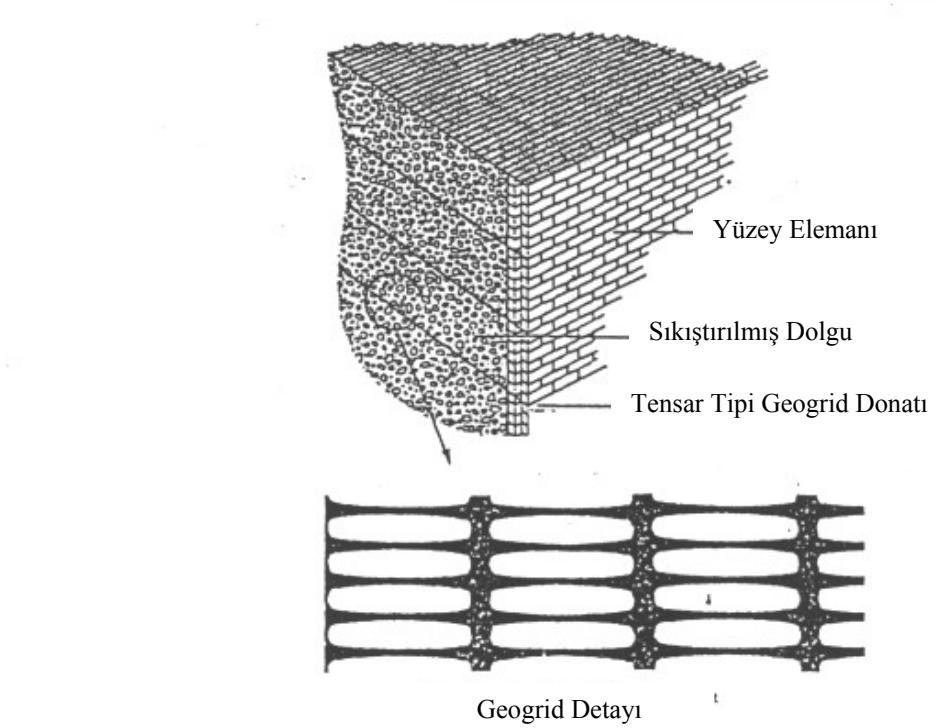
Şekil 4.17 Geotekstille teşkil edilmiş donatılı istinat yapısı [2]



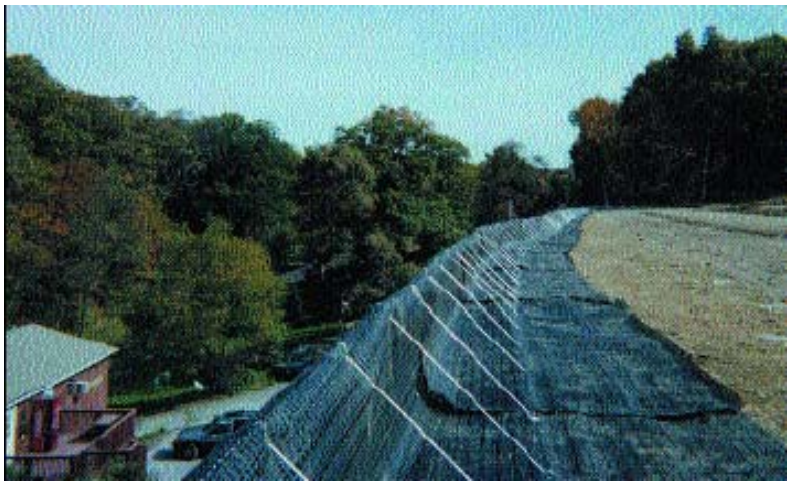
Şekil 4.18 Geotekstil donatılı zemin duvar uygulaması [31]

e) Geogridlerin donatılı istinat duvarında kullanımı:

Sağlam polimer malzemeden yapılan geogrid donatılar çevresel zemin suyu veya zor zemin durumlarında iyi dayanım gösterebilmektedir. Geogridler yüksek dayanımlı polimer grid donatılardır ve yüksek yoğunluktaki polietilen veya polipropilenin gerilmesi işlemiyle üretilmektedir (Şekil 4.19, 4.20).



Şekil 4.19 Geogridle teşkil edilmiş donatılı zemin duvar görünüşü [2]



Şekil 4.20 Geogrid donatılı zemin yapısı inşaatı [30]

Yüzey, geodridlerin yüzeydeki donatılara bağlanmasıyla veya geogrid donatıların gabyon veya beton panellere tutturarak sağlanabilmektedir. Bunların dışında, geosentetik donatılı zemin yapılarında yüzey elemanları çok farklı şekillerde teşkil edilebilmektedir [2,4].

f) Geogrid donatıların şerit donatılara karşı üstünlükleri

- Duvar yüzeyindeki prekast elemana bağlantısı daha kolaydır.
- Bodkin tabir edilen sopalar yardımıyla birbirlerine çok kolay ve etkin bir şekilde eklenebilirler.
- Geogrid rulolar kolay açılıp serilebilir ve bu nedenle şerit donatıların teker teker yerleştirilmesinden daha çabuk serilirler.
- Geogridler rahatlıkla istenilen boyda kesilebilirler, kesim yerlerinde özel bir işlem gerektirmez. Halbuki, Paraweb şeritler kesildiği zaman, poliester malzemenin su ile zayıflamasına sebep olmamak için, kesilen yer çok iyi şekilde sarılıp izole edilmelidir.
- Geogridler hafif olduklarından taşınmaları daha kolaydır. Farklı cins ve kalite geogridler birbirlerinden kolaylıkla ayırt edilebilirler.
- Geogridlerin ultra-viole ışınlarına karşı mukavemetleri oldukça yüksektir. Dolayısı ile, şantiyede özel kapalı depo alanları gerektirmemektedir. Sert dolgu malzemesinin tahribatından geogridlerin satıhlarını korumak için özel kaplama gerekmemektedir [12].

4.2.1.3 Fiber Donatılar

Gelişmiş mekanik özelliklere sahip kompozit bir inşaat malzemesi oluşturulması zemin kütlesinin içine çekme dayanımı olan fiberlerin dahil edilmesi ile olacaktır. Zeminde fiber donatıların mühendislik kullanımı, betondaki fiber donatıların kullanımı ile benzerlik içermektedir [2].

4.2.1.4 Hücresel Donatılar

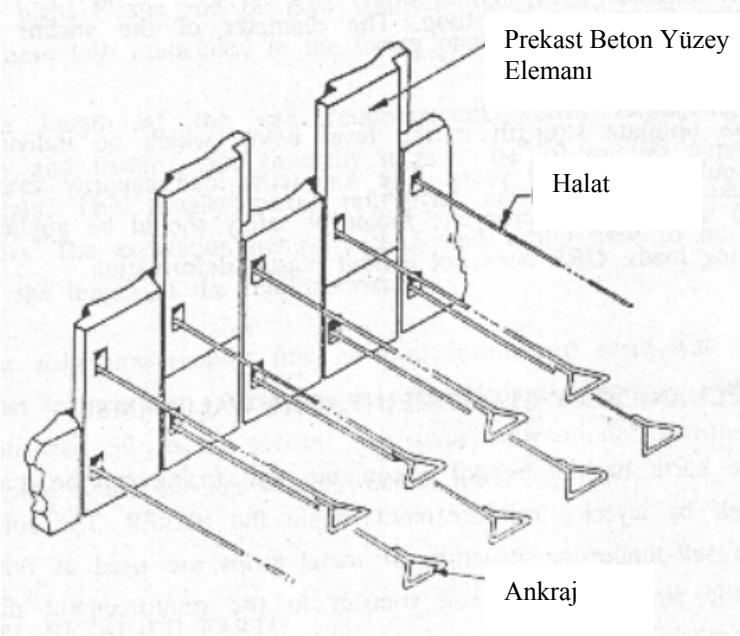
Hücresel donatılar, şev tabanında veya istinat duvarı temelinde, alttaki zayıf zeminin dayanım kapasitesini belirgin şekilde artırması için ve şevlerin stabilitesi için kullanılmaktadır (Şekil 4.21). Bu sistemin ilk zamanlardaki laboratuar aşamaları ve teorik analizleri, California, Berkley Üniversitesinde Rea ve Mitchell tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu tür ızgara türü hücrelerin arazi testleri 'U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station' adlı kurumda Webster ve Alford tarafından yapılmıştır. Son zamanlarda bu sistemler daha da geliştirilmiştir ve ticari olarak Geoweb adıyla bilinen bir marka haline gelmiştir [2].



Şekil 4.21 Geoweb hücresel donatı [5]

4.2.1.5 Ankraj Donatılar

Ankrajlı zemin, çubuk donatıların uçlarının bükülerek ankraj oluşturulması ile meydana gelmektedir (Şekil 4.22). Zemin-Donatı gerilme iletimi, ilk olarak zeminin pasif direncine doğru olmaktadır. Aslında, ankrajlı zemin tam olarak donatılı zemin sayılmayabilir. Fakat yine de ankraj çubuğu boyunca sürtünme arttırılmalıdır. Bu sebeple, genellikle tasarım esnasında sürtünmeye yer verilmesine rağmen, bu sistem bazı durumlarda donatılı zemin gibi davranabilmektedir [2].



Şekil 4.22 Ankraj tipi donatı [2]

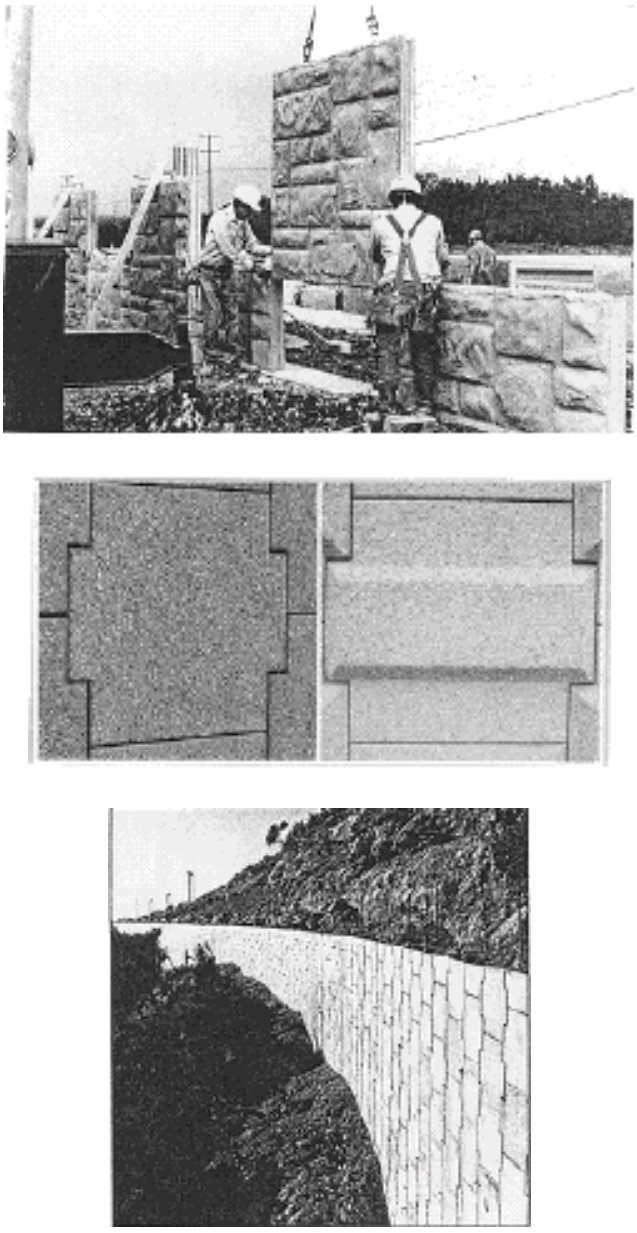
4.2.2 Yüzey Elemanları

Donatılı Zemin Sisteminde kullanılan yüzey elemanı genellikle dolgu malzemesinin yüzeyde tutunması çökmesi ile dik yüzeydeki erozyonu engellemeye yaramaktadır [2].

Donatılı zemin yapısında kullanılacak yüzey elemanının tipi yapının estetiğiyle ilgilidir çünkü yüzey elemanları bitmiş yapının görünen tek parçasıdır. Çok farklı şekilde ve renkte yüzey elemanları sağlanabilmektedir. Bunlara ek olarak yüzey elemanı dolgunun dökülmesini ve erozyonu engellediği gibi drenaj bölgesini oluşumu için uygun ortam sağlamaktadır. Donatılı zemin yapılarında kullanılan başlıca yüzey elemanları aşağıdaki gibidir;

4.2.2.1 Parçalı Prefabrike Beton Paneller

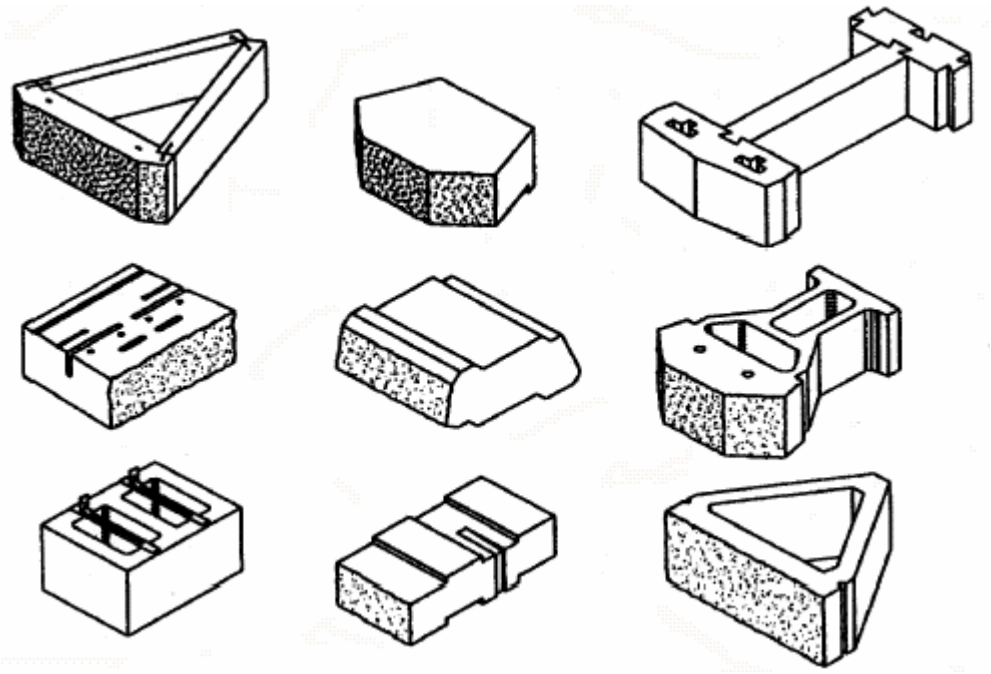
Bu tür paneller Şekil 4.23'de özetlenmiştir. Hazır beton panellerin kalınlığı minimum 140 mm'dir ve haç biçiminde, kare, dikdörtgen, baklava biçimli veya altıgen geometride olabilmektedirler. Panellerde gerilmeye ve sıcaklığa karşı dayanım istenmektedir. Düşey komşu paneller birbirlerine kayma pinleri vasıtası ile bağlanmaktadır.



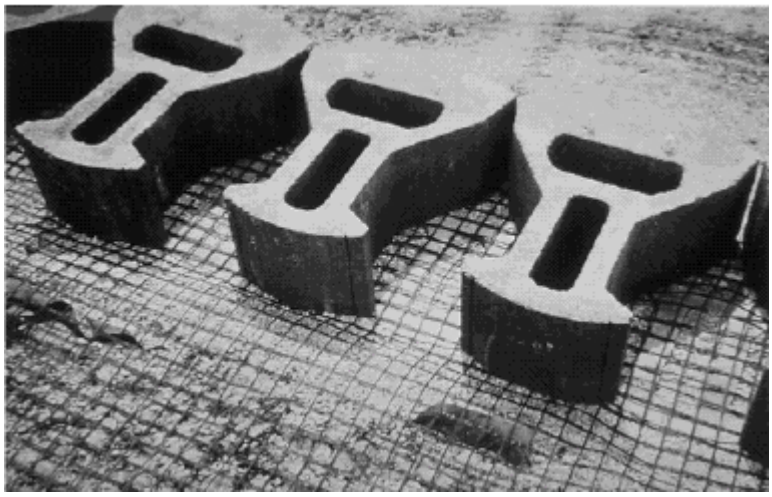
Şekil 4.23 Parçalı prekast beton panellere örnekler [4]

4.2.2.2 Basit Modüler Blok Elemanları

Bu tür elemanların geometrisi Şekil 4.24'te özetlenmiştir. Bu tür yüzey elemanları genellikle beton küçük parçacıklardır ve istinat duvarları için özel olarak tasarım edilip üretilmektedirler. Parçacıkların ağırlığı genellikle 15-50 kg aralığında değişmektedir. Parçacık yüksekliği üretici firmaya göre değişmekle birlikte 100-200mm arasındadır. Açıktaki yüzey uzunluğu 200-450 mm arasında değişmektedir. Düşey komşu bloklar birbirlerine kayma pinleri veya kilitlerle bağlanmaktadır (Şekil 4.25).



Şekil 4.24 Basit modüler blok yüzey elemanlarına örnekler [4]



Şekil 4.25 Basit modüler blok yüzey elemanları bağlantı detayı [4]

4.2.2.3 Metal Yüzey Elemanları

Donatılı Zemin sisteminde yarım silindir şekli verilmiş galvaniz çelik levhalar bulunmaktadır. Donatılı zemin yapılarında beton yüzey elemanları sıklıkla kullanılsa da metal yüzey elemanları geçişlerin zor olduğu ve hafif yüzey elemanlarına ihtiyaç duyulan yerlerde kullanılmaktadır. Metal yüzey elemanlarının kullanıldığı istinat yapılarının en büyük dezavantajı , güçlendirme şart koşulsa da, korozyondan dolayı daha kısa ömürlü olmalarıdır [4].

4.2.2.4 Kaynaklı Tel Hasır Yüzey Elemanı

Tel ızgaralar (hasır donatılar) duvarın ön tarafına duvar görünümlü olarak çakılabilmektedir. Bu tür yüzey elemanları Hilfiker, Tensar ve Reinforced Earth marka hasır donatılı zemin sistemlerinde kullanılmaktadır (Şekil 4.26).



Şekil 4.26 Kaynaklı tel hasır yüzey elemanı

4.2.2.5 Gabion Yüzey Elemanı

Kaynaklı hasır ağ, kaynaklı hasır bariyerler, geogridler, geotekstillerler ile güçlendirilmiş gabion (kaya veya çakıl doldurulmuş hasır fileler) yüzey elemanı olarak kullanılabilmektedir (Şekil 4.27) [4].

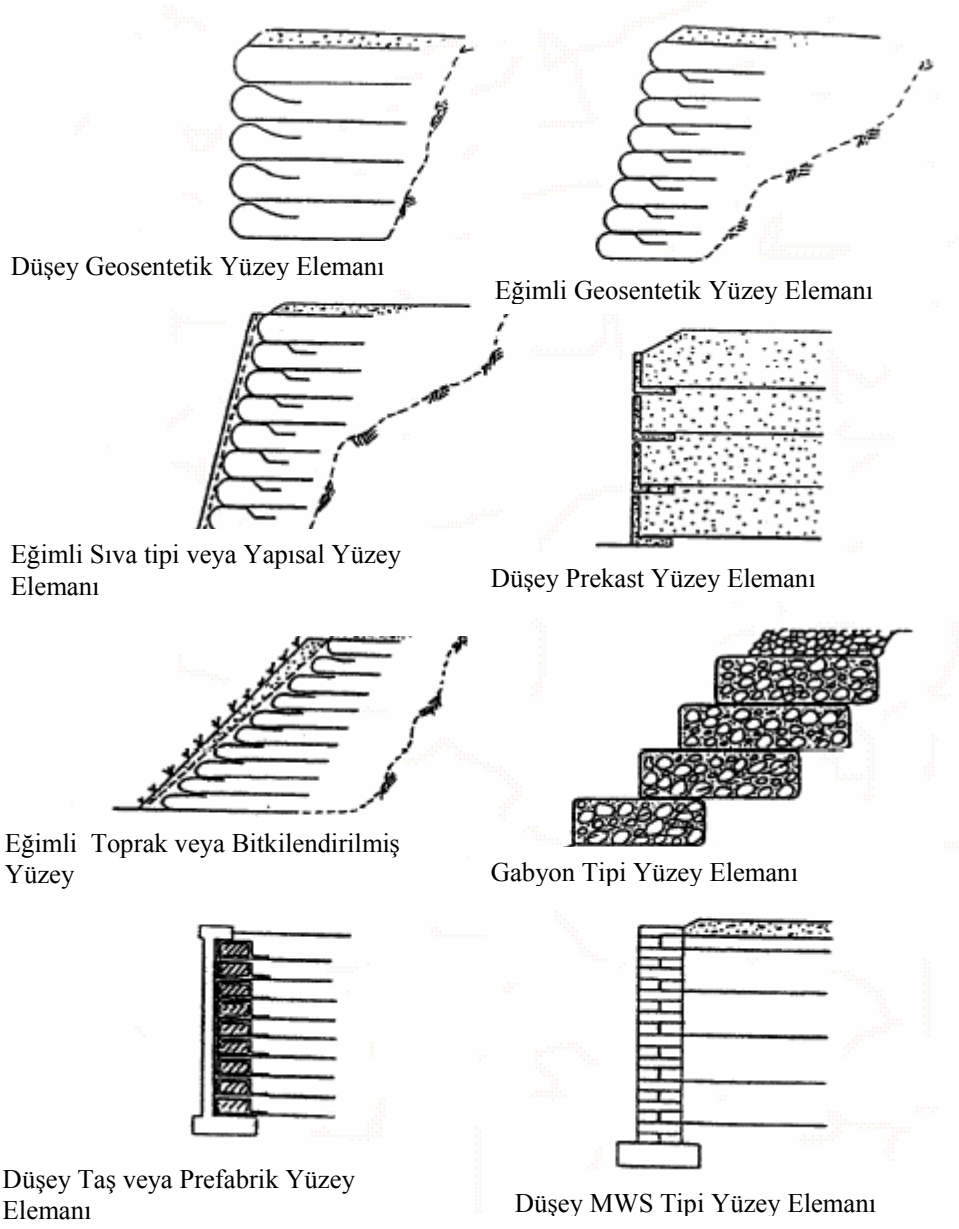


Şekil 4.27 Gabion yüzey elemanı [5]

Kaynaklı hasır ve gabion yüzey elemanlarının düzensiz yüzeye sahip olması, arka dolgunun açıkta olması, tutulan toprağın erozyon eğiliminin daha fazla olması, tellerin korozyondan dolayı ömrünün kısalması ve dış etkilere karşı hassasiyeti en önemli dez avantajlarıdır. Bu tür dez avantajlar şüphesiz püskürtme beton veya asılabilen yüzey panelleri kullanarak ve donatıları muhtemel korozyona karşı güçlendirerek engellenebilmektedir. Bu tür yüzeylerin en önemli avantajları düşük maliyeti, inşa kolaylığı, tasarım esnekliği, drenajın iyi sağlanmasıdır ki bu stabilitenin de artmasını sağlamaktadır. Yüzey doğal çevre ile kolay şekilde adapte edilebilmekte ve iyi bir bütün haline gelmektedir [2].

4.2.2.6 Geosentetik Yüzey Elemanı

Farklı çeşit geotekstil donatıyı yüzeye dolayarak korunmasız donatılı zemin yüzeyini biçimlendirilebilmektedir. Bu tür yüzeyler ultra-viole ışınlarına, tahriplere ve yangından dolayı oluşabilecek hasarlara karşı dayanıksızdır. Gridler arasında zamanla yetişecek bitkiler ultura-viole ışınlarına karşı koruma sağlamakla birlikte hoş bir görüntü de oluşturmaktadır (Şekil 4.28).



Şekil 4.28 Geosentetik donatılı zeminlerin yüzey kaplama tipleri [5]

4.2.2.7 Püskürtme veya Sıva Tipi Yüzey Elemanı

Geotekstil, geogrid veya hasır donatılar gibi örgülü yüzeyler duvarın inşası bittikten sonra püskürtme beton, yerinde dökme beton ile kaplana bileceği gibi beton, tahta veya diğer malzemeler ile yapılmış olan prefabrike elemanlar da yüzeye tutturula bilinmektedir. Bu tür çok aşamalı yüzey sistemleri maliyeti arttırmasına rağmen önemli oturmaların söz konusu olduğu yerlerde avantaj sağlamaktadır.

4.2.3 Dolgu Malzemesi

Donatı zemin yapılarında kullanılacak dolgu malzemesinin seçiminde yapının uzun süreli performansı ve ömrü, inşa sırasındaki stabilite ve dolgu malzemesinin derecelenmesi ile kimyasal özellikleri göz önünde bulundurulmalıdır. Bu alandaki edinilmiş çok sayıda bilgi ve tecrübe donatılı zemin yapılarında kohezyonsuz malzemenin kullanılması gerektiğini göstermektedir [4].

Donatılı zemin yapılarında kullanılacak dolgu nihayetinde kesmeye maruz kalacağından kesme sırasında hacimsel genişlemeye uyacak şekilde sıkıştırılmış zeminler bu yapılar için en uygun olanıdır. Özellikle bu malzemelerin drenajının iyi olması halinde her tabaka dolgu yerleştirildiğinde donatı şeridi ve dolgu malzemesi arasında etkili normal basınç dağılımı derhal gerçekleşecek ve kesme mukavemetindeki artış düşey yüklemenin gerisinde kalacaktır. Donatılı zemin yapılarının normal yükleme şartlarında granüler malzemeler elastik malzemeler gibi davranmaktadır. Bu nedenle, çalışma basınçlarına göre projelendirilmiş yapılarda iç sıkışmalar ve oturmalar beklenmemelidir. Diğer taraftan ince daneli malzemeler donatılı zemin yapıları için tam olarak uygun değildirler. Bu tür malzemelerin genelde drenaj yeteneği düşüktür ve etkili basınç dağılımı derhal meydana gelmemektedir. Böylece yavaşlatılmış yapım hızının düşmesi veya yapım sırasında kabul edilemeyecek kadar düşük güvenlik faktörü uygulamayı gerektirecektir. İnce daneli malzemeler daha çok elastoplastik veya plastik malzeme gibi davranarak yapım sonrası hareket olasılığını arttırmaktadır. Ek olarak ince daneli malzemelerin mukavemetinin bir bölümü içindeki kilden kaynaklanıyorsa yapının güvenliğini hesaplamakta kullanılan rasyonel projelendirme yöntemleri bu duruma uymamaktadır. Böylesine zıt özellikler nedeniyle donatılı zemin yapılarında kullanılacak olan ve granüler malzemeler ile ince daneli malzemeleri ayırtan sınırı belirlemek gerekmektedir. Bu sınır değerler ve dolgu malzemesinin diğer özellikleri farklı ülke standartlarına göre aşağıda açıklanmıştır [9].

4.2.3.1 Türk Standartlarına Göre Dolgu Malzemesi Özellikleri

TS 7994 donatılı zemin dayanma yapılarında kullanılacak dolgu malzemesini şöyle tanımlamaktadır;

Donatılandıralacak zemin özellikleri duvarın uzun ve kısa süreli stabilitesini etkilemeyecek ve donatı malzemesinin ayrışmasına sebep olmayacak şekilde seçilmelidir. Sıkıştırıldıktan sonra, makaslanma sonucu kabarma gösteren zeminler donatılandırma için en elverişli türdür. Granüler dolgunun ağırlıkça %10'u geçmeyen ince malzeme içermesi ve kayma direnci açısının kesme kutusunda toplam gerilme analizine göre 25^0, efektif gerilme analizine göre 20^0'den büyük olması gerekmektedir. Kohezyonlu-sürtünmeli dolgu malzemesinde kil yüzdesinin %10'u likit limitin 45 ve plastisite indisinin 20'yi aşması ve her iki tip dolgu için 125 mm maksimum dane çapı ve 30^0 lik kayma direnci açısı uygun öngörülmüştür. Dayanımı yüksek donatılarda D_{max} 250 mm'ye yükseltilebilir [12].

Donatılı zemin yapımında kullanılacak dolgu malzemesinin derecelenmesinin Tablo 4.5'teki gibi olması istenmektedir [9].

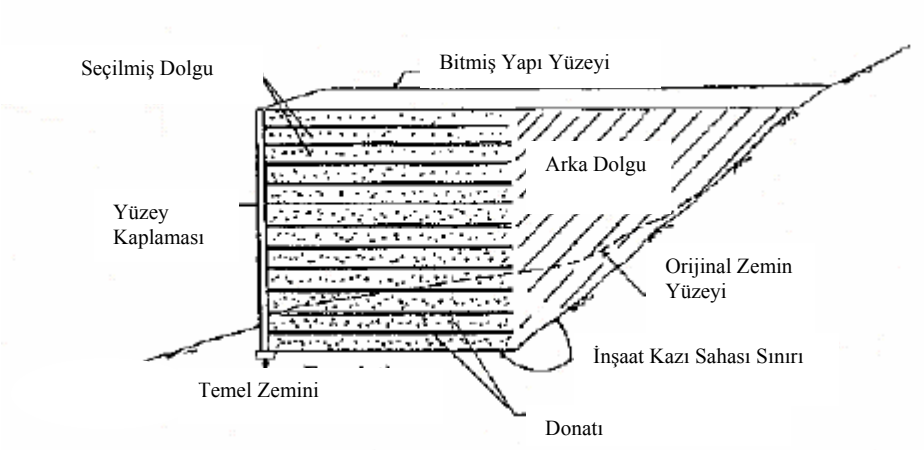
Tablo 4.5 Donatılı zemin yapılarında kullanılacak dolgu malzemesinin derecelenmesi (TSE Standardı) [9]

BS Eleği	**% Geçen**
250 mm	100
75 mm	75
10 mm	10
75µ	0-15

Ancak 75µ'dan geçen miktar %15'den fazla ise bunlar bir direkt kesme deneyi ile incelenerek kullanılabilirlikleri araştırılmalıdır. Bu şartlarda %20 (dahil) malzemeler donatılı zemin yapılarında kullanılabilmektedir [9].

4.2.3.2 A.B.D. Standartlarına Göre Dolgu Malzemesi Özellikleri

Amerikan Birleşik Karayolları İdaresi'nin (FHWA- Federal Highway Administration) donatılı zemin yapılarında kullanılacak zemin özellikleri hakkındaki standardizasyonu aşağıda sunulmuştur. FHWA kullanılan dolgu malzemesini 'Seçilmiş Dolgu' (donatılar arasında kullanılan) ve 'Arka (geri) Dolgu' (Retaining back fill) olarak iki katagoride incelemektedir (Şekil 3.29).Bu dolgulardan özellikle 'Seçilmiş Dolgu' olarak adlandırılan dolgunun özel malzemeler ile yapılması istenmektedir. Aşağıda sunulan tüm özellikler Seçilmiş Dolgular için belirtilen özelliklerdir. [4,5].



Şekil 4.29 Seçilmiş ve arka dolgu yerleşimi [4]

Derecelenme: Donatılı zemin yapılarında AASHTO 1990'da sınır değerleri Tablo 4.6'da belirtilen ve tüm organik, zararlı mineralleri içermeyen zemin malzemeleri kullanılmalıdır [4].

Tablo 4.6 Donatılı zemin yapılarında kullanılacak dolgu malzemesinin derecelenmesi (ABD Standardı) [4]

Elek Çapı	% Geçen
102 mm*	100
4.75 mm	100-20
0.425 mm	0-60
0.075 mm	0-15

Plastisite İndeksi (PI) ≤ 6 (AASHTO T-90)

Dolguda kullanılan geosentetik ve epoxy kaplı donatılar üzerinde yapılan araştırmalar sonucunda, dolgunun uygulaması sırasında danelerin geosentetik ve epoxy kaplı elemanlara vereceği zararın mertebesi testler ile belirlenmemiş ise, maksimim dane çapı 19 mm olarak alınması önerilmektedir [4,5].

Kimyasal Bileşim: Dolgu malzemesinin kimyasal yapısı yapının ömrüne etki eden önemli bir faktördür. Kullanılan dolgu malzemesi organik maddelerden ve tüm zararlı materyallerden yoksun olmalıdır çünkü bu tür maddeler korozyonun etkisini arttırdığı gibi aşırı oturmalara da neden olmaktadır.Polyester esaslı geotekstillerle kullanılacak dolguların da PH'ın 3-9 arası olması ve Polyolefin esaslı (polietilen ve polipropilen) geotekstillerle kullanılacak dolguların PH değerinin ise 3'ten büyük olması önerilmektedir [4].

Donatılı istinat yapılarında çelik donatı kullanılması durumunda uygulana dolgunun elektro kimyasal özellikleri ile ilgili önerilen limit değerler Tablo 4.7'de sunulmuştur [4].

Tablo 4.7 Çelik donatılı istinat duvarlarında kullanılan dolgu malzemesinin elektro kimyasal özellikleri [4]

Özellik	Değer	Test Metodu
Direnç	>3000 ohm-cm	AASHTO T-288-91
pH	>5>10	AASHTO T-289-91
Klor	<100 PPM	AASHTO T-291-91
Organik birleşim	Max %1	AASHTO T-291-91
Sülfat	<200 PPM	AASHTO T-267-86

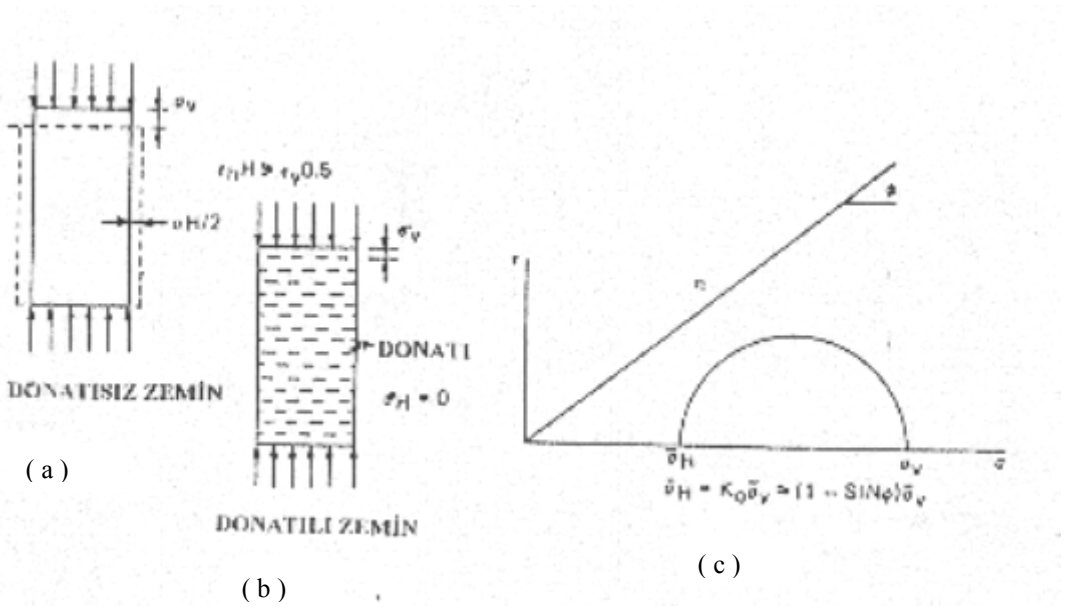
Sıkılık ve Kompaksiyon: İstinat yapıları için min %95 sıkılık (AASHTO T-99'da maksimum değer tanımlanmaktadır), köprü ayakları ve yapısal temelleri destekleyen duvarlar için %100 sıkılık istenmektedir. Dolgu yine T99'da tanımlanan optimum su muhtevasında veya ± %2 w_{opt}'da yerleştirilmeli ve sıkıştırılmalıdır. Şayet takviye dolguda 0.075 mm elekten geçen yüzesi % 5'ten az ise su muhtevası ± %3 w_{opt} olabilmektedir. Sıkıştırılan dolgu kalınlığının granüler malzeme için 200-300 mm arası olması önerilmektedir. Dolguyu sıkıştırmada kullanılan elemanlar duvar yüzeyi yakınında (1,5 – 2m) kullanılanlardan farklıdır. Yüzeye yakın yerlerdeki dolgunun sıkıştırmasında yüksek yatay gerilmeler oluşması ve yüzey elemanının hareketine neden olmamak amacıyla hafif kompaksiyon ekipmanları kullanılmalıdır. Hafif kompaksiyon ekipmanlarının kullanılmasından dolayı yüzeye yakın yerlerde sürtünme ve drenajı sağlayacak kırma taş gibi iyi kalitedeki dolgu malzemesi kullanılmalıdır ki bu sayede söz konusu bölgede yeterli dayanıklılık ve tolere edilebilir oturmalar sağlanmış olacaktır [4,5].

İçsel sürtünme açısı: Donatılı zemin istinat duvarı analizlerinde en yüksek (pik) kayma direnci parametreleri kullanılabilmektedir. Kayma direnci parametrelerinin belirlenmesinde kesme kutusu veya üç eksenli basınç deneyleri önerilmektedir. Donatılı zemin istinat duvarlarında kullanılacak dolguda içsel sürtünme açısı için alt sınır 34^0'dir fakat bazı üniform ince kumlar için bu alt limit değer $31\text{-}32^0$ sınırındadır [5].

5. DONATILI ZEMiN iSTiNAT DUVARLARININ DAVRANIŞ PRENSİPLERİ

5.1 Donatılı Zemin Sisteminin Çalışma Mekanizması

Donatılı zemin yapısı' nın temel tekniği Vidal tarafından çok iyi anlaşılmış ve yayınlarında detaylı olarak açıklanmaktadır. Bu temel mekanizmanın basitleştirilmiş bir biçimi Şekil 5.1'de belirtilmiştir. Şekil 5.1-a'da gösterildiği gibi granüler bir malzeme üzerindeki tek eksenli yükleme sıkıştırılmış malzemelerde yanal genişlemelere neden olmaktadır. Bu genişleme nedeniyle yanal gerilme düşey gerilmenin yarısından fazla olmaktadır. Diğer taraftan eğer zemin içerisine uzama özelliği olmayan donatı elemanları Şekil 5.1-b'deki gibi yerleştirilirse bu donatılar kendileriyle zemin arasındaki sürtünme yardımıyla yanal gerilmeyi önleyecekler ve sistemin davranışı sanki yanal bir dayanma kuvveti veya yük, eleman üzerine etki yapıyor gibi olacaktır [9,17].



Şekil 5.1 Donatılı zemin yapısının çalışma mekanizması [9]

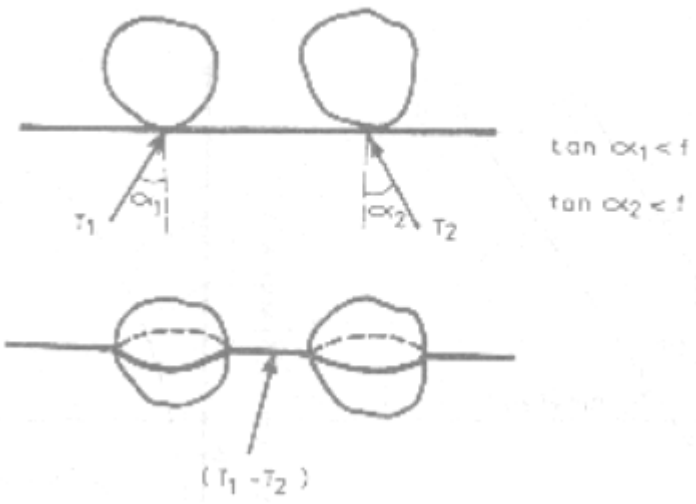
Zemin elemanı bu yatay yük pasif toprak basıncına eşittir ($K_0\sigma_v$). Zemin elemanlarının her biri $K_0\sigma_v$'ye eşit bir yatay basınç tarafından etkilenmektedir. Bu nedenle düşey basınçlar arttıkça yatay tutucu basınçlar veya yatay kuvvetler doğru orantılı olarak artmaktadır. Böylece φ içsel sürtünme açısının herhangi bir değeri için genellikle granüler malzemede geçerli olmak üzere, gerilme dairesi bütün noktalarda kopma eğrisinin çok altında yer almaktadır (Şekil 5.1-c) . Bu yüzden dengenin bozulması sadece zeminle donatı arasındaki sürtünme kaybı veya donatıların kopması nedeniyle meydana gelebilir [9].

İçerisine donatı yerleştirilmesi ile kohesyonsuz zemin numunelerinde oluşan mukavemet artımının tayini için değişik araştırmacılar tarafından bir seri deneysel ve teorik araştırmalar yapılmıştır. Bu çalışmalarda elde olunan sonuçlar iki farklı teoriyle yorumlanmaktadır.

a) Psödo (Anizotropik) Kohezyon Teorisi
b) Eşdeğer (Artırılmış) Çevre Basıncı Teorisi

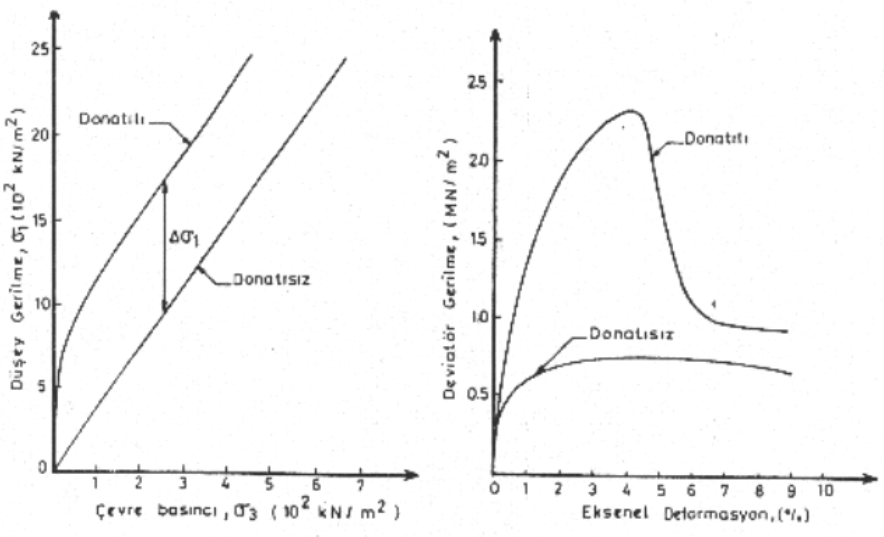
5.1.1 Psödo (Anizotropik) Kohezyon Teorisi

Vidal, psödo-kohezyon kavramını, donatı şeridi ve ona temas eden iki tane zemin danesi göz önüne alarak açıklamıştır (Şekil 5.2). Eğer, donatı ile daneler arasıdaki temas kuvvetlerinin (T_1,T_2) donatı normal düzlemleri ile yaptıkları açılar (α_1,α_2) zemin donatı sürtünme açısından (arctan f) küçük ise donatı $dT=T_1-T_2$ kuvvetine eşit bir kuvvetle iki daneyi birbirine çekiyormuş gibi etkir. Sürtünme direnci aşılmadığı sürece daneler birbirlerine bağımlıymış gibi diğer bir ifadeyle kohezyona sahipmiş gibi davranmaktadırlar [8].



Şekil 5.2 Donatılı zeminde psödo-kohezyon oluşumu (Vidal) [8]

Bu konuda, Sclosser ve Long tarafından donatılı kum numuneleri üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneyi sonuçları Şekil 5.3'te gösterilmektedir. Şekil 5.3'ten de görüleceği gibi çevre basıncının belli bir değerinde (σ_3 > 50-100 kN/m^2) sonra kırılma anındaki düşey gerilmede sabit bir artım ($\Delta\sigma_1$) gözlenmiştir. Yenilme sonrası davranışlar incelendiğinde donatıların koptuğu görülmüştür. Donatı kopması durumunda donatılı ve donatısız numunelerin kırılma zarfları paralel olması ve dolayısıyla kayma mukavemeti açılarının değişmemesi nedeniyle donatılı kum numunelerinde görülen mukavemet artımı görünür anizotropik bir kohezyon (C') ile açıklanmıştır [8].



Şekil 5.3 Donatılı ve donatısız kumda üç eksenli basınç deneyi sonuçları (Sclosser ve Long) [8]

Sclosser ve Long, donatılı zeminler için kırılma zarfını;

$$\sigma'_1 = K_p\sigma'_3 + \Delta\sigma'_1 \quad (5.1)$$

Eşitliği ile tanımlamışlardır. Bu ifade bir c'-φ zemini için Rankine-Bell eşitliği;

$$\sigma'_1 = K_p\sigma'_3 + 2\,(K_p)^{1/2}C' \quad (5.2)$$

ile karşılaştırılırsa, psöho-kohezyon terimi;

$$c' = \Delta\sigma'_1 / 2\,(K_p)^{1/2} \quad (5.3)$$

olarak elde olunur.
Burada;

$$K_p = \tan^2 (45 + \varphi/2) \quad (5.4)$$

olup, pasif toprak basıncı katsayısıdır. Aynı araştırmacılar, eksenel simetrik yüklenmiş silindirik bir donatılı zemin numunesinde kuvvetler dengesi analizi ile psödo-kohezyon değerini;

$$C' = T\,(K_p)^{1/2} / 2\Delta h \quad (5.5)$$

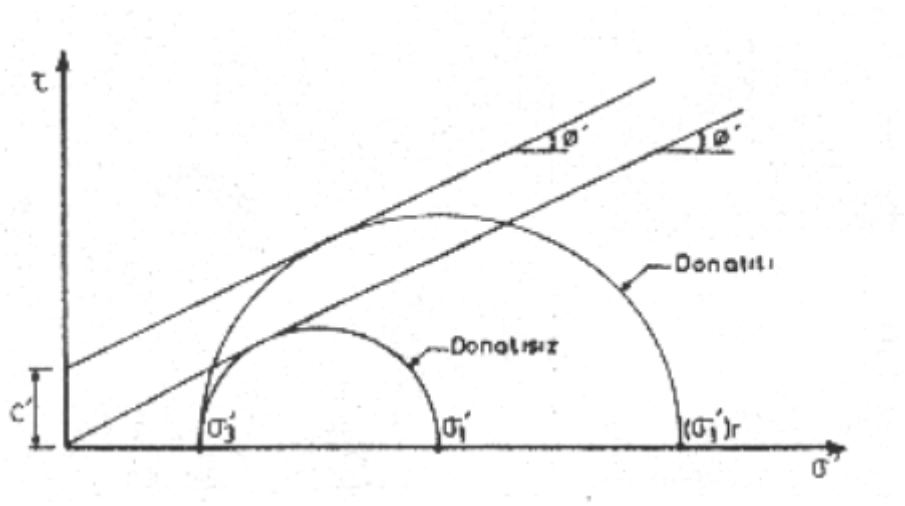
olarak hesaplamışlardır (Ingold 1982).

Burada;

T: Donatı Çekme mukavemeti
Δh: Düşey donatı aralığı

anlamları taşımaktadır.

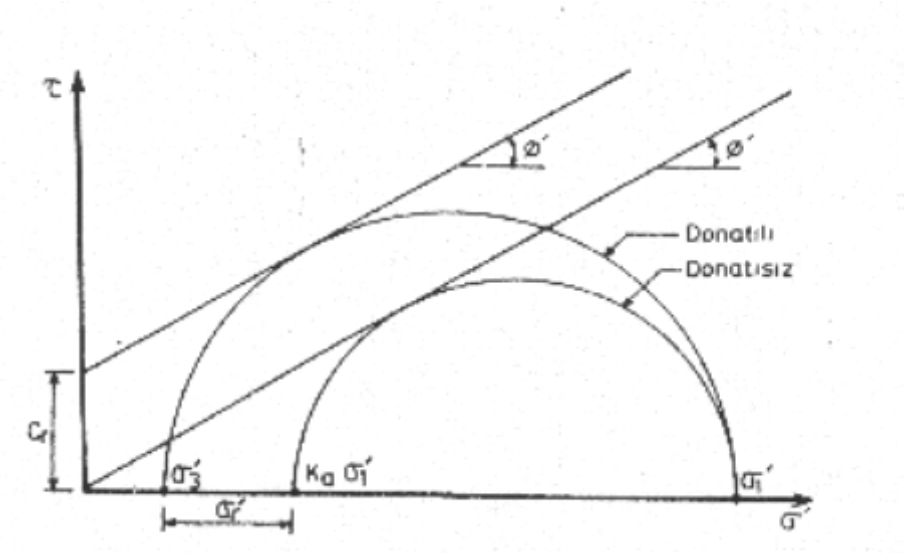
LCPC (Laboratorei Central des Ponts et Chaussees) kohezyon teorisi olarak da bilinen yukarıdaki açıklamadan, aynı σ'_3 çevre basıncında donatılı zemin numunelerinin donatısız zemin numunelerine oranla daha büyük bir σ'_{1r} düşey gerilmesinde kırılacağı ve Mohr dairesinin (σ_3, σ'_1) değerinden geçeceği söylenebilir. Bu durumda τ-σ eksen takımında kırılma zarfı τ ekseni C' değerinde kesen ve yatayla yaptığı açı φ' olan bir doğrudur (Şekil 5.4) [8].



Şekil 5.4 LCPC Kohezyon Teorisine göre donatılı kohezyonsuz zeminlerde kırılma zarfı [8]

Hausmann tarafından New South Wales (NSW) Teknoloji enstitüsü'nde yürütülen bir seri araştırma sonucunda da donatılı kohez yonsuz zeminlerde psödo-kohezyon oluşumu savunulmuş ve gerek donatı kopması gerekse zemin sıyrılması ile oluşan göçme durumları için NSW kohezyon teorisi olarak da bilinen teori geliştirilmiştir.

Bu teoriye göre, donatılı kohezyonsuz zeminlerde donatı kopması ile meydana gelen göçme durumunda, zeminin yanal genişlemesi, değeri statik olarak zemin-donatı arasındaki sürtünme kuvvetine eş bir " σ_r' sabit öngerilmesi " doğurmaktadır. Bu ön gerilmenin maksimum değeri ise donatı malzemesinin çekme mukavemeti ile belirlenir. Sabit bir ön gerilme altında kayma mukavemetindeki artım Şekil 5.5 'te gösterildiği gibi C'_r psödo-kohezyon değeri ile sağlanmaktadır [8].



Şekil 5.5 Donatılı kohezyonsuz zeminlerde sabit σ'_r altında göçme [8]

Huastmann, donatılı zemin numunelerinde oluşacak asal gerilme değerlerini;

$$\sigma'_3 + \sigma'_r = K_a \sigma'_1 \quad (5.6)$$

$$\sigma'_1 = (\sigma'_3 + \sigma'_r) K_p \quad (5.7)$$

eşitlikleri ile vermektedir (Ingold). 5.2 ve 5.7 eşitliklerinde psödo-kohezyon değeri;

$$C'_r = \sigma'_r (K_p)^{1/2} / 2 \quad (5.8)$$

olarak bulunmaktadır. Şerit donatılı bir zemin elemanı göz önüne alınırsa, sabit ön germe değeri;

$$\sigma'_r = \sigma A / BH \quad (5.9)$$

hesaplana bilir. Bu eşitliklerde;

K_a, K_b: Aktif ve Pasif toprak basıncı katsayıları,
A: Şerit donatı en kesit alanı,
σ: Donatılın nihai çekme mukavemeti,
H,B: Numune boyu ve genişliği,

olarak tanımlanmaktadır.

5.9 eşitliği ile hesaplanan σ'_r değeri 5.8 denkleminde yerine yazılırsa, psödo-kohezyon değeri;

$$C'_r = \sigma A (K_p)^{1/2} / 2BH \quad (5.10)$$

olarak bulunur ki bu da Sclosser ve Long tarafından önerilen 5.5 bağıntısına özdeştir [8].

Ancak Sclosser ve Long, donatıların σ'_1 ' nü arttırıcı, Hausmann ise σ'_1 sabit olduğu halde σ'_3 ' nü Rankine aktif basıncından da daha küçük bir değere azaltıcı etki yapacağını savunmuşlardır. Aktif basınçlardan daha küçük yanal basınçlarda donatı kopmasından önce zeminin kendisi göçeceği için bu yaklaşımın hatalı yanları bulunmaktadır [8].

Hausmann, donatının zeminden sıyrılması ile oluşan göçme durumunda, donatı boyunca oluşan sürtünme gerilmelerinin düşey gerilmeler ile orantılı olacağını var sayarak,

$$\sigma'_r = f\sigma'_1 \qquad (5.11)$$

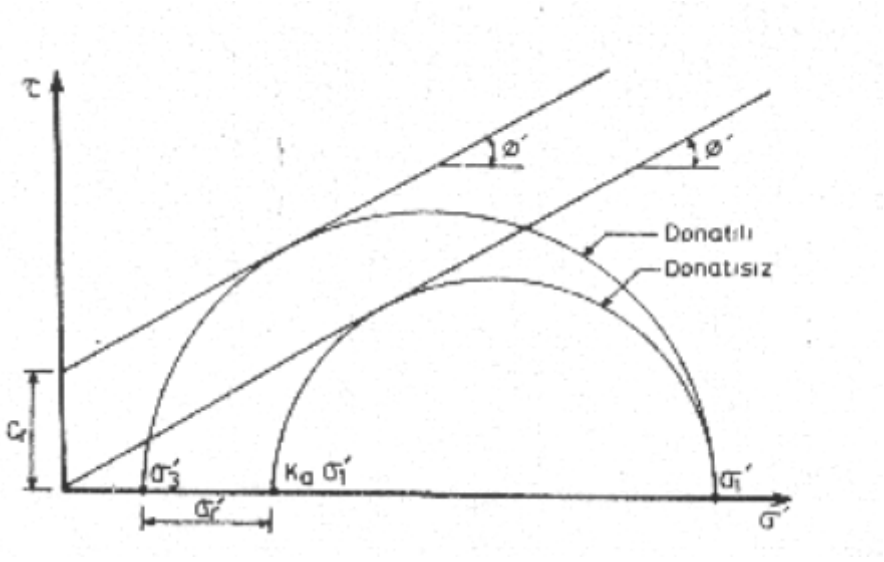
eşitliği ile değişken bir ön germe tanımlamıştır.

Burada;

f : Zemin-donatı sürtünme katsayısı olarak tanımlanmaktadır.

Donatıların zeminden sıyrılması ile meydana gelen göçme durumunda, donatı etkisi zemin kayma mukavemeti açısını arttırıcı yönde olup Şekil 5.6'da gösterilmiştir. Bu durumda donatılı zeminin kayma mukavemeti açısı (φ'_r) aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir.

$$\text{Sin}\varphi'_r = (Ka\text{-}f\text{-}1) / (f\text{-}K_a\text{-}1) \qquad (5.12)$$



Şekil 5.6 Donatılı kohezyonsuz zeminlerde değişken σ'_r altında göçme [8]

5.1.2 Eşdeğer (Artırılmış) Çevre Basıncı Teorisi

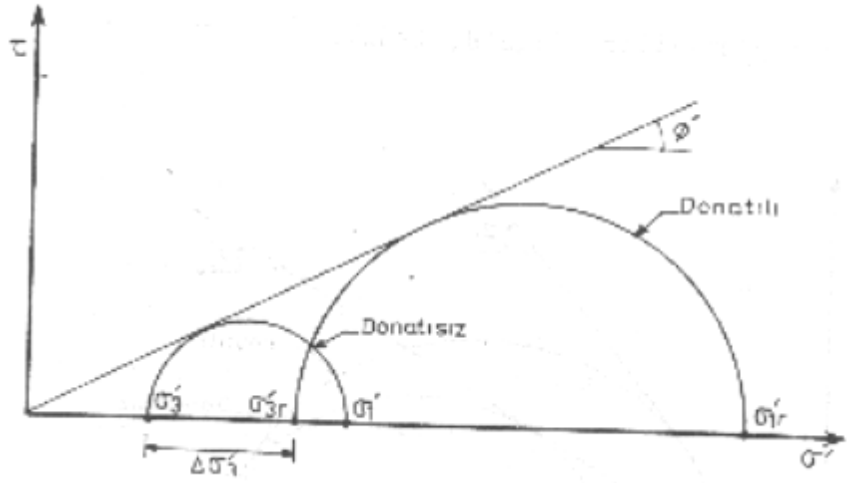
5.1.2.1 Chapius Eşdeğer Çevre Basıncı Bağıntısı

Psödo-kohezyon teorisinde, yatay olarak donatılı kum numunelerine üç eksenli basınç deneylerinde uygulanan düşey ve yatay gerilmelerin (σ'_1,σ'_3) asal ve numune boyunca üniform olduğu varsayılmaktadır. Ancak numune üst ve alt başlıklarında oluşan sürtünme ve donatı boyunca doğan kayma gerilmeleri nedeniyle σ'_1 ve σ'_3 gerilmeleri asal olmayıp gerilme dağılımı da üniform değildir. Chapuis, yaptığı bir seri deneysel çalışma sonucunda donatılı numunelerde küçük asal gerilmenin (σ'_{3r}) uygulanan çevre basıncından (σ'_3) daha büyük olacağı ileri

sürülmüştür. Yanal gerilmelerdeki bu artım şerit donatılı bir zemin numunesi için yaklaşık olarak;

$$\sigma'_3 = A\sigma / BH = T/\Delta h \qquad (5.13)$$

bağıntısı ile hesaplana bilmektedir.Bu ifade Hausmann tarafından önerilen 5.9 eşitliği ile özdeştir. Ancak σ'_r bir gerilme azalımı, $\Delta\sigma'_3$ ise bir gerilme artımıdır. Eğer, donatılı numuneler için küçük asal gerilmenin gerçek değeri kullanılarak Mohr dairesi çizilirse, τ-σ eksen takımında kırılma zarfı, bu daireye teğet ve orijinden geçen bir doğru olmaktadır (Şekil 5.7).



Şekil 5.7 Eşdeğer çevre basıncı teorisine göre donatılı kum zeminlerde kırılma zarfı [8]

5.1.2.2 Yang Eşdeğer Çevre Basıncı Bağıntısı

Yang tarafından bu konuda daha kapsamlı ve analitik bir çalışma yapılmıştır. Yang donatılı kum numunelerinde kırılma anında gözlenen düşey efektif gerilme artımına, artırılmış (eşdeğer) çevre basıncının ($\Delta\sigma'_3$) neden olacağını savunmuş ve uygulanan herhangi bir σ'_3 çevre basıncında kırılma anındaki düşey efektif gerilme için:

$$\sigma'_r = (\sigma'_3 + \Delta\sigma'_3) K_p \qquad (5.14)$$

bağıntısı önerilmiştir (Ingold, 1982; Gray ve diğerleri, 1986). Böylece uygulanan çevre basıncı (σ'_3) değeri bilindiğine ve kırılma anındaki düşey gerilme (σ'_{1r}) de ölçülebildiğine göre eşdeğer çevre basıncı 5.15 bağıntısı ile hesaplanabilir.

$$\Delta\sigma_3 = K_a\sigma'_{1r} - \sigma'_3 \qquad (5.15)$$

5.1.2.3 Gray ve Al-Refeai Eşdeğer Çevre Basıncı Bağıntısı

Gray ve Al-Refeai (1986), donatılı kum numuneleri üzerinde yaptıkları üç eksenli basınç deneyleri sonunda eşdeğer çevre basıncını 5.16 bağıntısı ile vermiştirler.

$$\Delta\sigma'_3 = \sigma'_3 \, \Delta\sigma'_1 \, / \, \sigma'_1 \tag{5.16}$$

Burada;

$\Delta\sigma'_1$: Kırılma anındaki büyük asal gerilme artımı ($\sigma'_{1r} - \sigma'_1$),
σ'_1 : Donatısız zemin için kırılma anındaki büyük asal gerilme,
σ'_3 : Uygulana çevre basıncı

anlamlarını taşımaktadır.

4.2 ve 4.14 bağıntılarından psödo-kohezyon ile eşdeğer çevre basıncı arasında;

$$\Delta\sigma'_3 = 2C' \, / \, (K_p)^{1/2} \tag{5.17}$$

bağıntısı yazılabilir.

5.2 Donatılı Zemin İstinat Duvarlarında Göçme Durumları

Donatılı zemin istinat duvarlarında 3 farklı göçme durumundan bahsedilebilir. Bunlar;

- Dış Stabilite Göçmeleri,
- İç Stabilite Göçmeleri,
- Yüzey Elemanı Göçmeleri.

5.2.1 Dış Stabilite Göçmeleri

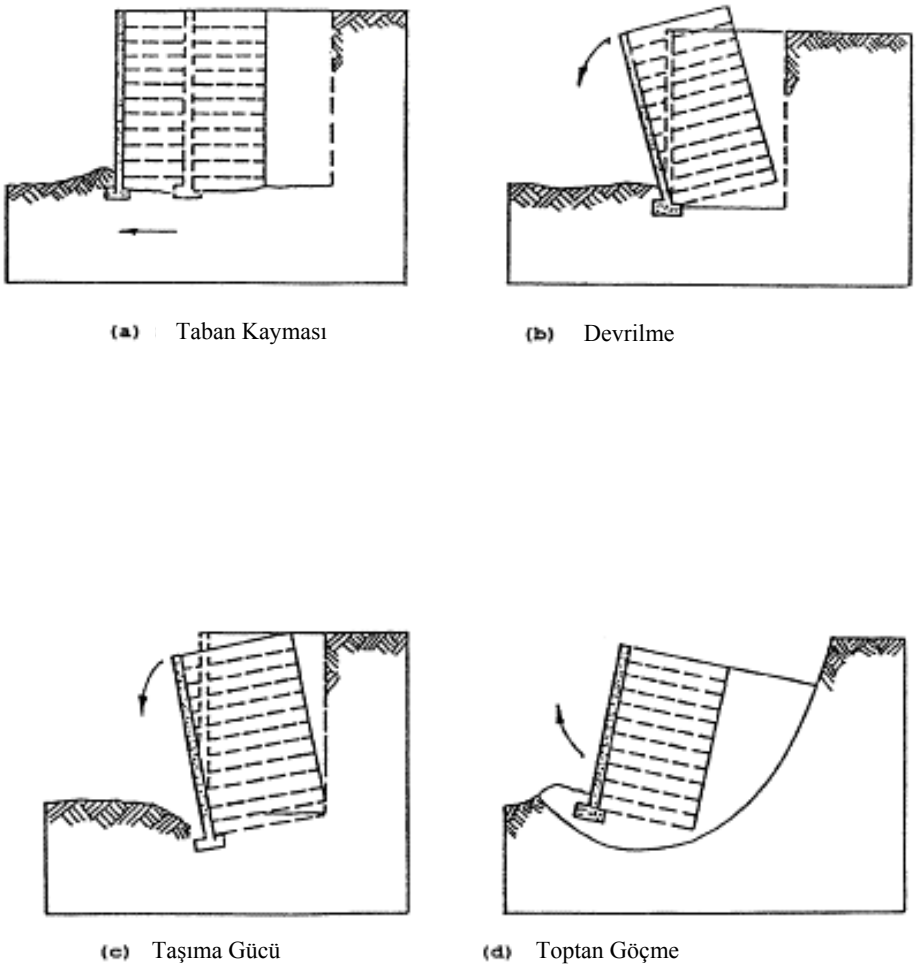
Bu tür göçmeler genellikle donatılı zemin yapısının ölçüleri ile ilişkilidir. Klasik ağırlık ve yarı ağırlık istinat duvarlarında olduğu gibi donatılı zemin istinat duvarlarında da dış stabilite sorunlarından dolayı göçme 4 farklı nedenden meydana gelebilmektedir [4,19].

Bunlar;

- Taban kayması göçmesi (Şekil 5.8-a),

- Devrilme göçmesi (Şekil 5.8-b),

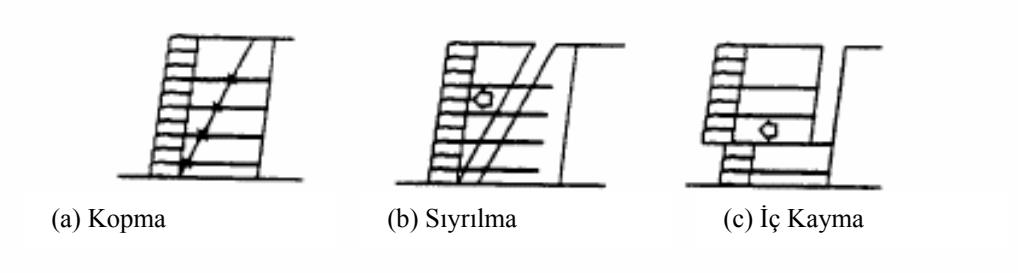
- Taşıma gücü göçmesi (Şekil 5.8-c),
- Toptan göçme (Şekil 5.8d),



Şekil 5.8 Donatılı zemini istinat yapılarında oluşması muhtemel dış stabilite göçme durumları [4]

5.2.2 İç Stabilite Göçmeleri

Donatılı zemin istinat duvarlarında iç stabilitenin olması; donatının, zemin tarafından aktarılan çekme, moment ve kayma kuvvetlerini kopmadan taşıyabilmesi ile mümkün olabilmektedir (Şekil 5.9-a). Bunun yanında donatılar zeminden sıyrılmayacak birleşime sahip olmalıdırlar (Şekil 5.9-b). Diğer yandan, geotekstil donatı kullanılması durumunda donatı ile zemin arasındaki sürtüme yetersiz ise herhangi bir donatı yüzeyinde içsel kaymalar olması muhtemeldir (Şekil 5.9-c) [19,20].

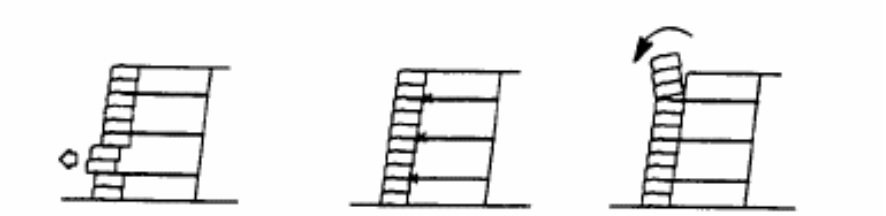


(a) Kopma (b) Sıyrılma (c) İç Kayma

Şekil 5.9 Donatılı zemini istinat yapılarında oluşması muhtemel iç stabilite göçme durumları

5.2.3 Yüzey Elemanı Göçmeleri

Donatılı Zemin Yapılarında yüzey elemanlarının doğru dizayn edilmemesi veya donatı ile yüzey elemanı birleşiminin yetersiz olması durumunda Şekil 5.10'da görülen göçmelerin meydana gelmesi muhtemel olmaktadır [19].



(a) Kayma Göçmesi (b) Birleşim Göçmesi (c) Lokal Devrilme

Şekil 5.10 Donatılı zemini istinat yapılarında oluşması muhtemel yüzey elemanı göçme durumları

6. DONATILI ZEMiN iSTiNAT DUVARLARININ TASARIM VE ANALİZİ

6.1. Donatılı Zemin Sistemi Tasarım Özellikleri

Donatılı Zemin istinat duvarı sistemi temel olarak üç bileşenden oluşmaktadır. Bunlar;

1) Dolgu malzemesi,
2) Donatı malzemesi,
3) Yüzey elemanı.

Kusursuz bir mühendislik tasarımı için söz konusu üç farklı elemanın bütünleşmesi ve bir seri güvenlik ve stabilite araştırmalarının yapılması gerekmektedir. Bu araştırma aşağıdaki gibi iki farklı gruba ayrılabilir.

1) Dış stabilite analizleri,
2) İç stabilite analizleri

Donatılı Zemin Yapısının gerçek tasarımında yapının tek bir kütle (birim) gibi davrandığı beklenmektedir. Dış stabilitede göçme, söz konusu mekanizmaların bir veya bir kaçının oluşmasıyla meydana gelmemelidir; Donatılı Zemin kütlesinin tabanda veya herhangi bir seviyede kayması, yapının devrilmesi, taşıma gücü göçmesi veya temel zemininin farklı oturmadan dolayı dayanıklılığını yitirmesi veya taban zeminini büzülmesi, yapının yanında veya arkasındaki zeminin blok veya rotasyonel kayması [2].

Söz konusu göçme durumlarına karşı güvenliğin sağlanmasında klasik zemin mekaniğinin ve temel mühendisliği metotları kullanılmaktadır. Dış stabilite analizleri aşağıdaki göçme mekanizmalarını kapsamaktadır (Şekil 5.8).

- Toptan göçme şev stabilitesi,
- Taban kayması,
- Devrilme,
- Taşıma gücü ve eğilme,
- Taban zemininin büzülmesi.

İç stabilite analizleri, yerel ve genel gerilme durumunda donatılardaki maksimum çekme kuvvetinin tanımını kapsamaktadır. Bu maksimum kuvvetler, donatının çekme güvenlik kapasitesinde olduğu gibi sıyrılma aderansında da kontrol edilmektedir [2].

6.2 Donatılı Zemin Sistemi Analiz Yöntemleri

Son on yılda değişik metot ve araştırmalar yapılmış ve komple bir tasarım yaklaşımının aşağıdaki analizleri içerdiği genel kanısına varılmıştır.

- Çalışan Gerilme Analizi (Working Stress Analysis),
- Deformasyon Değerlendirmesi (Deformation Evaluation),
- Limit Denge Analizi (Limit Equilibrium Analisis).

6.2.1 Çalışan Gerilme Analizi

Bir çalışan gerilme analizi şunları içermektedir;

- Donatı yerleşiminin seçimi ile zemin özellikleri ve sonuçlarla uyumlu, stabilite sağlanmış zemin kütlesindeki gerilmelerin kontrolü,
- Her donatı seviyesindeki yerel stabilizasyonun değerlendirmesi ve ilerleyici çökmenin tahmini [4].

6.2.2 Deformasyon Değerlendirmesi

Bir deformasyon yanıt analizi yapının yatay ve düşey yer değiştirmeleri ile ilgili beklenen performansını göz önünde bulundurmalıdır. Buna ek olarak, donatının etkisinin ve değişiminin yapının performansına etkisi denetlenebilmektedir. Yatay deformasyon analizi en zor ve kesin olmayan performansyon analizidir. Bir çok durumda yaklaşık olarak yapılmaktadır ve iç ve dış stabilite için ön görülen her zamanki güvenlik katsayılarının deformasyonları tolere edilebilir limitlerde tuttuğu varsayılmaktadır. Yatay deformasyon analizi, geleneksel oturma hesaplamalarıyla, duvar yüzeyinde boylamasına ve duvar yüzeyinden donatılı zemin kütlesinin sonuna doğru çaprazlama yapılacak ayrıntılı farklı oturma hesaplarıyla sağlanmaktadır. Sonuçlar yüzey elemanı seçimini, yüzey elemanı bağlantısını etkileyebilmektedir [4].

6.2.3 Limit Denge Analizi

Donatılı zemin istinat duvarlarının analiz ve tasarımı hakkında birçok yaklaşım geliştirilmiştir. Alışılmış tasarım yöntemi olarak kabul edilebilecek tüm metotlar,

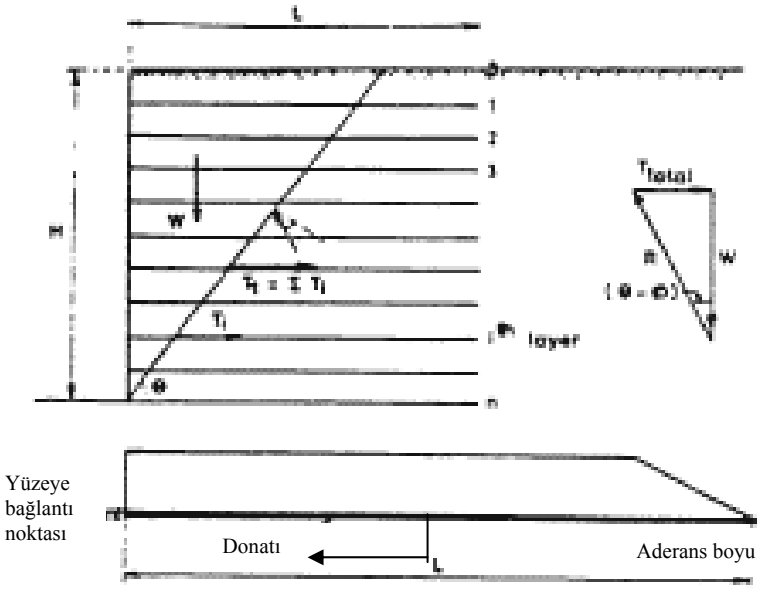
göçme durumundaki donatılı zemin yapılarının tasarımında uygulanan limit denge analizinine dayanmaktadır. Bu analizde zemin kütlesi içerisindeki potansiyel göçme düzlemleri incelenmektedir. Hemen hemen her şekildeki (kama, dairesel, logaritmik helezon ve dairesel şekilli) kayma yüzeyleri analiz edilebilmektedir [20].

Bu metotta, donatılı zemin sisteminin iç stabilizasyonunda genellikle kopma ve donatının sıyrılması durumu göz önünde bulundurulmaktadır. Dikkate alınan kuvvetler; Düşey zemin itkisi, yatay zemin itkisi, donatıdaki gerilme ve potansiyel göçme düzlemi arkasındaki donatının sıyrılma direncidir. Donatılı zemin yapılarında limit denge analizi ile ilgili Vidal'ın donatılı zemin kavramından sonra yayınlanmış

bir çok çalışma yapılmıştır. En eski üç analiz metodu Schlosser ve Vidal (1969) tarafından önerilmektedir. Bu metotlardan bir tanesi Coulomb teorisine, diğerleri ise Rankine teorisine dayanmaktadır [20].

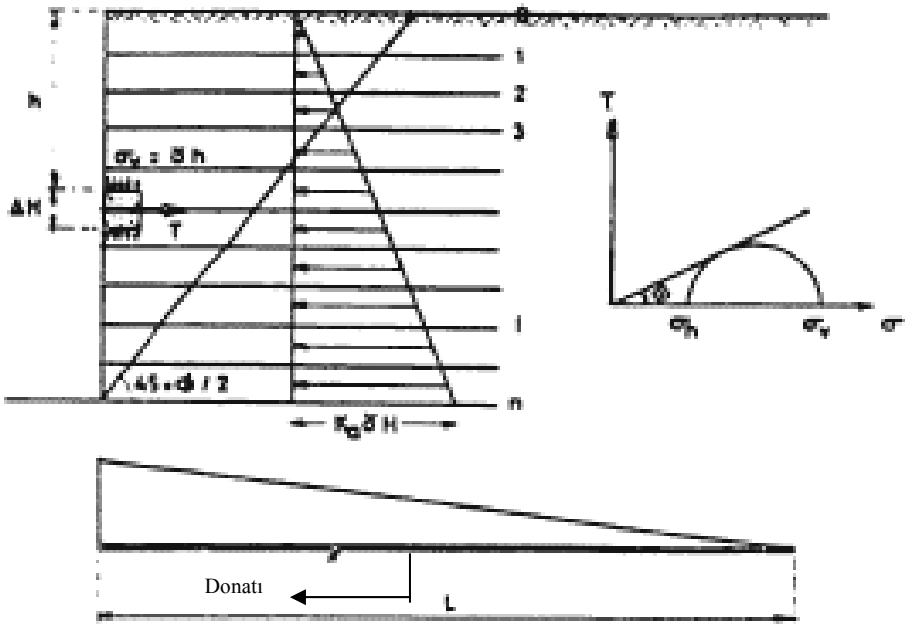
İlk metotta, kayma kamasının yüzey arkasında θ açısı yapmaktadır (Şekil 6.1-a). Kamanın dengesinden donatıdaki toplam çekme gerilmesi, θ cinsinden aşağıdaki gibi ifade edilebilmektedir.

$$T=0,5\ \gamma\ H^2\ \cot\theta\ \tan(\theta-\varphi) \qquad (6.1)$$



Donatı boyunca çekme oluşan çekme gerilmesinin dağılımı

a) Coulomb Analizine Dayalı Metot



Donatı boyunca çekme oluşan çekme gerilmesinin dağılımı

b) Rankine Analizine Dayalı Metot

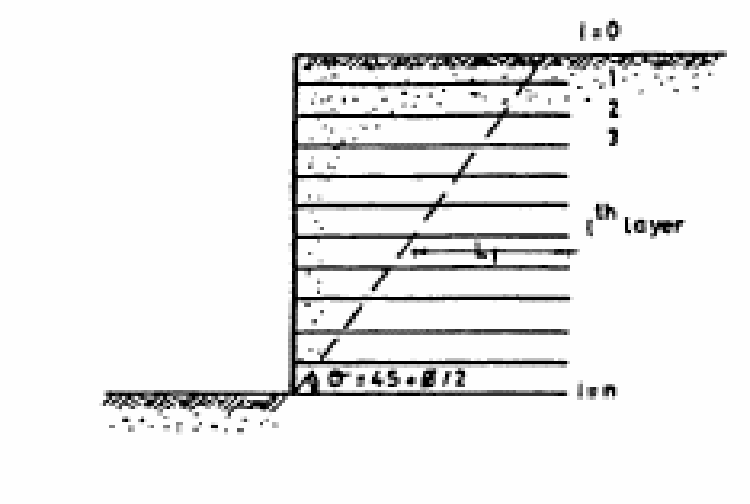
Şekil 6.1 Donatılı zemin yapılarındaki limit denge tasarım metotları [20]

Denklem 6.1 maksimum T kuvvetinin $\theta = 45 + \varphi/2$ açısında oluştuğunu göstermektedir.

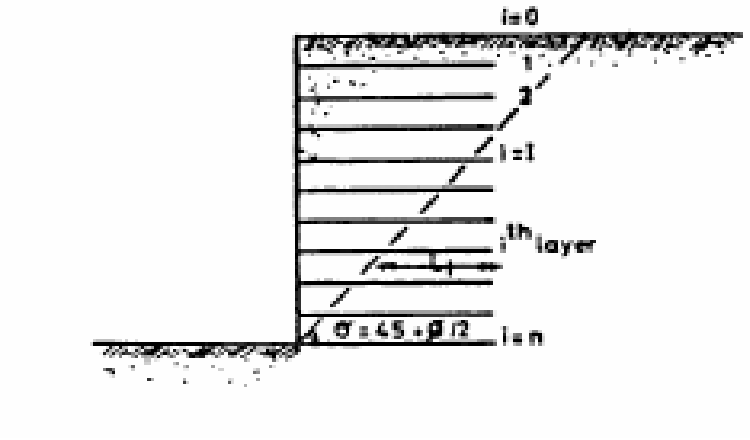
Donatı üzerindeki gerilme dağılımının donatı sonundaki aderans boyu diye adlandırılan bölge dışında sabit kaldığı varsayılmaktadır (Şekil 6.1-a).

İkinci metotta, üzerine yatay ve düşey yönlerde asal gerilmelerin etkidiği temsili kritik bir zemin elemanı dikkate alınmaktadır (Şekil 6.1-b). Eleman üzerine herhangi bir derinlikte etkiyen düşey basıncın örtü basıncına eşit olduğu varsayılmaktadır. Sonuç olarak, duvara etkiyen yatay basınç derinlikle yatay olarak artış gösterecektir. Herhangi bir derinlikteki herhangi bir donatıdaki çekme gerilmesinin, bu eleman tarafından aynı derinlikte desteklenen duvar alanına gelen yatay basınca eşit olduğu kabul edilmektedir [20].

Donatıda oluşan çekme kuvveti bu metotlardan birini kullanarak tespit edilmektedir ve kontroller iki göçme durumuna göre yapılabilmektedir. Donatıda oluşan maksimum çekme gerilmesi müsaade edilen çekme gerilmesinden küçük olmalıdır ve etkili boydaki (L_i, donatının kayma düzleminden sonra uzayan kısmı) sıyrılma direnci yeterli olmalıdır (Şekil 6.2).



Tüm donatıları kesen göçme düzlemi



Tüm donatıları kesmeyen göçme düzlemi

Şekil 6.2 Etkili donatı uzunluğu [20]

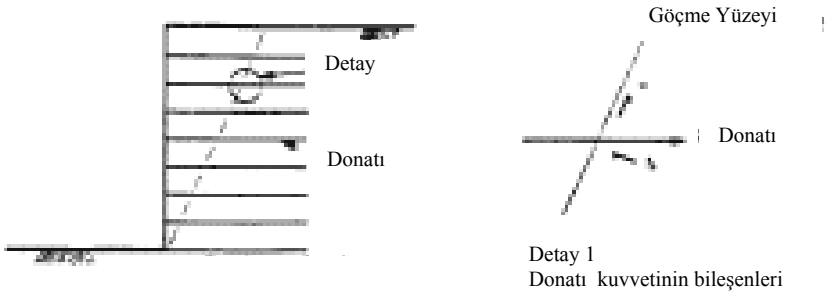
Lee (1973) Coulomb ve Rankine analizlerini uyguladığı donatılı zemin modelinde Coulomb analizinin daha iyi bir göçme tahmini sağladığını belirlemiştir. Rankine analizi daha tutucu olup, Coulomb analizinin stabil gösterdiği yerlerde göçme gösterebilmektedir. Juran ve Schlosser (1978) Rankine analizini kullanmakla donatıdaki gerilmeleri fazla tahmin edildiğini ileri sürmüşlerdir.

İki tip limit analiz geliştirilmiştir. Bunlardan ilki, laboratuar modellerinde ve bire bir yapılarda gözlenen göçme mekanizmalarına dayanmaktadır. Donatının bulunduğu ve göçme yüzeyiyle sınırlandırılmış her seviyedeki yerel denge dikkate alınmaktadır. Tüm kayma direncinin göçme düzlemi boyunca oluştuğu varsayılmaktadır. Aktif bölgedeki lokal dengenin limit analizi her donatıdaki maksimum çekme gerilmesini vermektedir. Bu yaklaşım Juran (1977) tarafından geliştirilmiş ve Schlosser ve

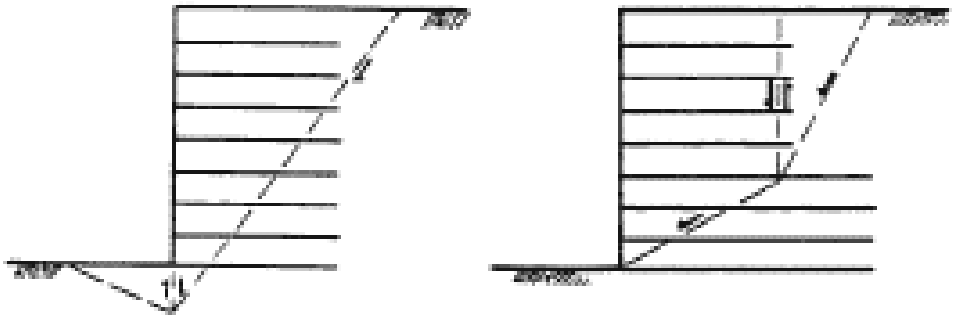
Segrestin (1979) tarafından düzenlenmiştir. Fahim (1983), Loke (1989) ve Ho (1993) tarafından pek çok özet limit denge analizi verilmiştir [20].

İkinci tip limit analiz klasik şev stabilitesiyle benzerdir. Potansiyel kayma yüzeyini geçme durumundaki elde edilebilir kayma, çekme ve sıyrılma dirençleri dikkate alınmaktadır. Bu metotta göçme mekanizması ve göçme yüzeyi biçimi açısından bazı varsayımlar düşünülmektedir (düzlem, kama, dairesel, dairesel olmayan, logaritmik veya helezonik).

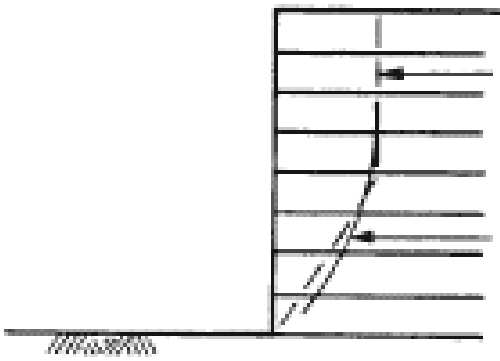
Tek düzlem göçme yüzeyinin analizi İngiliz Ulaştırma Bölümü tarafından (1978) ve Mitchell ve Villet (1987) tarafından sunulmuştur (Şekil 5.3-a). İki parçalı kama göçme yüzeyi dik donatılandırılmış şevler (steep reinforced slopes) için en kritik göçme mekanizması olabilmektedir (Şekil 5.3-b). Stocket (1979) ve Romslad (1978). Plan (1979), Christie ve El Hady (1979) tarafından dairesel kayma yüzeylerine dayana çeşitli tasarım metodları yayınlanmıştır. Biliner göçme yüzeyi (Şekil 5.3-c) bazı sistemlerin tasarımında kullanılmaktadır. Bu metotlar ayrıca, Milligan and La Rochelle (1984), Murray (1982,1984), Jewell (1984b), Schineider and Holtz (1986), Hird (1986), Lenshchinsky and Perry (1987), Schmertmann (1987) ve Leshchinsky ve Boedeker (1989) tarafından da geliştirilmiştir [20].



(a) Düzlem Türü Göçme Yüzeyi



(b) İki Parçalı Kama Türü Göçme Yüzeyi



(c) Logaritmik Helezonik Tür Göçme Yüzeyi

Şekil 6.3 Limit denge analizinde kullanılan göçme yüzeyleri [20]

Çeşitli limit denge analizleri arasındaki temel farklılık, yerleşim, göçme yüzeyinin şekli ve donatı kuvvetinin analizdeki büyüklüğüdür. Ayrıca zemindeki kayma

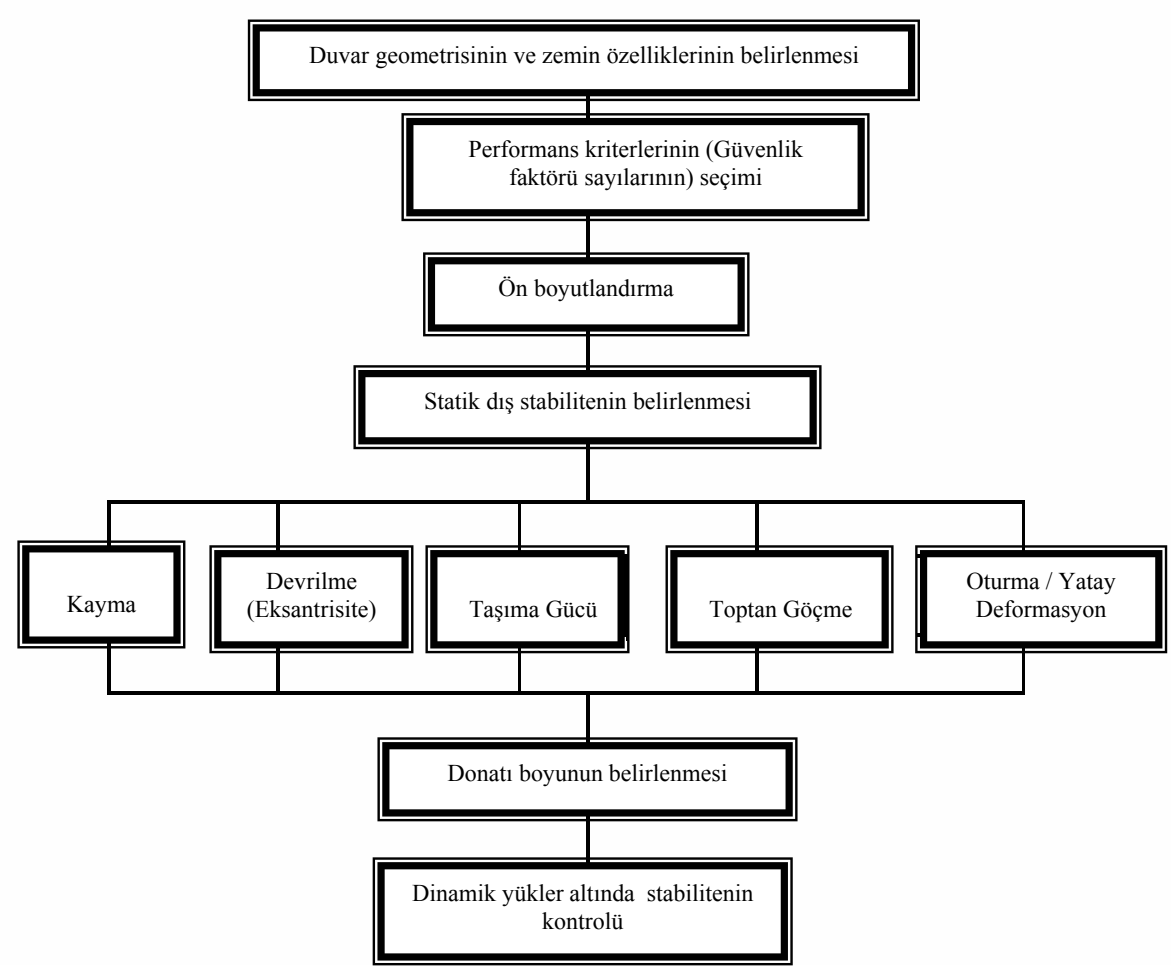
gerilmesi, donatının çekme ve sıyrılma direnci hakkında farklı güvenlik sayısı tanımlamaları bulunmaktadır.

Donatılardaki maksimum çekme gerilmesi deneysel çalışmalarda gözlendiği üzere bir çok varsayımda beklendiği gibi yüzeyde değil, yüzeyden sonra oluşmaktadır ve etkili donatı uzunluğu potansiyel göçme yüzeyine bağlıdır. Limit denge tasarım metotlarının en önemli sınırlayıcı yanı donatı ve zemin arasında deformasyon sıkılığının sağlanması gereğidir. Buna ek olarak bu tür metotlarda zemin kabarması ve donatının yapı stabilitesindeki uzaması dikkate alınamamaktadır [20].

6.3 Donatılı Zemin Yapılarında Dış Stabilite Analizleri

Donatılı zemin istinat yapılarında, klasik ağırlık ve yarı ağırlık istinat duvarlarında olduğu gibi dört tane muhtemel dış stabilite mekanizması mevcuttur (taban kayması, devrilme, taşıma gücü ve toptan göçme). Donatılı zemin yapılarının esnekliği ve yeterli saha performansından dolayı bazı durumlarda dış stabilitede kullanılan güvenlik katsayıları betonarme ve ağırlık istinat duvarlarına oranla daha küçüktür. Örneğin, taşıma gücü kontrolünde kullanılan 2.5 güvenlik faktörü sayısı rijit istinat yapılarında kullanılan güvenlik faktörü sayılarından daha büyük bir değerdir. Ayrıca Donatılı zemin yapılarının esnekliği yapının devrilme türü göçme ihtimalini büyük olasılıkla engellemektedir.

Donatılı zemin istinat duvarlarında uygulanması gereken dış stabilite hesap adımları Şekil 6.4'te sunulmaktadır.



Şekil 6.4 Donatılı zemin yapılarında dış stabilite hesap adımları [4]

6.3.1 Duvar Geometrisinin ve Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi

Aşağıda belirtilen maddeler tasarımcı tarafından tanımlanmalı veya belirlenmelidir.

- Duvar yüksekliği ve eğim,
- Zemin sürşarj yükü, hareketli ve ölü yükler,
- Dinamik yükler.
- Temel Zemininin mühendislik özellikleri (γ, c, φ)
- Seçilmiş dolgu zemininin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi (γ, c, φ),
- Arka dolgu malzemesinin mühendislik özelliklerinin belirlenmesi (γ, c, φ),
- Yeraltı suyu durumunun belirlenmesi.

6.3.2 Performans Kriterlerinin Seçimi

Dış stabilitede tanımlanması gereken performans kriterleri aşağıdaki gibidir.

1) Dış stabilite güvenlik faktörü sayıları (kayma, taşıma gücü, devrilme)

2) Genel güvenlik faktörü sayısı (toptan göçme),
3) Maksimum farklı oturma,
4) Maksimum yanal deplasman,
5) Dinamik yükleme durumunda güvenlik faktörü sayısı,
6) Tasarım ömrü.

6.3.2.1 Güvenlik Sayıları

Amerikan Karayolları Şartnamesi AASHTO (Yayın 5.8 1996)'ya göre donatılı zemin yapılarının tasarımında dış stabilitede kullanılması gereken minimum güvenlik sayıları Tablo 6.1'de sunulmuştur.

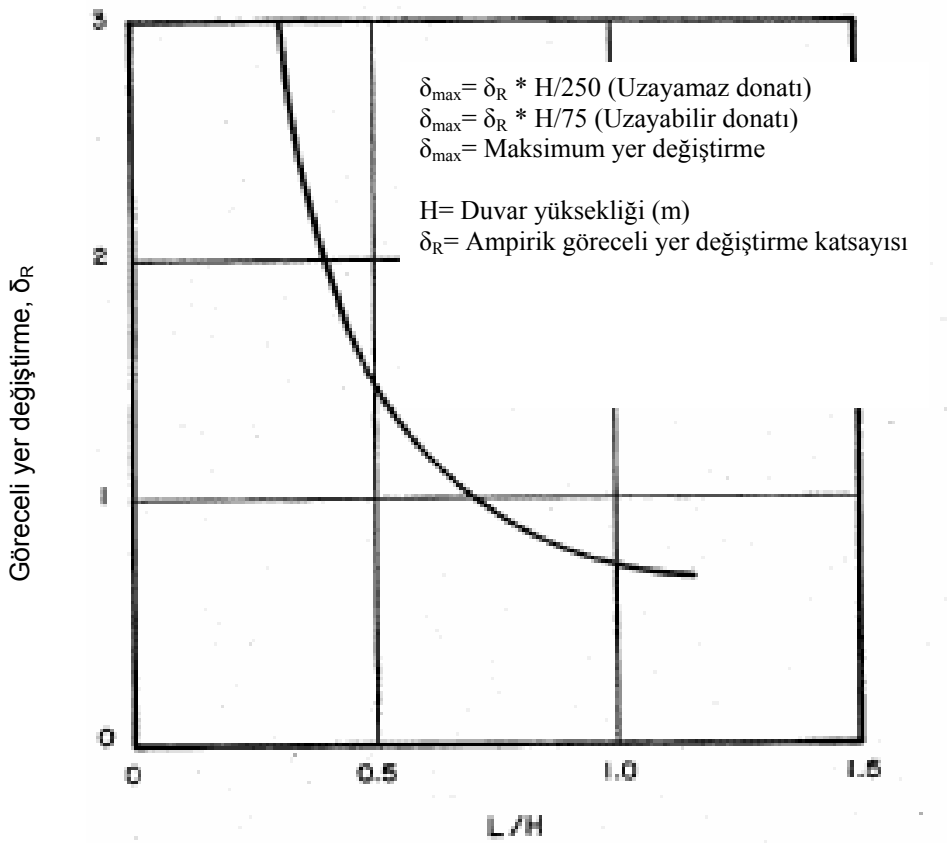
Tablo 6.1 Dış stabilite güvenlik sayıları [4]

Dış Stabilite Özelliği	Güvenlik Sayısı
Kayma	≥ 1.5
Taban Eksantrisitesi	≥ L/6 (zemin), L/4 (kaya)
Taşıma gücü	≥ 2.5
Toptan Göçme	≥ 1.3
Dinamik Yükleme Durumu için Stabilite	≥ Statik güvenlik sayısının 75%'i

* L: Toplam donatı boyu

6.3.2.2 Yapıda Oluşan Yatay ve Düşey Deplasman

Donatılı zemin yapısında oluşan yatay deplasmanın büyük bir bölümü yapım esnasında meydana gelmekle birlikte yatay deplasmanların tahmin edilmesi hakkında kabul görmüş bir metot bulunmamaktadır. Yapının yapacağı yatay hareketler; donatı uzunluğuna, donatı panel birleşim detayına ve yüzey sistemi detayına bağlı olamaktadır. Donatılı zemin yapısının inşa sırasında yapacağı yatay deplasman donatı uzunluğu-duvar yüksekliği katsayısı (L/H) ile donatı uzayabilirliğinin oranına bağlı olarak kabaca tahmin edilebilmektedir. Şekil 5.5'te görüldüğü üzere L/H oranı teorik alt limit olan 0,5H'tan 0,7H'a doğru arttıkça, deformasyon %50 oranında azalmaktadır. Şekil 5.5'te ayrıca polimer donatı (uzayabilen) ile inşa edilmiş donatılı zemin yapısında beklenen yapısal yatay deformasyonun metal şerit (uzayamaz) donatı ile inşa edilmiş donatılı zemin yapısında oluşan deplasmana oranla üç kat daha büyük olduğu görülmektedir.



* Göreceli yer değiştirme (δ_R) her 20 kPa sürşarj yükü için 25 % arttırılmalıdır.
* Gerçek yer değiştirme aynı zamanda zemin özelliklerine, sıkıştırma enerjisine ve işçiliğe bağlıdır.
* Edinilen tecrübeler sürşarj etkisinin yüksek duvarda daha fazla olduğunu göstermektedir.

Şekil 6.5 Donatılı zemin yapılarında inşa sırasında oluşması muhtemel beklenen yatay deplasmanın tahmini ile ilgili ampirik eğri (Fhwa RD 89-043) [4]

6.3.2.3 Prekast Yüzey Panellerinde Tolere Edilebilir Oturma Değerleri

Donatılı zemin yapıları duvar boyunca ve ön yüz dikeyi doğrultusunda önemli bir tolere edilebilir deformasyon özelliğine sahiptir. Buna rağmen kötü temel koşulları zaman zaman bu özelliğin kullanımını engellemektedir. Önemli farklı oturmaların meydana geldiği yerlerde (1/100'den büyük) yeterli bağlantı noktasının (joint width) ve/veya kayma noktalarının (slip joint) kullanılması panellerin çatlamasını engelleyecektir. Bu durum yüzey elemanı seçimini ve tasarımını etkileyebilmektedir [4].

Kare paneller aynı yüzey alan sahip olduğu uzun dikdörtgen panellere oranla boylamasına farklı oturmaları daha fazla tolere edebilmektedirler. Yüzey alanı 4,5

m^2'den az panellerde kullanılması gereken minimum bağlantı genişliği ve tolere edilebilir farklı oturmalar Tablo 6.2'de görülmektedir.

Tablo 6.2 Donatılı zemin yapılarında kullanılan prekast panellerde bulunan bağlantı noktası ve limit farklı oturma arasındaki ilişki [4]

Bağlantı Genişliği	Limit Farklı Oturma
20 mm	1/100
13 mm	1/200
6 mm	1/300

Tamamen yüksek panelerin kullanıldığı donatılı zemin yapılarında farklı oturma sınırı 1/500 mertebesindedir. Monoblok yüzey elemanlarının kullanıldığı yapılarda oturma sınırı 1/200 iken kaynaklı hasır donatıların yüzeyde kullanıldığı donatılı zemin yapılarında ise sınır oturma 1/50 oranındadır [4].

6.3.2.4 Donatılı Zemin Yapısının Tasarım Ömrü

Donatılı zemin istinat yapılarının servis ömürleri metal bozulması, sızma ve donatılı zemini teşkil eden elemanları etkileyecek diğer zararlı çevresel faktörlerin muhtemel uzun süreli sonuçları göz önünde bulundurularak belirlenmelidir. Bir çok uygulama için kalıcı istinat yapıları minimum 75 sene servis ömrüne göre tasarım edilmelidir. Geçici istinat yapılarında ise servis ömrü genellikle 36 ay veya daha azdır. Güvenlik seviyesi daha yüksek ve/veya ekonomik ömrü daha uzun (100 yıldan fazla) yapıların tasarımı daha çok yapının yıkılması durumunda çok fazla zararın olacağı köprü ayakları, konutlar, kritik kamu yapıları ve diğer önem arz eden yapılarda söz konusu olmaktadır [4].

6.3.3 Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Ön Tasarımı

6.3.3.1 Amerikan Şartnamesine göre Ön Tasarım Kriterleri

Yapının boyutlandırmasına dolgu tabakasının (topuk dolgusu) kalınlığı belirlenerek başlanmalıdır çünkü donatılı zemin inşaatı aşağıdan yukarıya doğru ilerlemektedir ve bu durum inşaatın başından sonuna kadar hakim olacaktır. Temel zemininin kaya olmaması durumunda gerekli taşıma gücünün sağlanması ve donma, büzülme, şişebilen killer ve deprem gibi çevresel faktörlerin göz önünde bulundurulması amacıyla minimum dolgu derinliği belirlenmelidir. Muhtemel donma, büzülme,

şişme potansiyeli olan temel zemini olması, genel stabilite ve sismik aktivite dikkate alındığında minimum dolgu derinliğinin 0,5 m olması istenmektedir. Dolgu minimum genişliği ise 1,2 m'dir. Bazı özel şartlar için Amerikan Karayollarının önermiş olduğu minimum dolgu yükseklikleri Tablo 6.3'teki gibidir [4].

Tablo 6.3 Minimum topuk dolgusu yükseklikleri (FHWA) [4]

Duvar ön yüzü eğimi	**Minimum Topuk Dolgusu Yüksekliği**
Dik Duvarlar	H/20
Dik Köprü ayakları	H/10
1/3 Şevler	H/10
1/2 Şevler	H/7
2/3 Şevler	H/5

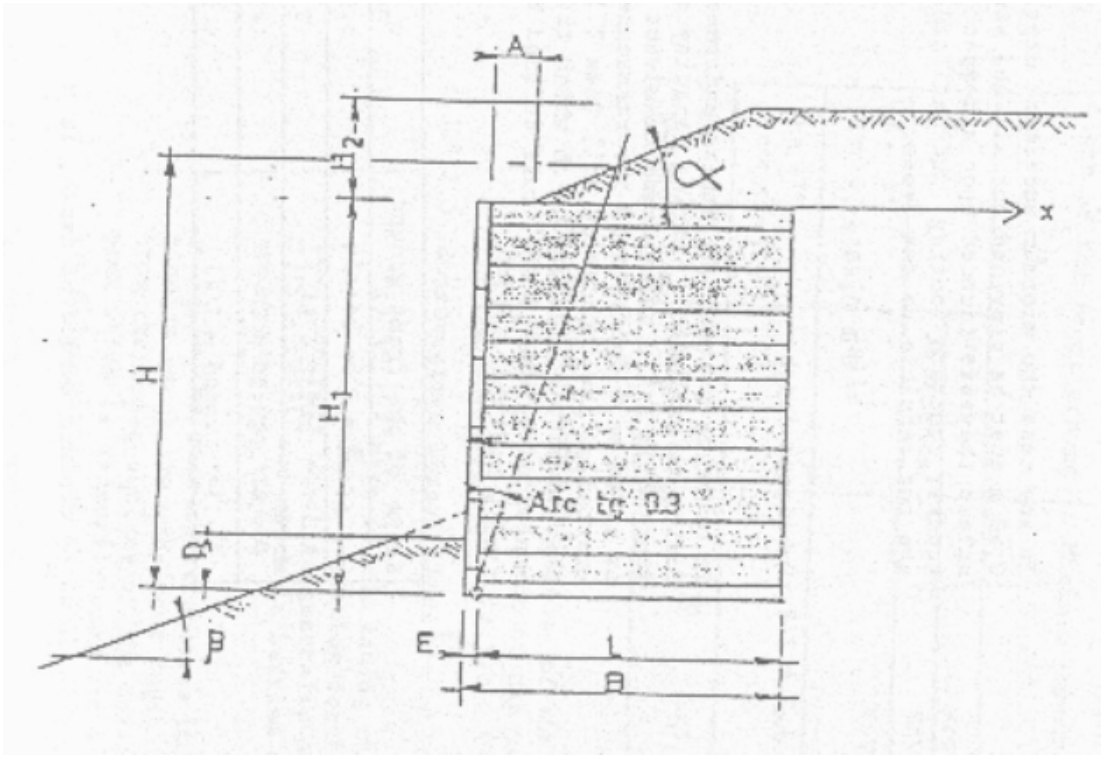
* H: Duvar tasarım yüksekliği.

Topuk dolgusu yapının topuk bölgesinde duvarın yanal itkisine karşı pasif bir direnç sağlamaktadır fakat bu direnç duvar önünde sonradan yapılması muhtemel kazı ve olası sürüklenme nedeniyle dolgunun her zaman yerinde olamayacağı düşünülerek göz ardı edilmektedir.

Donatı uzunluğu için başlangıç değerinin L=0,7H veya 2,5 m'den büyük alınması önerilmektedir. Sürşarjın ve eğimli dolgunun bulunması durumunda gerekli donatı boyu artmaktadır. Yüksekliği 3m'den az duvarlar için minimum donatı boyunu AASHTO 2.4 m olarak önermesine rağmen bu değer 2 m olarak da kullanılabilmektedir. Her durumda donatı uzunluğunun toptan göçme stabilitesini sağlayıcı yeterlilikte olması gerektiği göz önünde bulundurulmalıdır [4].

6.3.3.2 Fransız Ulaştırma Bakanlığına Göre Ön Tasarım Kriterleri

Şekil 6.6'da Fransız Ulaştırma Bakanlığının kriterlerde kullandığı donatılı zemin yapısına ait çeşitli geometrik bilgiler mevcuttur. Burada H_1; donatılı zemin yapısının toplam yüzey uzunluğunu, H; hesaplamalarda kullanılacak olan mekanik duvar yüksekliğini, D; dolgu kalınlığını ve L; donatı boyunu temsil etmektedir [23].



Şekil 6.6 Geometrik tanımlamalar [23]

Fransız Ulaştırma Bakanlığı aşağıda belirtilen nedenlerden dolayı donatılı zemin yapılarında 'D' dolgusunun uygulanmasını şart koşmaktadır. Bu nedenler;

- Yüzeye yakın yerlerde oluşması muhtemel yerel göçmeleri önlemek,
- Temel zemininin zımbalanmasının önlenmesi,
- Borulanmanın engellenmesidir.

Dolgu kalınlığı (D) donma derinliği, su konsantrasyonunun olduğu yerlerdeki borulanma riski gibi faktörlere bağlıdır. Fakat her ne durumda olursa olsun minimum dolgu kalınlığı 0,40 m den az olmamalıdır.

Yüzey elemanı altında oluşacak gerilme artışının önlenmesi ve temel zemininde taşıma gücünün aşılmaması amacıyla minimum dolgu kalınlığı (D_{min}), duvar eğiminin (β) ve referans gerilmesinin (q_{ref} - Meyerhof taban basıncı gerilmesi) fonksiyonu olarak Tablo 6.4'te sunulmuştur [23].

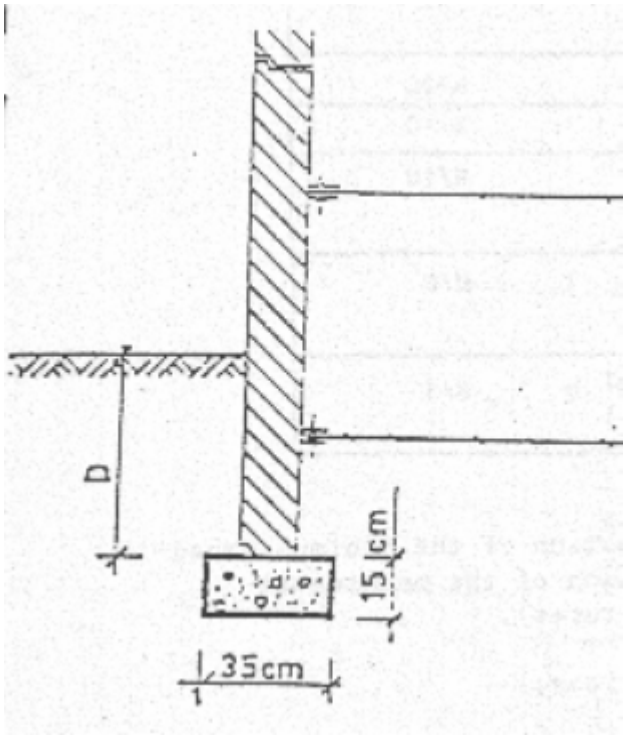
Tablo 6.4 Referans gerilmesi ve duvar eğimine bağlı olarak minimum dolgu kalınlığı değerleri (Fransız Ulaştırma Bakanlığı) [23]

Duvar ön yüzü eğimi	**D_{min}/q_{ref}**
Dik Duvarlar $\beta=0^0$	$1.5*10^{-3}$
$\beta=18^0$ (cotg β=3/1)	$3*10^{-3}$
$\beta=27^0$ (cotg β=2/1)	$4.5*10^{-3}$
$\beta=34^0$ (cotg β=3/2)	$5.5*10^{-3}$

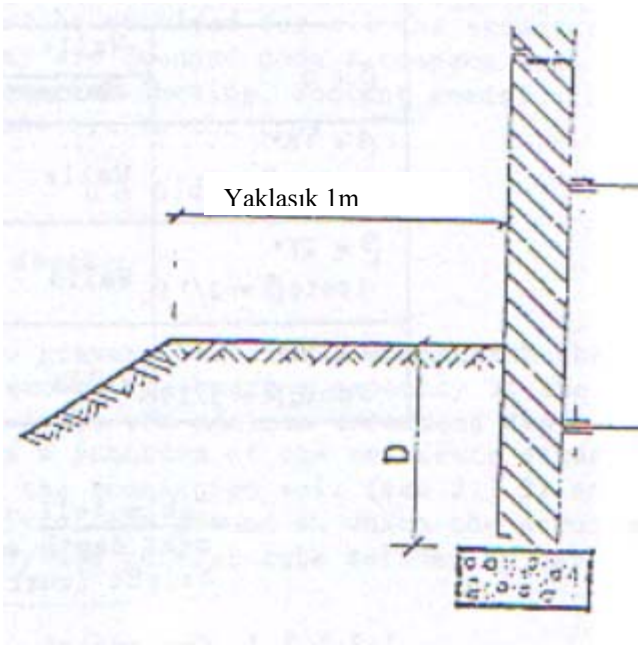
*D_{min} : Minimum Dolgu kalınlığı (m)
* qref : Referans düşey gerilme (Meyerhof taban basıncı, kPa)

Fransız Ulaştırma Bakanlığı Tablo 6.4 yanı sıra minimum dolgu kalınlığını duvar mekanik yüksekliği (H) cinsinden Tablo 5.3'te sunulan Amerikan Karayollarıyla aynı değerlerin kullanılmasını önermektedir [23].

Yüzeyde kullanılan paneller dolgu altına gömülü betondan yapılmış genişliği 0,35 m ve kalınlığı 0,15 m olan ayaklara oturmaktadır (Şekil 6.7). Ayrıca duvar önündeki dolgu yatay yönde yaklaşık 1 m devam ettirilmektedir (Şekil 6.8).

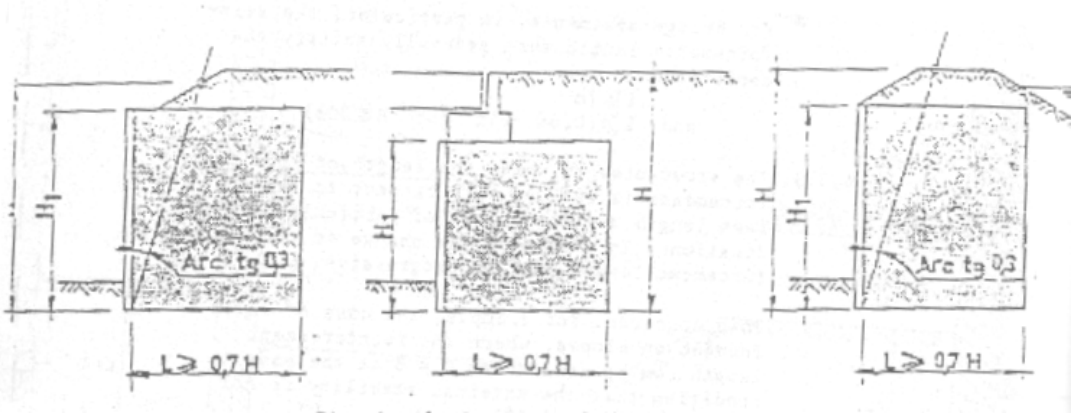


Şekil 6.7 Yüzey paneli altı betonu [23]



Şekil 6.8 Minimum topuk dolgusu genişliği [23]

İstinat duvarı, köprü yan ayağı ve baraj gövdesi amaçlarıyla yapılacak olan donatılı zemin yapılarında donatı uzunluğunun 0,7H değerine eşit veya fazla olması istenmektedir. Genel stabiliteyi, zemin donatı aderansı, ve donatı boyunun standardizasyonu düşünüldüğünde de 'L' donatı boyunun 0,7H değerinden kısa olmaması gerektiği belirtilmektedir (Şekil 5.9).



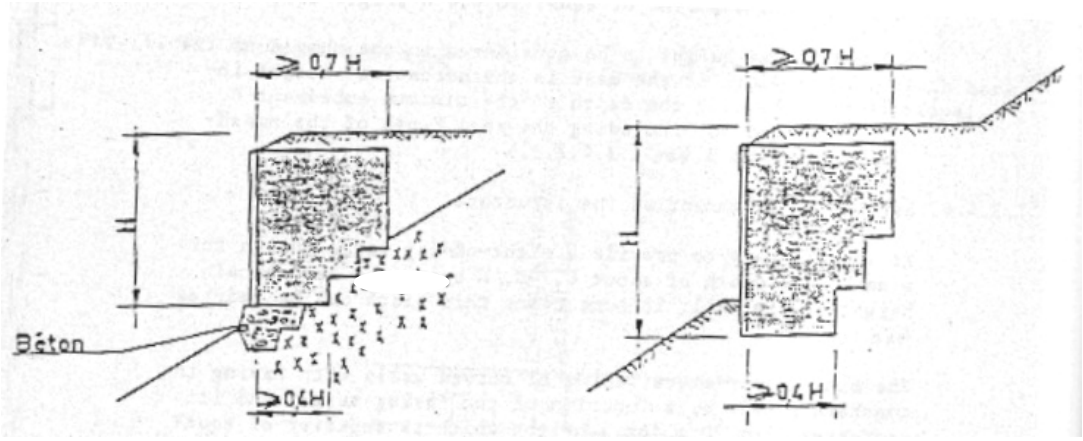
Şekil 6.9 Minimum donatı uzunluğu [23]

Özellikle köprü ayaklarında kullanılacak olan donatılı zemin yapılarında aşağıdaki iki şartın sağlanması gerekmektedir.

$L \geq 7m$

$L \geq (0,6H + 2)\ m \quad (H \leq 20)$

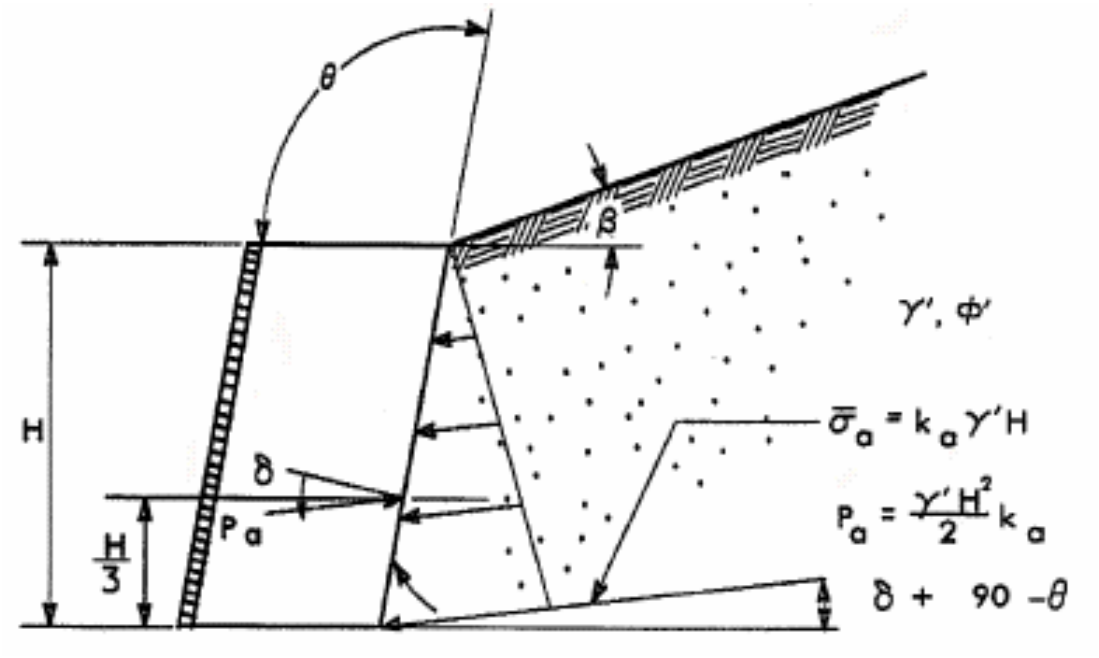
Bazı durumlarda arazi koşullarından dolayı donatı uzunluğunun minimum değerin altında olması gerekebilmektedir. Bu gibi durumlarda donatı boyunun ilerleyici olmasına dikkat edilmelidir (Şekil 6.10).



Şekil 6.10 Minimum donatı boyu koşuluna uymayan yapılar [23]

6.3.4 Sisteme Etkiyen Dış Kuvvetlerin Hesabında Kullanılması Gereken Yatay Zemin Basınç Katsayıların Hesabı

Düşey yüzlü duvarlarda dış stabilite analizi yapılırken donatılı zemin yapısının rijit bir kütle gibi davrandığı kabul edilerek sisteme etkiyen yanal zemin basınçlarının duvar arkasında düşey bir düzleme etkidiği düşünülmelidir (Şekil 6.11- Şekil 6.14).



* Tüm açılar pozitiftir.

γ' = Efektif birim hacim ağırlığı

φ' = Efektif içsel sürtünme açısı

Ka = Aktif yanal basınç katsayısı

δ = Duvar sürtünme açısı

Pa = Bileşke yanal kuvvet

σa = Yanal basınç

H = Duvar yüksekliği

B = Sürşarj eğimi

θ = Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açı

Şekil 6.11 Yanal basınç katsayısı hesabındaki temel kavramlar [4]

- Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açının 8^0'den az olduğu duvarlar ($\theta < 98^0$) dik duvar olarak adlandırılmaktadır ve bu duvarlarda aktif yanal basınç katsayısı arka şev açısının durumuna göre Denklem 6.2 ve 6.3 ile hesaplanmalıdır.

Arka şevin yatay olması durumunda ($\theta < 98^0$ ve $\beta=0$, Şekil 6.12)

$$K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2}) \qquad (6.2)$$

Arka şevin yatay olmaması durumunda ($\theta < 98^0$ ve $\beta \neq 0$, Şekil 6.13)

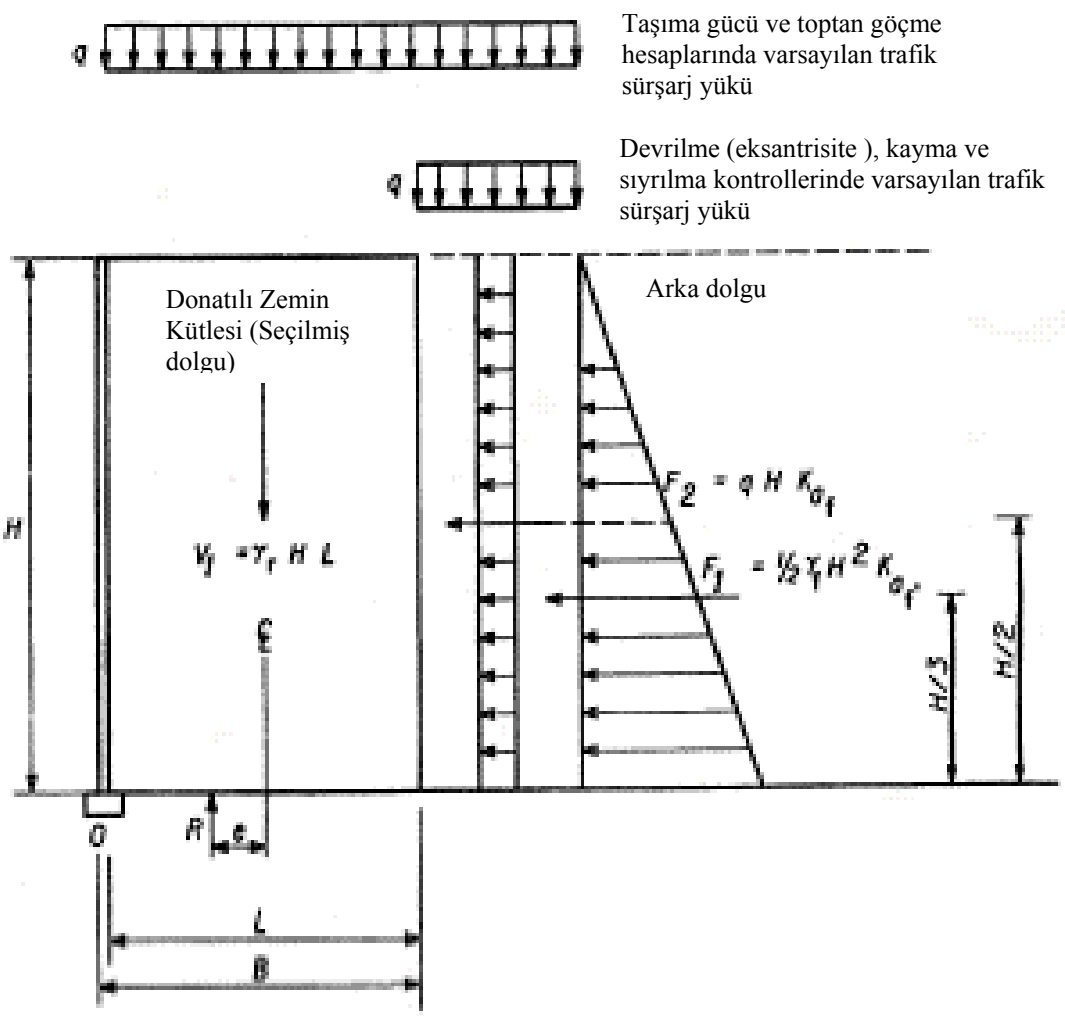
$$K_a = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right] \tag{6.3}$$

- Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açının 8^0'ye eşit ve fazla olması durumunda

($\theta \geq 98^0$, $\beta=0$ veya $\beta\neq0$) aktif yatay basınç katsayısı Coulomb bağıntısı ile hesaplanabilir (Denklem 6.4, Şekil 6.11).

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta+\phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta-\delta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\sin(\theta-\delta)\sin(\theta+\beta)}}\right]^2} \tag{6.4}$$

Trafik Sürşarjlı yatay arka şev durumu (β=0)



q = Trafik surşarj yükü

e = Eksantrisite

V_1 = Donatılı zemin kütlesinin ağırlığı

L = Donatılı zemin kütlesi genişliği

B = Donatılı zemin kütlesinin yüzey elemanı kalınlığı dahil genişliği

H = Donatılı zemin yapısının yüksekliği

F_1 = Yanal zemin kuvveti

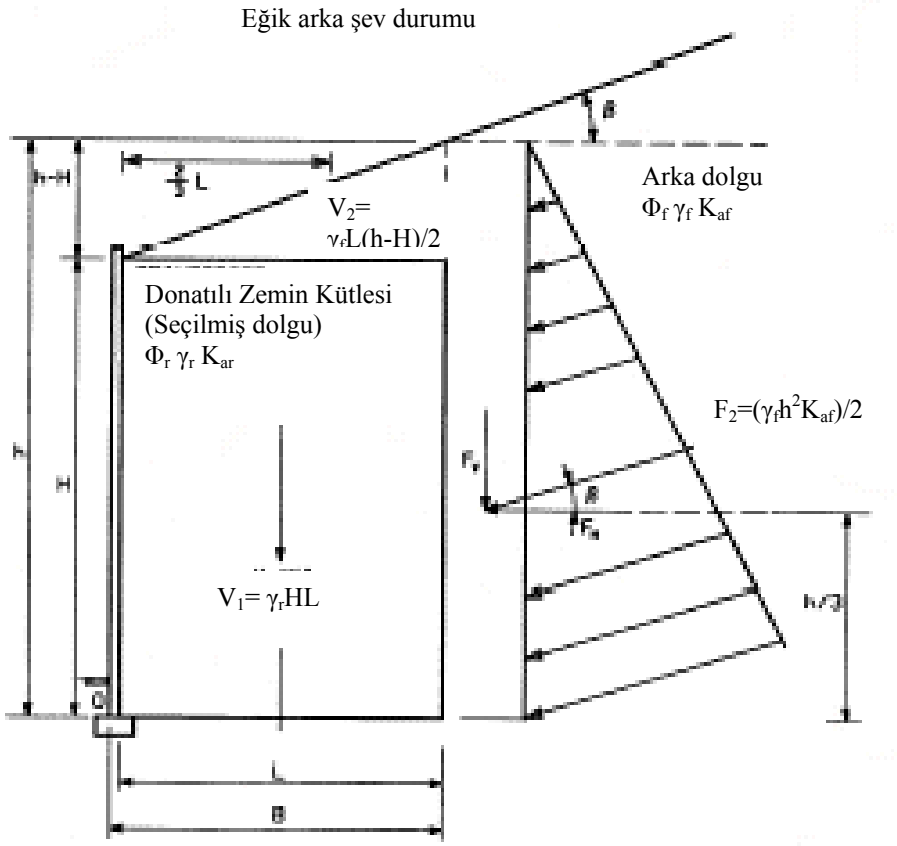
F_2 = Sürşarjdan dolayı oluşan yanal zemin kuvveti

K_{af} = Yanal zemin basınç katsayısı

γ_f = Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı

φ_f = Dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı

Şekil 6.12 Arka şevin yatay (β=0) ve sürşarjın olması durumunda dış stabilite[4]



V_1 = Donatılı zemin kütlesinin ağırlığı

F_T = Bileşke yanal zemin kuvveti

F_V = Yanal zemin kuvvetinin dik bileşeni

F_H = Yanal zemin kuvvetinin yatay bileşeni

K_{af} = Arka dolgu için yanal zemin basınç katsayısı

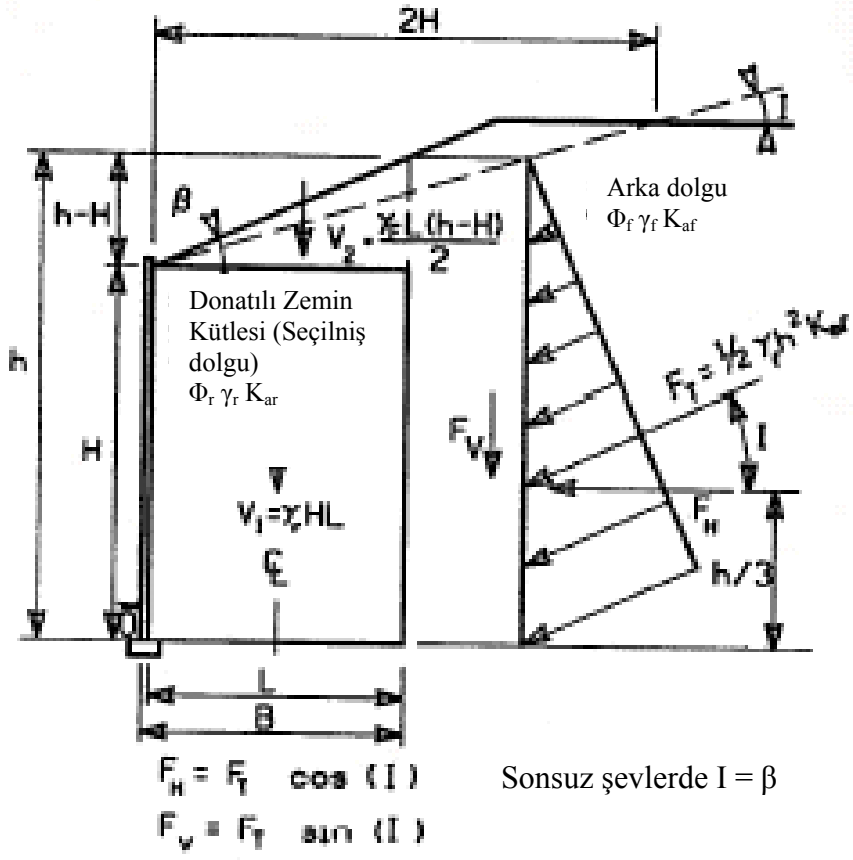
γ_r = Dolgu malzemesi birim hacim ağırlığı

φ_r = Dolgu malzemesi içsel sürtünme açısı

* Beton blok gibi kalın yüzey elemanlarının kullanılması durumunda kayma ve devrilme hesaplarında yüzey elemanı ölçüleri ve ağırlığı hesaplara dahil edilebilir. Bu gibi durumlarda donatılı zemin yapısı genişliği L yerine B olarak alınabilir [4].

Şekil 6.13 Arka şevin eğik ($\beta \neq 0$) olması durumunda dış stabilite [4]

Kesik arka sürşarjın olması durumunda I açısı (Şekil 6.14), sonsuz şev açısı β yerine geçmektedir (Şekil 6.14).



* Beton blok gibi kalın yüzey elemanlarının kullanılması durumunda kayma ve devrilme hesaplarında yüzey elemanı ölçüleri ve ağırlığı hesaplara dahil edilebilir. Bu gibi durumlarda donatılı zemin yapısı genişliği L yerine B olarak alınabilir [4].

Şekil 6.14 Kesik arka şevini olması durumunda dış stabilite [4]

6.3.5 Duvar Altı Taban Basıncı Hesabı

Duvar altında oluşacak olan taban basıncının hesabıyla ilgili tüm tanımlamalar Şekil 6.15'te görülmektedir. Bu hesaplamalarda yüzey elemanlarının ağırlıkları genellikle ihmal edilmektedir. Düşey taban basıncının hesap adımları aşağıdaki gibidir;

1) F_T bileşke yanal zemin kuvveti hesaplanır (Denklem 6.5).

$$F_T = ½ K_{af\,(\varphi,\beta)} \gamma_f h^2 \qquad (6.5)$$

2) Bileşke düşey kuvvetin ($R= V_1+V_2+F_T \sin \beta$) kütlenin orta noktasına (C) göre momenti, sisteme etkiyen kuvvetlerin C noktasına göre momentine eşit olmalıdır. Bu eşitlikten eksantrisite (e) hesaplanır (Denklem 6.6).

   Bu yaklaşım Meyerhof tarafından önerilmiştir ve eksantrik yükleme durumunda tabanda (L -2e) olarak tanımlanan alanda üniform bir basıncın oluştuğunu varsaymaktadır (Şekil 6.15).

   Meyerhof yaklaşımına göre eksantrisite;

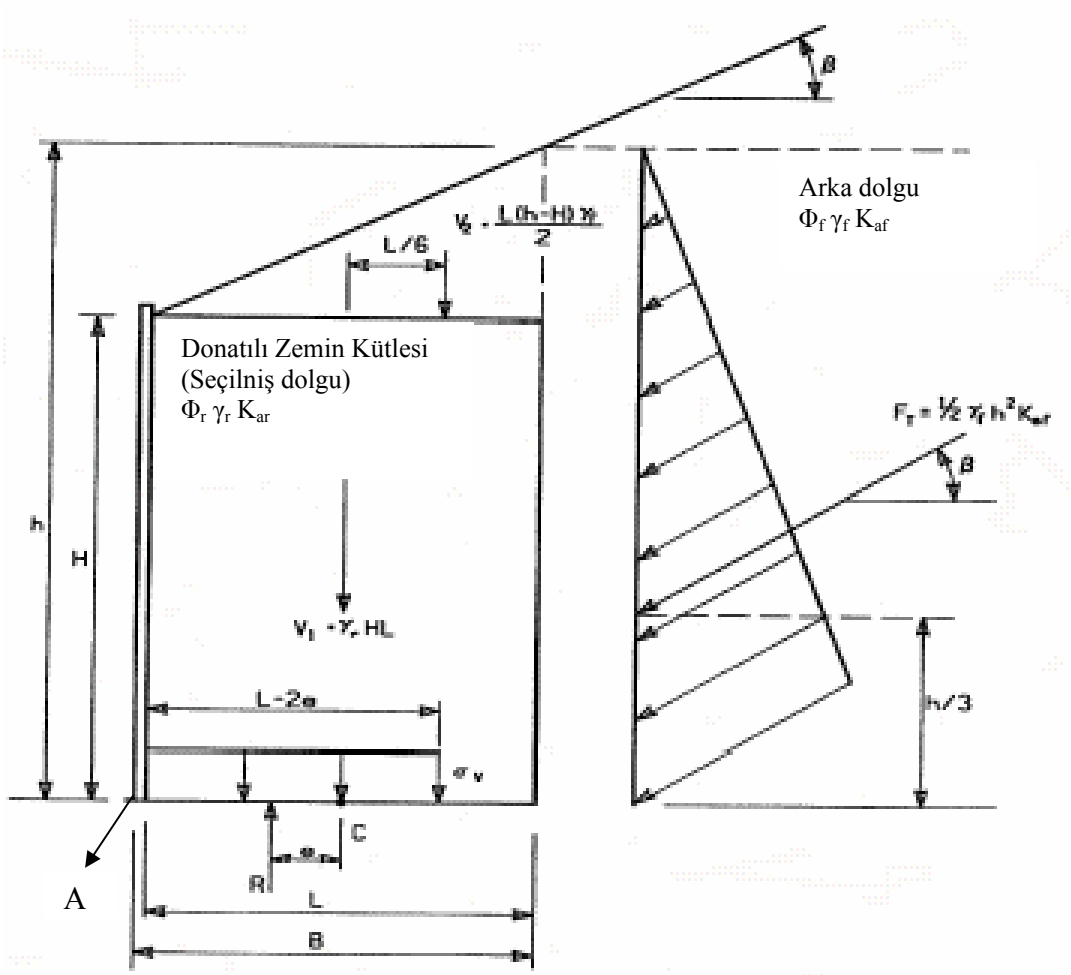
$$e = \frac{F_T(\cos\beta)h/3 - F_T(\sin\beta)L/2 - V_2(L/6)}{V_1 + V_2 + F_t \sin\beta} \tag{6.6}$$

3) Eksantrisitenin kaya olmayan temel zemininde L/6 ve kaya olan temel zemininde L/4 değerlerinin altında olduğu kontrol edilir. Şayet eksantrisite sınır değerlerden büyük ise daha uzun donatı boyu seçilmelidir.

4) Eşdeğer uniform düşey taban basıncı hesaplanır (Denklem 6.7).

$$\sigma_v = \frac{V_1 + V_2 + F_T \sin\beta}{L - 2e} \tag{6.7}$$

5) Sürşarj ve diğer dış yüklerin tesirleri σ_v'ye eklenir.



Şekil 6.15 Duvar altı taban basıncı hesabı [4]

6.3.6 Kayma Tahkiki

Ön tasarımda belirlenen duvar ölçüleri, kaymaya karşı en kritik olan tabanda kontrol edilmelidir. Kayma stabilitesinin sağlanabilmesi için Denklem 6.8'de belirtilen şartın sağlanması gerekmektedir.

$$GS_{kayma} = \frac{\sum \text{yatay direnç kuvvetleri}}{\sum \text{yatay kaydırma kuvvetleri}} = \frac{\sum P_R}{\sum Pd} \geq 1.5 \qquad (6.8)$$

Burada;

GS_{kayma} = Taban kaymasına karşı güvenlik sayısı

ΣP_R = Kaymaya karşı koyan yatay direnç kuvvetlerin toplamı

ΣP_d = Kaydırmaya çalışan yatay kuvvetler toplamı

olarak tanımlanmaktadır.

Topuk dolgusunun pasif direnci söz konusu dolgunun yapının servis ömrü boyunca çeşitli nedenlerden dolayı kalkacağı düşünülerek ihmal edilmektedir. Yüzey sisteminin kaymaya karşı olan direnci de ihmal edilmektedir.

Arazide ilave sürşarj yükleri var ise bu yükler mevcut hareketli ve ölü sürşarj yüklerine (Şekil 6.11 - 6.15) dahil edilmelidir.

Eğik arka dolgu olması durumunda donatılı zemin yapılarında kayma tahkiki adımları aşağıdaki gibidir; (Şekil 6.15)

1) Denklem 5.9 ve 5.10'dan toprak itkisi hesaplanır.

$$h = H + L \tan\beta \tag{6.9}$$

$$F_T = \tfrac{1}{2} K_{af(\varphi,\beta)} \gamma_f h^2 \tag{6.10}$$

2) Kaydırmaya çalışan kuvvetlerin toplamı hesaplanır.

$$P_d = F_H = F_T \cos\beta \tag{6.11}$$

3) Tabanda en kritik durumun belirlenebilmesi amacıyla içsel sürtünme açısı (φ) için aşağıda belirtilen üç alternatiften en küçük olanı seçilmelidir.

   - Temel Zeminin içsel sürtünme açısı (φ_f),
   - Seçilmiş dolgu malzemesinin içsel sürtünme açısı (φ_r),
   - Zemin ile donatı arasındaki sürtünme açısı (ρ).

4) Kaymaya karşı koyan direnç kuvvetlerinin toplamı hesaplanır (Şekil 6.15).

$$P_R = (V_1 + V_2 + F_T \sin\beta)\, \mu \tag{6.12}$$

Burada;

μ = min [tan φ_f, tan φ_r veya (devamlı donatılar için) tan ρ]

olarak tanımlanmaktadır.

Düşey dış yükler, donatılı zemin kütlesinin taban kaymasına karşı direncini arttırmaktadır bu nedenle bu yükler kalıcı ise (hareketli trafik yükü gibi) hesaplamalarda dikkate alınmalıdır

5) Denklem 6.8 şartının sağlandığı kontrol edilir.

6) Söz konusu şart sağlanmıyor ise donatı boyu (L) arttırılarak hesaplamalar tekrarlanır.

6.3.7 Taşıma Gücü Tahkiki

Taşıma gücü göçmesinin engellenmesi tabanda oluşan ve Meyerhof dağılımına göre hesaplanan (Bölüm 6.2.5) taban gerilmesinin (σ_v) müsaade edilen taşıma gücünü (zemin emniyet gerilmesi, q_{em}) aşmaması ile mümkün olmaktadır. Müsaade edilen taşıma gücü, son (nihai) taşıma gücünün (q_{nihai}) güvenlik sayısına oranıyla elde edilmektedir (Denklem 6.13).

$$\sigma_v \leq q_{em} = \frac{q_{nihai}}{GS_{t.gücü}} \tag{6.13}$$

Burada;

σ_v = Meyerhof taban basıncı

q_{em} = Müsaade edilen taşıma gücü (Zemin emniyet gerilmesi)

q_{nihai} = Son (nihai) taşıma gücü,

olarak tanımlanmaktadır.

2'den düşük taşıma gücü güvenlik sayısı ancak kabul edilebilir oturma hesaplarının yapıldığı geoteknik analizlerin mevcut olması durumunda kullanılabilmektedir [4].

Eğik arka dolgu (sürşarj) olması durumu için için taşıma gücü tahkiki adımları aşağıdaki gibidir (Şekil 6.12 ve Şekil 6.15).

1) Denklem 6.6 ile eksantrisite hesaplanır. Eksantrisitenin kaya olmayan temel zemininde L/6 ve kaya olan temel zemininde L/4 değerlerinin altında olduğu kontrol edilir.

2) Denklem 6.7 ile Meyerhof taban basıncı hesaplanır (σ_v).

3) Klasik zemin mekaniği metotlarını kullanarak son taşıma gücü (q_{nihai}) hesaplanır. Zemin suyu etkisinin olmadığı durumda son taşıma gücü Denklem 6.14 ile hesaplanır.

$$q_{nihai} = c_f N_c + 0.5(L)\gamma_f N_f \tag{6.14}$$

Burada;

c_f = Temel zemini kohezyonu,

γ_f = Temel zemini birim hacim ağırlığı,

N_c = Boyutsuz taşıma gücü katsayıları,

olarak tanımlanmaktadır.

Boyutsuz taşıma gücü katsayıları Amerikan Karayolları Şartnamesi ASSHTO 1996'nın 4.4.7.1A bölümünden alınabilir. Taşıma gücü katsayıları Tablo 6.5'te belirtilmiştir.

4) Denklem 6.13'e göre taşıma gücü kontrolü yapılır.

5) 2. ve 3. aşamalarda da görüleceği üzere donatı boyunu arttırarak σ_v azaltılıp q_{nihai} arttırılabilir.Şayet taşıma gücü stabilitesini sağlayacak yeterli destek sağlanamıyorsa ve donatı boyunu uzatmak maliyeti önemli ölçüde arttırıyorsa temel zemininin iyileştirilmesi de bir çözüm olarak düşünülmelidir.

Tablo 6.5 Taşıma gücü katsayıları [4]

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.90
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	37.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88	-	-	-	-

6.3.8 Devrilme Tahkiki

Donatılı zemin yapılarının devrilmeye karşı stabilitesi, taban eksantrisitesini veya moment dengesine kontrol edilerek yapılabilmektedir.

6.3.8.1 Eksantrisite Kontrolü

Bölüm 6.2.5, Denklem 6.6 ile yapılan eksantrisite kontrolü ile devrilme tahkiki yapılmış olmaktadır. Söz konusu kontrolde Denklem 6.6 ile hesaplanan eksantrisitenin kaya olmayan temel zemininde L/6 ve kaya olan temel zemininde L/4

değerlerinin altında olduğu kontrol edilir. Şayet eksantrisite sınır değerlerden büyük ise daha uzun donatı boyu seçilmelidir (Şekil 6.12).

6.3.8.2 Moment Dengesi Kontrolü

Donatılı zemin yapılarının devrilmeye karşı kontrolü bir moment dengesi kontrolüdür (Şekil 6.15). Bu kontrolde stabiliteye çalışan kuvvetlerin A topuk noktasına göre momentleri toplamının (ΣM_R), sistemi devirmeye çalışan kuvvetlerin A topuk noktasına göre momentleri toplamına (ΣM_0) oranın devrilme güvenlik sayısından büyük olması istenmektedir (Denklem 6.16).

$$GS_{devrilme} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} = \frac{\text{Devrilmeye karşı çalışan kuvvetlerin moment toplamı}}{\text{Devrilmeye çalışan kuvvetlerin moment toplamı}} \geq 2 \quad (6.16)$$

Burada;

$\sum M_R$ = Devrilmeye karşı çalışan kuvvetlerin topuk noktasına göre moment toplamı,

$\sum M_0$ = Devrilmeye çalışan kuvvetlerin topuk noktasına göre moment toplamı

olarak tanımlanmaktadır.

Eğik arka dolgu (Sürşarj) olması durumu için ΣM_R Denklem 6.17 ile hesaplanabilir (Şekil 6.16).

$$\sum M_R = (F_T \sin\beta)L + V_1(L/2) + V_2(2L/3) \quad (6.17)$$

Eğik arka dolgu (Sürşarj) olması durumu için ΣM_R Denklem 6.18 ile hesaplanabilir (Şekil 6.16).

$$\sum M_0 = (F_T \cos\beta) * (h/3) \quad (6.18)$$

Sisteme etkiyen ve devirmeye çalışan kalıcı kuvvetlerin olması durumunda moment dengesine dahil edilmelidir.

6.3.9 Toptan Göçme (Genel Şev Stabilitesi) Tahkiki

Genel şev stabilitesi göçmesi, donatılı zemin kütlesi içinden veya dışından geçmesi muhtemel bir kayma yüzeyi ile oluşabilmektedir. İlk durum dış stabilite durumudur

ve bu durumda tasarımında klasik şev stabilitesi analiz prensipleri kullanılabilir. İkinci durum iç stabilite durumudur ve bu durumda donatılı zeminlerin tasarımında kullanılması amacıyla özel tasarım metodları geliştirilmiştir [2].

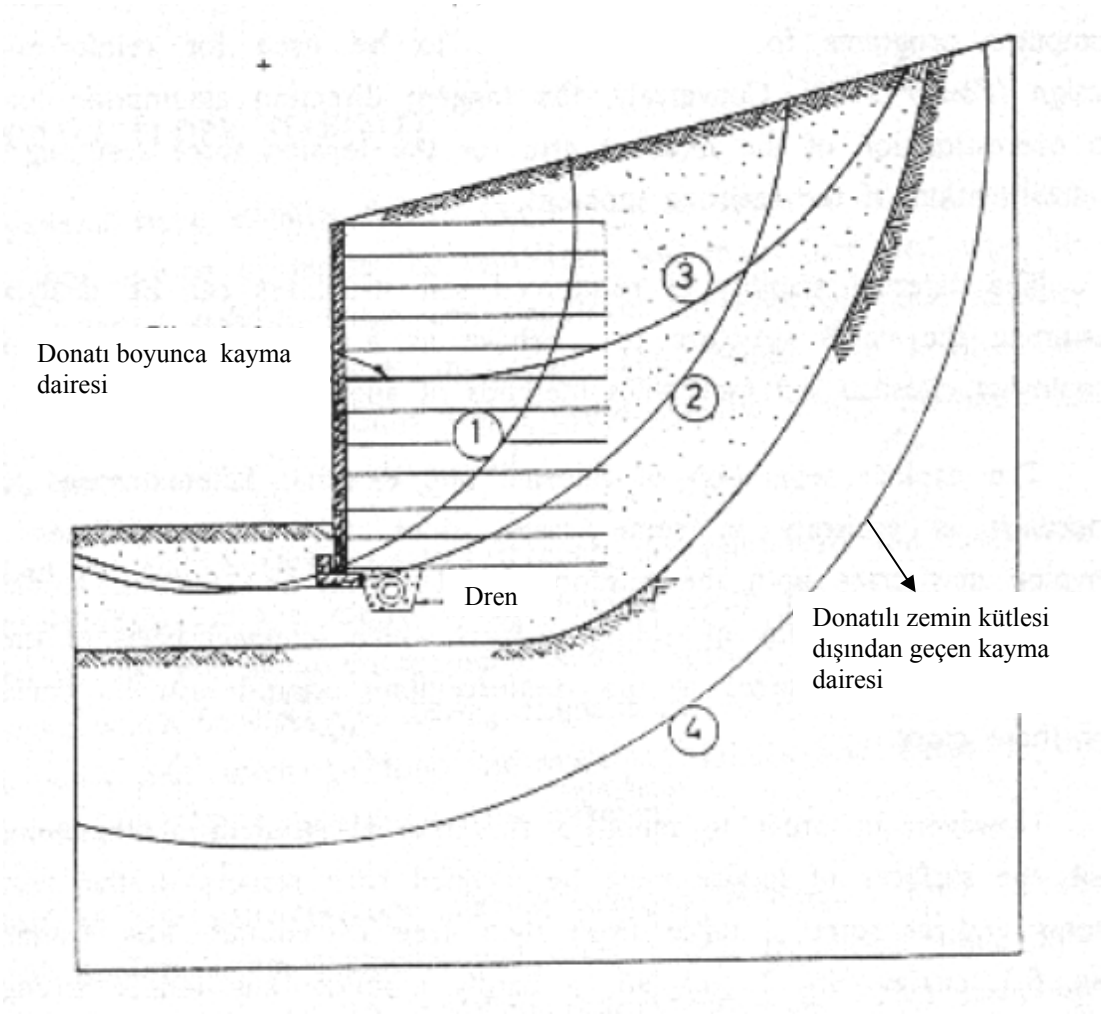
Göçme yüzeyinin donatılı zemin kütlesi içerisinden geçtiği durumlarda donatıların limit çekme kuvvetleri ve muhtemel kayma yüzeyi boyunca oluşacak kayma direncinin oluşturduğu direnç momenti, kayması muhtemel zemin kütlesinin ve sürşarj yükünün oluşturduğu kaydırma momentine karşı dengeyi sağlamaktadır. Direnç momentinin kaydırma momentinden küçük olması durumunda rotasyonel bir göçme meydana gelir [2].

Geleneksel limit denge metoduna (Bölüm 6.2.3) dayanan genel şev stabilite tekniklerinin büyük bir çoğunlu donatılı zemin yapılarının tasarımında kullanılabilmektedir. Bunlardan biri de Modifiye Biscop metodudur.

Muhtemel kayma yüzeyinden geçen donatıların limit çekme kuvvetleri ve bu söz konusu yüzeyde oluşan kayma direnci, kayması muhtemel donatılı zemin kütlesinin dengesini sağlayan limit direnç momentini oluşturmaktadır. Donatılı zemin yapılarının genel stabilite analizinde çeşitli şev stabilitesi teknikleri kullanılabilir ki bu teknikler kayma yüzeyinin şekli, kayma için gerekli olan gerekli olan güvenlik faktörü, donatıların sıyrılma ve kopma dirençleri konularında farklı yaklaşım ve kabullerde bulunmaktadırlar [2].

Donatılı zemin kütlesinin dış stabilite kontrolünü yaparken yapının bir ağırlık, kütle yapısı gibi davrandığı varsayılarak klasik zemin mekaniği metotlarına göre analiz yapılmalıdır.

Donatılı zemin kütlesindeki iç gerilmenin harekete geçirilebilmesi için kayma yüzey donatıların üzerinden veya donatıların serbest ucuna belirli bir mesafede eğimlendirilmelidir. Örneğin, Şekil 6.16'daki 1 nolu daire dış stabilite araştırması kadar iç stabilite değerlendirmesini de içerirken, 2 ve 3 nolu daireler bazı donatılardaki çekme kuvvetlerini harekete geçirecektir.



Şekil 6.16 Toptan göçme analizinde hesaba alınması gereken bazı muhtemel kayma daireleri [2]

Donatılı zemin kütlesi içerisinden geçecek bir kayma yüzeyi ile (Şekil 6.17) iç ve dış stabilitenin eş zamanlı olarak incelendiği bir tasarım metodu oluşmaktadır. Bu metot klasik Bishop metoduna dayanmaktadır ve özellikle dik şevlerdeki donatılı zemin yapılarında, barajlardaki donatılı zemin yapılarında ve değişik geometrideki donatılı zemin yapılarında kullanılmaktadır [2].

Metodun ilkeleri Şekil 6.17'de gösterilmiştir. Dairesel kayma yüzeyi tabanının ortası donatıyı kesen ve genişliği 'b' olan dilimlere ayrılmaktadır. Göçme donatının kopmasıyla veya sıyrılmasıyla mümkün olabilmektedir. Sonuç olarak stabilite için donatıda oluşan maksimum çekme gerilmesi donatının sıyrılma direncinden ve limit çekme gerilmesine eşit olmaması gerekmektedir.

Seçilmiş muhtemel bir kayma dairesinde toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı (GS_{toptan}) deneme yanılma yöntemiyle aşağıdaki formülle hesaplanabilmektedir.

$$GS_{top\tan} = \frac{A}{B} \tag{6.19}$$

$$A = \sum_{i}^{n} [(b_i c' + W_i \tan \phi_w' - u_i b_i \tan \phi_w') * \frac{F \sec \alpha}{F + \tan \phi_w' \tan \alpha} + T_i \cos a_i] \tag{6.20}$$

$$B = \sum_{i}^{n} W_i \sin \alpha_i \tag{6.21}$$

Burada;

b_i = i. Seviyedeki zemin bloğunun genişliği,

c' = Kohezyon,

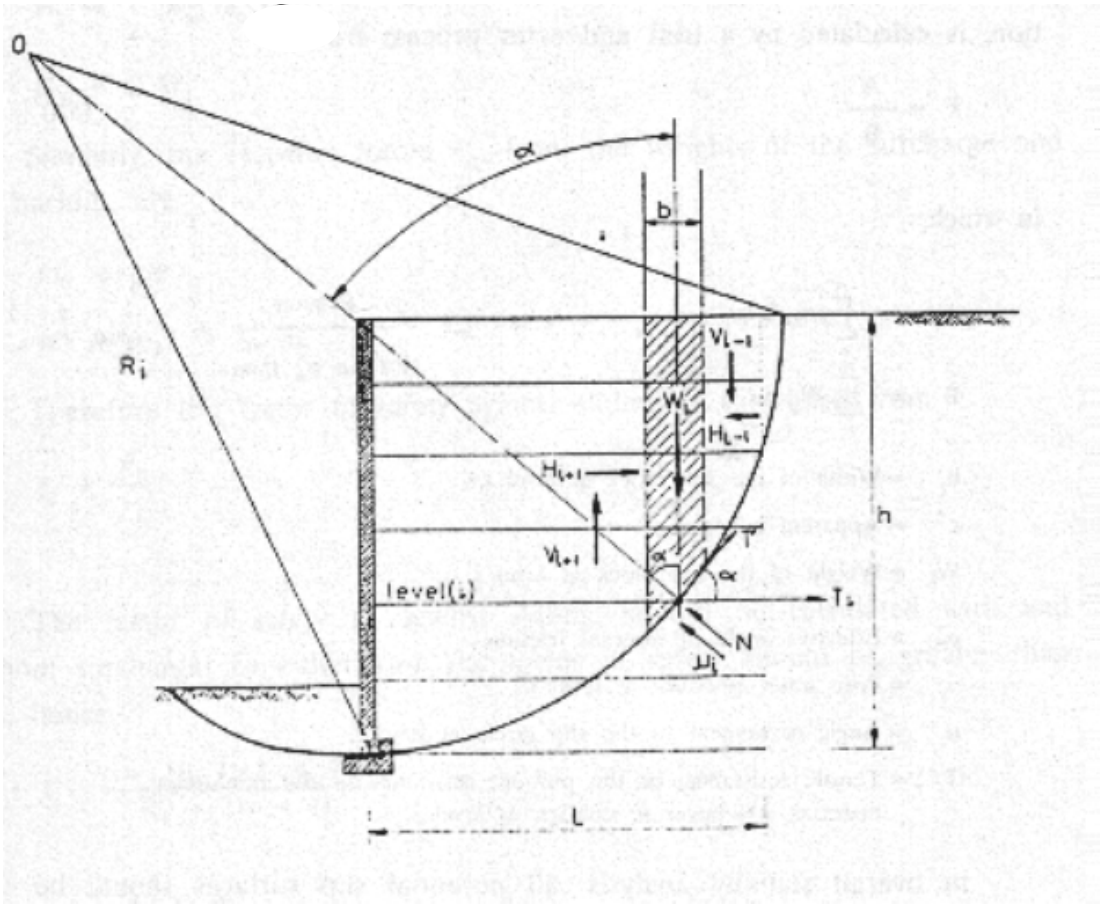
W_i = i. Seviyedeki zemin bloğunun ağırlığı,

Φ_w' = efektif içsel sürtünme açısı,

u_i = i. Seviyedeki boşluk suyu basıncı,

α_i = i. Seviyedeki kayma dairesi teğetinin açısı,

T_i = i. Seviyedeki min (çekme direnci - donatı malzemesinin sıyrılma direnci)



Şekil 6.17 Donatılı zemin yapılarında kayma dairesi metodu [2]

Toptan göçme tahkikinde kayması muhtemel tüm kayma yüzeyleri incelenmelidir. Bu tür analizlerin yapımında bilgisayar programlarından faydalanmak daha pratik olabilmektedir. Donatılı zemin yapılarında toptan göçmeye karşı güvenlik faktörü ,GS_{toptan}, geleneksel istinat yapılarıyla aynıdır. Genel yükleme durumunda bu sayının 1.5 olması istenirken, depremi içeren yükleme kombinasyonlarında 1.25'e düşürülebilir [2].

6.3.10 Dinamik Yükleme Durumu için Dış Stabilite Tahkikleri

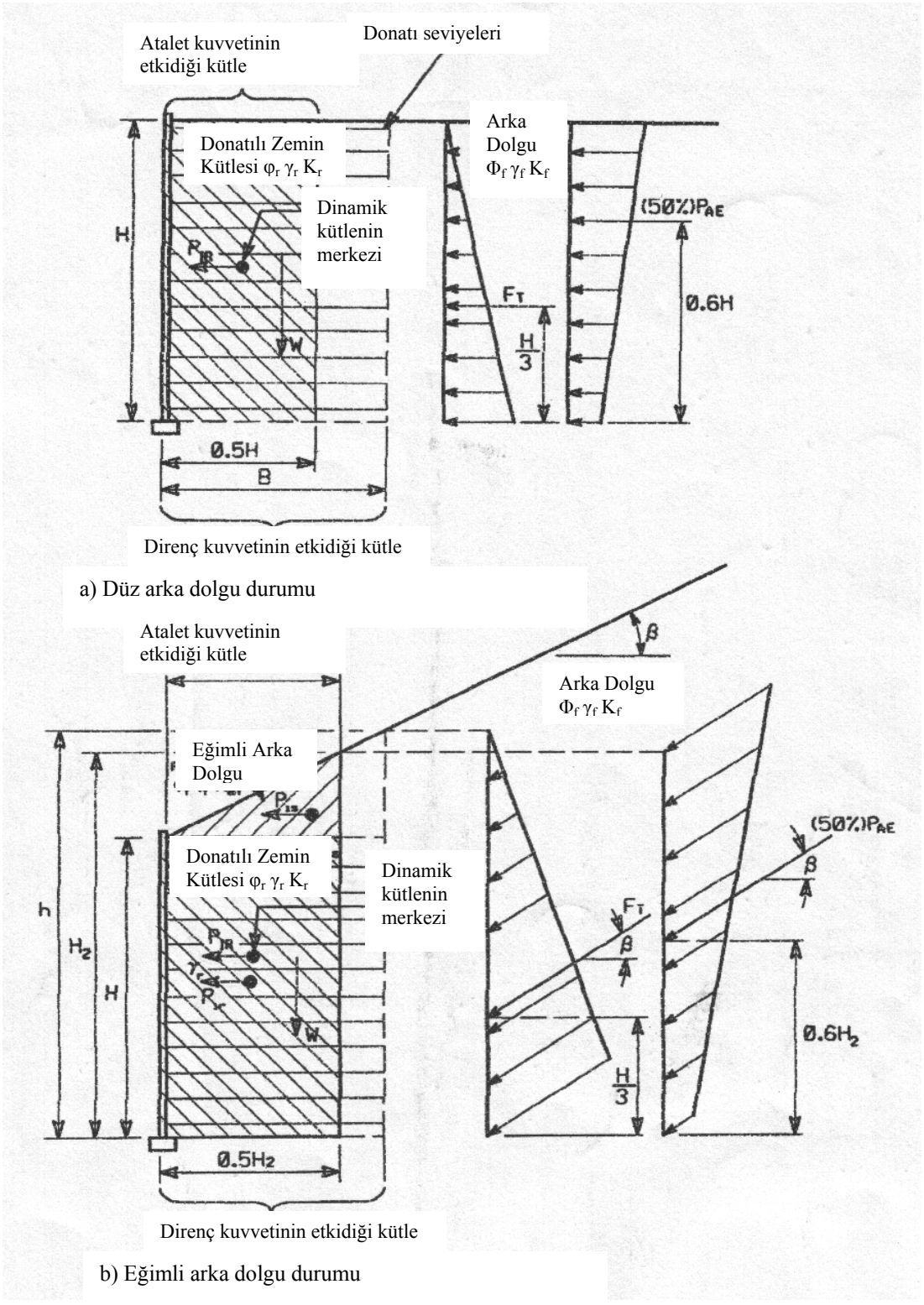
Son zamanlarda çok popüler olan donatılı zemin yapılarda çok sayıda değişik malzeme kullanılmış olsa da, donatılı zemin duvarlar arkasında zemini tutan bir donatılı zemin bölgesinden oluşmaktadır. Bir deprem sırasında donatılı duvarı donatılı zemin bölgesinin arkasında bir dinamik zemin itkisine ve donatılı zemin içerisinde statik kuvvetlere ek olarak atalet kuvvetlerine maruz kalır. Duvar dış duyarsızlıktan (donatı bölgesinin kayma ve dönme türüne yenilmesi) kaçınacak şekilde tasarlanmalıdır. Aşağıda farklı yaklaşımla donatılı zemin yapılarında dış

stabilite analizi anlatılmıştır. Bu üç yaklaşım da temeli Mononobe-Okabe metoduna dayanmaktadır [25].

6.3.10.1 Dinamik Yükler Altındaki Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Amerikan Karayolları Şartnamesine Göre Dış Stabilite Analiz Yöntemi

Donatılı zemin yapılarında deprem süresince mevcut statik yüklere ek olarak dolgu arkasında dinamik yatay bir itki de (P_{AE}) oluşmaktadır. Buna ilaveten donatılı zemin kütlesi P_{IR}=M A_m yatay atalet kuvvetine de maruz kalmaktadır. Burada, M donatılı zemindeki taban genişliğinin 0,5H olduğu varsayılan aktif parçanın ağırlığı ve A_m de donatılı zemindeki maksimum yatay ivmedir (pik ivme) [4].

P_{AE} kuvveti psödo-statik Mononobe- Okabe analizi ile hesaplanmaktadır (Şekil 6.18) ve bu kuvvet duvara etkiyen diğer statik yüklere (sürşarj, ağırlık, statik itki) ilave edilip yapının dış stabilitesi değerlendirilmelidir. Müsaade edilen minimum dinamik güvenlik sayısı statik güvenlik sayısının 75%'i olarak alınmalıdır. P_{AE} hesabı için belirtilmiş olan 5.24 denklemi yatay bir arka dolgu ($\beta=0^0$) için geçerlidir [4].



Şekil 6.18 Donatılı zemin yapılarında dinamik yükleme durumunda dış stabilite analizi [4]

Amerikan Karayolları Şartnamesine göre dinamik yükleme durumunda dış stabiliteyi belirlerken aşağıdaki aşamalar izlenmelidir.

- Tasarım deprem yüküne bağlı olarak pik bir yatay zemin ivmesi seçilir. Zemin ivme katsayısı (A) AASHTO Bölüm 1A'dan belirlenebilmektedir.
- Duvarda oluşacak maksimum ivme (A_m) hesaplanmalıdır;

$$A_m = (1.45\text{-}A)\ A \tag{6.22}$$

Burada;

A = Maksimum zemin ivme katsayısı, AASHTO Bölüm 1A,

A_m = Duvar kütlesi ortasındaki maksimum duvar ivme katsayısı (pik ivme),

olarak tanımlanmaktadır.

- Yatay atalet kuvveti P_{IR} ve sismik (dinamik) itki P_{AE} hesaplanır.

$$P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 \text{ (Yatay arka dolgu ve sürtünme açısı } 30^0) \tag{6.23}$$

$$P_{AE} = 0.375\ A_m\gamma_f\ H^2 \text{ (Yatay arka dolgu ve sürtünme açısı } 30^0) \tag{6.24}$$

- Yapıya hesaplanan P_{AE} kuvvetinin 50%'si ve P_{IR} atalet kuvvetinin tamamını ile diğer statik kuvvetler etki ettirilir. Burada azaltılmış P_{AE} kullanılmasının nedeni P_{AE} ve P_{IR} kuvvetlerinin maksimum değerlerinin aynı anda etki etme ihtimalinin oldukça düşük olmasıdır.
- Eğimli arka dolgu olması durumunda atalet kuvveti ve dinamik yatay kuvvet H_2 yüksekliğine bağlı olarak tanımlanmaktadır (Şekil 6.18).

$$H_2 = H + \frac{\tan\beta * 0.5H}{(1 - 0.5\tan\beta)} \tag{6.25}$$

Eğimli arka dolgu durumunda P_{AE} kuvveti yatay ivme k_h'ın A_m'ye ve düşey ivme k_v'nin sıfıra eşit olduğu durumda Mononobe- Okabe analizi ile belirlenir. P_{AE} kuvvetinin hesabında H_2 yüksekliği kullanılmaktadır. Eğimli arka dolgu durumunda kullanılacak olan P_{AE} ve P_{IR} bağıntıları aşağıdaki gibidir [4,5].

$$P_{IR} = P_{ir} + P_{is} \tag{6.26}$$

$$P_{ir} = 0.5A_m\gamma_r H_2 H \tag{6.27}$$

$$P_{is} = 0.125\ A_m\ \gamma_f\ (H_2)^2\ \tan\beta \tag{6.28}$$

$P_{AE} = 0.5\ \gamma_f\ (H_2)^2 \Delta K_{AE}$ (eğimli arka dolgu) (6.29)

Burada, P_{ir} atalet kuvveti genişliği $0.5H_2$'ye eşit zemin donatılı zemin kütlesinin ivmelenmesinden ve P_{is} atalet kuvveti ise donatılı zemin kütlesi üzerindeki eğimli arka dolgu (sürşarj) ivmelenmesinden oluşmaktadır. P_{IR} kuvveti P_{is} ve P_{ir} kuvvetlerinin birleşim merkezinde etki etmektedir (Şekil 6.18).Toplam sismik zemin basınç katsayısı K_{AE}'nin genel ifadesi Mononobe- Okabe'ye bağlı olarak aşağıdaki bağıntı ile tanımlanmıştır.

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \xi - 90 + \theta)}{\cos\xi \cos^2(90-\theta)\cos(I + 90 - \theta + \xi)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + I)\sin(\phi - \xi - I)}{\cos(I + 90 - \theta + \xi)\cos(I - 90 + \theta)}}\right]^2}$$

(6.30)

Burada;

I = Arka dolgu eğimi =β (Şekil 6.11 ve Şekil 6.15)
ζ = arc tan (K_h / (1-K_v))
φ = Zemin içsel sürtünme açısı
θ = Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açı (Şekil 6.11),

olarak tanımlanmaktadır.

- Tasarımın tamamlanması için daha önceki bölümlerde açıklanan kayma stabilitesinin, eksantrisitenin ve taşıma gücü stabilitesinin kontrolü yapılmalıdır. Bu kontrollerde hesaplanan tüm dinamik güvenlik sayılarının minimum statik güvenlik sayılarının %75'ine eşit veya büyük olduğu ve eksantrisitenin (zemin ve kaya durumunda) L/3 sınırının içine düştüğü belirlenmelidir.

Göreceli olarak büyük depremler (A<0.29) limit denge kriterleri sağlanmış olsa dahi önemli yatay ve düşey deformasyonlara neden olabilmektedir. Güçlü sarsıntıların meydana geldiği sismik olarak aktif alanlarda yapının gerçekleşmesi beklenen deformasyonlara tepkisinin belirlenmesi amacıyla bir uzman görevlendirilmelidir [4].

Mononobe-Okobe metodunda A_m ve K_h değerlerinin tamamının kullanılması duvarın yatay deplasmanına musade edilmediği varsayımına dayanmaktadır. Mononobe – Okobe metodu'nda bu kabul oldukça tutucu bir duvar tasarımına neden olmaktadır. Daha ekonomik yapılar için yatay deformasyonuna hiç izin verilmeyen yapılardan çok tolere edilebilecek kadar yatay deplasmanına izin verilen yapıların tasarımı

tercih edilmektedir. 1998 AASHTO Karayolları Köprüler Şartnamesi, Bölüm 5.2.2.4 'de bahsedildiği üzere Mononobe-Okobe zemin basıncı duvarın arkasında, duvarın dışa doğru yatay hareketinden dolayı oluşan kalıcı bir sismik zemin basıncına indirgenmesine izin vermektedir. Söz konusu azaltılmış sismik zemin basıncı müsaade edilen yatay deplasman nedeniyle oluşan azaltılmış yatay ivme katsayısı K_h ile hesaplanmaktadır.Azaltılmış K_h katsayısı 'Newmark Kayan Blok Analizi' ile hesaplanmaktadır. Azaltılmış K_h katsayısı aşağıdaki durumların sağlanması koşulu ile herhangi bir ağırlık veya yarı ağırlık istinat duvarı için kullanılabilmektedir [4].

- Duvar sistemi veya duvar ile desteklenen herhangi bir zemin yapısı söz konusu yapının kayması ile oluşabilecek yatay deplasmanı tolere edebilmelidir,
- Duvarın kayma becerisi, tabandaki zemin sürtünmesi ve minimum zemin pasif itkisi açısından sınırlandırılmamış olmalıdır,
- Şayet köprü yan ayağı gibi duvar fonksiyonları kaymaya karşı desteklenmiş ise duvar üstü de sınırlandırılmamış olmalıdır.

AASHTO Bölüm 1A Bölüm 6.4.3 ve 7.4.3'te belirtildiği üzere yatay deplasmanının 250 A mm'den fazla olmasının kabul edilebilir olduğu durumlarda ağırlık, yarı ağırlık ve köprü ayağı yapılarının Mononobe-Okabe Analizinde K_h 0.5A'ya azaltılabilmektedir. Kavazanjian zemin hareketinin tarihçesi hakkında bir bilgi bulunmaması durumunda zemin hızının 30A olduğunu varsayarak K_h için bir ifade ve basitleştirilmiş Newmark Analizi geliştirmiştir. Söz konusu ifadede donatılı zemin kütlesinin merkezindeki maksimum yatay ivme katsayısı ,A_m, kullanılmaktadır ve K_h aşağıdaki denklem ile hesaplanabilir.

$$K_h = 1.66 A_m \left(\frac{A_m}{d} \right)^{0.25} \tag{6.31}$$

Burada, d mm cincinde duvarın yatay deplasmanıdır. Bu denklem yatay deplasmanın 25 mm (1 inch)'ten küçük ve 200 mm (8 inch)'ten büyük olduğu durumlarda kullanılmamaktadır. Bu azaltılmış ivme denklemin sadece yapının rijit bir blok olarak davrandığı donatılı zemin yapılarında kullanılması önerilmektedir. İçsel olarak donatılı zeminin yatay deplasmana tepkisi daha karmaşıktır ve dinamik yüklemede

yüklemede musade edilen yatay deplasmandan ötürü ivmenin ne kadar azalacağı aşikar değildir.

Genellikle, sismik olarak aktif alanlardaki uygulamalardaki duvar tasarımlarında 50-100 mm (2-4 inch) deplasmana karşılık gelen azaltılmış zemin basınçları kullanılmaktadır fakat tolere edilebilen deplasman duvarın doğasına, ne ile desteklendiğine ve duvarın önünde ne olduğuna bağlıdır. Denklem 6.31 ile K_h , A_m cinsinden ifade edilmiş olmaktadır.

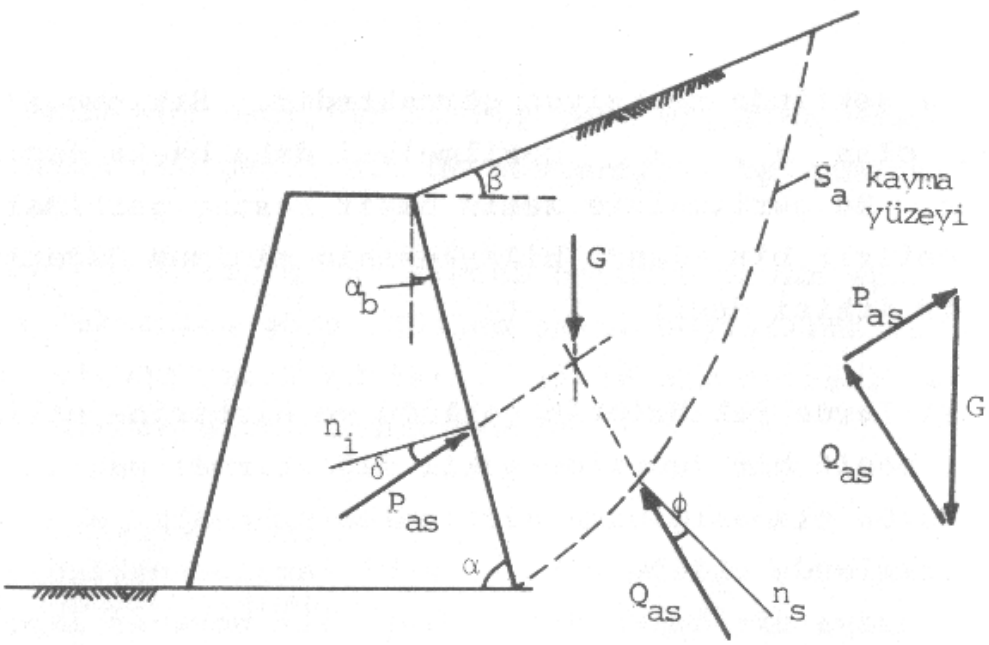
Bu basitleştirilmiş yaklaşımın pik zemin ivmesi, A, 0.3g'den büyük yapılarda, 15m'den yüksek duvarlarda ve karışık geometrili yapılarda uygulanmaması önerilmektedir [4].

6.3.10.2 Dinamik Yükler Altındaki Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Türk Afet Yönetmeliğine göre Dış Stabilite Analiz Yöntemi

Donatılı zemin yapılarının dış stabilite analizinde duvarın rijit bir blok olarak hareket eden bir ağırlık yapısı olarak kabul edildiğinden bu tür yapılar için Türk Afet Yönetmeliğinde belirtilen durumların sağlanması gerekmektedir.

Depremli durumda istinat yapısında meydana gelen toplam aktif P_{at} ve toplam pasif P_{pt} basınçları Japon Mononobe Okabe tarafından hesaplanmış ve bu hesap şekli Japonya, Hindistan, Rusya yönetmeliklerinde ve ülkemizin 'Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik' taslağında yer almıştır [26].

Dinamik aktif ve basınç zemin itkilerinin tanımında statik aktif ve pasif semin basınç katsayıları ile toplam aktif ve pasif zemin basınç katsayıları tanımları geçmektedir. Bu nedenle öncelikle bu terimlerin açıklamaları yapılmalıdır [26].

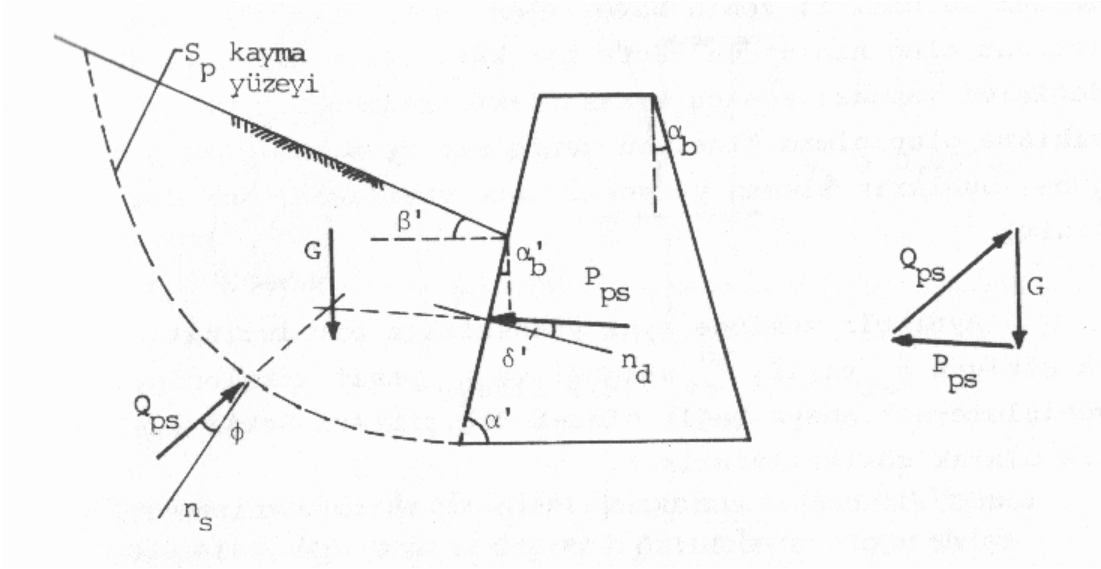


Şekil 6.19 Statik aktif durumda ağırlık istinat duvarında oluşan zemin kaması [26]

Burada;

β = Zemin üst yüzünün eğimi,
α = İstinat elemanının arka yüzünün yatayla yaptığı açı,
α_b = İstinat elemanının arka yüzünün düşeyle yaptığı açı,
n_i = İstinat elemanının arka yüzünün normali,
G = Kamanın ağırlığı,
S_a = Kayma yüzeyi üzerindeki normal,
Q_{as} = Kayma gerilmelerinin bileşkesi,
n_s = Q'nun tatbik noktasında S_a'nın normali,
δ = İstinat yapısının arka yüzünün sürtünme açısı,
φ = Temel zemininin içsel sürtünme açısı

olarak tanımlanmaktadır.

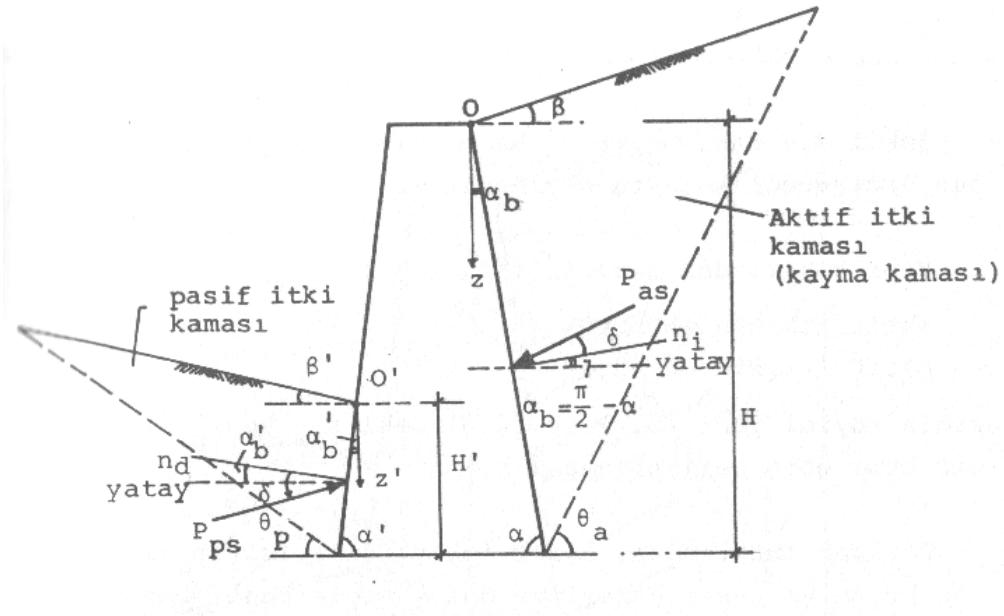


Şekil 6.20 Statik pasif durumda ağırlık istinat duvarında oluşan zemin kaması [26]

Burada;

β’ = Zemin üst yüzünün eğimi,
α’ = İstinat elemanının ön yüzünün yatayla yaptığı açı,
α_b’ = İstinat elemanının ön yüzünün düşeyle yaptığı açı,
n_d = İstinat elemanının ön yüzünün normali,
δ’ = İstinat yapısının ön yüzünün sürtünme açısı

olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 6.21 Statik aktif ve pasif durumda ağırlık istinat duvarında oluşan yanal itkiler [26]

Burada;

P_{as} = Statik aktif zemin itkisi,

P_{ap} = Statik pasif zemin itkisi,

γ = Zemin veya dolgunun birim hacim ağırlığı,

H,H' = Zemin üst yüzeylerinin istinat elemanı ile temas noktalarının eleman tabanına olan mesafeleri

olarak tanımlanmaktadır.

K_{as} ve K_{ps} katsayıları Denklem 6.32 ve 6.33 'taki Coulomb bağıntıları ile hesaplanabilir.

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha_b)}{\cos^2 \alpha_b \cos(\delta + \alpha_b)\left[1 + \sqrt{A/B}\right]^2} \tag{6.32}$$

$$K_{ps} = \frac{\cos^2(\phi + \alpha'_b)}{\cos^2 \alpha'_b \cos(\delta' - \alpha'_b)\left[1 - \sqrt{A'/B'}\right]^2} \tag{6.33}$$

Burada;

$A = \sin(\varphi+\delta)*\sin(\varphi-\beta)$ (6.34)

$B = \cos(\alpha_b-\beta)*\cos(\delta+\alpha_b)$ (6.35)

$A' = \sin(\varphi+\delta')*\sin(\varphi-\beta')$ (6.36)

$B' = \cos(\delta'-\alpha_b')*\cos(\beta'-\alpha_b)$ (6.37)

olarak tanımlanmaktadır.

Statik aktif ve pasif durumdaki zemin katsayıları elde olunduktan sonra dinamik durumda bu katsayıların hesabına geçilebilir. Bu hesap şekli yerinde bulunarak yalnız depremden oluşan aktif dinamik P_{ad} ve pasif P_{ap} basınçlarının hesapları esas alınmıştır. Buna göre P_{ad} ve P_{ap} basınçları Şekil 6.19, 6.20, 6.21'deki rotasyonlarla aşağıdaki gibi ifade edilebilir [26,24].

$P_{ad} = \pm \gamma z E_a$ (6.38)

$P_{ad} = \pm \gamma z' E_p$ (6.39)

Burada;

P_{ad} = Dinamik aktif zemin itkisi,

P_{ap} = Dinamik pasif zemin itkisi,

γ = Donatılı zemin dolgusu birim hacim ağırlığı,

E_a = 3*(1- z/H) * (K_{at}-K_{as}), (6.40)

E_p = 3*(1- z'/H) * (K_{pt}-K_{ps}), (6.41)

K_{as} = Statik aktif zemin basınç katsayısı,

K_{ps} = Statik pasif zemin basınç katsayısı,

K_{at} = Toplam aktif zemin basınç katsayısı,

K_{pt} = Toplam pasif zemin basınç katsayısı,

olarak tanımlanmaktadır.

K_{at} toplam aktif basınç katsayısı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir.

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v)\cos^2(\phi - \lambda - \alpha_b)}{\cos\lambda \cos^2\alpha_b \cos(\delta + \alpha_b + \lambda)\left[1 + \sqrt{A_d / B_d}\right]^2} \quad (6.42)$$

Burada;

C_h = Yatay eşdeğer deprem katsayısı,

C_v = Düşey eşdeğer deprem katsayısı,

$$\lambda = \arctan\left[\frac{C_h}{1 \pm C_v}\right] \text{ (kuru zeminlerde)} \quad (6.43)$$

$$\lambda = \arctan\left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} * \frac{C_h}{1 \pm C_v}\right] \text{ (su seviyesinin altındaki zeminlerde)} \quad (6.44)$$

γ_s = Zeminin suya doygun birim hacim ağırlığı (6.45)

γ_b = Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı (6.46)

A_d = sin (φ+δ)*sin (φ-β-λ) (6.47)

B_d = cos (α_b-β)*cos (δ+α_b+λ) (6.48)

olarak tanımlanmaktadır.

K_{ap} toplam pasif basınç katsayısı aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir.

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm C_v)\cos^2(\phi - \lambda + \alpha_b')}{\cos\lambda \cos^2\alpha_b' \cos(\delta' - \alpha_b' + \lambda)\left[1 - \sqrt{A_d' / B_d'}\right]^2} \quad (6.49)$$

Burada;

A_d' = sin (φ+δ')*sin (φ-λ+β') (6.50)

B_d' = cos (β'-α_b)*cos (δ-α_b+λ) (6.51)

olarak tanımlanmaktadır.

Zeminin suya doygun olması durumunda 5.42 ve 5.49 denklemlerinde δ yerine δ/2 ve δ' yerine δ'/2 alınmalıdır.K_{at}, K_{pt} ve C_v katsayılarının işaretleri λ ifadesi ile uyumlu olarak en olumsuz değerleri elde decek şekilde seçilmelidir.

P_{ad} ve P_{pd} dinamik basınçlarının da, depremin tersinir bir etki olduğu düşünülerek hesaplara en olumsuz şekilde konması gerekmektedir [26,24].

Yatay eş değer deprem katsayısı C_h ;

- Düşeyde serbest konsol olarak çalışan zemin istinat yapılarında,

$$C_h = 0.2\ (I+1)\ A_0 \qquad (6.52)$$

formülü ile hesaplanmalıdır.

Burada;

I = Yapı önem katsayısı (genellikle 1 olup 1.2'e kadar alınabilmektedir)
A_o = Maksimum yer ivmesi (Tablo 6.6)

olarak tanımlanmaktadır.

Tablo 6.6 Maksimum yer ivmesi katsayıları [24]

Deprem Bölgesi	**Maksimum Yer ivmesi katsayısı (A_0)**
1	0.40g
2	0.3g
3	0.2g
4	0.1g

* g : Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)

- Yatay doğrultudaki bina döşemeleri veya ankrajla mesnetlenmiş zemin dayanma yapı ve elemanlarında,

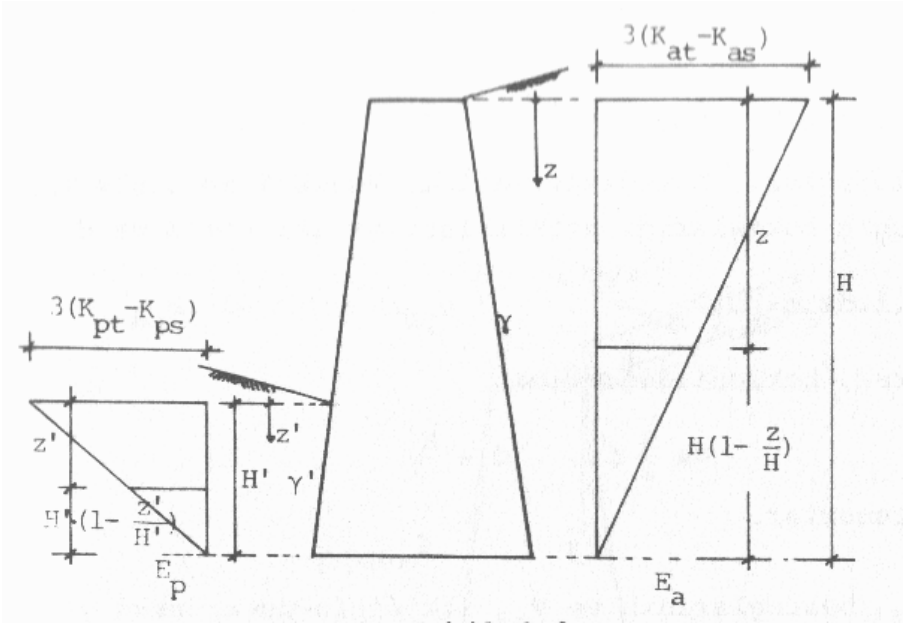
$$C_h = 0.3\ (I+1)\ A_0 \qquad (6.53)$$

formülü ile hesaplanmalıdır.

Düşey eş değer deprem katsayısı C_v Denklem 5.54 ile tanımlanmıştır ancak yatay doğrultudaki bina döşemeleri ve mesnetlenmiş bodrum katlarında bu katsayı sıfır alınmalıdır [26, 24].

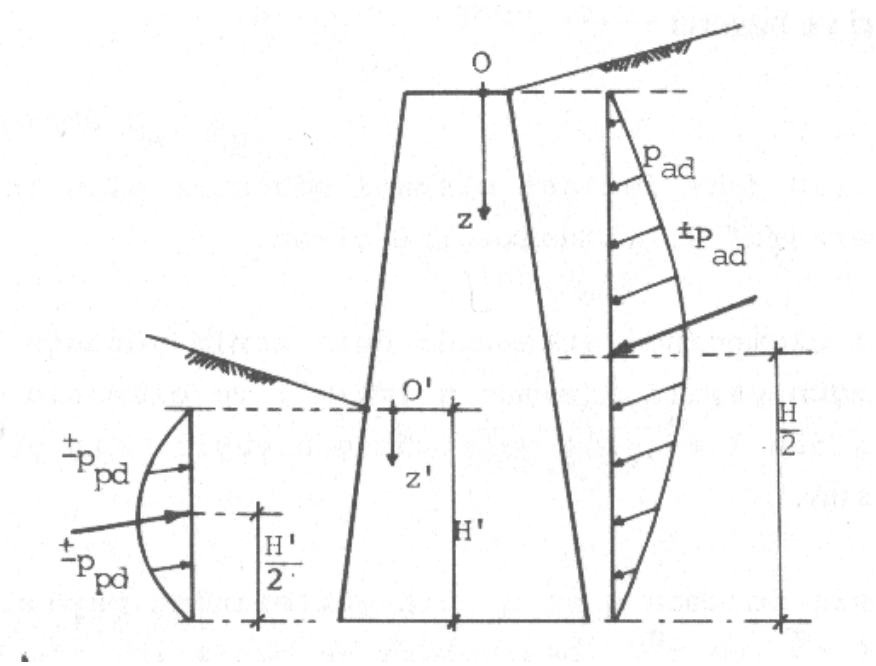
$$C_v = 2C_h/3 \qquad (6.54)$$

E_a ve E_p fonksiyonlarının diyagramları Şekil 6.22'de gösterilmiştir.



Şekil 6.22 E_a ve E_p fonksiyonlarının diyagramları [26]

Dinamik aktif P_{ad} ve dinamik pasif P_{pd} basınçları bu açıklamaya göre veya 6.38 ve 6.39 Denklemlerinde görüldüğü üzere sırası ile istinat duvarı arka yüzünde H yüksekliği boyunca ve istinat elemanının ön yüzüne H' yüksekliği boyunca birer ikinci derece parabol şeklinde yayılmaktadırlar. Bu yayılış Şekil 6.23'te görülmektedir.



Şekil 6.23 Aktif ve pasif zemin itkilerinin dağılımı [26]

P_{ad} ve P_{pd} basınçlarının bileşkeleri yani dinamik aktif itki P_{ad} ve dinamik pasif itki P_{pd}, basınçların integresyonu ile 6.38 ve 6.39 ifadelerini kullanarak aşağıdaki formüllerle hesaplanırlar [26].

$$P_{ad} = \int_0^H P_{ad} dz * 1 = \frac{1}{2} * \gamma H^2 (K_{at} - K_{as}) \tag{6.55}$$

$$P_{pd} = \int_0^{H'} P_{pd} dz' * 1 = \frac{1}{2} * \gamma H'^2 (K_{pt} - K_{ps}) \tag{6.56}$$

Bileşke kuvvetlerin bileşke noktaları Şekil 6.23'te görüleceği üzere aktif durumda H ve pasif durumda H' dür.

P_{ad} basınçlarının ve P_{ad} bileşke itkisinin duvar arka yüzü normali ile yaptığı açı δ dır. P_{pd} basınçlarının ve P_{pd} bileşke itkisinin duvar ön yüzü normali ile yaptığı açı δ' dür.

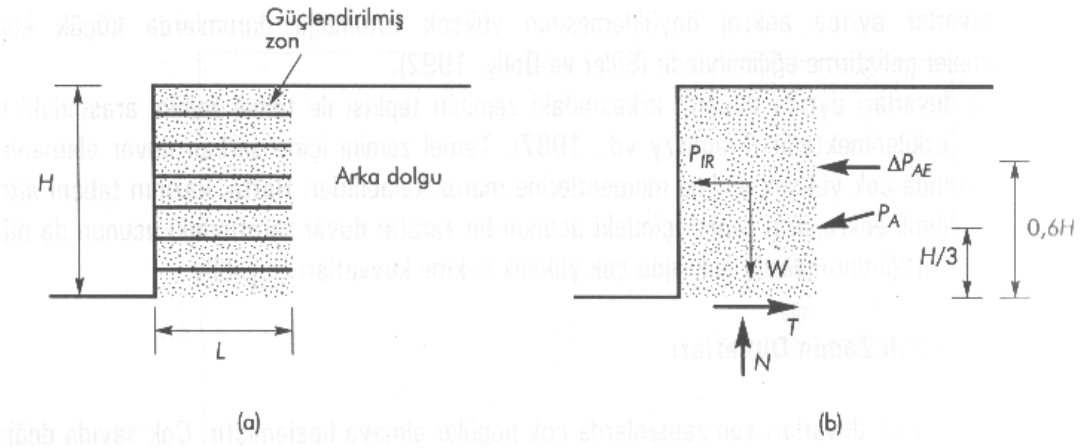
Tabakalı zemin olması durumunda da Denklem 6.38 ve 6.39 ile verilen bağıntılar kullanılabilir. Bu durumda her bir tabaka için o tabakaya ait K_{ad} veya K_{pd} katsayıları kullanılarak ve z veya z' derinliği daima serbest zemin yüzeyinden aşağıya doğru göz önüne alınacaktır. Her tabakaya ait ek dinamik aktif veya pasif basınç kuvvetlerinin bileşkesi ve tabaka içindeki derinliği Denklem 6.38 ve 6.39'un ilgili tabaka boyunca entegre edilmesiyle bulunabilir [24].

Statik toprak basınçlarına ek olarak Denklem 6.38, 6.39, 6.62 ve 6.63'da verilen dinamik zemin basınçları da göz önüne alınarak yapılan hesapta kaymaya karşı güvenlik katsayısı en az 1.1 ve devrilmeye karşı olan güvenlik katsayısı ise en az 1.3 olarak alınmalıdır [24]

6.3.10.3 Dinamik Yükleme Durumu için Alternatif Bir Dış Stabilite Analiz Yöntemi (Steven L. Kramer)

Stefen L. Kramer tarafından Geoteknik Deprem Mühendisliği (1996) kitabında sunmuş olduğu alternatif sismik dış stabilite analiz yöntemi temel olarak Amerikan Karayollarını Şartnamesi kriterlerine benzemekle birlikte bazı formülasyonlarda farklılıklar göstermektedir.

Dış stabilitenin değerlendirilmesi için, donatılı bir zemin duvarı bir çok yönden ağırlık duvarı gibi ele alınmaktadır. Şekil 6.24'te gösterildiği gibi, donatılı bölgeye etkiyen kuvvetin sadece kendi ağırlığı W ile statik zemin itkisi P_A olduğu varsayılır. Deprem yükü, dinamik zemin itkisi P_{AE} ve donatılı bölgesindeki atalet kuvveti P_{IR} ile psödo-statik olarak temsil edilmektedir. Belirli bir duvar tasarımının dış stabilitesi aşağıdaki prosedür ile değerlendirilebilir [25].



Şekil 6.24 (a) Donatılı zemin duvarı için geometri ve rotasyon; (b) Donatılı bölgeye etkiyen statik ve psödo-statik kuvvetler [25]

1) Pik yatay zemin ivmesi (a_{max}) hesaplanır,
2) Donatılı bölgesinin ağırlık merkezindeki pik ivme aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır,

$$a_c = \left(1.45 - \frac{a_{\max}}{g}\right) a_{\max} \tag{6.57}$$

3) Dinamik zemin itkisi aşağıdaki formül ile hesaplanır,

$$\Delta P_{AE} = 0.375 \frac{a_c \gamma^{(b)} H^2}{9} \tag{6.58}$$

Burada,

$\gamma^{(b)}$ = Arka dolgu zemininin birim hacim ağırlığı olarak tanımlanmaktadır.

4) Donatı bölgesi üzerine etkiyen atalet kuvveti Denklem 5.59 ile hesaplanır.

$$P_{IR} = \frac{a_c \gamma^{(r)} HL}{9} \tag{6.59}$$

Burada,

$\gamma^{(r)}$ = Donatı bölgesindekii zeminin (seçilmiş dolgu) birim hacim ağırlığı olarak tanımlanmaktadır.

5) Donatılı zemine etkiyen statik kuvvetlere P_{AE}'yi ve P_{IR}'nin %50'sini ekleyerek kaymaya ve dönmeye karşı stabilite kontrol edilmelidir (P_{IR}'nin azaltılmış değerinin kullanılmasının nedeni, ΔP_{AE} ve P_{IR}'nin maksimum değerlerinin aynı anda gerçekleşme ihtimalinin zayıf olmasıdır). Dinamik yükleme durundaki tasarımda kaymaya ve dönmeye karşı emniyet katsayıları, statik yükleme için minimum kabul edilebilir emniyet katsayılarının %75'ine eşit veya büyük olmalıdır [25].

6.3.10.4 Deprem Durumunda Düzgün Yayılı Dış Yükten Ötürü Sistemde Oluşan Aktif ve Pasif Zemin İtkileri

Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif ve pasif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi Denklem 6.60 ve 6.61 ile tanımlanmıştır (Şekil 6.21, 6.25).

$$q_{ad}(z) = 2q\, K_{ad}\,(1-z/H)\cos\alpha_b / \cos(\alpha_b - \beta) \tag{6.60}$$

$$q_{pd}(z) = 2q'\, K_{pd}\,(1-z'/H')\cos\alpha'_b / \cos(\alpha'_b - \beta') \tag{6.61}$$

Burada;

q_{ad} (z) = Duvar arkasındaki q düzgün yayılı yükünden ötürü deprem durumunda duvar arkasında oluşan aktif gerilmenin z derinliğiyle değişimi (Şekil 6.25),

q_{pd} (z) = Duvar önündeki q' düzgün yayılı yükünden ötürü deprem durumunda duvar arkasında oluşan pasif gerilmenin z derinliğiyle değişimi (Şekil 6.25),

q = Duvar arkasındaki düzgün yayılı yük,

q' = Duvar önündeki düzgün yayılı yük

olarak tanımlanmaktadır.

Zemin özelliklerinin üniform olması durumunda, Denklem 6.60 ve 6.61 zemin yüksekliği boyunca entegre edilmesiyle statik basınca ek olarak deprem katkısı ile oluşan aktif (pozitif) ve pasif (negatif) toprak basınçlarının bileşkeleri Q_{ad} ve Q_{pd} ile bu bileşkelerin zemin üst yüzeyinden itibaren derinliğini gösteren z_{cd} Denklem 6.62 ve 6.63 ile ifade edilmektedir. Ayrıca söz konusu dağılım Şekil 6.25'te de belirtilmiştir [24].

$$Q_{ad} = q\, K_{ad}\, H\, B_a \tag{6.62}$$

$$Q_{pd} = q'\, K_{pd}\, H'\, B_p \tag{6.63}$$

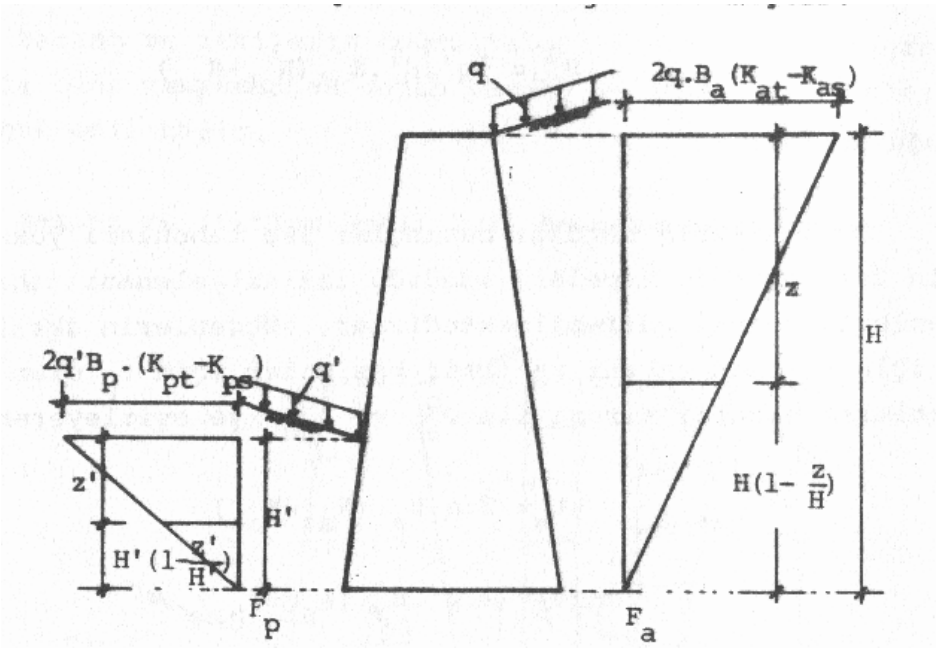
Burada;

$$B_a = \cos \alpha_b / \cos (\alpha_b - \beta) \tag{6.64}$$

$$B_p = \cos \alpha'_b / \cos (\alpha'_b - \beta') \tag{6.65}$$

olarak tanımlanmaktadır.

Şekil 6.25'te görüldüğü üzere z_{cd} aktif durumda H/3 ve pasif durumda H'/3 tür.



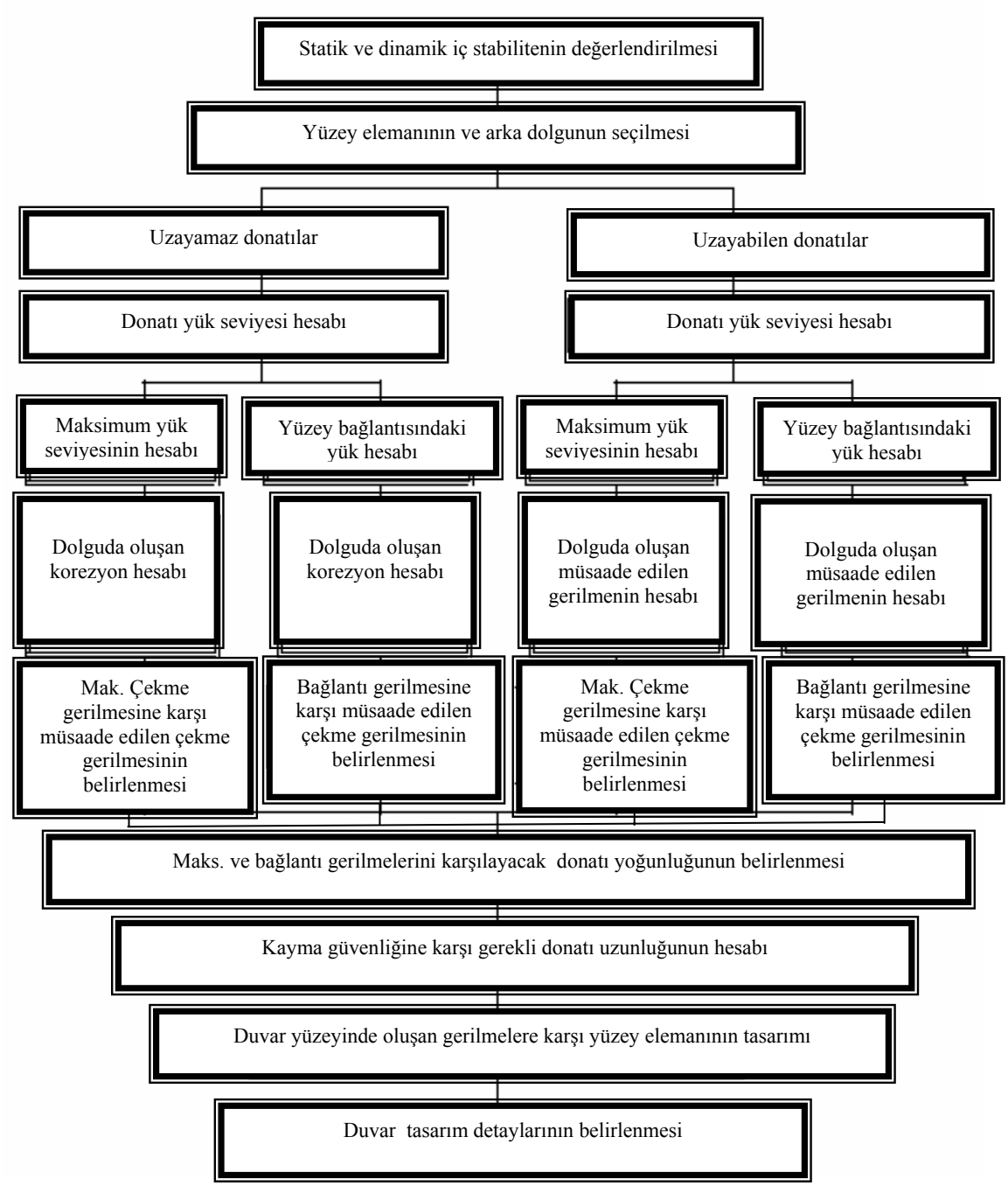
Şekil 6.25 Deprem durumunda duvar arkasında ve önündeki düzgün yayılı yükten dolayı oluşan aktif ve pasif itkiler [24]

6.4 Donatılı Zemin Yapılarında İç Stabilite Analizleri

Donatılı zemin yapılarında iç stabilite göçmesi iki farklı şekilde meydana gelmektedir:

- Donatıda oluşan çekme gerilmesi (ve rijit donatılardaki kesme kuvvetleri) o kadar fazlalaşır ki donatı aşırı uzayabilir veya kopabilir. Buda yapının aşırı hareket etmesine veya göçmesine neden olacaktır. Bu tür göçme durumları uzama veya kopma göçmesi olarak adlandırılmaktadır.
- Donatıda oluşan çekme gerilmesi donatının kütlenin içinden sıyrılmasını engelleyen sıyrılma direncinden büyük olabilir. Bu durum çevredeki zeminde kesme kuvvetlerin artmasına buda yapıda aşırı hareketlerin oluşmasına ve muhtemelen yapının göçmesine neden olacaktır. Bu tür göçmeler sıyrılma göçmeleri olarak adlandırılmaktadır [4,5].

Boyutlandırma ve tasarım aşamalarında içsel göçmenin oluşumunun engellenmesi için donatılarda oluşan maksimum çekme kuvvetlerinin, bu kuvvetlerin kritik kayma yüzeyindeki yeri ve donatıların çekme ve sıyrılmaya karşı olan dirençlerinin tespit edilmesi gerekmektedir. İç tasarım aşamadaki hesap adımları Şekil 6.26'da şematik olarak görülmektedir [4].



Şekil 6.26 Donatılı zemin yapılarında iç stabilite hesap adımları [4]

İç stabilite tasarım aşamaları aşama aşama aşağıda özetlenmiştir.

- Donatı tipinin seçimi (uzayabilir veya uzayamaz),
- Kritik göçme yüzeyinin konumunun belirlenmesi,
- Yüzey elemanı ile uyumlu olacak şekilde donatı aralığının belirlenmesi,
- Statik ve dinamik durumda her donatı seviyesindeki maksimum çekme kuvvetinin hesaplanması,

- Yüzey bağlantı noktasındaki maksimum çekme kuvvetinin hesaplanması,
- Her donatı seviyesindeki kopma direncinin hesaplanması.

6.4.1 İç Stabilite Güvenlik Sayıları

Amerikan Karayolları Şartnamesinde donatılı zemin yapılarında sıyrılmaya karşı güvenlik katsayısının en az 1.5 ve kopmaya karşı güvenlik katsayısının en az 1.3 olması istenmektedir. Ayrıca dinamik yükler altındaki sıyrılma direnci güvenlik katsayısının en az 1.1 olması istenmektedir [4,5].

Dinamik durumda donatının izin verilen çekme dayanımının toplam çekme kuvvetinin en az %75'ine eşit olduğu kontrol edilmelidir. Aynı zamanda sıyrılma dayanımında, her bir donatı tabakası kontrol edilerek kritik göçme yüzeyinin sıyrılma göçmesini önleyecek güvenlik katsayısının, toplam yük uygulandığında minimum statik güvenlik katsayısının en az %75'ine eşit olduğu kontrol edilmelidir [25].

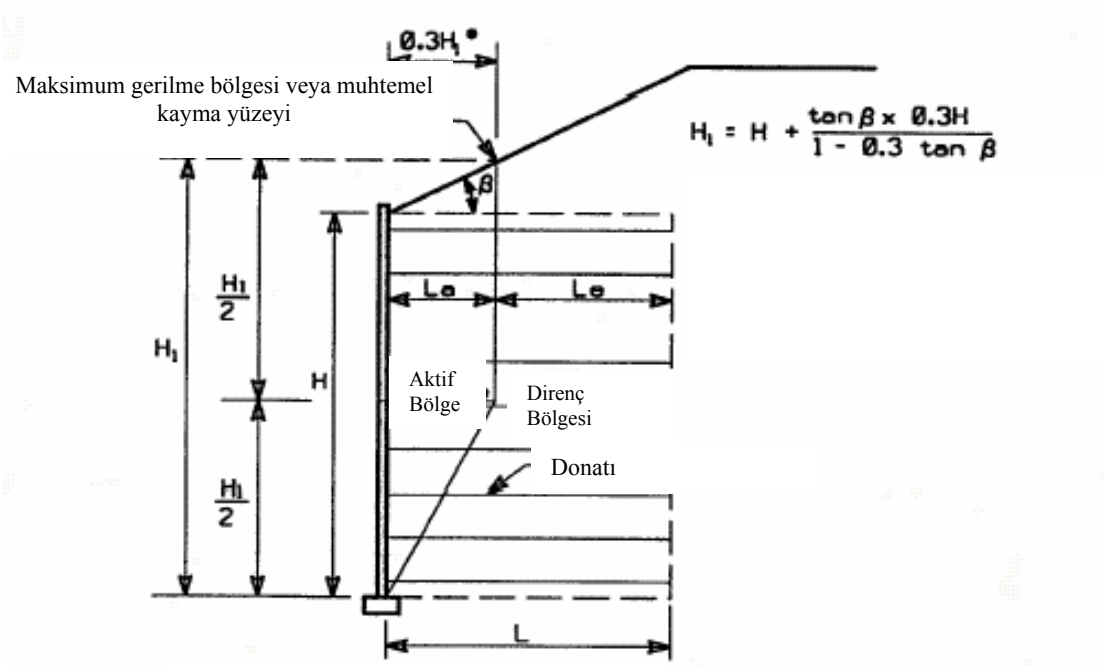
Zemin dayanma yapılarının konu edildiği TS 7994 nolu Türk Standardında ise kopmaya karşı güvenlik sayısının 2 olması istenmektedir [12].

6.4.2 Kritik Kayma Yüzeyi

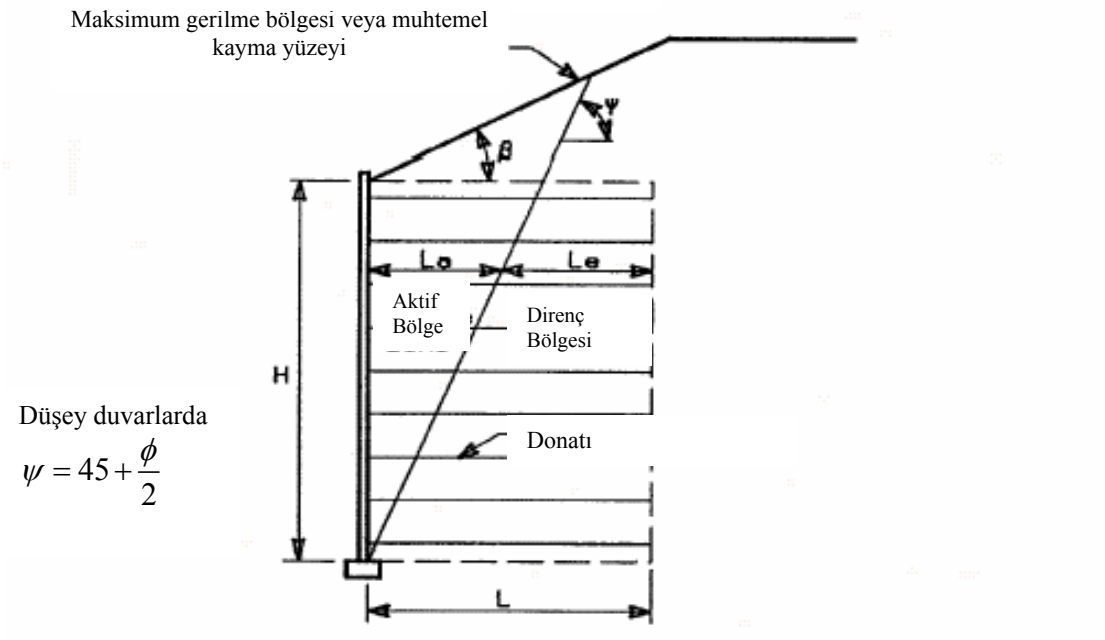
Donatılı zemin yapılarında en kritik kayma yüzeyinin maksimum çekme kuvvetleri çizgisi (T_{maks}, her donatı kademesindeki maksimum çekme kuvvetinin oluştuğu yer) ile çakıştığı varsayılmaktadır. Söz konusu çizginin yeri ve şekli örnek yapılarda çok sayıda deneme ve tecrübe ile tahmin edilebilmektedir.

Maksimum çekme kuvvetleri çizgisinin uzayamaz donatılarda yaklaşık olarak ikili doğrusal, uzayabilen donatılarda ise yaklaşık olarak lineer olduğu ve her iki durumda da duvarın topuğundan geçtiği varsayılmaktadır (Şekil 6.27).

Göçme durumunda donatılar uzayabilir ve kayma yüzeyi ile kesişim yerlerinde deforme olabilirler. Sonuçta donatıdaki çekme kuvveti artar ve donatı döner. Uzama ve dönme davranışı çelik şerit gibi uzayamaz donatılarda göz ardı edilebilir fakat geosentetik donatılarda önem arz etmektedir.



a) Uzayamaz Donatılar



Düşey duvarlarda

$$\psi = 45 + \frac{\phi}{2}$$

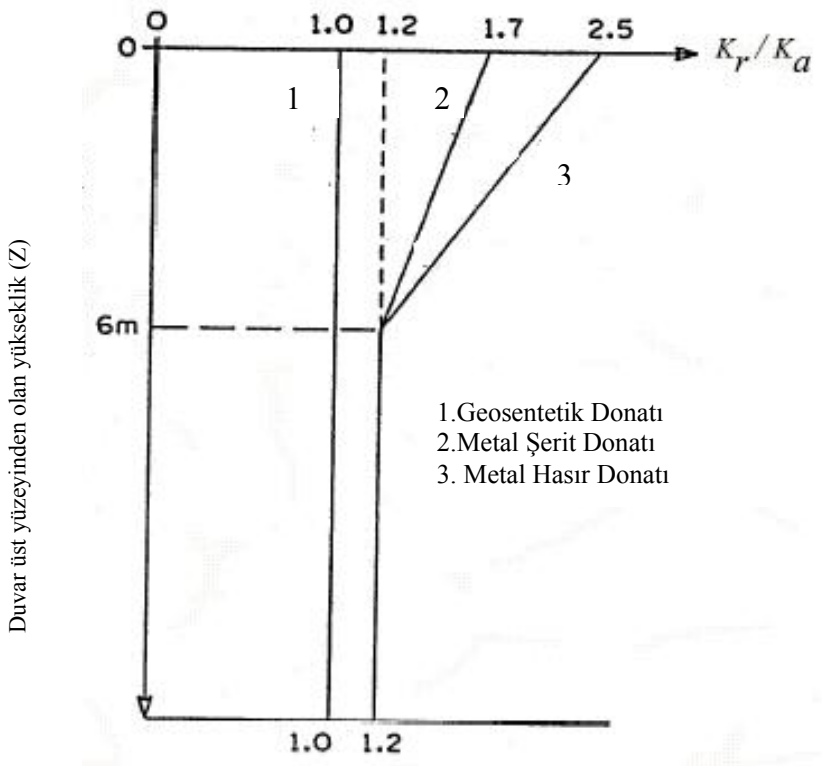
b) Uzayabilen Donatılar

Şekil 6.27 Donatı tipine bağlı olarak donatılı zemin yapılarındaki kritik kayma yüzeyleri [4]

6.4.3 Donatı Seviyelerindeki Maksimum Çekme Kuvvetinin Hesabı

Donatılı zemin yapılar üzerine yapılan son araştırmalar donatılarda oluşan maksimum çekme kuvvetinin kullanılan donatının elastisite modülü, uzayabilirliği ve yoğunluğu ile bağlantılı olduğunu ortaya koymaktadır. Bu araştırmalara dayanarak donatı çeşidi ve örtü yükü (duvar yüksekliği) arasında Şekil 6.28'de görülen ilişki geliştirilmiştir. Uzayamaz donatılarda K/K_a oranı duvar yüksekliği 6 m'ye ulaşıncaya

kadar azalmaktadır fakat 6 m'den sonra sabitleşmektedir. Amerikan Karayolları Şartnamesi AASHTO yatay gerilme hesabında Şekil 6.28'den elde olunacak K_r yatay basınç katsayısının kullanılmasını önermektedir [4,5].



Şekil 6.28 Duvar yüksekliğine bağlı yatay basınç katsayılar oranı [4]

Tekrarlı tasarım ilkelerinin elde edilebilmesi amacıyla gereksinim duyulan ağırlık metodu ve yapı katılık metodu gibi kompleks metotlar yerine basitleştirilmiş yaklaşım kullanılmaktadır (FHWA RD 89-043). Basitleştirilmiş Ağırlık Metodu olarak adlandırılan bu metot söz konusu iki metottaki ampirik bağıntılara dayanmaktadır [4].

Şekil 6.58'de sunulmuş olan grafik araziden elde edilmiş olan kullanılabilir yatay basınç katsayılarının (K_r) geri analizi sonucu elde edilmiştir. Söz konusu şekil yeni geliştirilmiş donatı çeşitlerini kapsarken polimer şerit donatıları kapsamamaktadır [4].

Hesaplarda kullanılması önerilen yatay basınç katsayısı (K_r), aktif basınç katsayısına (K_a) bağlı olarak tanımlanmaktadır. Aktif yatay basınç katsayısı Coulomb yaklaşımı ile bulunabilir. Duvar sürtünmesinin olmadığı ve arka dolgu açısının (β) sıfır olduğu durum için K_a değeri Denklem 6.66'da belirtilmiştir.

$$K_a = Tan^2(45 - \phi'/2) \tag{6.66}$$

Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açının (θ) 8 dereceye eşit veya daha büyük olması durumunda K_a aşağıdaki bağıntı ile hesaplanabilir.

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi')}{\sin^3\theta\left[1 + \frac{\sin\phi'}{\sin\theta}\right]^2} \tag{6.67}$$

Sistemde oluşan düşey yük (σ_v) zeminin kendi ağırlığı, duvar üzerindeki dolgu ve çeşitli sürşarj yüklerinden dolayı oluşan gerilmelerin toplamıdır. Sistemde oluşacak maksimum yük aşağıdaki adımlar izlenerek bulunmalıdır (Şekil 6.29).

- Potansiyel kayma düzlemi boyunca her donatı seviyesindeki σ_h yatay gerilmeleri hesaplanmalıdır (Şekil 6.29).

$$\sigma_h = K_r \sigma_v + \Delta\sigma_h \tag{6.68}$$

$$\sigma_v = \gamma_r Z + \sigma_2 + q + \Delta\sigma_v \tag{6.69}$$

Burada;

σ_v = Toplam düşey gerilme,

σ_h = Toplam yatay gerilme,

γ_r = Donatılı zemin dolgu malzemesinin birim hacim ağırlığı,

K_r = K(z) fonksiyonuna bağlı Şekil 6.28'den elde edilen değer,

$K_r \sigma_y$ = Zeminin kendi ağırlığından ötürü oluşan yatay gerilme,

$\Delta\sigma_h$ = Muhtemel ilave yatay sürşarj yük,

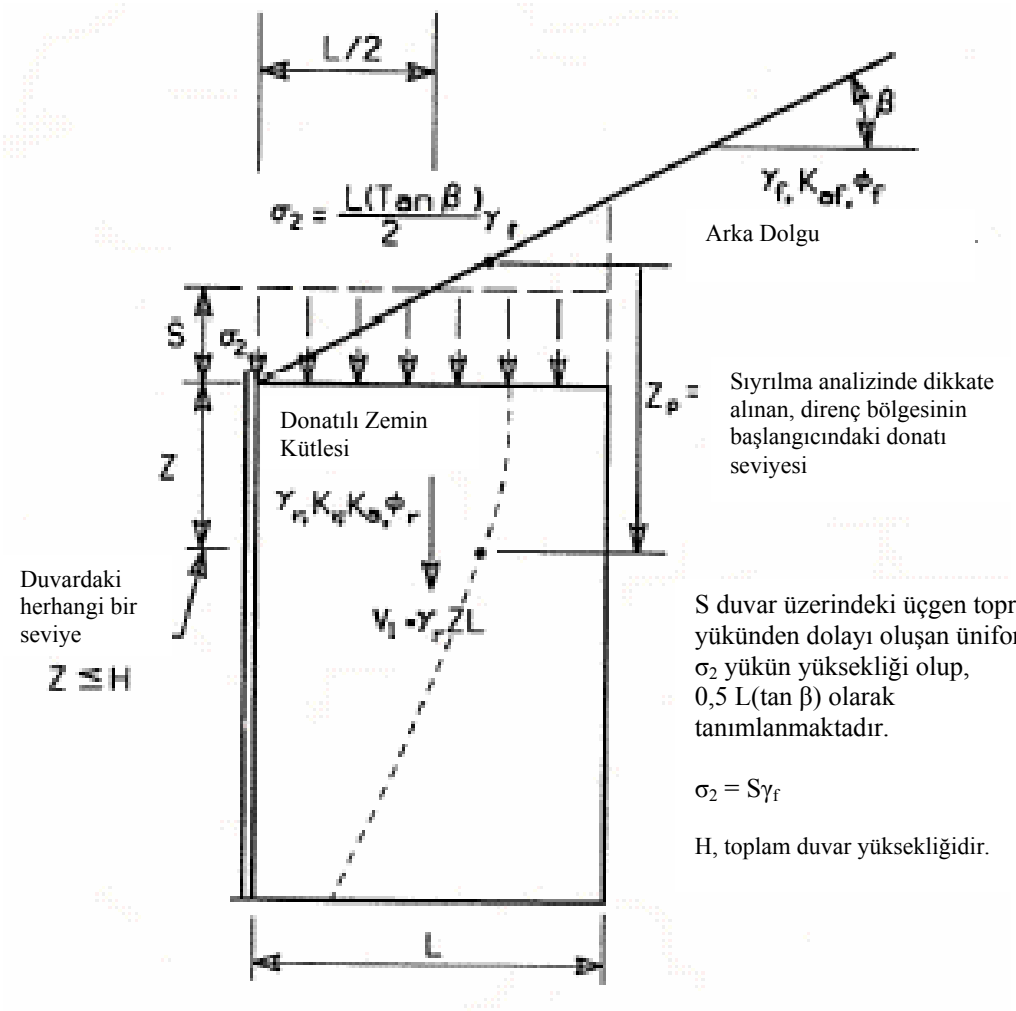
$\gamma_r Z$ = Zeminin kendi ağırlığından ötürü Z derinliğinde oluşan düşey gerilme,

q = Duvar üzerinde bulunması muhtemel üniform yayılı yük,

σ_2 = Duvar üzerinde bulunması muhtemel dolgudan ötürü oluşan düşey gerilme (Şekil 6.29),

$\Delta\sigma_v$ = Muhtemel ilave düşey sürşarj yük,

olarak tanımlanmaktadır.



Şekil 6.29 Eğimli arka dolgu olması durumunda düşey gerilme hesabı [4]

- Donatı birim yatay aralığında ve S_v düşey aralığında her donatı seviyesindeki maksimum çekme kuvveti (T_{maks}) hesaplanmalıdır.

$$T_{maks} = \sigma_h S_v \tag{6.70}$$

T_{maks} gerilmesinin geogrid, metal şerit ve metal hasır donatılar gibi farklı donatı çeşitlerinde hesaplarken kaplama oranı (R_c) adında bir katsayı tanımlanmaktadır ve aşağıdaki denklem ile hesaplanır. Söz konusu oran tüm geotekstil gibi örtü donatılarda bire eşittir [4].

$$R_c = b/S_h \tag{6.71}$$

$$T_{maks} = \frac{\sigma_h S_v}{R_c} \tag{6.72}$$

Burada;

S_h = Donatılar arası yatay mesafe,

S_v = Donatılar arası düşey mesafe,

R_c = Kaplama oranı,

b = Donatı elemanının bürüt genişliği

olarak tanımlanmaktadır.

6.4.4 İç Stabilitede Kopma Tahkiki

Donatılı zemin yapılarındaki ilk stabilite tahkiki olan kopma tahkikinde donatı müsaade edilen çekme dayanımının (T_{mus}) Bölüm 6.4.2'de hesaplanan maksimum çekme basınç dayanımından (T_{maks}) büyük olması istenmektedir (Denklem 6.73). Söz konusu denklemdeki kopmaya karşı güvenlik sayısı Amerikan Karayolları Şartnamesi'ne göre 1.3 iken TS 7994'e göre 2.0'dır T_{mus} dayanımı şerit donatılarda ve geosentetik donatılarda farklı olarak hesaplanmaktadır [4,12].

$$T_{mus} = \frac{T_u}{GS_{kopma}} > T_{maks} \tag{6.73}$$

6.4.4.1 Metal Şerit Donatılarda Müsaade Edilen Çekme Dayanımının Hesabı

Metal Şerit donatılarda müsaade edilen çekme dayanımı (T_{mus}) Denklem 6.74 ile hesaplanmaktadır [27].

$$T_{mus} = \frac{T}{GS_{kopma}} \tag{6.74}$$

$$T = \sigma_e * b * d \tag{6.75}$$

Burada;

T = Donatı maksimum çekme kuvveti,

σ_e = Çelik donatı çekme dayanımı,

b = Donatı genişliği,

d = Korezyon dikkate alınarak belirlenmiş olan donatı kalınlığı

olarak tanımlanmaktadır.

6.4.4.2 Geosentetik Donatılarda Müsaade Edilen Çekme Dayanımı Hesabı

Geosentetik donatılarda müsaade edilen çekme dayanımı kısmi güvenlik faktörü yaklaşımı ile hesaplanabilir (Bonaparte and Berg, 1987). Geosentetik malzemenin serilmesi, biyolojik, kimyasal durumların göz önüne alınabilmesi ve polimerde oluşması muhtemel büzülme deformasyonunu kontrol edilebilmesi amacıyla T_{mus} hesabında azaltma katsayıları kullanılmaktadır (AF). Bağlantı noktalarından dolayı da çeşitli azaltma katsayılarının kullanılması önerilmektedir. Geosentetik donatıların uzun süreli çekme dayanımı ve müsaade edilen çekme dayanımları aşağıdaki bağıntılarla hesaplanabilmektedir [4,5].

$$T_{mus} = \frac{T_u}{GS_{kopma}} \tag{6.76}$$

$$T_u = \frac{T_{son}}{AF} \tag{6.77}$$

$$AF = AF_{bz} * AF_{sr} * AF_{cv} \tag{6.78}$$

Burada;

T_{mus} = Müsaade edilen çekme dayanımı,

T_u = Geosentetik donatının uzun dönem çekme dayanımı,

T_{son} = Geosentetik donatının son (nihai) çekme dayanımı,

AF = Toplam azaltma faktörü,

AF_{bz} = Büzülme azaltma faktörü,

AF_{sr} = Serme azaltma faktörü,

AF_{cv} = Çevresel etkilere karşı (biyolojik ve kimyasal) azaltma faktörü

olarak tanımlanmaktadır [4,5].

Büzülme Azaltma Faktörü:

Geosentetiklerin muhtemel büzülme özelliğinden dolayı kullanılması önerilen bu azaltma faktörünün polimer çeşidine göre tipik değerleri Tablo 6.7'de görülmektedir. Geotekstil malzemelerin gerçek büzülme davranışı ASTM D 5262 standardına göre yapılan testler sonucunda belirlenmektedir [4].

Tablo 6.7 Polimer çeşidine bağlı büzülme azaltma katsayıları [5]

Polimer Tipi	Büzülme azaltma faktörü (AF_{bz})
Polyester	2.5 - 2.0
Polipropilen	5 - 4.0
Polietilen	5 - 2.5

Serme Azaltma Faktörü:

Geosentetik donatıların serilmesi sırasında oluşabilecek zarardan dolayı serme azaltma faktörü kullanılmaktadır (AF_{sr}). Serme faktörü dolgunun derecelenmesine, sıkıştırma tekniğine, yapı durumuna ve birim alana gelen kütleye bağlı olarak 1.05 ile 3.0 arasında değişmektedir. Geosentetik donatıların gerçek serme faktörünün tespiti bire bir yapı deneyleri ile mümkündür. Geosentetiklerin serilmesi sırasında oluşabilecek zararın en aza indirilebilmesi için birim alan ağırlığı 270g/m^2 olan geosentetiklerin kullanılması önerilmektedir [5].

Çevresel Etkilere Karşı (Durabilite) Azaltma Faktörü:

Durabilite azaltma faktörü geosentetiğin mikro organizmalara, kimyasallara, hidrolize, gerilme çatlaklarına ve biyolojik etkilere karşı olan duyarlılığına bağlıdır. Çok fazla farklı çeşit, kalite ve geometride polimer olmasından dolayı her geosentetiğin çevresel etkilere göstermiş olduğu direnç farklıdır. Söz konusu azaltma faktörünün 1.1 ile 2.0 değerleri arasında değişmektedir [5].

Amerikan Karayolları Şartnamesi aşağıdaki şartların sağlanması durumunda toplam azaltma faktörü sayısının 7 olarak alınabileceğini belirtmektedir [5].

- Dolguda granüler (kum ve çakıl) kullanılmalıdır,
- Dolgu PH değeri 4.5-9.0 aralığında olmalıdır,
- Arazi sıcaklığı 30 ^{0}C'den az olmalıdır,
- Dolguda maksimum dane çapı 20mm olmalıdır,
- Maksimum duvar yüksekliği 10m'dir,
- Kullanılan geosentetikler AASHTO M 288 standardındaki dayanım özelliklerini taşımalıdır [5].

6.4.5 İç Stabilitede Sıyrılma Tahkiki

Donatının dolgu içerisinden sıyrılmaması için aşağıdaki sıyrılma kriterinin sağlanması gerekmektedir [4].

$$T_{maks} \le \frac{1}{GS_{sıyrılma}} F^* \gamma Z_p L_e C R_c \alpha \tag{6.79}$$

Burada;

$GS_{sıyrılma}$ = Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı (1.5),

T_{maks} = Donatılarda oluşan maksimum çekme gerilmesi,

C = Yüzey sayısı (şerit, geosentetik ve plakalar için 2'dir),

α = Ölçü düzeltme faktörü (Tablo 6.8),

F^* = Sürtünme katsayısı (Tablo 6.8),

R_c = Kaplama sayısı,

γZ_p = Örtü basıncı (yayılı hareketsiz yükleri içmekte fakat trafik yükü gibi hareketli yükleri içermemektedir), Şekil 6.30,

L_e = Donatı etkili boyu (donatının direnç bölgesi içerisinde kalan boyu) ,

olarak tanımlanmaktadır.

Tablo 6.8 Amerikan şartnamesine göre bazı sürtünme katsayıları ve ölçü düzeltme faktörleri [4]

Donatı tipi	**Varsayılan F^***	**Varsayılan α**
Geogrid	0.8tanφ	0.8
Geotekstil	0.67tanφ	0.6

Direnç bölgesindeki donatı uzunluğu L_e aşağıdaki ifade ile tanımlanabilir. Amerikan Karayolları Şartnamesine göre söz konusu donatı boyunun 1 m'den fazla olması istenmektedir [4].

$$L_e \ge \frac{1.5 T_{maks}}{C F^* \gamma Z_p R_c \alpha} \ge 1m \tag{6.80}$$

Denklem 6.80'deki şartın her donatı seviyesi için sağlanmaması durumunda T_{maks}'u azaltabilmek için yatay aralık azaltılabilir, daha yüksek çekme mukavemeti olan donatı kullanılabilir veya donatı boyu yeteri kadar arttırılabilir [4].

Donatı toplam uzunluğu L Denklem 6.81'de tanımlanmıştır.

$$L=L_a+L_e \quad (6.81)$$

Burada;

L = Toplam donatı boyu,

L_a = Donatının aktif bölgede kalan kısmının boyu (Şekil 6.27)

olarak tanımlanmaktadır.

L_a için Şekil 6.27'e bağlı olarak aşağıdaki tanımlamalar yapılabilir.

Düşey duvar yüzeyi, yatay arka dolgunun olduğu ve uzayabilen donatının kullanıldığı donatılı zemin istinat yapılarında;

$$L_a = (H-Z) \tan (45-\varphi'/2) \quad (6.82)$$

Uzayamaz donatının kullanıldığı donatılı zemin duvarlarının taban ile H/2 seviyesi arasında kalan bölümü için;

$$L_a = 0.6(H-Z) \quad (6.83)$$

Uzayamaz donatının kullanıldığı donatılı zemin duvarlarının H/2 seviyesinin üst tarafı için;

$$L_a = 0.3H \quad (6.84)$$

İnşaat aşamasında genellikle her donatı seviyesinde en uzun donatı boyu kullanılması önerilmektedir fakat iç stabilitenin sağlanması durumunda kademeli olarak donatı boyunun değiştirilmesi de mümkündür [4].

6.4.6 Dinamik Yükler Altındaki Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Amerikan Karayolları Şartnamesine göre İç Stabilite Analiz Yöntemi

Dinamik yükleme durumunda donatılı zemin istinat yapısında mevcut statik yüklere ek olarak sisteme yatay olarak etkiyen Pı atalet kuvveti oluşmaktadır (Şekil 6.30). Söz konusu yük donatıdaki maksimum çekme kuvvetinde dinamik artışlara neden olmaktadır. Dinamik yükleme sırasında maksimum çekme kuvvetleri çizgisinin eğiminin ve yerinin değişmediği varsayılmaktadır. Dinamik yükler altındaki iç stabilite analizi hesap adımları aşağıda özetlenmiştir. Adımlarda bahsi geçen terim ve geometriler Şekil 6.31'de görülmektedir [4].

- Duvarda oluşan maksimum ivme ve birim genişlik için etkiyen $P_ı$ atalet kuvveti hesaplanır.

$$P_ı = A_m W_A \quad (6.85)$$

$$A_m = (1.45\text{-}A)\, A \quad (6.86)$$

Burada;

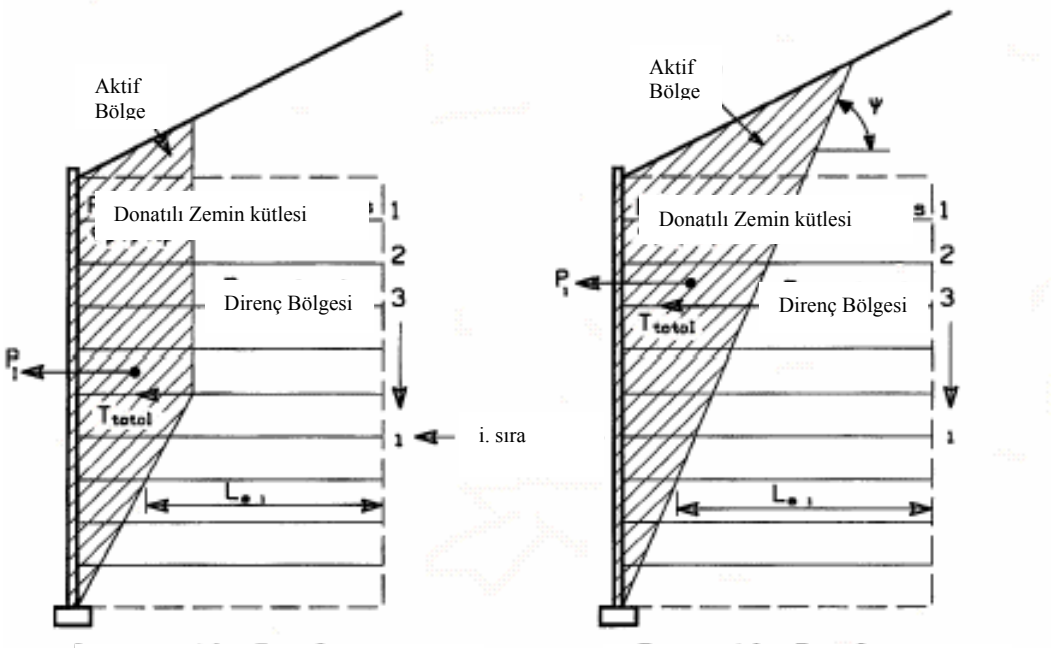
$P_ı$ = Atalet kuvveti,

A = Maksimum ivmelenme katsayısı,

A_m = Duvardaki maksimum ivmelenme,

W_A= Donatılı zemin yapısındaki aktif bölgenin ağırlığı,

olarak tanımlanmaktadır.



a) Uzayamaz Donatılar a) Uzayabilen Donatılar

$P_ı$ = Aktif Bölgenin ağırlığından dolayı oluşan atalet kuvveti,

L_{ei} = i. Sıradaki donatı aktif boyu,

T_{maks} = Statik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden maksimum yük,

T_{md} = Dinamik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden yük

Şekil 6.30 Donatılı zemin istinat yapılarında dinamik yükleme durumunda iç stabilite hesaplamarı [4]

- Donatılara etkiyen maksimum yatay statik kuvvet (T_{maks}) hesaplanır . Bu hesaplama öncesinde yatay gerilme (σ_h) hesaplanmalıdır.

$$\sigma_h = K\varsigma_v + \Delta\sigma_h = K\gamma Z + \Delta\sigma_v K + \Delta\sigma_h \quad (6.87)$$

Birim genişlik için T_{maks};

$$T_{maks} = S_v \sigma_h \quad (6.88)$$

- Birim duvar genişliği için toplam $P_ı$ atalet kuvveti her donatı seviyesinde donatıların L_e boyuyla orantılı şekilde dağıtılarak T_{md} dinamik artış kuvvetleri hesaplanır.

$$T_{md} = P_t \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^{n}(L_{ei})} \quad (6.89)$$

Burada;

$P_ı$ = Aktif Bölgenin ağırlığından dolayı oluşan atalet kuvveti,

L_{ei} = i. Sıradaki donatı aktif boyu,

T_{maks} = Statik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden maksimum yük,

T_{md} = Dinamik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden yük

olarak tanımlanmaktadır.

- Maksimum çekme kuvveti aşağıdaki bağıntı ile hesaplanır.

$$T_{toplam} = T_{maks} + T_{md} \quad (6.90)$$

Dinamik yükleme için (sismik) güvelik sayısını kabul edilebilir minimum güvenlik sayısının %75'i alarak donatıların kopma ve sıyrılma güvenlikleri tekrar kontrol edilmelidir [4].

Çelik donatıların kopma güvenliği için aşağıdaki şartın sağlanması gerekmektedir.

$$T_{mus} \geq \frac{T_{toplam}(0.75)}{R_c} \quad (6.91)$$

Burada;

T_{mus} = Donatı için müsaade edilen çekme dayanımı,

T_{toplam} = Donatıya etki eden toplan çekme kuvveti (Statik ve dinamik durum toplamı)

R_c = Kaplama katsayısı

olarak tanımlanmaktadır.

Geotekstil donatılarda kopma güvenliği için statik ve dinamik durumda aşağıdaki kontrollerin sağlanması gerekmektedir.

Statik durumda:

$$T_{maks.} \leq \frac{S_{rs} R_c}{(0.75) AF * GS_{kopma}} \tag{6.92}$$

Dinamik durumda;

$$T_{md} \leq \frac{S_{rt} R_c}{(0.75) GS_{kopma} * AF_{sr} * AF_{cv}} \tag{6.93}$$

Geosentetik nihai dayanımı;

$$T_{son} = S_{rs} + S_{rt} \tag{6.94}$$

Burada;

AF = Toplam azaltma faktörü katsayısı,

AF_{sr} = Serme azaltma faktörü katsayısı,

AF_{cv} = Çevresel etkilere karşı azaltma faktörü katsayısı,

T_{mus} = Geosentetik müsaade edilen çekme dayanımı,

T_{son} = Geosentetik son (nihai) çekme dayanımı,

S_{rs} = Birim genişlikteki statik kuvvetlere karşı koyan donatı gerilmesi,

S_{rt} = Birim genişlikteki dinamik kuvvetlere karşı koyan donatı gerilmesi

GS_{kopma} = Kopmaya karşı güvenlik sayısı

olarak tanımlanmaktadır.

Tüm donatı tipleri için dinamik durumda sıyrılma güvenliği için aşağıdaki şart sağlanmalıdır [4].

$$T_{toplam} \le \frac{P_r R_c}{0.75 * GS_s} = \frac{C(0.80F^*)}{0.75*1.5} * \gamma Z' * L_e * R_c * \alpha \quad (6.95)$$

Dinamik yüklemede önerilen tasarım metodu uzayamaz donatılar için geliştirilmiştir fakat uzayabilen donatılar için de kullanılabilmektedir. Donatının uzayabilirliği donatılı zemin yapısının genel (toptan) sertliğini (katılığını) etkilemektedir. Uzayabilen donatılarda genel sertlik azalırken dinamik yüklerin de içeren yatay basınçların artması beklenir. Genel sertliğin azalması durumunda sönümleme artmaktadır. Sonuç olarak toplam atalet kuvveti uzayabilen donatılarda uzayamayan donatılara oranla çok da farklı olmayacaktır [4].

6.4.7 Dinamik Yükler Altındaki Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının için Alternatif Bir İç Stabilite Analiz Yöntemi (Steven L. Kramer)

Kritik içsel yenilme yüzeyi uzayabilen ve uzayamaz donatılarda farlı olduğundan (Şekil 6.31), iç stabilite değerlendirmesi donatının karakterine bağlıdır. Dinamik şartlar için iç stabilite aşağıdaki adımlar takip edilerek yapılabilir [25]:

1. Potansiyel olarak duraysız içsel yenilme bölgesi (aktif bölge) üzerine etkiyen psödo-statik atalet kuvveti (P_{IA}) belirlenir [25].

$$P_{IA} = \frac{a_c W_A}{g} \quad (6.96)$$

Burada;

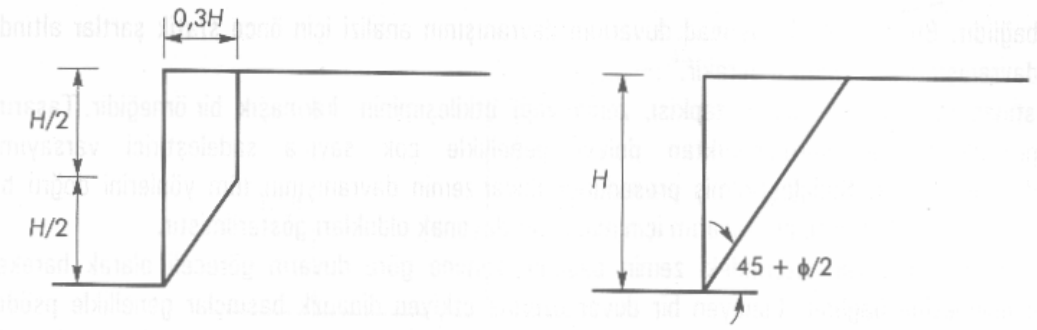
W_A= Yenilme kütlesinin (aktif bölgenin) ağırlığı (Şekil 6.31'deki uzayabilen ve uzayamaz donatılar için sırasıyla trapesoidal ve üçgen bölgelerdir)

P_{IA} = Psödo- statik atalet kuvveti,

a_c = Donatı bölgesi ağırlık merkezindeki maksimum ivme (Denklem 6.57),

g = Yerçekimi ivmesi

olarak tanımlanmaktadır [25].



a) Uzayamaz donatı b) Uzayabilen donatı

Şekil 6.31 Donatılı zemin duvarlarının iç stabilite değerlendirmesi için kritik potansiyel yenilme yüzeyleri [25].

2. P_{IA} kuvvetini direnç alanı (potansiyel içsel yenilme yüzeyi dışına uzanan donatı alanı) ile orantılı olarak her donatı katmanına dağıtılmalıdır. Bu işlem, her donatı katmanı için çekme kuvvetinin bir dinamik bileşenin meydana getirir [25].
3. Çekme kuvvetinin dinamik bileşenlerini çekme kuvvetinin statik bileşenlerine ekleyerek her donatı katmanı için toplam çekme kuvveti hesaplanmalıdır.
4. İzin verilebilir (müsaade edilen) donatı çekme dayanımının her donatı katmanındaki toplam çekme kuvvetinin en azından %75'i olduğu kontrol edilmelidir [25].
5. Toplam çekme kuvveti uygulandığında minimum statik emniyet katsayısının (güvenlik katsayısının) %75'inden az olmayan bir emniyet katsayısındaki sıyrılma yenilmesinden kaçınmak için; her donatı katmanının, potansiyel içsel yenilme yüzeyinin yeteri kadar ötesine emin olunmalıdır [25].

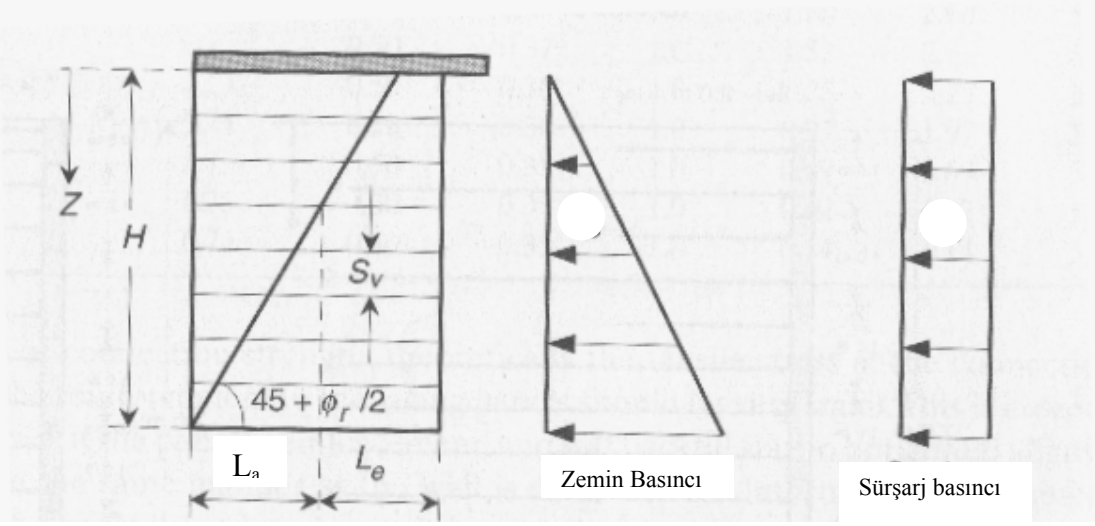
6.4.8 Geosentetik Donatılı Zemin Duvarları için Basitleştirilmiş İç Stabilite Analiz Yöntemi (Robert M. Koerner)

Robert M. Koerner'ın 'Geosentetiklerle Tasarım' kitabında geosentetik donatılar için belirtmiş olduğu metot Amerikan Karayollarının önermiş olduğu yönteme göre çok daha hızlı ve kolay çözüm imkanı vermektedir [28].

Söz konusu metoda göre geosentetik donatılı istinat yapılarının tasarımı için iki farklı yaklaşım mevcuttur. Bu yaklaşımlardan ilki Amerikan Orman Servisi tarafından kullanılan Steward tarafından geliştirilen yöntemdir. Koerner'in önermiş

olduğu çözüm metodunun da temelini oluşturan diğer yaklaşım ise Whitcomb ve Bell tarafından geliştirilmiştir [28]. Koerner'in önermiş olduğu metoda göre geosentetik donatılı istinat duvarlarının tasarım aşamaları aşağıda sunulmuştur.

1. Rankine formülüne göre K_a yanal basınç katsayısı hesaplandıktan sonra donatılı zemin yapısında hareketli ve toprak yüklerden dolayı oluşan düşey ve yatay gerilmeler z derinliğine bağlı olarak hesaplanmalıdır (Şekil 6.32).



Şekil 6.32 Koerner metodunda iç stabilite tahkiki [28]

2. Geosentetiğin nihai çekme dayanımı (T_{son}) tespit edilerek Azaltma faktörleri belirlendikten sonra geosentetik için müsaade edilen çekme dayanımı ($T_{mus.}$) tespit edilir.

   Robert M. Koerner 'Geosentetiklerle Tasarım' kitabında geosentetik donatılı duvarlar için serme azaltma faktörünün (AF_{sr}) 1.1-2.0, büzülme azaltma faktörünün (AF_{bz}) 2.0-4.0, kimyasal etki azaltma faktörünü (AF_{kim}) 1.0-1.5 ve biyolojik azaltma faktörünün (AF_{by}) 1.0-1.3 aralıklarında alınmasını önermektedir [28].

$$K_a = \tan^2(45-\varphi/2) \tag{6.97}$$

$$\sigma_h = K_a * \sigma_v \tag{6.98}$$

$$T_{mus.} = \left[\frac{1}{AF_{sr} * AF_{bz} * AF_{kim.} * AF_{by}} \right] \tag{6.99}$$

3. Denklem 6.100 farklı derinlikler için uygulanır. İlk olarak z=H derinliğinden başlanmalı ve sonrasında kademeli olarak z derinliği azaltılarak gerekli donatı düşey aralıkları belirlenmelidir. $GS_{kop.}$ Kopmaya karşı güvenlik sayısının 1.3 alınması önerilmektedir [28].

$$S_v = \frac{T_{mus.}}{\sigma_h (GS_{kop})} \tag{6.100}$$

4. Etkili donatı boyu (L_e) ve aktif donatı boyu (L_a) belirlenir. L_e boyunun 3m den uzun olması istenmektedir.

$$L_e = \frac{S_v \sigma_h (GS_{sıy.})}{2(C + \gamma z \tan\delta)} \tag{6.101}$$

$$L_a = (H - z)\tan(45 - \frac{\phi}{2}) \tag{6.102}$$

Burada tan δ ifadesi geosentetik ile dolgu arasındaki sürtünme katsayısı olarak tanımlanmaktadır.

5. L_o bükme boyu hesaplanmalı. L_o minimum değeri 1m'dir ve hesaplanan değerin 1m'den küçük olması durumunda bükme boyunun minimum değeri olan 1m esas alınır.

$$L_o = \frac{S_v \sigma_h (GS_{sıy.})}{4(C + \gamma z \tan\delta)} \tag{6.103}$$

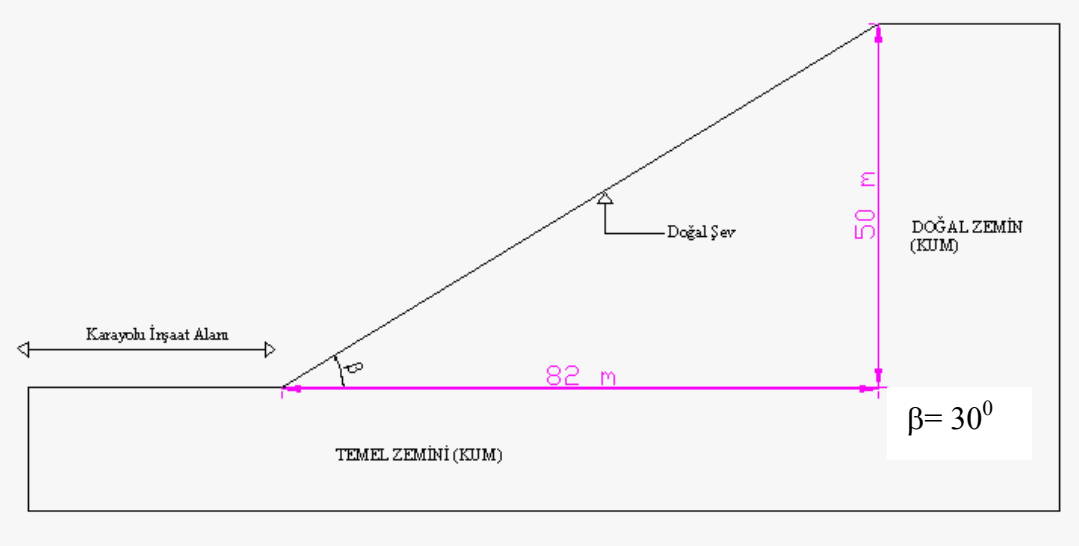
7. 12m YÜKSEKLİĞİNDEKİ MODEL BİR DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARININ AMERİKAN KARAYOLLARI ŞARTNAMESİNE GÖRE STATİK VE DİNAMİK YÜKLER ALTINDA TASARIMI

7.1 Tasarıma Giriş

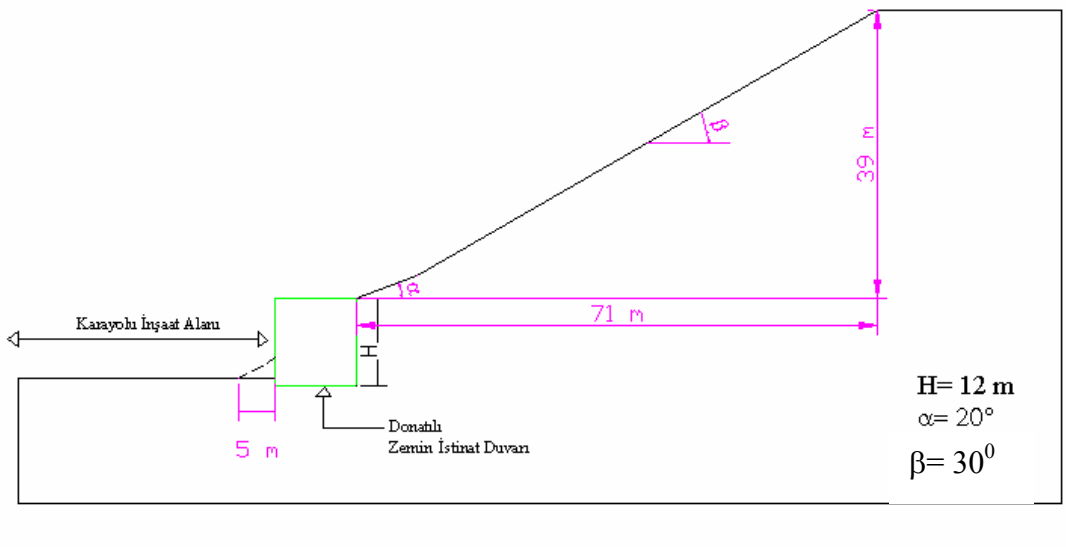
12m yüksekliğindeki model donatılı zemin istinat duvarı 2. derece deprem bölgesinde inşa edilmektedir. Yapının uygulaması Şekil 7.1 deki saha koşullarında gerçekleştirilmektedir. Donatılı zemin istinat duvarı doğal eğimi 30^0 olan ve stabil olmayan bir şevin ön topuk bölgesine inşa edilmektedir. İnşaat amacı, mevcut şevin güvenliğini arttırmak ve topuk bölgesi önünden geçmekte olan karayolu için gerekli alanın kazanılması amacıyla inşa edilmektedir.

Bu bölüm içerisinde, söz konusu yapının Şekil 7.1 deki saha koşullarında inşa edildiği kabulüyle temel şartları statik ve dinamik yükler etkisi altındaki tasarımı Amerikan Karayolları Şartnamesine göre yapılmıştır.

Analiz aşamasında geçen, daha önce Bölüm 6'da sunulmuş olan formül ve şartlar kullanıldığı yerlerde tekrarlanmış veya daha önce sunulan Bölüm numarasına atıfta bulunulmuştur. İnşaat sonrası oluşacak saha durumu Şekil 7.2'de görülmektedir.



Şekil 7.1 İnşaat öncesi şev durumu



Şekil 7.2 Model donatılı zemin duvar inşaatı sonrası uygulama sahası görünüşü

Şekil 7.1 ve 7.2 ‘de,

H = Donatılı zemin duvarı yüksekliği,

α = Donatılı zemin duvarı arka dolgu eğimi,

β = Doğal şev eğimi

olarak tanımlanmaktadır.

7.2 Doğal Zemin ve Dolgu Malzemesi Özellikleri

Doğal şev ve temel zemini aynı özellikteki kumdan oluşmaktadır. Donatılar arasında kullanılan seçilmiş dolgu için derecelenmesi ve kimyasal özellikleri Bölüm 4.2.3’te belirtilen sınırlar içerisinde kalan ve mühendislik parametreleri Tablo 7.1’de sunulan kum malzeme kullanılmaktadır.

Donatılı Bölge arkasında ve inşaat sırasında yapılacak diğer tüm dolgularda hafriyattan çıkan doğal malzeme kullanılmaktadır

Tablo 7.1 Doğal zemin ve dolgu malzemesi özellikleri

	Özellik	Sembol (Türk Literatürü)	Sembol (ABD Literatürü)	Değer	Birim
Doğal Zemin	Zemin İçsel Sürtünme Açısı	φ	φ_f	35	^{0}
	Kohezyon	c	c_f	0	kN/m^2
	Elastisite Modülü	E	E	60000	kN/m^3
	Islak Birim Hacim Ağırlığı	γ_d	$(\gamma_f)_s$	20	kN/m^3
	Doğal Kuru Birim Hacim Ağırlığı	γ_n	γ_f	19.5	kN/m^3
	Yatay Permeabilite	k_x	k_x	1	m/s
	Düşey Permeabilite	k_y	k_y	1	m/s
	Poisson Oranı	ν	ν_f	0.4	
Dolgu malzemesi	Zemin İçsel Sürtünme Açısı	φ	φ_r	40	^{0}
	Kohezyon	c	c_r	0	kN/m^2
	Elastisite Modülü	E	E	100000	kN/m^3
	Islak Birim Hacim Ağırlığı	γ_d	$(\gamma_f)_s$	20.5	kN/m^3
	Doğal Kuru Birim Hacim Ağırlığı	γ_n	γ_f	20	kN/m^3
	Yatay Permeabilite	k_x	k_x	1	m/s
	Düşey Permeabilite	k_y	k_y	1	m/s
	Poisson Oranı	ν	ν_r	0.4	

7.3 Donatı Özellikleri

Donatılı zemin inşaatında 'Tensar Earth Technologies' firmasının donatılı zemin yapıları için üretmekte olduğu 'Structural Geogrid UX1600 MSE' ve 'Structural Geogrid UX1700 MSE' kodlu geogrid malzemeler kullanılmaktadır [27].

7.4 Yüzey Eleman Özellikleri

Donatılı Zemin Yapısının yüzeyinde yüksekliği donatı seviyelerine göre ayarlanabilen 40 cm kalınlığında monoblok betonarme yapı elemanı kullanılmaktadır.

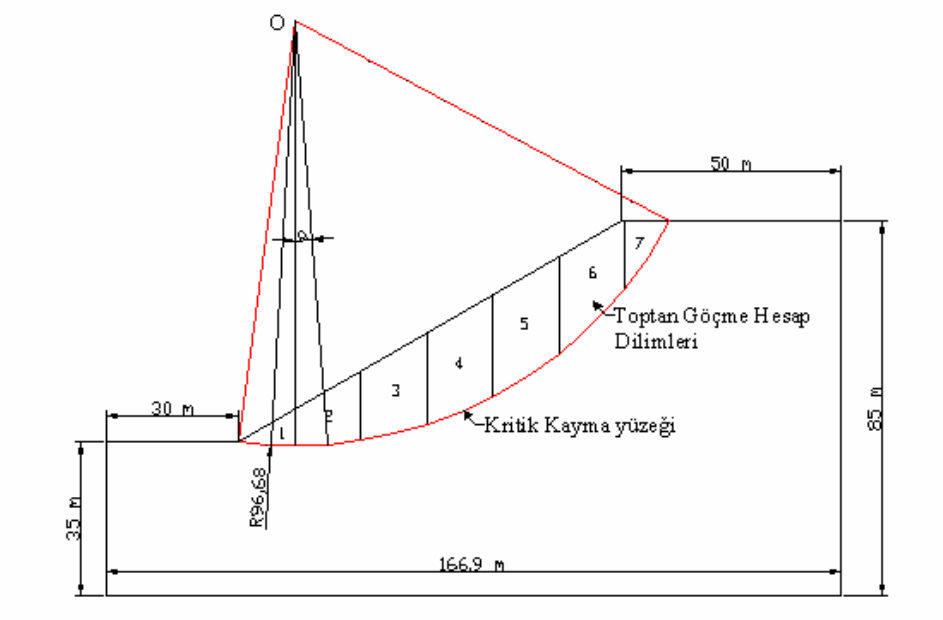
7.5 Doğal Şev için Toptan Göçme Analizi

Şekil 7.1'de görülen doğal şevin topuk bölgesine donatılı zemin istinat duvarı yapılmasının nedenlerinden biri şevin genel kaymaya (toptan göçmeye) karşı güvenliğinin arttırılmasıdır. Bu nedenle öncelikle doğal şevin istenilen toptan göçme emniyetine sahip olup olmadığı kontrol edilmelidir.

Mevcut sistemde (doğal şevde) toptan göçmeye neden olacak kritik kayma dairesinin tam olarak nereden geçtiğinin elle yapılan analizlerde tespit edilmesi oldukça zordur. Bu nedenle toptan göçme analizinin bilgisayar programı yardımıyla yapılması çok daha doğru sonuçlar vermektedir.

Bu çalışmanın 9. Bölümünde doğal şevin toptan göçme analizi Plaxis programı ile de yapılmıştır. Ayrıca aynı bölüm içerisinde, dilim yöntemine göre toptan göçme analizi Plaxis Programı ile belirlenen kritik kayma dairesi için tekrarlanmaktadır.

Şekil 7.3'de ve Tablo 7.2 donatılı zemin yapısının topuk bölgesinden geçen bir potansiyel kayma dairesi için İsveç Dilim Metodu ile (Denklem 7.1) yapılan toptan göçme analizi sonuçları sunulmuştur.



Şekil 7.3 Doğal şevde toptan göçme analizi (İsveç Dilim Metodu)

$$GS_{toptan} = \frac{\sum W(\cos a) * \tan \phi_f + c * l}{\sum W(\sin a)} \qquad (7.1)$$

Burada;

W = Kayma dairesinin ağırlığı (kN),

a = Dilim ortasının kayma dairesi merkezi olan 'O' noktasından geçen düşey doğru ile yaptığı açıdır (^{0}),

φ_f = Doğal zeminin içsel sürtünme açısı (35^0),

c = Kohezyon (0)

l = Kayma dairesinin yay uzunluğu (m)

T_{mus} = Donatı müsaade edilen çekme dayanımı (46.07 kN/m),

GS_{toptan}= Toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı (1.5),

R = Kayma dairesi yarıçapı (96.37m).

Her dilim için yapılan hesaplamalar Tablo 7.2'de özetlenmiştir.

Tablo 7.2 Doğal şev toptan göçme analizi hesap tablosu

Dilim No	Dilim alanı (m^2)	a (^{0})	W (kN)	Wsina (kN)	Wcosa (kN)
1	52	-8	1008	-140	998
2	179	4	3481	242	3472
3	272	16	5305	1462	5099
4	328	25	6367	2691	5770
5	337	36	6591	3874	5332
6	279	49	5441	4106	3569
7	78	56	1521	1260	851
Toplam				13495	25091

$$GS_{toptan} = \frac{\sum W(\cos a) * \tan \phi_f + c * l}{\sum W(\sin a)} = \frac{25091 * \tan 35 + 0}{13495} = 1.3 < 1.5$$

GS_{toptan}= 1.3 > 1.5 !!

Karar: Seçilen kayma dairesi için yapılan toptan göçme analizinde hesaplanan güvenlik sayısı, emniyet için istenilen 1.5 değerinden küçük bulunmuştur. Bu nedenle seçilen kayma dilimi için toptan göçme riski söz konusudur.

Toptan göçme, analiz yapılan Şekil 7.2'deki kayma dairesi için istenilen güvende değildir. Bölüm 7.6 - 7.12 arasında şevin güvenliği topuk bölgesine yapılacak donatılı zemin yapısı ile şevin güvenliği arttırılmaya çalışılmaktadır. Ayrıca Bu çalışmanın 9. Bölümünde toptan göçme analizi Plaxis programı ile de tekrarlanmıştır.

7.6 Ön Tasarım

7.6.1 Donatılı Hesap Başlangıç Uzunluğunun Belirlenmesi

Donatı hesap başlangıç değeri için A.B.D. Karayolları şartnamesinin Bölüm 6.3.3.1'de verilen şart gereğince;

L=0.7H ≥2.5m olması gerekmektedir.

H=12 m ⇒ L=8.4 m.

Karar: Hesaplara L=9 m değeri ile başlanmasına karar verilmiştir.

7.6.2 Topuk Dolgusu Yüksekliğinin Belirlenmesi

Bölüm 6.3.3.1'de verilen tanımlama ve şartlar gereğince dik donatılı zemin duvarlarında 'D' topuk dolgusu yüksekliğinin H/20 ve 0.5m değerlerinden büyük olmalıdır.

$D=H/20 \geq 0.5$

$H=12\ m \Rightarrow D=0.6\ m$

Karar: D=1 m olmasına karar verilmiştir.

7.6.3 Topuk Dolgusu Genişliğinin Belirlenmesi

Bölüm 6.3.3.1'de verilen tanımlama ve şartlar gereğince donatılı zemin duvarlarında 'B' topuk dolgusu genişliğinin 1.2 m den fazla olmalıdır.

Karar: İnşaat sırasında duvar önünde çalışma alanı da yaratabilme açısında B=5 m alınmasına karar verilmiştir.

7.7 H= 12m ve L=9m Model Donatılı Zemin İstinat Yapısı için Statik Dış Stabilite Hesaplamaları

7.7.1 Yanal Basınç Katsayılarının Hesabı

7.7.1.1 Seçilmiş Dolgu Malzeme Yatay Basınç Katsayısının Hesabı (K_{ar})

Donatılar arasında kullanılan seçili dolgu malzemesinde kullanılan aktif yatay basınç katsayısı Bölüm 6.3.4 ve Şekil 6.11'deki tanımlama ve formüller doğrultusunda aşağıda hesaplanmıştır.

θ = Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açı = $90^0 \geq 98^0$ (Dik Duvar)
δ = Duvar sürtünme açısı = 0^0
β = Sürşarj eğimi = 0^0
φ' = Efektif içsel sürtünme açısı = 40^0

Dik Duvarlarda;

Denklem 6.2 $\Rightarrow$ $K_a = \tan^2(45 - \frac{\phi}{2})$ ve $K_{ar} = K_a$ $\Rightarrow$ K_{ar}=0.214

7.7.1.2 Doğal Zemin Yatay Basınç Katsayısının Hesabı (K_{af})

Şev arkasındaki ve temeldeki doğal zeminin aktif yatay basınç katsayısı Bölüm 6.3.4 ve Şekil 6.11'deki tanımlama ve formüller doğrultusunda aşağıda hesaplanmıştır.

θ = Duvar yüzeyinin yatayla yaptığı açı = $90^0 \geq 98^0$ (Dik Duvar)

δ = Duvar sürtünme açısı = 0^0

β = Sürşarj eğimi = 20^0

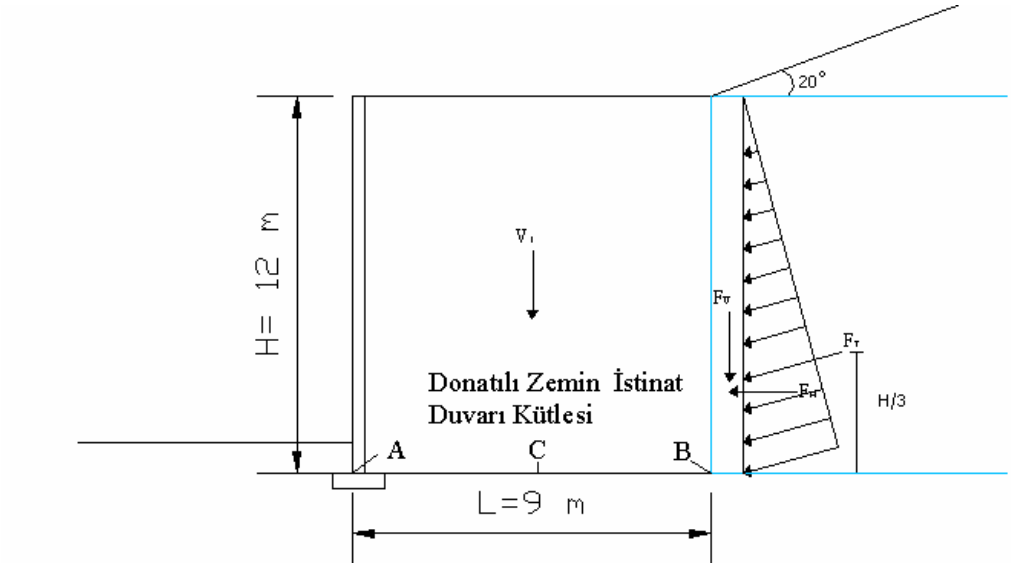
φ' = Efektif içsel sürtünme açısı = 35^0

Dik Duvarlarda;

Denklem 6.3 $\Rightarrow$ $K_a = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \right]$ $\Rightarrow$ $K_a = K_{af}$=0.321

7.7.2 Sisteme Etkiyen Statik Dış Yüklerin Hesabı

Sisteme etkiyen yanal statik yükünün tespiti hakkındaki Bölüm 6.3.4 ve Şekil 7.4'teki tanımlamalarla sisteme ağırlığından dolayı etkiyen statik dış yüklerin hesabı aşağıdaki gibidir.



Şekil 7.4 Sisteme ağırlığından dolayı etkiyen dış yüklerin hesabı

Donatılı zemin kütlesi ağırlığı (V_1):

Şekil 6.13 $\Rightarrow$ V_1= 2160 kN/m

Bileşke Yanal İtki (F_T):

Denklem 5.5 $\Rightarrow$ F_T = 451 kN/m

Bileşke Düşey İtki (F_V):

Şekil 6.14 $\Rightarrow$ F_V = 154 kN/m

Bileşke Yatay İtki (F_H):

Şekil 6.14 $\Rightarrow$ F_H = 424 kN/m

7.7.3 Duvar Altı Taban Basıncı ve Eksantrisitenin Hesabı

Bölüm 6.3.5'te belirtildiği gibi Meyerhof taşıma gücü yaklaşımına göre bileşke kuvvetin (R) 'C' noktasına göre momenti sisteme etkiyen dış kuvvetlerin aynı noktaya göre momentine eşit olmalıdır.

Denklem 6.6 $\Rightarrow e = \dfrac{F_T(\cos\beta)h/3 - F_T(\sin\beta)L/2}{V_1 + F_t \sin\beta} \Rightarrow$ e=0.43 m

Meyerhof taban basıncı ile Denklem 6.7 ile aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Denklem 6.7 $\Rightarrow \sigma_v = \dfrac{V_1 + F_T \sin\beta}{L - 2e} \Rightarrow \sigma_v$=284 kN/m^2

7.7.4 Taşıma Gücü ve Eksantrisite Tahkiki

7.7.4.1 Taşıma Gücü Tahkiki

Bölüm 6.3.7 ve Denklem 6.13'e uygun olarak taşına gücü (taban göçmesi) tahkiki aşağıdaki gibidir. Elde olunan taban taşıma gücü katsayısının A.B.D. Karayolları Şartnamesi'ne göre 2.5'ten büyük olması istenmektedir.

Denklem 6.13 $\Rightarrow \sigma_v \le q_{em} = \dfrac{q_{nihai}}{GS_{t.gücü}}$

Burada;

σ_v = Meyerhof taban basıncı,

q_{em} = Müsaade edilen taşıma gücü (Zemin emniyet gerilmesi),

q_{nihai} = Son taşıma gücü

olarak tanımlanmaktadır.

Denklem 6.14 $\Rightarrow q_{nihai} = c_f N_c + 0.5(L)\gamma_f N_f$

$\Phi=40^0$ için N_γ=48.03 $\Rightarrow$ q_{nihai}=4214 kN/m^2 ve q_{em} = 1685 kN/m^2

Kontrol: σ_v=284 kN/m^2 < q_{em} = 1685 kN/m^2

Karar: Donatılı Zemin Duvarının boyutları statik taşıma gücü güvenliği açısından yeterlidir.

7.7.4.2 Eksantrisite Tahkiki

Bölüm 6.3.5 ve Denklem 6.6'e uygun olarak eksantrisite tahkiki aşağıdaki gibidir. Elde olunan eksantrisitenin ABD Karayolları Şartnamesi'ne göre kaya olmayan zeminlerde L/6'dan küçük olması istenmektedir.

Denklem 6.6 $\Rightarrow$ e=0.43 m < L/6 = 1.5 m

Karar: Donatılı Zemin Duvarının boyutları eksantrisite güvenliği açısından yeterlidir.

7.7.5 Kayma Tahkiki

Öntasarımda belirlenen duvar ölçüleri kaymaya karşı en kritik olan tabanda kontrol edilmelidir. Kayma stabilitesinin sağlanabilmesi için aşağıdaki Denklem 6.8'de belirtilen şartın sağlanması gerekmektedir.

$$GS_{kayma} = \frac{\sum \text{yatay direnç kuvvetleri}}{\sum \text{yatay kaydırma kuvvetleri}} = \frac{\sum P_R}{\sum Pd} \geq 1.5$$

Burada;

GS_{kayma} = Taban kaymasına karşı güvenlik sayısı

ΣP_R = Kaymaya karşı koyan yatay direnç kuvvetlerin toplamı

ΣP_d = Kaydırmaya çalışan yatay kuvvetler toplamı

olarak tanımlanmaktadır.

Denklem 6.11 $\Rightarrow$ $\sum P_R = F_H = F_T \cos\beta = 424$ kN

Denklem 6.12 $\Rightarrow$ $\sum Pd = (V_1 + F_T \sin\beta)\,\mu = 1512$ kN

ve $\mu = \min [\tan \varphi_f, \tan \varphi_r] = \tan 35 = 0.70$

Denklem 6.8 $\Rightarrow$ $GS_{kayma} = 3.56 > 1.5$

Karar: Donatılı Zemin Duvarının boyutları statik kayma güvenliği açısından yeterlidir.

7.7.6 Devrilme Tahkiki

Donatılı zemin yapılarının devrilmeye karşı kontrolü bir moment dengesi kontrolüdür (Şekil 6.15). Bu kontrolde stabiliteye çalışan kuvvetlerin A topuk noktasına göre momentleri toplamının (ΣM_R), sistemi devirmeye çalışan kuvvetlerin A topuk noktasına göre momentleri toplamına (ΣM_0) oranın devrilme güvenlik sayısından büyük olması istenmektedir (Denklem 6.16).

$$GS_{devrilme} = \frac{\sum M_R}{\sum M_0} = \frac{\text{Devrilmeye karşı çalışan kuvvetlerin moment toplamı}}{\text{Devrilmeye çalışan kuvvetlerin moment toplamı}} \geq 2$$

Denklem 6.17 $\Rightarrow \sum M_R = (F_T \sin\beta)L + V_1(L/2) = 11106$ kNm

Denklem 6.18 $\Rightarrow \sum M_0 = (F_T \cos\beta) * (h/3) = 1696$ kNm

$\Rightarrow GS_{devrilme} = 6.55 > 2$

Karar: Donatılı Zemin Duvarının boyutları statik devrilme güvenliği açısından yeterlidir.

7.8 H= 12m ve L=9m Model Donatılı Zemin İstinat Yapısı için Dinamik Yüklere Göre Dış Stabilite Hesaplamaları

Bölüm 7.7'te yapılan statik hesaplama ve tahkikler sonucunda H=12m ve L=9m duvar boyutlarının statik durumdaki güvenlik açısından yeterli olduğu tespit edilmiştir.

Bu bölümde söz konusu boyutların açıdan yeterlilikleri değerlendirilmektedir. Bu değerlendirmeler yapılırken Bölüm 6.3.10.1 ' de belirtilmiş olan ilgili tanımlama ve denklemlere atıfta bulunulmaktadır. Yapılan sismik hesaplamalar sonucunda A.B.D. Karayolları Şartnamesi uyarınca toptan göçme, eksantrisite ve kayma tahkikleri tekrarlanmaktadır. Bu tahkiklerde istenilen güvenlik sayısı statik durumdakinin %75'i olmaktadır. Hesaplamalarda yapının 2. deprem bölgesinde inşa edildiği kabul edilmiştir.

7.8.1 'A_m' Pik İvmenin Hesabı

Sisteme etkiyen 'A_m' pik ivmenin hesabı Denklem 6.22 ile hesaplanmaktadır.

Denklem 6.22 $\Rightarrow A_m = (1.45\text{-}A)\ A$

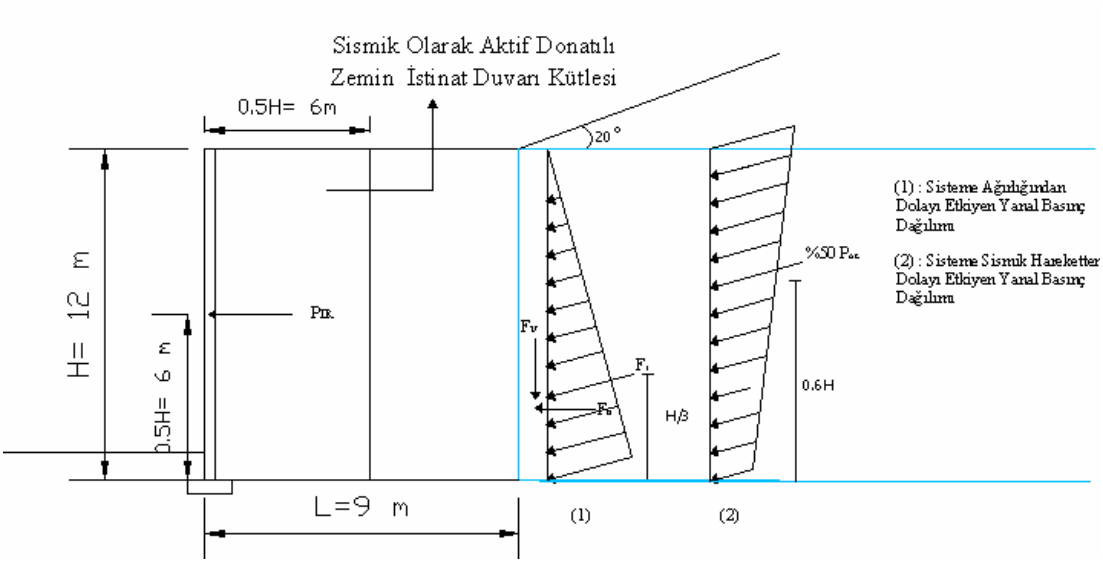
Denklem 6.22'den de anlaşılacağı üzere A_m ivmesi 'A' maksimum zemin ivmesi katsayısına bağlıdır. Yapı 2. derece deprem bölgesinde inşa edildiğinden Tablo 6.6 uyarınca A (A_o) maksimum zemin ivme katsayısı 0.3 g olarak alınmalıdır.

Tablo 6.6 $\Rightarrow$ 2. Derece deprem bölgesi $\Rightarrow$ A=0.3g

Denklem 6.22 $\Rightarrow A_m = 0.345$ olarak hesaplanır.

7.8.2 Sistem Etkiyen Dinamik Kuvvetlerin Hesabı

Donatılı zemin yapılarında deprem süresince mevcut statik yüklere ek olarak dolgu arkasında dinamik yatay bir itki de (P_{AE}) oluşmaktadır. Buna ilaveten donatılı zemin kütlesi P_{IR}=M A_m yatay atalet kuvvetine de maruz kalmaktadır. Burada M donatılı zemindeki taban genişliğinin 0,5H olduğu varsayılan aktif parçanın ağırlığı ve A_m de donatılı zemindeki maksimum yatay ivmedir (Şekil 7.5).



Şekil 7.5 Sisteme sismik hareketten dolayı etkiyen dış yüklerin hesabı

Denklem 6.23 $\Rightarrow$ $P_{IR} = 0.5A_m\gamma_r H^2 = 496$ kN

Denklem 6.23 $\Rightarrow$ $P_{AE} = 0.5\ \gamma_f\ (H_2)^2 \Delta K_{AE}$ (eğimli arka dolgu)

Burada K_{AE} toplam sismik zemin basınç katsayısıdır ve Denklem 6.30 ile hesaplanabilir.

Denklem 6.30 $\Rightarrow$ $K_{AE} = 0.64$

$\Rightarrow$ P_{AE} = 898 kN olarak hesaplanır.

7.8.3 Dinamik Yükleme Durumunda Kayma Tahkiki

Statik kayma tahkikinde hesaplanan statik kuvvetlere Bölüm 7.6.2'deki dinamik kuvvetlerin de etkisi ilave edildiğinde dinamik yükleme durumunda kayma tahkik aşağıdaki gibi oluşmaktadır.

Dinamik durumda;

$\sum P_R = F_H + P_{IR} + 0.5P_{AE}*\cos 20 = 1341$ kN

$\sum Pd = (V_1+F_T\sin\beta+0.5P_{AE}*\sin 20)\,\mu = 1431$ kN

$$GS_{kayma} = \frac{\sum \text{yatay direnç kuvvetleri}}{\sum \text{yatay kaydırma kuvvetleri}} = \frac{\sum P_R}{\sum Pd} \geq (1.5*0.75) = 1.125$$

GS_{kayma} =1.07<1.125 (Statik durumdaki kaymaya karşı güvenliğin % 75'i)

Karar: Sistem dinamik yükler etkisi altında kaymaya karşı istenilen güvenliği sağlamamaktadır. Bu nedenle sistemin kaymaya karşı olan direnci arttırılmalıdır. 9m olan donatı boyu arttırılarak tahkik tekrarlanmalıdır.

7.8.4 Dinamik Yükleme Durumunda Taşıma Gücü ve Eksantrisite Tahkiki

7.8.4.1 Dinamik Yükleme Durumunda Eksantrisite Tahkiki

Dinamik yükleme durumda eksantrisite formülü Denklem 6.6'ya dinamik yüklerin etkilerinin de ilavesi ile aşağıdaki gibi elde olunmuştur. Denklem 7.2 ile hesaplanan eksantrisitenin kaya olmayan zeminlerde L/3 (3m)'den büyük olması istenmemektedir.

Denklem7.2 $\Rightarrow$

$$e = \frac{F_T(\cos\beta)H/3 + 0.5P_{AE}(\cos\beta)0.6H + P_{IR}0.5H - F_T(\sin\beta)L/2 - 0.5P_{AE}(\sin\beta)L/2}{V_1 + F_t\sin\beta + 0.5P_{AE}(\sin\beta)}$$

$\Rightarrow$ e= (6325 / 2467) = 2.65 < 3 m

Karar: Donatılı Zemin Duvarının boyutları dinamik yükleme durumunda eksantrisite güvenliği açısından yeterlidir.

7.8.4.2 Dinamik Yükleme Durumunda Taşıma Gücü Tahkiki

Dinamik durumda taşıma gücü tahkiki denklem 7.2 ile gerçekleştirilmiştir.

Denklem 7.2 $\Rightarrow \sigma_v = \frac{V_1 + F_t\sin\beta + 0.5P_{AE}(\sin\beta)}{L-2e} \Rightarrow \sigma_v$ =666 kN/m^2

Daha önce müsaade edilen taban basınç gerilmesi q_a 1685 kN/m^2 olarak hesaplanmıştı.

σ_v =666 kN/m^2 < 1685 kN/m^2

Karar: Donatılı Zemin Duvarının boyutları dinamik yükleme durumunda taşıma gücü güvenliği açısından yeterlidir.

7.8.5 H=12m ve L=9m Duvar için Statik ve Dinamik Yüklere Göre Yapılan Tahkik Sonuçlarının Değerlendirmesi

H=12 m ve L=9 m olan donatılı zemin yapısında tüm statik ve dinamik yükleme durumları için tahkikler Bölüm 7.5 ve 7.6'da gerçekleştirmiş olup sonuçlar Tablo 7.3'de özetlenmiştir. Söz konusu tablodan da anlaşılacağı üzere duvar boyutları dinamik yükleme durumundaki kayma güvenliğini sağlamakta yetersiz kalmıştır. Bu nedenle duvar kayma stabilitesini attırıcı önlemler alınmalıdır.

Tablo 7.3 H=12m ve L=9 m için statik ve dinamik yükleme durumlarındaki dış stabilite analiz sonuçları

Kontroller	Değer	Kabul Şartı	Sonuç
Eksantrisite Kontrolü	e=0.43m	<L/6=1.5m	Boyutlar Yeterli
Taşıma Gücü Tahkiki	σ_v=284 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Boyutlar Yeterli
Kayma Tahkiki	GS_{kayma}=3.56	>1.5	Boyutlar Yeterli
Devrilme Tahkiki	$GS_{devrilme}$=6.55	>2	Boyutlar Yeterli
Sismik Kayma	GS_{kayma}=1.07	<1.125 (1.5*0.75)	**Boyutlar Arttırılmalı**
Sismik Taşıma Gücü	σ_v=666 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Boyutlar Yeterli
Sismik Eksantrisite Kontrolü	e=2.65m	<L/3=3m	Boyutlar Yeterli

Karar: Bu tasarımda donatı boyu attırılarak sorunun çözümü yoluna gidilmesi uygun görülmüştür. Donatı boyu (L) 9 m yerine 11 m alınarak Kayma tahkiki tekrarlanmalıdır. donatı boyundaki bu artış donatılı zemin kütlesi ağırlığının artışına bu da kaymaya karşı koyan kuvvetlerinin etkinliğinin artmasına neden olacaktır.

7.9 H= 12m ve L=11m Model Donatılı Zemin İstinat Yapısı için Statik ve Dinamik Yüklere Göre Yapılan Tahkik Dış Stabilite Hesaplamaları

H= 12 m ve L= 11 m olması durumunda donatı boyunun 9 m olduğu durumlarda güvenlik sağlanamayan dinamik yüklere göre kayma tahkiki tekrarlanmalıdır.

7.9.1 Dinamik Yükleme Durumunda Kayma Tahkiki (L=11 m)

L= 11 m olduğu dinamik yükleme durumunda;

$\sum P_R = F_H + P_{IR} + 0.5P_{AE}*\cos 20 = 1701$ kN

$\sum Pd = (V_1+F_T\sin\beta+0.5P_{AE}*\sin 20)\,\mu = 1341$ kN

$$GS_{kayma} = \frac{\sum \text{yatay direnç kuvvetleri}}{\sum \text{yatay kaydırma kuvvetleri}} = \frac{\sum P_R}{\sum Pd} \geq (1.5*0.75) = 1.125$$

GS_{kayma} =1.16 >1.125 (Statik durumdaki kaymaya karşı güvenliğin % 75'i)

Karar: Donatı uzunluğunun 2 m arttırılarak 11 m'ye çıkarılması sonucunda kritik olan dinamik yükleme durumundaki kayma tahkikinde de güvenlik sağlanmıştır.

7.9.2 H=12m ve L=11m olan Duvar için Statik ve Dinamik Yüklere Göre Yapılan Tahkik Sonuçlarının Değerlendirmesi

H= 12 m ve L= 11 m olması durumunda kritik olmayan diğer tüm statik ve yüklere göre yapılan analizler Bölüm 7.5 ve 7.6'da anlatılanlara paralel şekilde tekrarlanmıştır. Bu tahkikler sonucunda elde olunan sonuçlar Tablo 7.4'te görülmektedir.

Tablo 7.4 H=12m ve L=11 m için statik ve dinamik yükleme durumundaki dış stabilite analiz sonuçları

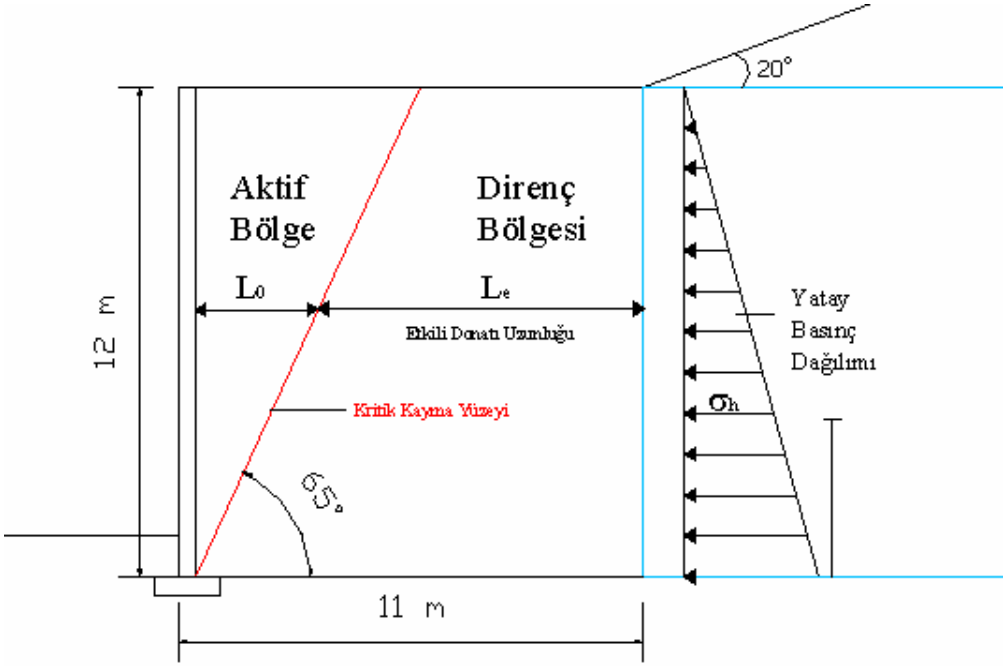
Kontroller	Değer	Kabul Şartı	Sonuç
Eksantrisite Kontrolü	e=0.30m	<L/6=1.83m	Boyutlar Yeterli
Taşıma Gücü Tahkiki	σ_v=268 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Boyutlar Yeterli
Kayma Tahkiki	GS_{kayma}=3.82	>1.5	Boyutlar Yeterli
Devrilme Tahkiki	$GS_{devrilme}$=8.66	>2	Boyutlar Yeterli
Sismik Kayma	GS_{kayma}=1.16	>1.125 (1.5*0.75)	Boyutlar Yeterli
Sismik Taşıma Gücü	σ_v=392 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Boyutlar Yeterli
Sismik Eksantrisite Kontrolü	e=2.36m	<L/3=3.66m	Boyutlar Yeterli

Karar: Donatı uzunluğunun 2 m arttırılarak 11 m'ye çıkarılması sonucunda dinamik ve statik yükleme durumları için yapılan tüm tahkikinde güvenlik sağlanmıştır. Karar verilen H=12m ve L= 11m boyutları iç stabilite analizi sonunda yapılacak toptan göçme analizi ile de tahkik edilmektedir.

7.10 H= 12m ve L=11m Model Donatılı Zemin İstinat Yapısı için Statik İç Stabilite Hesaplamaları

7.10.1 İç Stabilite Hesaplamalarına Giriş

Statik ve dinamik yükleme durumları için yapılan dış stabilite hesaplamaları sonucunda donatılı zemin duvar geometrisi Şekil 7.6'teki gibi olmasına karar verilmiştir. İç stabilite hesaplamalarında donatı yatay aralığı tespit edilerek donatı boyunun ve mukavemetinin yeterliliği kontrol edilecektir.



Şekil 7.6 İç stabilitede dikkate alınacak donatılı zemin yapısı boyutları ve kritik kayma yüzeyi

Donatılarda yapılacak statik ve dinamik yükleme durumlarındaki kopma ve sıyrılma tahkiklerinin detayları Bölüm 6.4'te anlatılmıştır. Analiz aşamasında söz konusu bölüme ve denklemlere atıfta bulunulmaktadır.

Tüm iç stabilite hesaplamalarında Amerikan Karayolları Şartnamesi'nde belirtilen durumlar göz önünde bulundurulmaktadır.

Donatılı zemin inşaatında 'Tensar Earth Technologies' firmasının donatılı zemin yapıları için üretmekte olduğu 'Structural Geogrid UX1600 MSE' ve 'Structural Geogrid UX1700 MSE' kodlu malzemeleri kullanılmaktadır. Donatı özellikleri Tablo 7.5'te görülmektedir [27].

Tablo 7.5 Donatılı zemin yapısında kullanılan geogrid özellikleri [27]

Özellik	UX1600 MSE	UX 1700 MSE	Birim
Elastisite Modülü	1750	2350	kN/m^2
Kum içerisindeki uzun süreli müsaade edilen çekme dayanımı (T_u)	59.9	75.1	kN/m^2
İyi derecelenmiş kum içerisindeki uzun süreli müsaade edilen çekme dayanımı(T_u)	58.2	73	kN/m^2

Amerikan Karayolları Şartnamesinde donatılı zemin yapılarında sıyrılmaya karşı güvenlik katsayısının en az 1.5 ve kopmaya karşı güvenlik katsayısının en az 1.3 olması istenmektedir. Ayrıca dinamik durumda donatının izin verilen çekme dayanımının toplam çekme kuvvetinin en az %75'ine eşit olduğu kontrol edilmelidir.

7.10.2 Yatay Basınç Katsayısı Hesabı

Amerikan Karayolları Şartnamesine göre yanal basınç hesabında Şekil 6.28'den elde olunan K_r yanal basınç katsayısı kullanılmasıdır.

Şekil 6.28 $\Rightarrow$ $K_r / K_a = 1 \Rightarrow K_r = K_a$

Denklem 6.66 $\Rightarrow$ $K_a = K_r = Tan^2(45 - \phi'/2) = 0.217.$

7.10.3 Düşey ve Yatay Gerilme Hesabı

Düşey ve yatay gerilme değerleri 'z' derinliğine bağlı olarak Denklem 6.68 ve 6.69 ile hesaplanmaktadır.

Denklem 6.69 $\Rightarrow$ $\sigma_v = \gamma_r Z = 20*z = 20z$

Denklem 6.68 $\Rightarrow$ $\sigma_h = K_r \sigma_v = 20*0.217*z = 4.34z$.

7.10.4 Donatı Müsaade Edilen Çekme Dayanımının Hesabı

Donatı Müsaade Edilen Çekme Dayanımı Bölüm 6.4.4.2'de anlatıldığı üzere Denklem 6.76-6.78 kullanılarak elde olunmaktadır. Tablo 7.5'te kullanılan geogrid

malzemenin (UX1600 MSE) kum içerisindeki uzun süreli çekme dayanımı (T_u) bilindiğinden geogrid için azaltma faktörlerinin kullanılmasına gerek kalmamıştır.

Denklem 6.76 $\Rightarrow$ $T_{mus} = \dfrac{T_u}{GS_{kopma}} = (59.6 / 1.3) =$ 46.07 kN/m .

7.10.5 İç Stabilite Statik Kopma Tahkiki ve Donatı Düşey Aralığının (S_v) Tespiti

Donatılı zemin yapılarındaki ilk stabilite tahkiki olan kopma tahkikinde donatı müsaade edilen çekme dayanımının (T_{mus}) maksimum çekme basınç dayanımından (T_{maks}) büyük olması istenmektedir (Denklem 6.73). Söz konusu denklemdeki kopmaya karşı güvenlik sayısı Amerikan Karayolları Şartnamesi'ne göre 1.3 dir. Bu kontrol ile donatılar arasındaki güvenli yatay aralık hesaplanmaktadır.

Denklem 6.73 $\Rightarrow$ $T_{mus} = \dfrac{T_u}{GS_{kopma}} > T_{maks}$

Öncelikle Denklem 6.70 - 6.72 ile T_{maks} hesaplanmalıdır.

Denklem 6.71 $\Rightarrow$ $R_c = b/S_h$ (Örtü katsayısı 'R'nin geogrid donatılarda 0.80 alınması önerilmektedir)

$\Rightarrow$ $R_c = 0.8$.

Denklem 6.72 $\Rightarrow$ $T_{\max} = \dfrac{\sigma_h S_v}{R_c}$ $\Rightarrow$ $46.07 = \dfrac{4.34z * S_v}{0.8} \Rightarrow S_v = \dfrac{36.86}{4.34z}$ elde olunur.

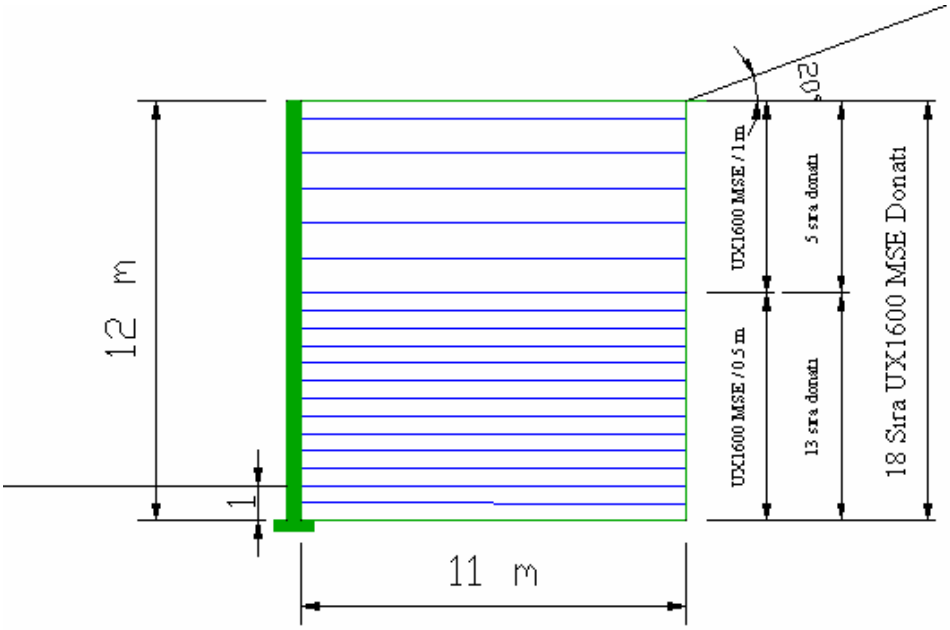
S_v= 1m için maksimum derinlik;

$$1 = \frac{36.86}{4.34z} \Rightarrow z = 8.46m$$

S_v= 0.5m için maksimum derinlik;

$$0.5 = \frac{36.86}{4.34z} \Rightarrow z = 16.98m$$

Karar: Kopma tahkikini sağlayacak şekilde donatılı zemin duvar altından itibaren ilk 13 sıra geogridin 0.5 m ara ile yerleştirildiği ve sonraki 5 sıra geogridin 1 m ara ile yerleştirildiği toplam 18 sıra donatı kullanılmasına karar verilmiştir (Şekil 7.7).



Şekil 7.7 Donatılı zemin duvarındaki geogrid donatı yerleşimi

7.10.6 İç Stabilite Statik Sıyrılma Tahkiki ve Etkili Donatı Boyunun Kontrolü

Bu kontrolün detayları Bölüm 6.4.5'te anlatılmaktadır. Söz konusu bölümde anlatıldığı üzere donatının dolgu arasıdan sıyrılmaması için Denklem 6.79'da belirtilen şartı sağlayacak kadar uzun etkili boyu olan donatı kullanılmalıdır.

Denklem 6.79 $\Rightarrow$ $$T_{maks} \le \frac{1}{GS_{sıyrılma}} F^{*} \gamma Z_p L_e C R_c \alpha$$

Burada;

$GS_{sıyrılma}$ = Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı = 1.5,

T_{maks} = Donatılarda oluşan maksimum çekme gerilmesi = 4.34z,

C = Yüzey sayısı = 2,

α = Ölçü düzeltme faktörü = 0.8 (Tablo 6.8),

F^{*} = Sürtünme katsayısı = 0.67 (Tablo 6.8),

R_c = Kaplama sayısı = 0.8,

γZ_p = Örtü basıncı = 20z (yayılı hareketsiz yükleri içmekte fakat trafik yükü gibi hareketli yükleri içermemektedir), Şekil 6.30,

L_e = Donatı etkili boyu (donatının direnç bölgesi içerisinde kalan boyu) ,

olarak tanımlanmaktadır.

Yukarıdaki değerler Denklem 6.79'da yerine koyulduğunda;

$L_e = \frac{6.51 S_v}{17.15} = 0.38 S_v$ elde olunur.

Ayrıca donatının aktif bölge içerisindeki boyu (L_0) Denklem 6.82 ile hesaplanır.

Denklem 6.82 $\Rightarrow$ $L_a = (H-Z) \tan(45-\varphi'/2) = (12-z)*0.47$ elde olunur.

Yukarıda formülleri verilen L_e ve L_a bağıntıları her donatı seviyesi için Tablo 7.6'te hesaplanmıştır.

Tablo 7.6 Statik sıyrılma tahkiki ve etkili donatı boyu kontrolü

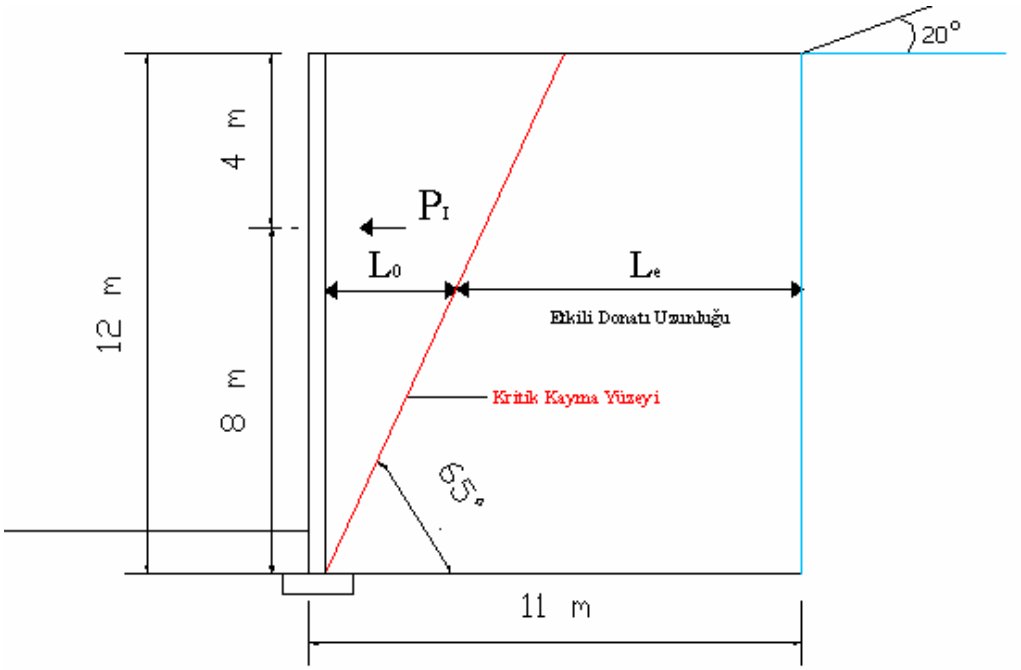
Donatı Seviyesi	Derinlik (m)	Yatay Aralık (S_v) m	L_e (m) ihtiyaç	L_e Minimum (m)	L_a (m)	L_e Mevcut	L (m) Karar
16	0.5	0.75	0.28	1.0	5.41	5.60	11.00
15	3.5	1.00	0.38	1.0	4.00	7.01	11.00
14	4.5	0.88	0.33	1.0	3.53	7.48	11.00
13	5.5	0.75	0.28	1.0	3.06	7.95	11.00
12	6.0	0.75	0.28	1.0	2.82	8.18	11.00
11	6.5	0.75	0.28	1.0	2.59	8.42	11.00
10	7.0	0.75	0.28	1.0	2.35	8.65	11.00
9	7.5	0.75	0.28	1.0	2.12	8.89	11.00
8	8.0	0.75	0.28	1.0	1.88	9.12	11.00
7	8.5	0.75	0.28	1.0	1.65	9.36	11.00
6	9.0	0.75	0.28	1.0	1.41	9.59	11.00
5	9.5	0.63	0.24	1.0	1.18	9.83	11.00
4	10.0	0.50	0.19	1.0	0.94	10.06	11.00
3	10.5	0.50	0.19	1.0	0.71	10.30	11.00
2	11.0	0.50	0.19	1.0	0.47	10.53	11.00
1	11.5	0.75	0.28	1.0	0.24	10.77	11.00

Karar: Tablo 7.5'te görüleceği üzere dış stabilite sırasında tespit edilen L=11 m donatı boyundan ötürü sistemde her donatı seviyesinde mevcut olan L_e etkili donatı boyu sıyrılma güvenliğini fazlasıyla sağlayabilecek kadardır. Bu nedenle sistemin sıyrılma iç stabilitesi açısından belirlenen boyutlar ve donatı dağılımı ile statik açıdan güvenlidir.

7.10.7 Dinamik Yükleme Durumunda İç Stabilite Tahkikleri

Dinamik yükleme durumunda donatılı zemin istinat yapısında mevcut statik yüklere ek olarak sisteme yatay olarak etkiyen Pı atalet kuvveti oluşmaktadır (Şekil 6.31 ve Şekil 7.8). Söz konusu yük donatıdaki maksimum çekme kuvvetinde dinamik artışlara neden olmaktadır. Dinamik yükleme sırasında maksimum çekme kuvvetleri

çizgisinin eğiminin ve yerinin değişmediği varsayılmaktadır. Dinamik yükleme durumundaki stabilite tahkikleri Bölüm 6.4.6'da anlatılmaktadır.



Şekil 7.8 P_I Atalet kuvveti etkime noktası

7.10.7.1 P_I Atalet Kuvvetinin Hesabı

Denklem 6.85 $\Rightarrow$ $P_ı = A_m W_A$

Burada W_A Aktif bölgenin ağırlığı ve A_m Duvardaki maksimum ivmelenmedir.

$A_m = 0.345$ ve $W_A = 750$ kN/m $\Rightarrow$ $P_I = 258.75$ kN/m olarak bulunur.

7.10.7.2 Donatı Seviyelerindeki Toplam Gerilmenin Hesabı

Her donatı seviyesinde oluşan toplam gerilme (T_{toplam}) statik etkiden dolayı oluşan T_{maks} (Denklem 6.88) ve dinamik etkiden dolayı oluşan T_{md} (Denklem 6.89) kuvvetlerinin toplamı ile hesaplanmaktadır.

Denklem 6.88 $\Rightarrow$ $T_{maks} = S_v \sigma_h = 5.425z^*S_v$ olarak bulunur.

Denklem 6.89 $\Rightarrow$ $$T_{md} = P_ı \frac{L_{ei}}{\sum_{i=1}^{n}(L_{ei})}$$

Denklem 6.90 $\Rightarrow$ $T_{toplam} = T_{maks} + T_{md}$

Burada;

$P_ı$ = Aktif Bölgenin ağırlığından dolayı oluşan atalet kuvveti,

L_{ei} = i. Sıradaki donatı aktif boyu,

T_{maks} = Statik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden maksimum yük,

T_{md} = Dinamik kuvvetlerden dolayı birim genişlikte her donatıya etki eden yük

olarak tanımlanmaktadır.

Her donatı seviyesi için $T_{maks.}$, T_{md} ve T_{toplam} değerleri hesaplanarak Tablo 7.7'da sunulmuştur.

Tablo 7.7 $T_{maks.}$, T_{md} ve T_{toplam} değerleri

Donatı Seviyesi	Derinlik (m)	Yatay Aralık (S_v) m	L_e Mevcut	T_{maks} (kN/m)	T_{md} (kN/m)	T_{toplam} (kN/m)
16	0.5	0.75	5.02	2.03	8.68	10.71
15	1.5	1.00	5.54	8.14	9.58	17.72
14	4.5	0.88	7.10	21.36	12.28	33.64
13	5.5	0.75	7.62	22.38	13.18	35.55
12	6.0	0.75	7.88	24.41	13.63	38.04
11	6.5	0.75	8.14	26.45	14.08	40.52
10	7.0	0.75	8.40	28.48	14.52	43.01
9	7.5	0.75	8.66	30.52	14.97	45.49
8	8.0	0.75	8.92	32.55	15.42	47.97
7	8.5	0.75	9.18	34.58	15.87	50.46
6	9.0	0.75	9.44	36.62	16.32	52.94
5	9.5	0.63	9.70	32.21	16.77	48.98
4	10.0	0.50	9.96	27.13	17.22	44.35
3	10.5	0.50	10.22	28.48	17.67	46.15
2	11.0	0.50	10.48	29.84	18.12	47.96
1	11.5	0.50	10.74	31.19	18.57	49.76

7.10.7.3 Dinamik Yükleme Durumunda Kopma Tahkiki

Dinamik yükleme durumunda kopma güvenliği açısından aşağıdaki şartın sağlanması gerekmektedir.

$$T_{mus} = \frac{T_u}{GS_{kopma} * 0.75} > T_{maks} \text{ ve } T_u = 59.9 \text{ kN/m}$$

Tablo 7.6'dan T_{maks}= 52.94 kN/m olarak tespit edilmektedir.

$$\Rightarrow T_{mus} = \frac{59.9}{1.3 * 0.75} = 61.44 kN/m > 52.94 kN/m$$

Karar: Donatı düşey mesafesi dinamik yükleme durumunda kopma emniyetini sağlamak için yeterlidir.

7.10.7.4 Dinamik Yükleme Durumunda Sıyrılma Tahkiki

Dinamik yükleme durumunda sıyrılma güvenliği için Denklem 6.95'te belirtilen şartın sağlanması gerekmektedir. Denklemin sağ tarafında sıyrılmaya karşı direnç kuvveti toplamı sol tarafında ise sıyırmaya çalışan toplam yanal kuvvet bulunmaktadır.

Denklem 6.95 $\Rightarrow T_{toplam} \leq \frac{P_r R_c}{0.75 * GS_{sıyrılma}} = \frac{C(0.80F^*)}{0.75*1.5} * \gamma Z' * L_e * R_c * \alpha$

$GS_{sıyrılma}$ = Sıyrılmaya karşı güvenlik sayısı = 1.5,

T_{maks} = Donatılarda oluşan maksimum çekme gerilmesi = 4.34z,

C = Yüzey sayısı = 2,

α = Ölçü düzeltme faktörü = 0.8 (Tablo 6.8),

F^* = Sürtünme katsayısı = 0.67 (Tablo 6.8),

R_c = Kaplama sayısı = 0.8,

γZ_p = Örtü basıncı = 20z (yayılı hareketsiz yükleri içmekte fakat trafik yükü gibi hareketli yükleri içermemektedir),

Toplam ve direnç kuvvetleri her donatı seviyesi için hesaplanır (Tablo 7.8).

Tablo 7.8 Sismik (Dinamik Yükleme Durumunda) sıyrılma tahkiki

Donatı Seviyesi	Derinlik (m)	Yatay Aralık (S_v) m	L_e Mevcut	T_{maks} (kN/m)	T_{md} (kN/m)	T_{toplam} (kN/m)
16	0.5	0.75	5.02	2.03	8.68	10.71
15	1.5	1.00	5.54	8.14	9.58	17.72
14	4.5	0.88	7.10	21.36	12.28	33.64
13	5.5	0.75	7.62	22.38	13.18	35.55
12	6.0	0.75	7.88	24.41	13.63	38.04
11	6.5	0.75	8.14	26.45	14.08	40.52
10	7.0	0.75	8.40	28.48	14.52	43.01
9	7.5	0.75	8.66	30.52	14.97	45.49
8	8.0	0.75	8.92	32.55	15.42	47.97
7	8.5	0.75	9.18	34.58	15.87	50.46
6	9.0	0.75	9.44	36.62	16.32	52.94
5	9.5	0.63	9.70	32.21	16.77	48.98
4	10.0	0.50	9.96	27.13	17.22	44.35
3	10.5	0.50	10.22	28.48	17.67	46.15
2	11.0	0.50	10.48	29.84	18.12	47.96
1	11.5	0.50	10.74	31.19	18.57	49.76

Karar: Tablo 7.8'de belirtildiği üzere sıyrılma tahkiki en kritik olan üstteki donatılar da dahi büyük bir emniyet ile sağlanmaktadır. Donatılı zemindeki donatı etkili boyu dinamik yükleme durumunda sıyrılma tahkiki açısından yeterlidir.

7.11 H= 12m ve L=11 m Model Donatılı Zemin İstinat Duvarı için Toptan Göçme Analizi

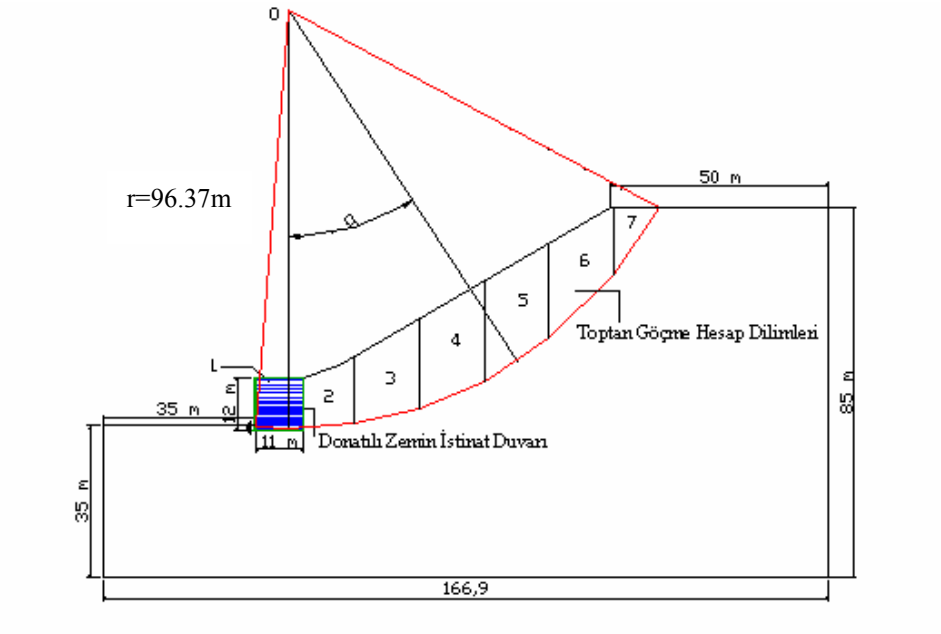
Dış stabilite ve iç stabilite analizleri tamamlandıktan sonra donatılı zemin istinat yapısının yapıldığı inşaat alanının genel olarak değerlendirildiği toptan göçme analizi yapılmalıdır.

Mevcut sistemde toptan göçmeye neden olacak kritik kayma dairesinin tam olarak nereden geçtiğinin elle yapılan analizlerde tespit edilmesi oldukça zordur. Bu

nedenle toptan göçme analizinin bilgisayar programı yardımıyla yapılması çok daha doğru sonuç vermektedir.

Mevcut sistemin toptan göçme analizi farklı durumlar için Bölüm 9'da Plaxis programı ile irdelenmiştir. Ayrıca aynı bölümde, Plaxis hesaplamaları sonunda tespit edilen kritik kayma dairesi için dilim yöntemi ile toptan göçme stabilite tahkiki tekrarlanmıştır.

Şekil 7.9'de ve Tablo 7.9 donatılı zemin yapısının topuk bölgesinden geçen bir kayma dairesi için İsveç Dilim Metodu ile yapılan toptan göçme analizi sonuçları sunulmuştur.



Şekil 7.9 İnşaat sonrası toptan göçme analizi (İsveç dilim metodu)

Şekil 7.8'de görüldüğü üzere şev 7 hesap dilimine bölünmüştür. Kayma dairesi sadece en alttaki donatıyı kesmektedir.İsveç dilim metoduna göre toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı Denklem 7.3 ile hesaplanabilmektedir.

Denklem 7.3 ; $$GS_{toptan} = \frac{\sum W(\cos a) * \tan \phi_f + c * l + \sum l_d * T_{mus}}{\sum W(\sin a)}$$

Burada;

W = Kayma dairesinin ağırlığı (kN),

a = Dilim ortasının kayma dairesi merkezi olan 'O' noktasından geçen düşey doğru ile yaptığı açıdır (^{0}),

φ_f = Doğal zeminin içsel sürtünme açısı (35^0),

l_d = Kayma dairesinin kesmiş olduğu donatının 'O' noktasına olan düşey mesafesi (m),

T_{mus} = Donatı müsaade edilen çekme dayanımı (46.07 kN/m),

GS_{toptan}= Toptan göçmeye karşı güvenlik sayısı (1.5),

R = Kayma dairesi yarıçapı (96.37m).

Her dilim için yapılan hesaplamalar Tablo 7.9'de özetlenmiştir.

Tablo 7.9 İnşaat sonrası yapılan toptan göçme analizi hesap tablosu

Dilim No	Dilim alanı (m^2)	a (^{0})	W (kN)	Wsina (kN)	Wcosa (kN)
1	89	-3	1736	-90	1734
2	194	4	3783	264	3774
3	272	16	5305	1462	5099
4	327	25	6367	2691	5770
5	338	36	6591	3874	5332
6	279	49	5441	4106	3569
7	78	56	1521	1260	851
Toplam				13567	26129

$$GS_{toptan} = \frac{\sum W(\cos a) * \tan \phi_f + \sum l_d * T_{mus}}{\sum W(\sin a)} = \frac{26129 * \tan 35 + 46.07 * 96.37}{13567} = 1.67$$

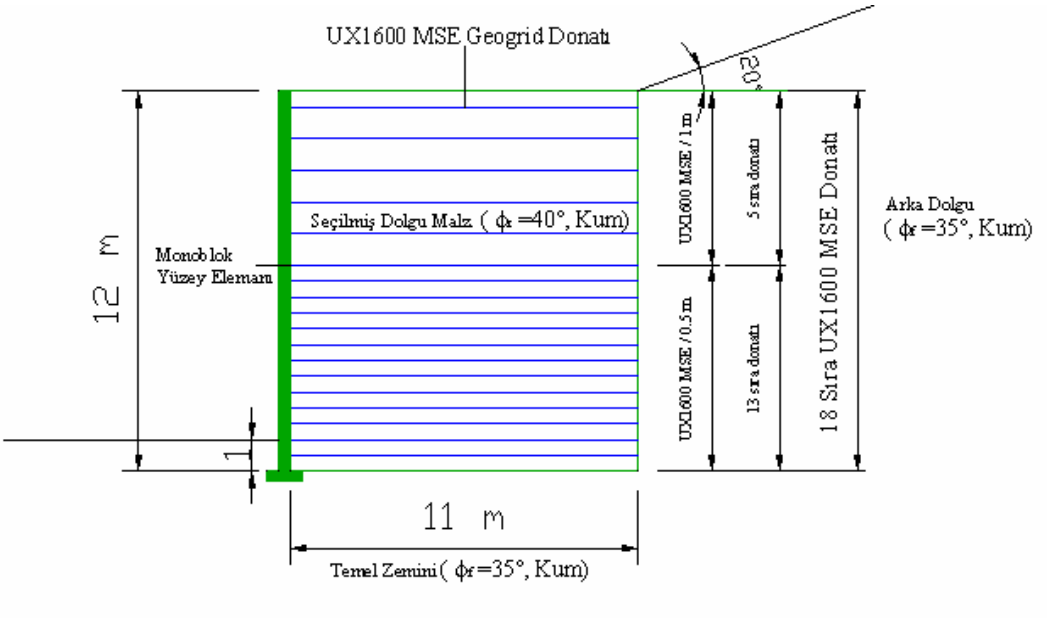
GS_{toptan}= 1.67 > 1.5

Seçilen kayma dairesi için tapılan toptan göçme analizinde hesaplanan güvenlik sayısı emniyet için istenilen 1.5 değerinden büyük bulunmuştur. Bu nedenle seçilen kayma dilimi için toptan göçme riski söz konusu değildir fakat elle yapılan toptan göçme analizleri farklı potansiyel kayma daireleri için hesap tekrarlanmalıdır veya bilgisayar programı ile kontrol edilmelidir. Mevcut sistemin toptan göçme analizi farklı durumlar için Bölüm 9'da Plaxis programı ile irdelenmiştir. Ayrıca aynı bölüm

içerisinde, Plaxis hesaplamaları sonunda tespit edilen kritik kayma dairesi için dilim yöntemi ile toptan göçme stabilite tahkiki tekrarlanmıştır.

7.12 Amerikan Karayolları Şartnamesine göre Tasarımı Gerçekleştirilen Donatılı Zemin İstinat Duvarı

Bölüm 7'de Amerikan Karayolları Şartnamesine göre statik ve dinamik yükleme durumlarında tasarımı gerçekleştirilen donatılı zemin istinat duvarının inşaatı gerçekleştirilmek üzere karar verilen son hali Şekil 7.10'da görülmektedir.



Şekil 7.10 Donatılı zemin yapısının inşaatına karar verilen son hali

8.SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ VE PLAXIS SONLU ELEMANLAR ANALİZ PROGRAMI

8.1 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi diferansiyel denklemlerle ifade edilen mühendislik problemlerinin analizi için geliştirilen nümerik bir çözüm yöntemidir. Sürekli bir ortam sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılır ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenmektedir [29].

Sonlu elemanlar yönteminin başlıca avantajları aşağıdaki gibi sıralanabilir;

- Bilgisayar yardımı ile çözülebilir olması hız ve optimizasyon sağlamaktadır.
- Geliştirilen sonlu elemanlar formülasyonu bir çok probleme uygulanabilmektedir.
- Karmaşık geometri, yükleme, sınır koşulları ve farklı malzeme durumları dikkate alınabilmektedir.
- Bütünleşik problemlerin (gerilme şekil değiştirme ve konsolidasyon gibi) incelenmesine olanak sağlamaktadır.
- Birincil bilinmeyenler (yer değiştirme, akım potansiyeli vs.) ile bunlara bağımlı ikincil bilinmeyenler (gerilme, şekil değiştirme, akım miktarı, hız vs.) birlikte elde olunmaktadır [29].

8.1.1 Sonlu Elemanlar Yönteminde Başlıca Analiz Adımları

Sonlu elemanlar yönteminde başlıca analiz adımları;

1) Eleman seçimi ve ortamın elemanlara ayrılması,
2) Yaklaşım modeli (veya foksiyonu) seçimi,
3) Malzeme bünye davranışının belirlenmesi,

4) Eleman denklemlerinin elde edilmesi,
5) Eleman denklemlerinin birleştirilerek sistem denklemlerinin elde edilmesi,
6) Sistem denklemlerinin çözülerek birincil bilinmeyenlerin bulunması,
7) Birincil bilinmeyenlerden ikincil bilinmeyenlerin hesaplanması,
8) Sonuçların yorumu.

olarak sıralanabilir [29].

8.2 Plaxis Sonlu Elemanlar Analiz Programı

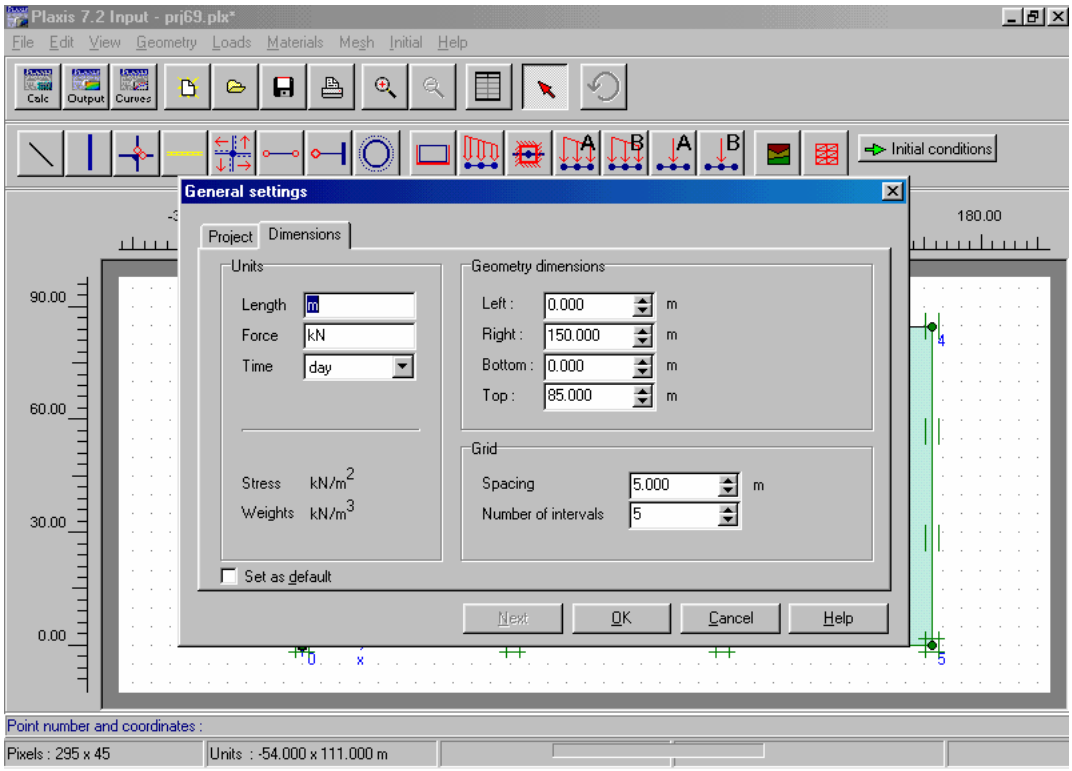
Plaxis sonlu elemanlar analiz programı geoteknik mühendisliği projelerinin tasarımında ihtiyaç duyulan deformasyon ve stabilite analizleri, zemin yapı etkileşimi, gerilme şekil değiştirme, yükleme, konsolidasyon, taşıma gücü, akım ağı, zemin dinamiği konularında malzeme çeşitliliği olan durumlarda kullanılmakta olan ve gerçeğe yakın sonuçlar vermektedir. Plaxis programı geoteknik mühendisliği projelerinin deformasyon ve stabilite analizlerini gerçekleştirmek amacıyla geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Basit grafiksel veri girişi sayesinde ele alınan problemin basit ve detaylı şekilde incelenmesi ve çözüme ulaşılmasını sağlamaktadır.

8.2.1 Plaxis Programı Modülleri

Plaxis programında toplam 4 modül bulunmaktadır bunlar; ele alınan problemin grafiksel ve nümerik özelliklerinin girişine olanak sağlayan bir 'Input' , analizlerin tanımlandığı ve gerçekleştirildiği 'Calculation' , analiz sonuçlarının grafiksel olarak sergilendiği 'Output' ve elde edilen sonuçlarla ilgili istenile eğrilerin oluşturulmasına olanak sağlayan 'Curve' modülleridir.

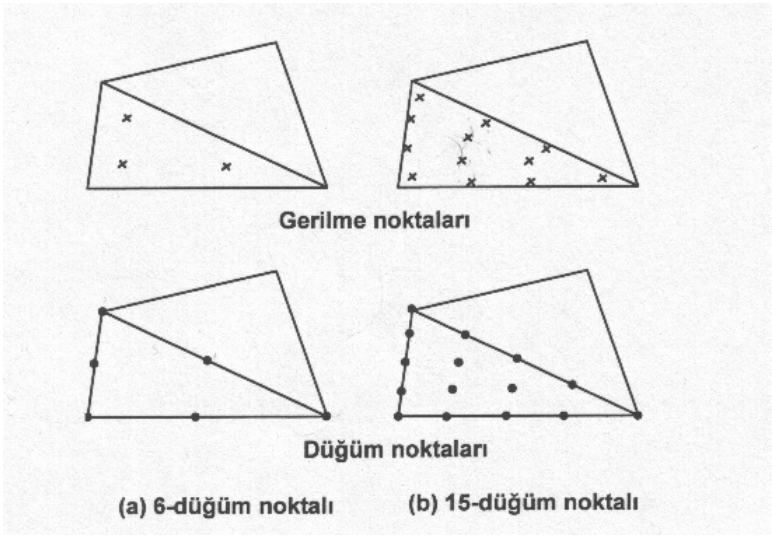
8.2.1.1 Input Modülü

Plaxis programı ile analize başlarken öncelikle incelenecek projenin genel özelliklerinin verilmesi gerekmektedir. Bu bilgi girişi Plaxis'in input modülünde yapılmaktadır. Öncelikle proje ismi, düğüm noktası sayısı ve geometrik ölçüler girilmelidir (Şekil 8.1).



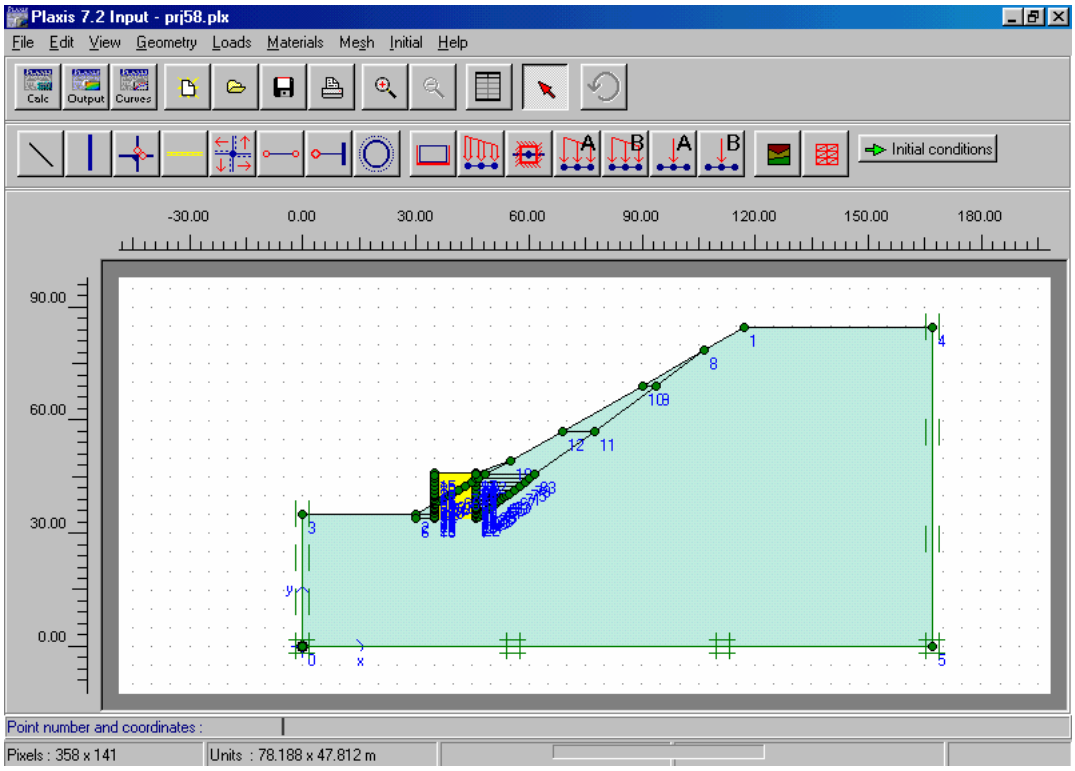
Şekil 8.1 Input modülü genel ayarlar

Plaxis programında sonlu elemanlar yöntemine göre deplasmanlar esas bilinmeyenler olarak kabul edilmiştir. Sürekli ortam birçok elemana ayrılır ve her bir eleman üzerindeki düğüm noktaları iki serbestlik derecesine sahiptir. Plaxis programında sonlu elemanlar ağının oluşturulmasında üçgen elemanlar kullanılmaktadır. Bu üçgen elemanlar 6 veya 15 düğüm noktalı elemanlar olarak seçilebilmektedir. Gerilme ve göçme yüzeylerinin daha doğru hesaplanabilmesi için 15 düğüm noktalı elemanlar tercih edilmelidir. 15 düğüm noktalı üçgenler 15 düğüm noktasından ve 6 düğüm noktalı üçgenler 6 düğüm noktasından oluşmaktadır. Sonlu elemanlar hesabında deplasmanlar düğüm noktalarında hesaplanmaktadır. Deplasmanların tersine gerilmeler düğümler yarine Gauss noktalarında (gerilme noktaları) hesaplanmaktadır. 15 düğüm noktalı üçgende 12 adet gerilme noktası bulunurken 6 düğüm noktalı üçgende 3 adet gerilme noktası bulunmaktadır (Şekil 8.2) [28, 29].



Şekil 8.2 Plaxis'teki üçgen elemandaki deplasman ve gerilme hesap noktaları

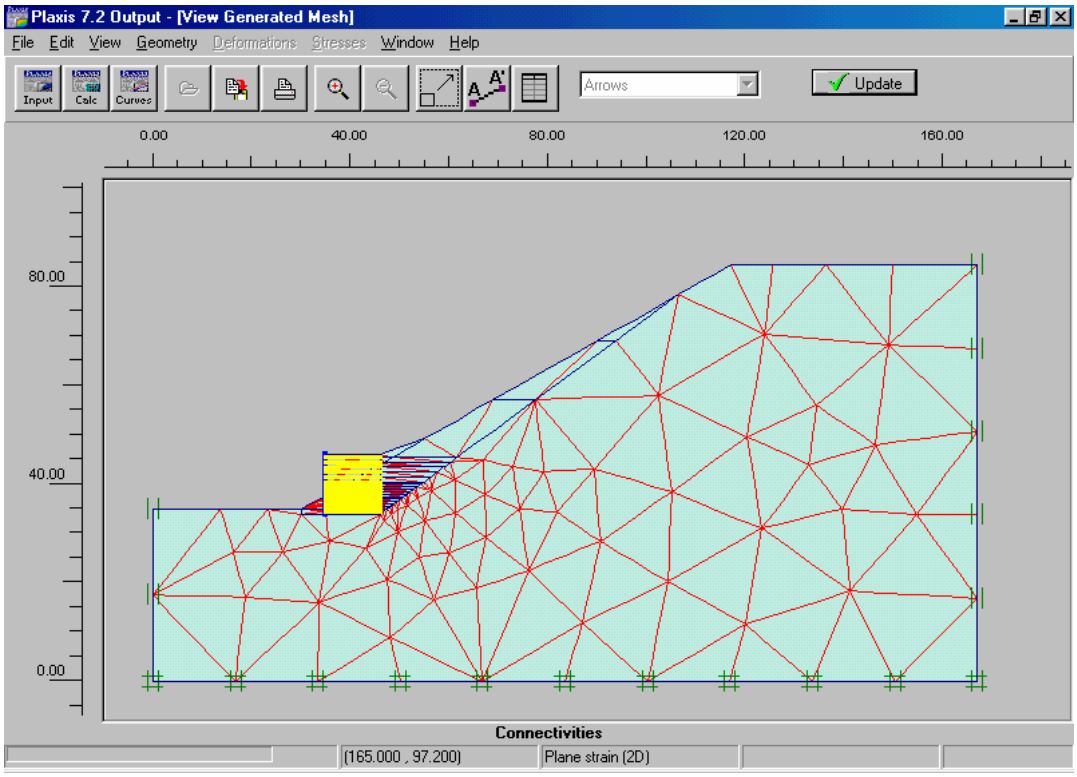
Programın kullanımı sırasında öncelikle geometrinin oluşturulması gerekmektedir. Bu amaçla Şekil 8.3'teki Plaxis input sayfasında görülen 'Lines' komutundan faydalanılmaktadır. Çok tabakalı bir zemin profili üzerinde çalışılacağı zaman yine bu çizgisel elemanlar yardımıyla arazi istenilen noktalardan ayrılarak farklı zemin bölgeleri tanımlanabilmektedir.



Şekil 8.3 Input ana sayfa görünüşü

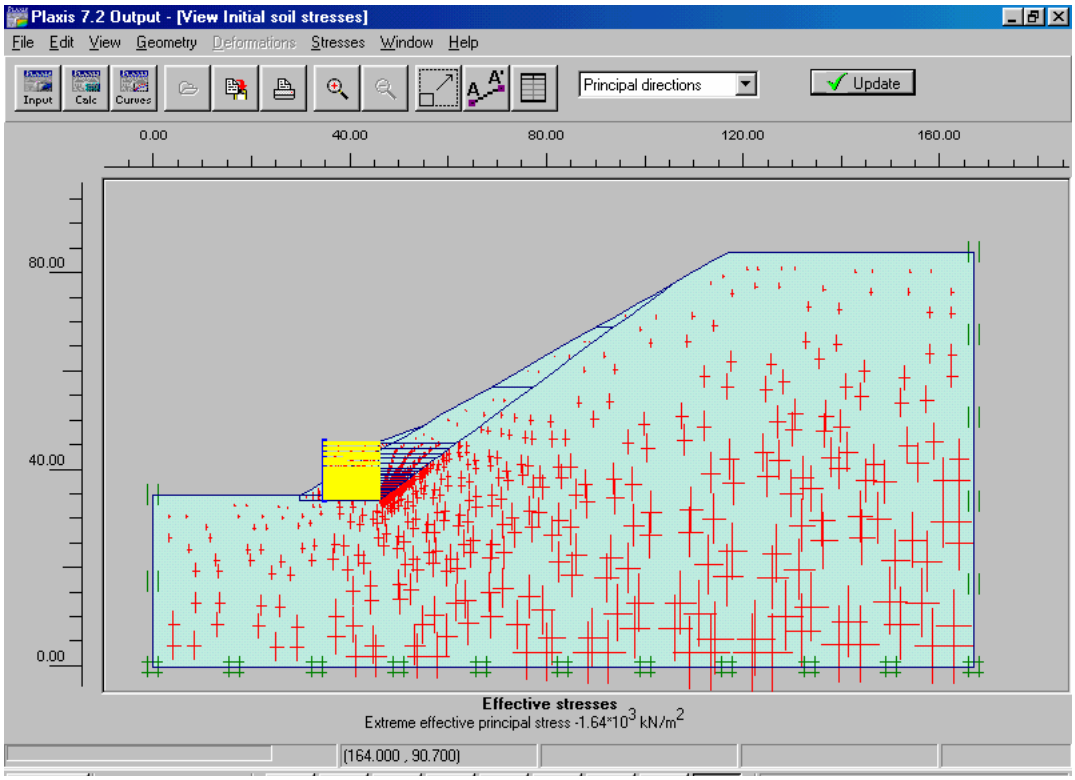
Geometrinin oluşturulmasından sonra projedeki zemin ve yapısal elemanların özellikleri girilir. Plaxis'te malzeme özellikleri 4 ana kategoriye ayrılmıştır (zemin ve ara yüzeyler, perde (kiriş), geotekstil,ankraj).

Zemin ve malzeme özellikleri girildikten sonra 'Mesh' komutu ile sonlu elemanlar ağı oluşturulmaktadır (Şekil 8.4). Programda istenilirde tüm zemin ortamı veya iceltilmek istenilen kısım için ince bir sonlu elemanlar ağı oluşturulabilir.



Şekil 8.4 Sonlu elemanlar ağı oluşturulmuş bir proje

Sonlu elemanlar ağı oluşturulduktan sonra inşaat öncesindeki başlangıç koşullarının belirlenmesi amacıyla 'Initial Conditions' safhasına geçilir. Bu safhada şayet varsa yer altı suyu seviyesi çizilerek boşluk suyu basıncı hesaplanır. Daha sonra zemin inşaat öncesindeki ilk duruma getirerek yani tüm yapısal elemanların olmadığı ilk haline getirilir ve efektif gerilmeler hesaplanır (Şekil 8.5). Bu safhada başlangıç gerilmeleri K_0 yöntemine göre hesaplanmaktadır [28].

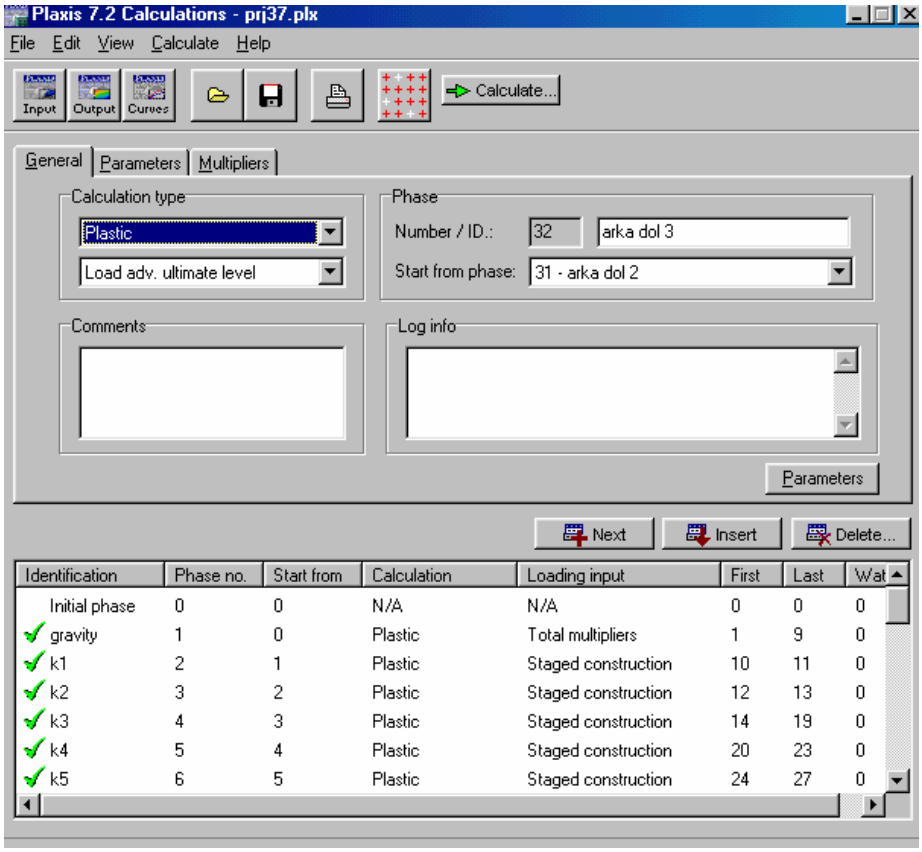


Şekil 8.5 Başlangıç gerilmeleri oluşturulmuş bir proje

Projede yer altı akımı, şev veya düşey olarak farklı malzemebandları mevcut ise başlangıç gerilmeleri K_0 yöntemi yerine 'Gravity Loading' yöntemi ile 'Calculation' modülünde belirlenmelidir [29].

8.2.1.2 Calculation Modülü

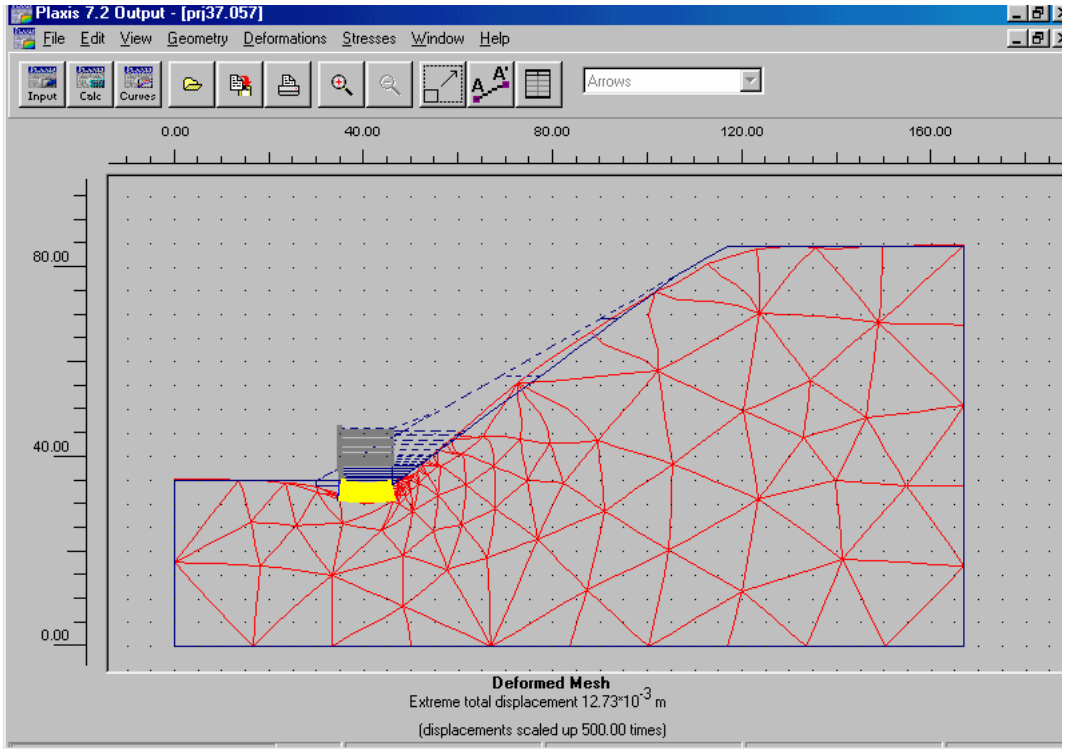
Başlangıç koşularının belirlenmesi ile input modülü tamamlanmış olur ve 'Calculation' modülüne geçilebilir (Şekil 8.6). Bu aşamada kademeli inşaat yapılması durumunda 'Staged Construction' , tekil veya yayılı yük yük çarpanı tanımlanması durumunda 'Total Multipliers' komutu ile işlem yapılır. Tüm aşamalar tanımlanıp ortam inşaat sahası son haline geldiğinde 'Calculate' komutu ile hesap başlatılır.



Şekil 8.6 Hesap adımları oluşturulmuş bir proje

8.2.1.3 Output Modülü

Calculation safhasında hesap tamamlandıktan sonra sistem çözülmüş ise tanımlanan her safhanın sol başında doğru işareti çıkar. Doğru şekilde tanımlanan hesap adımından sonra 'Output' modülü başlatılarak inşaatın tamamlanmasından sonraki zemin ve yapı elemanlarına ait çeşitli özellikler (deforme olmuş ağ, efektif gerilmeler, toptan gerilmeler, artık boşluk suyu basıncı, yapı elemanlarında oluşan kuvvetler vs.) gözlemlenebilir ve sonuçlar yorumlanabilir (Şekil 8.7).



Şekil 8.7 Örnek bir 'Output' dosyası

8.2.1.4 Curves Modülü

Output modülünden sonra çalıştırılabilen bu modülle hesap adımında seçilmiş geometri üzerindeki çeşitli noktaların farklı özellikleri hakkında çok sayıda eğri çizilebilmektedir.

8.2.2 Plaxis Programında Geotekstil Malzeme Tanımı ve Toptan Göçme Analizi (Phi-c Redection)

Plaxis programında geotekstil donatılar sadece çekme kuvveti alabilen malzemeler olarak modellenmektedir. Geotekstilin tanımlanmasında ihtiyaç duyulan tek malzeme özelliği Elastik eksenel rijitliktir (EA). Analizler sonucunda geotekstilde meydana gelecek deformasyonlar (toplam, düşey ve yatay) ve eksenel kuvvet belirlenebilmektedir.

8.2.3 Plaxis Programında Kaymaya Karşı Güvenlik Faktörü Hesabı (Phi-c Redection)

Plaxis programında sistemin kaymaya karşı güvenliğinin hesaplanabilmesi amacıyla geliştirilmiş 'Phi-c Reduction' seçeneği bulunmaktadır. Bu analizde zemin parametreleri tanφ ve c kademeli olarak azaltılarak yapının göçtüğü an belirlenmekte

ve bu şekilde geotekstil donatılı bir yapının herhangi bir inşaat safhası için göçmeye karşı (kayma-toptan göçme) olan güvenlik katsayısı belirlenebilmektedir. Analizin herhangi bir safhasında zemin dayanımı parametrelerinin belirlenmesinde toplam çarpan ΣM_{sf} kullanılmaktadır (Denklem 8.1).

$$\sum M_{sf} = \frac{\tan\phi_i}{\tan\phi_r} = \frac{c_i}{c_r} \tag{8.1}$$

Denklem 8.1'de parametrelerdeki i indisi malzeme özellikleri tanımlarken girilen değerleri, r indisi ise analizlerde kullanılan azaltılmış değerleri belirtmektedir. Analizlerde başlangıçta toplam çarpan ΣM_{sf} =1 alınarak tüm malzeme parametreleri azaltılmamış değerlerine getirilmektedir daha sonra ise tan φ ve c parametreleri kademeli olarak azaltılarak yapının göçme durumuna ulaşması sağlanmaktadır ve bu göçme anındaki güvenlik sayısı toplam çarpan ΣM_{sf}'nin göçme anındaki değerine eşit olmaktadır. Bu çalışmanın 9. bölümünde yapılan analizlerde sistemin toptan göçmeye karşı güvenliğinin belirlenmesinde 'Phi-c Reduction' metodu kullanılmıştır.

9. PLAXIS SONLU ELEMANLAR PROGRAMI İLE MODEL DONATILI ZEMİN İSTİNAT DUVARININ STATİK ANALİZİ

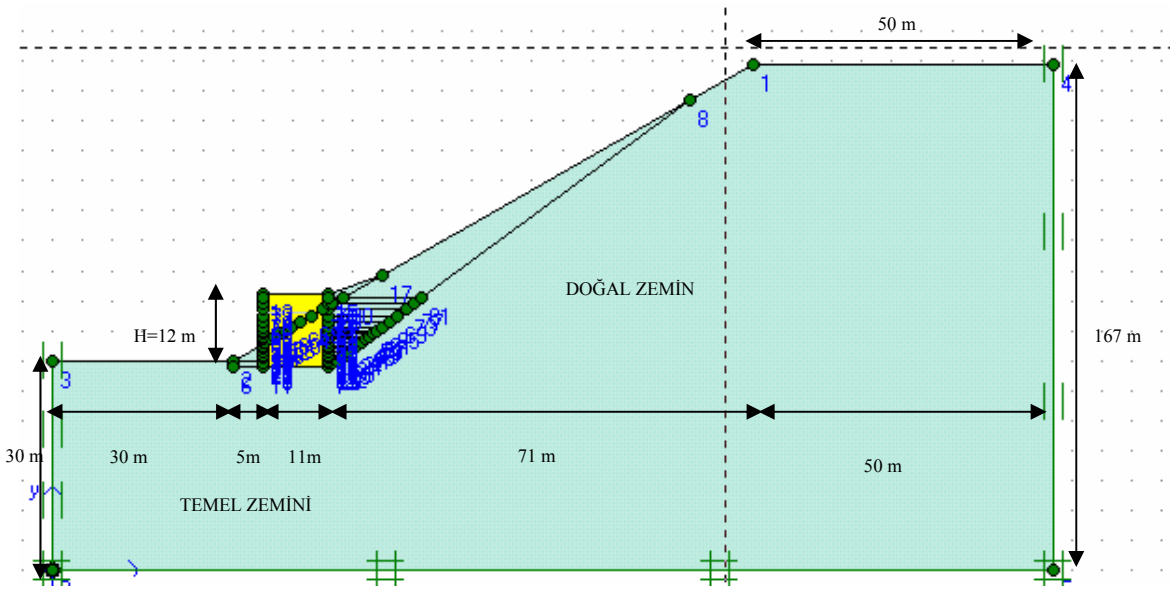
9.1 Plaxis Program ile Yapılan Analizler ve Amaçları

Bu bölümde Plaxis Programı ile, 12m yüksekliğindeki doğal şev ve model donatılı zemin için yapılan statik analizler sırası ile şöyledir;

1) Prj1: Doğal şev için göçme analizi
2) Prj2: Model donatılı zemin istinat duvarının tasarımı ve statik analizi (Donatı: Tensar UX1600 MSE geogrid)
3) Prj3: Model donatılı zemin istinat duvarının tasarımı ve statik analizi (Donatı: Tensar UX1700 MSE geogrid)
4) Prj4: Model donatılı zemin istinat duvarının tasarımı ve donatılı şev statik analizi (Donatı: Tensar UX1600 MSE geogrid)

Prj1: Bu analizde Şekil 7.1 görünen ve stabil olmadığı dilim metodu ile gösterilmiş olan 30^0 eğimli doğal şevin stabilite durumu Plaxis programı ile incelenmektedir.

Prj2: Bu analizde, stabil olmadığı Prj1'de gösterilen doğal şevin stabilitesini arttırmak ve şev topuk bölgesine yapılacak olan karayolu için güvenli çalışma alanı sağlamak amacıyla yapılması planlanan 12m yüksekliğindeki model bir donatılı zemin istinat yapısının (Şekil 9.2) Plaxis programı ile statik analizi gerçekleştirilmiştir. Bu analizde Tensar UX1600 MSE geogrid donatı kullanılmıştır.



Şekil 9.1 Plaxis'te yapılan donatılı zemin istinat duvarı analizleri çalışma alanı ve sınır koşulları

Prj3: Bu bölümün üçüncü kısmında Prj2'de tasarımı gerçekleştirilen model donatılı zemin istinat duvarının analizi 'Tensar UX1700 MSE' geogrid donatı kullanılarak tekrarlanılmaktadır. Prj3'te donatıdaki elastisite değişiminin mevcut sisteme etkisi irdelenmeye çalışılmaktadır.

Prj4: Bu bölümün dördüncü kısmında Prj2'de tasarımı gerçekleştirilen model donatılı zemin istinat duvarının analizi duvar arka şevinin geogrid ile donatılandırılması durumu için tekrarlanmaktadır. Tensar UX1600 MSE geogrid donatı kullanılarak gerçekleştirilen bu analizin amacı donatılı şevin sistem stabilitesine etkisinin belirlemektir. Söz konusu şevin stabilite durumunun belirlenmesinden sonra şevin stabilitesini arttırmak ve şev topuk bölgesine yapılacak olan karayolu için güvenli çalışma alanı sağlamak amacıyla yapılması planlanan donatılı zemin istinat yapısının Plaxis programı ile statik analizi gerçekleştirilecektir. Bu analizde Tensar UX1600 MSE geogrid donatı kullanılmaktadır.

Plaxis programı ile analizi yapılacak model donatılı zemin istinat yapısının, A.B.D. Karayolları Şartnamesi'ne göre elle analizi daha önce 7.1 ve 7.12 Bölümleri arasında sunulmuştu. Plaxis programı ile statik analizi yapılan model donatılı zemin duvarın geometrik ve malzeme özellikleri tamamıyla 7. Bölüm ile aynıdır. Donatılı zemin yapısının geometrik ve malzeme özellikleri Tablo 9.1'de özetlenmiştir.

9.2 Plaxis Analizlerdeki Zemin ve Yapı Elemanlarının Mühendislik ve Malzeme Özellikleri

Plaxis programında yapılan 4 farklı analizde kullanılan malzeme, zemin ve yapı elemanı özellikleri Tablo 9.1'de sunulmuştur.

Tablo 9.1 Plaxis analizlerindeki malzeme, zemin ve yapı elemanları özellikleri

		Özellik	Plaxis Sembol	Birim	Değer			
					Prj1	Prj2	Prj3	Prj4
Doğal Zemin (Temel ve şev)		Zemin İçsel Sürtünme Açısı	φ	^{0}	35	35	35	35
		Kohezyon	c_{ref}	kN/m^2	2	2	2	2
		Elastisite Modülü	E_{ref}	kN/m^3	60000	60000	60000	60000
		Islak Birim Hacim Ağırlığı	γ_{wet}	kN/m^3	20	20	20	20
		Doğal Kuru Birim Hacim Ağırlığı	γ_{dry}	kN/m^3	19.5	19.5	19.5	19.5
		Yatay Permeabilite	k_x	m/s	1	1	1	1
		Düşey Permeabilite	k_y	m/s	1	1	1	1
		Dilatansi açısı	ψ	^{0}	5	5	5	5
		Poisson Oranı	ν		0.4	0.4	0.4	0.4
Dolgu malzemesi	Seçilmiş Dolgu	Zemin İçsel Sürtünme Açısı	φ	^{0}	40	40	40	40
		Kohezyon	c_{ref}	kN/m^2	2	2	2	2
		Elastisite Modülü	E_{ref}	kN/m^3	100000	100000	100000	100000
		Islak Birim Hacim Ağırlığı	γ_{wet}	kN/m^3	20.5	20.5	20.5	20.5
		Doğal Kuru Birim Hacim Ağırlığı	γ_{dry}	kN/m^3	20	20	20	20
		Yatay Permeabilite	k_x	m/s	1	1	1	1
		Düşey Permeabilite	k_y	m/s	1	1	1	1
		Dilatansi açısı	ψ	^{0}	10	10	10	10
		Poisson Oranı	ν		0.4	0.4	0.4	0.4
	Arka Dolgu				Doğal Zemin			Seçilmiş Dolgu
Donatı	Tensar UX1600 MSE Geogrid	Uzama Rijitliği (Eksenel Rijitlik)	EA	kN/m	1800			
	Tensar UX1700 MSE Geogrid	Uzama Rijitliği (Eksenel Rijitlik)	EA	kN/m	2350			
Yüzey Elemanı	Monoblok Prekast Betonarme Yüzey Elemanı	Kalınlık	d	m	0.4	0.4	0.4	0.4
		Uzama Rijitliği	EA	kN/m	8x10^6	8x10^6	8x10^6	8x10^6
		Eğilme Rijitliği	EI	kNm^2/m	1x10^5	1x10^5	1x10^5	1x10^5
		Ağırlık	w	kN/m/m	1.6	1.6	1.6	1.6
		Poisson Oranı	ν		0.2	0.2	0.2	0.2

9.3 Plaxis Analizlerinde Yapılan Kabul ve Varsayımlar

Analizlerde yapılan kabul ve varsayımlar aşağıdaki gibidir;

- Düzlemsel deformasyon 'Plane Strain' modeli kullanılmıştır,
- 15 düğüm noktalı üçgen sonlu elemanlar kullanılmıştır,
- SI birim sisteminde m, kN, gün birimleri ile çalışılmıştır,
- Malzeme Modelilerinden 'Mohr-Coulomb' kullanılmıştır,
- Malzeme davranış tipi drenajlı olarak dikkate alınmıştır,
- 'G' Kayma modülü için Plaxis programının verdiği değer kabul edilmiştir,
- Bu çalışmada, sonlu elemanların boyutlarının direkt olarak sonucu etkilediği düşünülerek mümkün olduğunca inceltilmiş sonlu elemanlar ağı ile çalışılıp daha hassas sonuçlar elde edilmeye çalışılmıştır.
- Analizlerin hiçbir bölümünde ara yüzey elemanı 'İnterface' kullanılmamıştır,
- Zemin dilatansi açısı (ψ) için Plaxis programının önerdiği φ-30 değeri kullanılmıştır.
- Doğal zemin ve dolgu malzemesi kum olmasına rağmen c=0 değeri yerine programın analizde yapacağı muhtemel hatanın önlenebilmesi amacıyla c=2 kN/m^2 olarak alınmıştır.
- Donatılı zemin istinat yapısı şev topuğunun 5m içerisinden başlamaktadır (Şekil 9.1).
- Yapılan analizler eğimli yüzey içerdiklerinden başlangıç koşulları K_o Prosedürü (K_0 Procedure) yöntemi yerine Ağırlık Analizi (Gravity Loading) ile hesaplanmıştır.
- Güvenlik sayısı analizinde dikkate alınan değer analiz sonucunda ulaşılan ΣM_{sf} değeri ve şev üzerinde seçilen çeşitli noktalarda çizilen ΣM_{sf} – Toplam Deplasman grafikleridir.

9.4 Plaxis Programı ile Yapılan Analiz Sonuçların Değerlendirmesinde Dikkate Alınan Kontrol Kriterleri

Plaxis analizlerini değerlendirirken Tablo 9.2'de belirtilen güvenlik değerleri dikkate alınmaktadır.

Tablo 9.2 Donatılı zemin istinat duvarında yapılan Plaxis analizleri için kontrol kriterleri

Kontroller	Müsaade Edilen Değer	Birim
Duvar Maksimum Yanal Deplasmanı	120	mm
Duvar Maksimum Oturma	75	mm
Duvar Maksimum Farklı Oturma	32	mm
Duvar Maksimum Açısal Oturma	L/60 = 183	mm
Toptan Göçme Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})	1.5	
Taşıma Gücü Kontrolü (Zemin Emn. Gerilmesi)	1685	kN/m^2

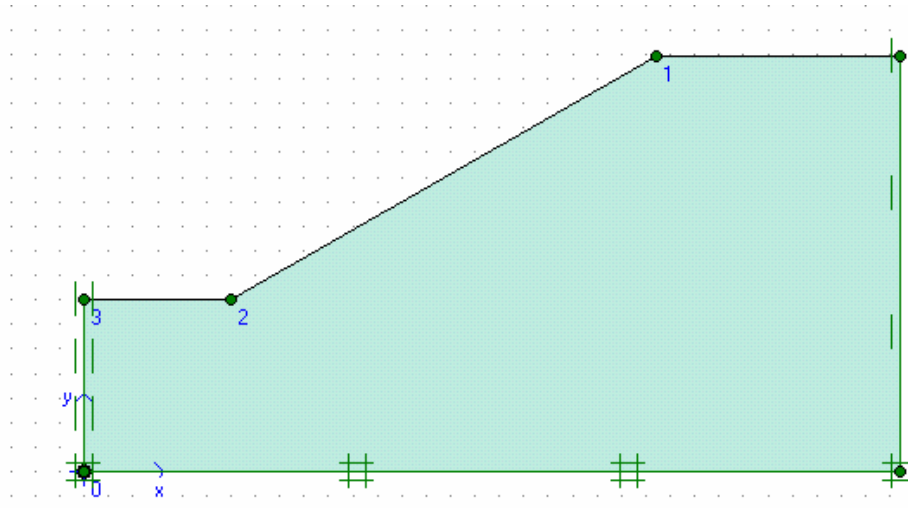
* Duvar maksimum farklı ve açısal oturmaları duvar tabanındaki iki köşe nokta dikkate alınarak hesaplanmaktadır.

9.5 Plaxis Analizleri

9.5.1 Prj1 – Model Doğal Şevin Statik Analiz

9.5.1.1 Prj1 – Model Doğal Şevin Statik Analiz Tanımlamaları

Bu analizde Şekil 9.2'de görülen model doğal şev için güvenlik tahkiki yapılmıştır. Bu analizin yapılmasındaki amaç donatılı zemin inşaatından önceki güvenlik durumunun tespit edilmesidir. Şev arkası ve temel zemini Tablo 9.1'de özellikleri sunulan aynı tür malzemeden (doğal zemin) oluşmaktadır.



Şekil 9.2 Prj1 için Plaxis çalışma alanı sınırları

Doğal şev eğimi 30^0'dir ve Plaxis programında yapılan analizler Şekil 9.2'de sunulan çalışma alanı sınırları içerisinde yapılmıştır. Çalışma alanında şevin bittiği alt ve üst noktalarda sınır koşulları etkilemeyecek kadar mesafe bırakılmıştır (Şekil 9.1). Ayrıca temel zemini kalınlığının 35m alınması yeterli görülmüştür.

Bu analizde sonlu elemanların boyutlarının direk olarak sonucu etkilediği düşünülerek mümkün olduğunca inceltilmiş sonlu elemanlar ağı ile çalışılıp daha hassas sonuçlar elde edilmeye çalışılmıştır.

Plaxis programında Şekil 9.2'de verilen şevin güvenlik analizi için aşağıdaki işlem sırası takip edilmiştir.

Tasarım aşamaları:

- Tasarım aşamalarının tamamı input modülünde yapılmaktadır. Öncelikle genel ayarlar penceresinden çalışma alanı sınırları tespit edilmiştir (alt sınır; 0, üst sınır; 85m, sol sınır; 0, sağ sınır; 185 m).
- Çalışma sayfasında Şekil 9.2'de verilen geometrinin girişi yapılır.
- 'Standard Fixities' komutu ile problemin sınır koşulları belirlenir (Şekil 9.2).
- 'Material Sets' komutu ile Tablo 9.1'de özellikleri verilen 'Doğal Zemin' isimli malzeme oluşturularak şev ve temel zemininin bu malzeme ile tanımı gerçekleştirilir.

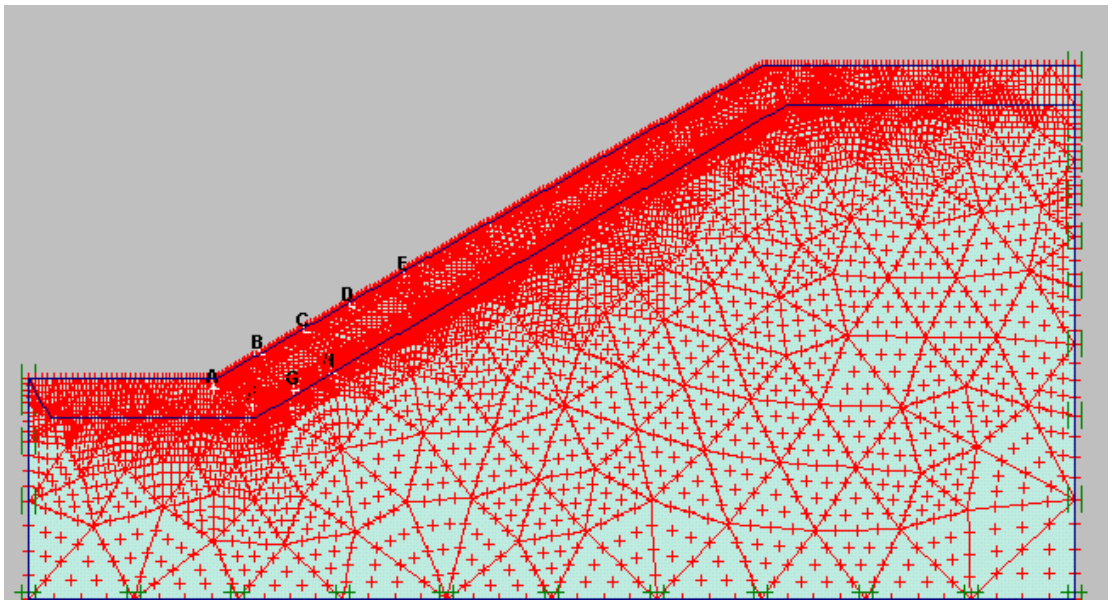
- ‘Generate Mesh’ komutu ile sonlu elemanlar ağı oluşturulur ve uygun şekilde sonlu elemanlar ağı inceltilir (Refine Mesh).
- ‘Initial Conditions’ komutunda K_o prosedürü uygulamadan hesap (analiz) aşamasına geçilir.

Analiz aşamaları:

- Analiz aşamaları ‘Calculation’ modülünde yapılmaktadır. Bu problem 2 aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamasa başlangıç koşulları ağırlık yüklemesi (gravity loading) yöntemi ile yapılmaktadır. Başlangıç koşullarının tanımı için ‘Loading Input’ seçeneğinden ‘Total Multipliers’ komutu seçili iken $\Sigma M_{weight}=1$ yapılmalıdır. Bu işlem ile zeminin ağırlık katsayısı 1 yapılarak analizin zeminin kendi ağırlığını dikkate alınarak yapılması sağlanmaktadır. Ağırlık yüklemesinin özelliğinden dolayı bu aşamada ’Ignore undrained behaviour’ seçeneğinin seçili olması gerekmektedir.

- Analizin ikinci aşamasında şevin göçme tahkiki ‘Phi-c Reduction’ yöntemi ile yapılmaktadır. Bu analiz için ‘Calculation Type’ seçeneğinden ‘Load adv. Number of Steps’ komutu seçili olması gerekmektedir. Ayrıca bir önceki aşamanın ağırlık yüklemesi olmasından dolayı ‘Reset displacements to zero’ komutunun da secili olması gerekmektedir. Bu komut programın bir özelliği gereği, ağırlık yüklemesi sonucunda oluşan ve gerçek olmayan deplasmanlar sıfırlanmaktadır.

- Analizin 2. aşaması tamamlandıktan sonra analiz sonucunda grafik çizilmesi istenilen noktalar önceden tanımlanmalıdır. Bu problemde güvenlik katsayısı ve deplasman grafiklerinin çizimi için Şekil 9.3’te verilen noktalar tespit edilmiştir.



Şekil 9.3 Prj1'de güvenlik katsayısı hesap noktaları

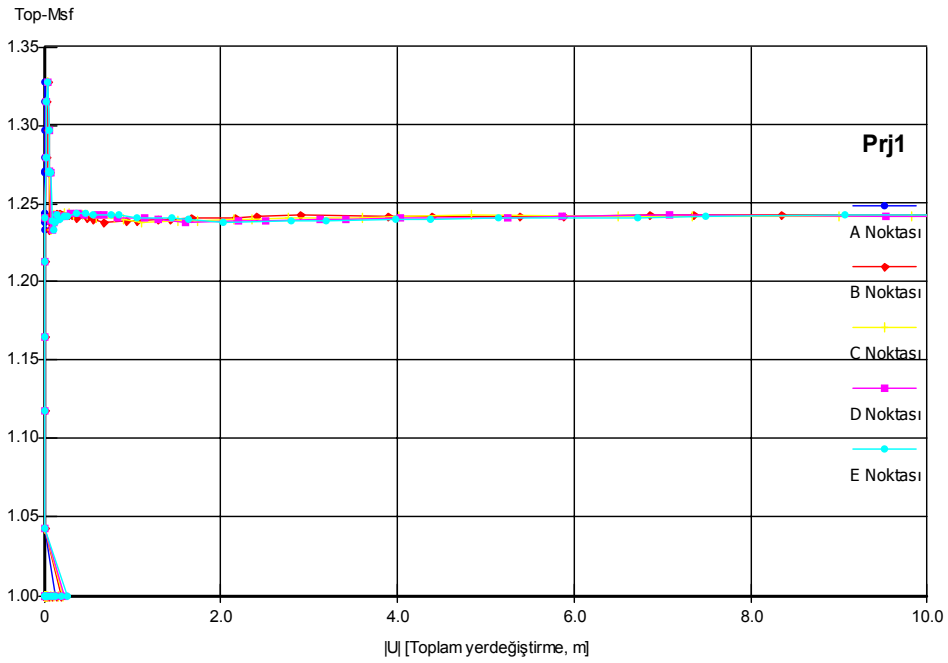
9.5.1.2 Prj1 – Doğal Şev Statik Analizi Sonuçları

Prj1'in analizi sonucunda elde olunan sonuçlar Tablo 9.3'te sunulmuştur.

Tablo 9.3 Prj1 analiz sonuçları

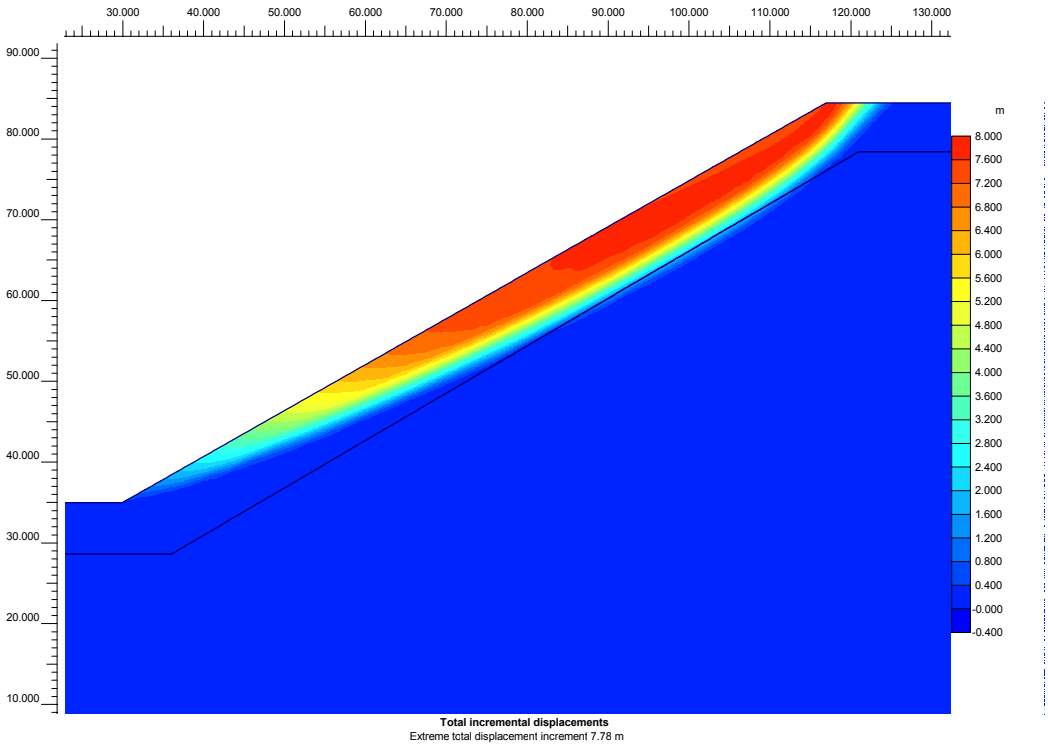
Analiz Sonucu	Değer	Birim
Maksimum Efektif Gerilme	1580	kN/m^2
Maksimum Toplam Gerilme	1580	kN/m^2
Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})	**1.24**	

Şekil 9.4'te Şekil 9.3'te konumları belirtilen B,C,D,E noktalarındaki ΣM_{sf} – Toplam yer değiştirme grafiği görülmektedir. Söz konusu şekilde eğriler 1.24 M_{sf} değerinde yataylaşmaktadır bu da şev için güvenlik sayısının 1.24 olduğunu göstermektedir.

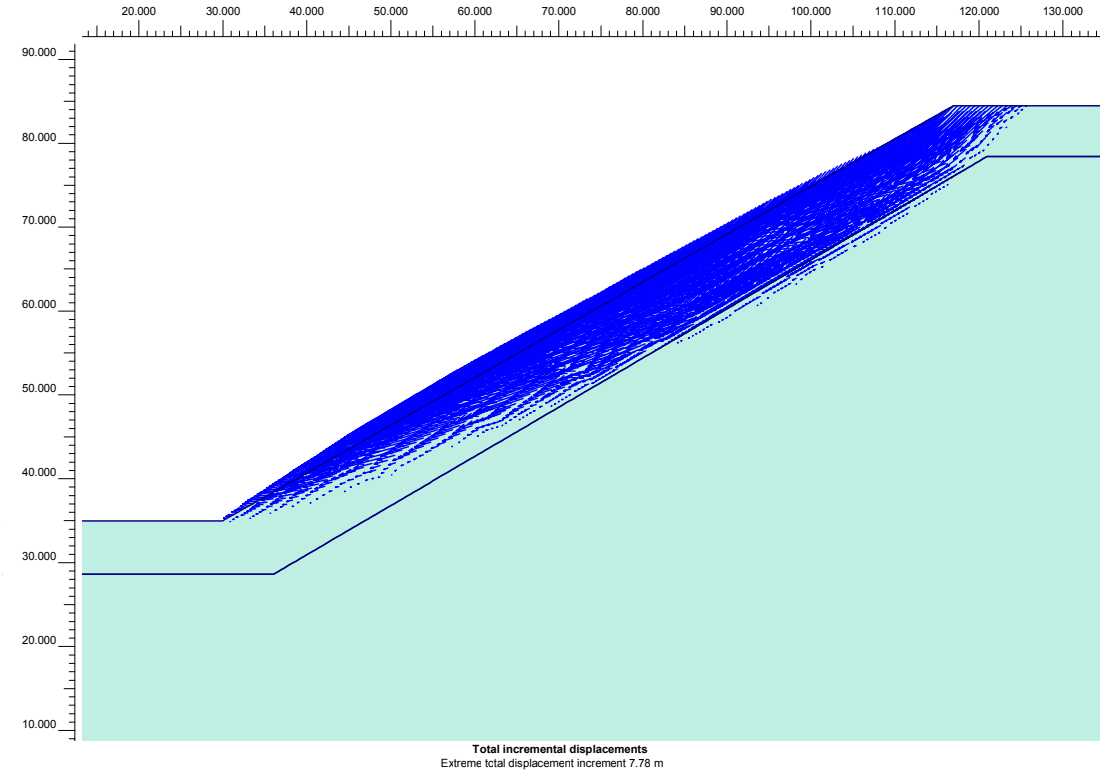


Şekil 9.4 Prj1 toptan göçme analiz sonuçları

Doğal Şeve (Prj1) ait kayma dairelerinin görülebildiği toplam deplasman artımı grafiği 'Total Incremental Displacement' Şekil 9.5'te sunulmuştur.Plaxis programı sayesinde kayma dairelerinin hem gölgelendirme hem de oklar ile görüntülenmesi mümkün olmaktadır.



(a)



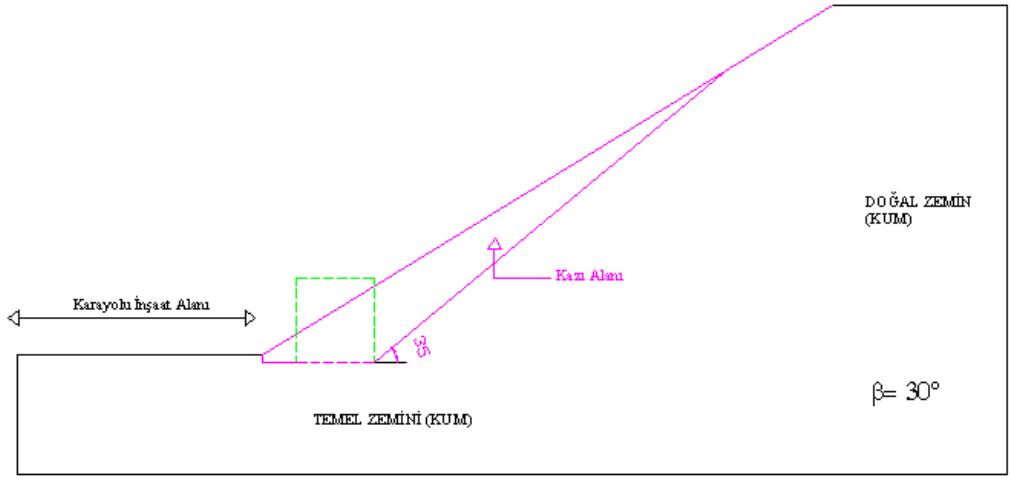
(b)

Şekil 9.5 Prj1 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla

9.5.2 Prj2 - Plaxis Programı ile Model Donatılı Zemin İstinat Duvarının Statik Analiz

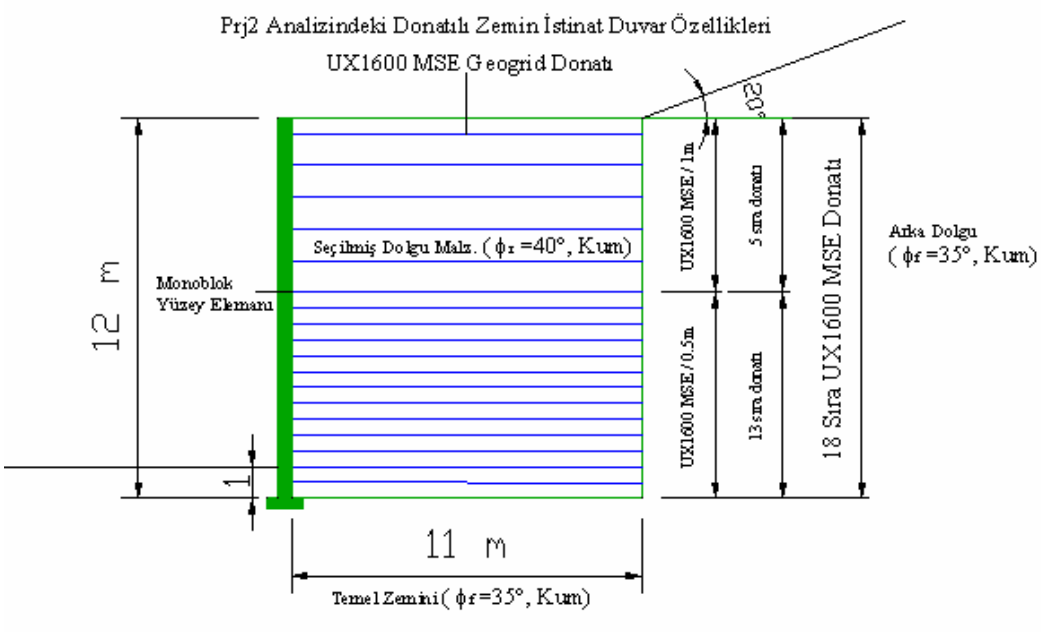
9.5.2.1 Prj2 - Plaxis Programı ile Statik Analiz Tanımlamaları

Bu analizde Şekil 9.6'da verilen donatılı zemin probleminin tahkiki yapılmıştır. Bu analizin yapılmasındaki amaç model bir donatılı zemin inşaatı sonrasındaki doğal şevin güvenliğindeki değişimin belirlenmesi ve donatılı zemin istinat yapısının tasarım ve analizinin Plaxis programı ile gerçekleştirilmesidir.



Şekil 9.6 Prj2'de analizi yapılan model donatılı zemin yapısının şev topuk bölgesindeki konumu

- Donatılı zemin yapısında kullanılan tüm malzemelerin özellikleri Tablo 9.1'de verilmiştir.
- Donatılı zemin istinat duvarı aynı elle analizde olduğu gibi şev topuk bölgesinden 5m içerisinde başlamaktadır.
- Donatılı zemin istinat yapısı ön tarafında 1m derinliğinde topuk dolgusu bulunmaktadır.
- Donatılı zemin yapısı arkası güvenli inşaat yapılabilmesi için 35^0'lik şev ile kazılmıştır (Şekil 9.6).
- Donatılı zemin yapısın tüm geometrik özellikleri (H=12m ve L=11m) ve donatı dağılımı Şekil 9.7'de verilmiştir.



Şekil 9.7 Prj2 analizindeki donatılı zemin istinat duvarı özellikleri

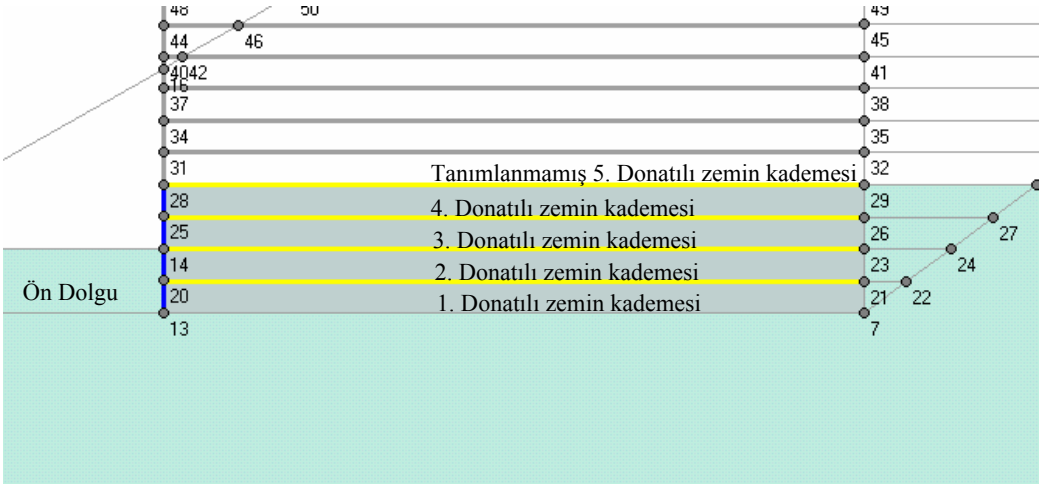
Tasarım aşamaları:

- Çalışma sayfasının oluşturulması,
- İnşaat öncesi ve sonrası geometrinin oluşturulması,
- Geometrilerin (çizgilerin) yapı elemanı olarak atanması (yüzey elemanları ve geotekstiller),
- Sınır koşuların belirlenmesi,
- Zemin ve yapı elemanların oluşturulması,
- Sonlu elemanlar ağının oluşturulması,
- Başlangıç koşulları geometrisinin belirlenmesi (ağırlık analizi yapılmadan önce mutlaka initial condition durumunda çalışma alanı sadece ilk inşaat durumu kalacak şekilde düzenlenir).

Analiz aşamaları;

1. Safha : Prj2'deki analizler toplam 34 safhadan oluşmaktadır. İlk aşamada Prj1'le açıklan ile aynı şekilde ağırlık yüklemesi yapılması,
2. Safha: İlk kazı kademesinin tanımlanması (deplasman sınırlaması yapılabilmesi için kazı tek kademe yerine 8 kademede tanımlanmıştır ve her kazı kademesinden sonra deplasman sıfırlaması yapılmıştır),

3. Safha: 2. Kazı kademesinin tanımlanması,
4. Safha: 3. Kazı kademesinin tanımlanması,
5. Safha: 4. Kazı kademesinin tanımlanması,
6. Safha: 5. Kazı kademesinin tanımlanması,
7. Safha: 6. Kazı kademesinin tanımlanması,
8. Safha: 7. Kazı kademesinin tanımlanması,
9. Safha: 8. Kazı kademesinin tanımlanması,
10. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının ilk kademesinin tamamlanması (bu safhada 1. kademeye ait yüzey elemanı, seçili dolgu, geotekstil ve arka dolgu aktif hale getirilmiştir),
11. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 2. kademesinin tamamlanması (ilk donatılı zemin kademesi ile benzer işlemler 2. donatılı zemin kademesi için gerçekleştirilmektedir),
12. Safha: Ön dolgunun tanımlanması,
13. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 3. kademesinin tamamlanması,
14. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 4. kademesinin tamamlanması (Şekil 9.8),

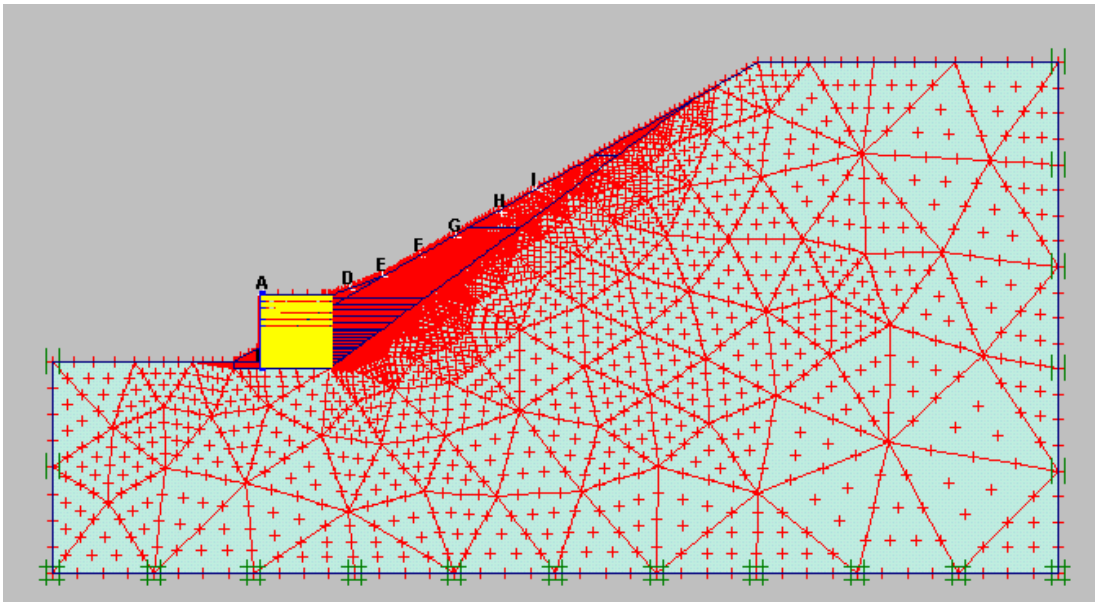


Şekil 9.8 Tanımlanmış ve tanımlanmamış donatılı zemin kademeleri

15. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 5. kademesinin tamamlanması,
16. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 6. kademesinin tamamlanması,

17. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 7. kademesinin tamamlanması,
18. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 8. kademesinin tamamlanması,
19. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 9. kademesinin tamamlanması,
20. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 10. kademesinin tamamlanması,
21. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 11. kademesinin tamamlanması,
22. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 12. kademesinin tamamlanması,
23. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 13. kademesinin tamamlanması,
24. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 14. kademesinin tamamlanması,
25. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 15. kademesinin tamamlanması,
26. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 16. kademesinin tamamlanması,
27. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 17. kademesinin tamamlanması,
28. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 18. kademesinin tamamlanması,
29. Safha: Donatılı zemin istinat duvarının 19. kademesinin tamamlanması (bu safha ile birlikte donatılı zemin yapısının tüm kademeleri oluşturulmuş olmaktadır),
30. Safha: Duvar üst seviyesi arka dolgusunu ilk kademesi tanımlanmaması (arka dolgunun duvar seviyesinin üst tarafında kalan kısmı 3 kademede yeniden doldurulmuştur),
31. Safha: Duvar üst seviyesi arka dolgusunu 2. kademesi tanımlanmaması,
32. Safha: Duvar üst seviyesi arka dolgusunu 3. kademesi tanımlanmaması,
33. Safha: Duvar üst seviyesi arka dolgusunu 4. kademesi tanımlanmaması (bu safha ile birlikte donatılı zemin yapısı inşaatı tamamlanmış ve duvar üst arka dolgusu doğal şevdeki 30^0'lik durumuna getirilmiştir),
34. Safha: Şev analizi (Phi-c Reduction) tanımlaması.

Yukarıdaki safhalardan sonra analiz başlatılmadan önce, analiz sonrası grafik çizilebilmesi için Şekil 9.9'deki noktaları seçilmiştir. Burada A noktası duvarın sol üst köşesi, B noktası sol alt köşesi, C noktası sağ alt köşesi ve D,E,F,G,H ve I noktaları da şev üzerinde toptan güvenlik hesabı yapılan çeşitli noktalardır.



Şekil 9.9 Prj2 hesap ve grafik noktaları

9.5.2.2 Prj2 Plaxis Programı ile Statik Analiz Sonuçları

Göçme güvenlik sayısı hesabı:

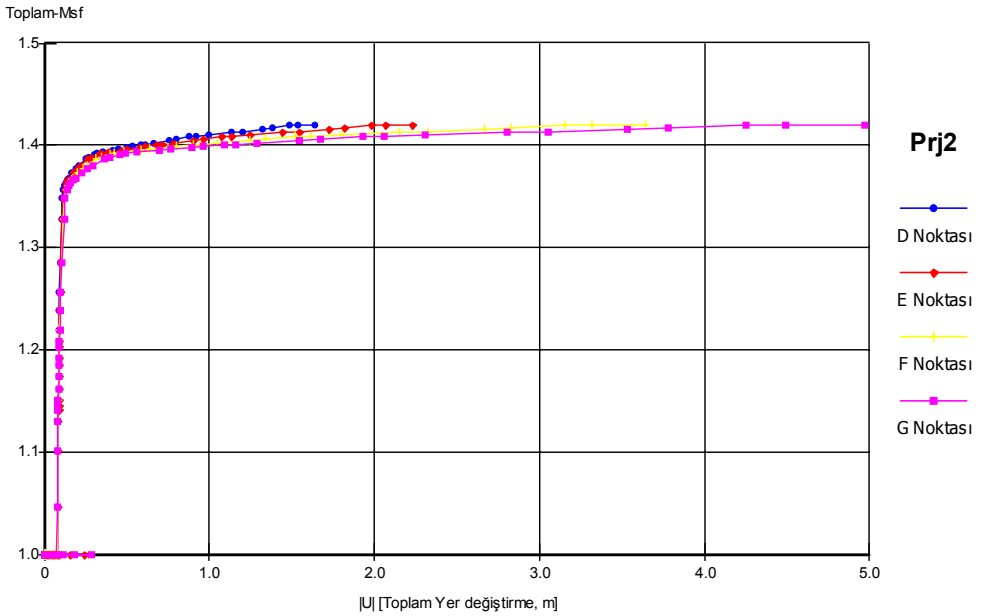
Prj2'in analizi sonucunda elde olunan deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları Tablo 9.4'te sunulmuştur.

Tablo 9.4 Prj2 deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları

Analiz Sonucu	Değer	Birim
Maksimum Toplam Deplasman (Duvar Arkası Şev)	88	mm
Maksimum Yatay Deplasman (Duvar Arkası Şev)	40	mm
Maksimum Düşey Deplasman (Duvar Arkası Şev)	84	mm
Maksimum Efektif Gerilme	1570	kN/m^2
Maksimum Toplam Gerilme	1570	kN/m^2
Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})	1.42	

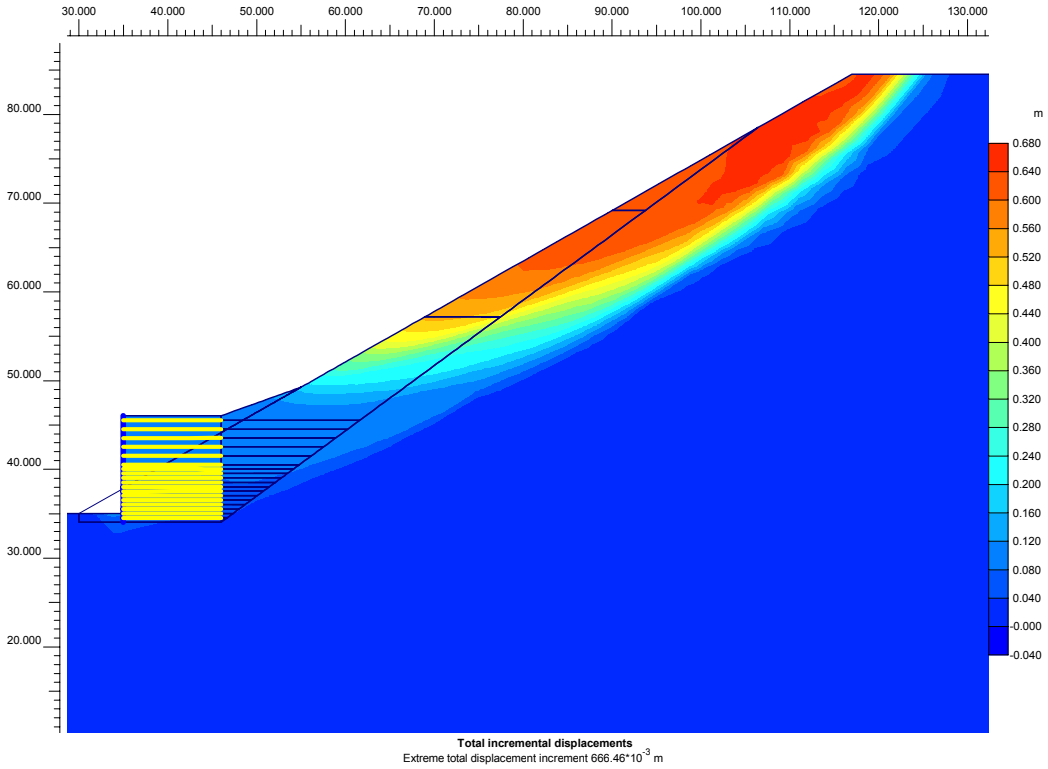
* Düşey deplasman -y yönündendir

Şekil 9.10'da Şekil 9.9'te konumları belirtilen D,E,F ve G noktalarındaki ΣM_{sf} – toplam yer değiştirme grafiği görülmektedir. Söz konusu şekilde eğriler 1.42 M_{sf} değerinde yataylaşmaktadır bu da şev için göçme güvenlik sayısının 1.42 olduğunu göstermektedir.

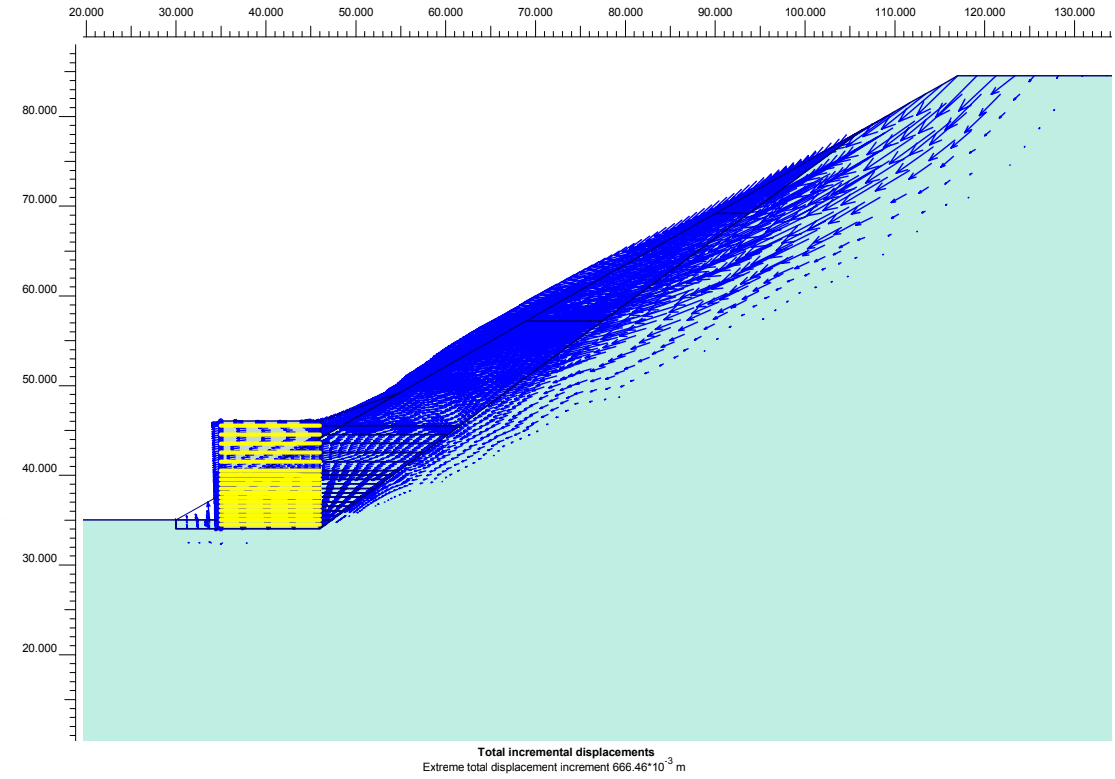


Şekil 9.10 Prj2 toptan göçme analizi grafiği

Prj2'e ait kayma dairelerinin görülebildiği toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement' Şekil 9.11'te sunulmuştur.



(a)



(b)

Şekil 9.5 Prj2 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla

Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili sonuçlar ve kontroller:

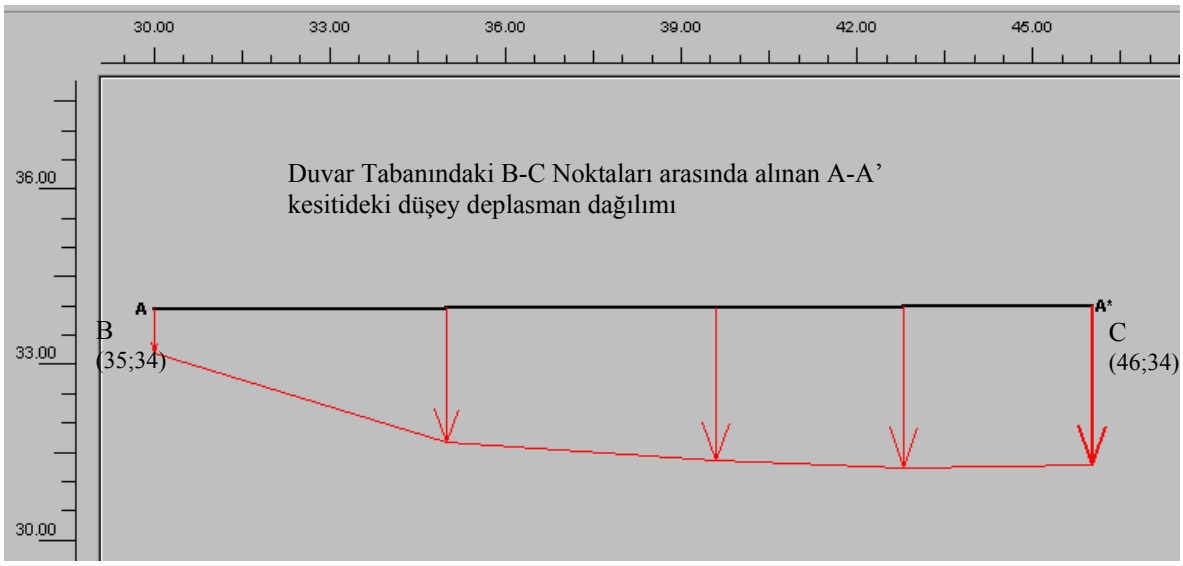
Donatılı zemin istinat duvarında yapılan Plaxis analizleri için kontrol kriterleri Tablo 9.2'de verilmişti. Tablo 9.5'te bu kriterler ile analiz sonucunda elde edilen sonuçların karşılaştırması sunulmuştur.

Tablo 9.5 Prj2 için Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili analiz sonuçları ve kontroller

	Kontroller	Hesap Şekli	Analiz ile Elde Edilen Değer	Müsaade Edilen Değer	Birim	Değerlendirme
Deplasman Kontrolü	**Duvar Maksimum Yanal Deplasmanı**	A Noktasının yaptığı maksimum yanal deplasman	29	120	mm	Duvardaki yanal deplasman müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
Oturma Kontrolleri	**Duvar Maksimum Oturma**	B ve C Noktalarının yaptığı düşey deplasmanlardan maksimum olanı	56	75	mm	Duvardaki oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
	Duvar Maksimum Farklı Oturma	B ve C Noktalarının yaptıkları maksimum düşey deplasmanlar arası fark	10	32	mm	Duvardaki farklı oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
	Duvar Maksimum Açısal Oturma	B ve C Noktalarının yaptıkları maksimum düşey deplasmanlar arası farkın duvar genişliğine oranı (L)	$1*10^{-3}$	L/60 = 183	mm	Duvardaki açısal oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
Göçme Kontrolü	**Toptan Göçme Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})**	Phi-c Reduction Sonucu	1.42	1.5		Şev güvenliği arttırılmalı.
Taşıma Gücü Kontrolü	**Taşıma Gücü Kontrolü (Zemin Emn. Gerilmesi)**	Duvar tabanında oluşan maksimum gerilme	430	1685	kN/m^2	Sistem taşıma gücü açısından istenilen güvenliktedir.
Donatı Kopma Kontrolü	**Donatı Kopma Kontrolü (Donatı müsaade edilen çekme dayanımı)**	Donatılarda oluşan çekme gerilmelerinin maksimumu	10	46	kN/m	Donatılarda herhangi bir kopma söz konusu değildir.

* Yanal deplasman değerleri istenilen sınırlar içerisinde olduğundan donatılarda sıyrılma söz konusu değildir.

Prj2 analizinde oturma kontrolünde dikkate alınan taban kesiti ve bu kesit üzerindeki çeşitli noktalardaki oturma değerleri aşağıda sunulmuştur (Şekil 9.12).



(a)

B Noktası →

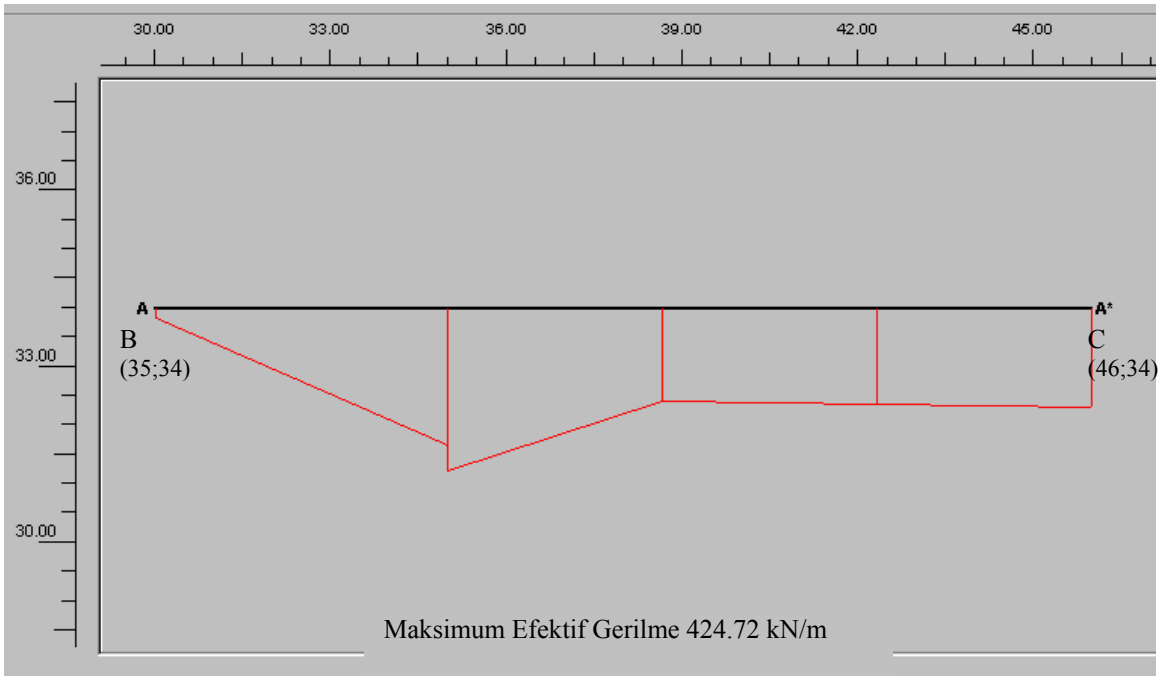
C Noktası →

X [m]	Y [m]	U_y [10^{-3} m]
30.024	33.977	-18.786
35.001	33.989	-56.379
35.001	33.989	-56.379
39.593	34.000	-63.805
39.593	34.000	-63.805
42.796	34.008	-67.642
46.000	34.015	-66.429
46.000	34.015	-66.429
46.021	34.016	-66.382

(b)

Şekil 9.12 (a) Prj2 oturma kontrolleri için B-C noktaları arasında alınan A-A' kesitindeki düşey deplasman dağılımı, (b) Kesit kordinatları ile bu kordinatlardaki oturma değerleri

Prj2 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti Şekil 9.13'te sunulmuştur.



Şekil 9.13 Prj2 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti

9.5.3 Prj3 - Plaxis Programı ile Model Donatılı Zemin İstinat Duvarının Statik Analiz

9.5.3.1 Prj3 - Plaxis Programı ile Statik Analiz Tanımlamaları

Bu analizin Prj2 ile tek farkı donatılı zemin modelinde kullanılan donatının 'Tensar UX1600 MSE' yerine 'Tensar UX1700 MSE' olmasıdır. Analizin diğet tüm özellikleri Prj2 ile aynıdır. Bu analizin amacı geogridin elastisitesindeki değişimin sistemin stabilitesine etkisinin tespit edilmesidir. Donatı değişimi ile geogridin uzama rijitliği (EA) 1800 kN/m'den 2350 kN/m'ye yükseltilmiş olmaktadır.

Prj3 analizinin tasarım ve analiz safhaları Prj2 analizi ile aynıdır. Prj3 analizi sonucunda sonuçlar aynı noktalarda değerlendirilmiştir (Şekil 9.8).

9.5.3.2 Prj3 - Plaxis Programı ile Statik Analiz Sonuçları

Göçme güvenlik sayısı hesabı:

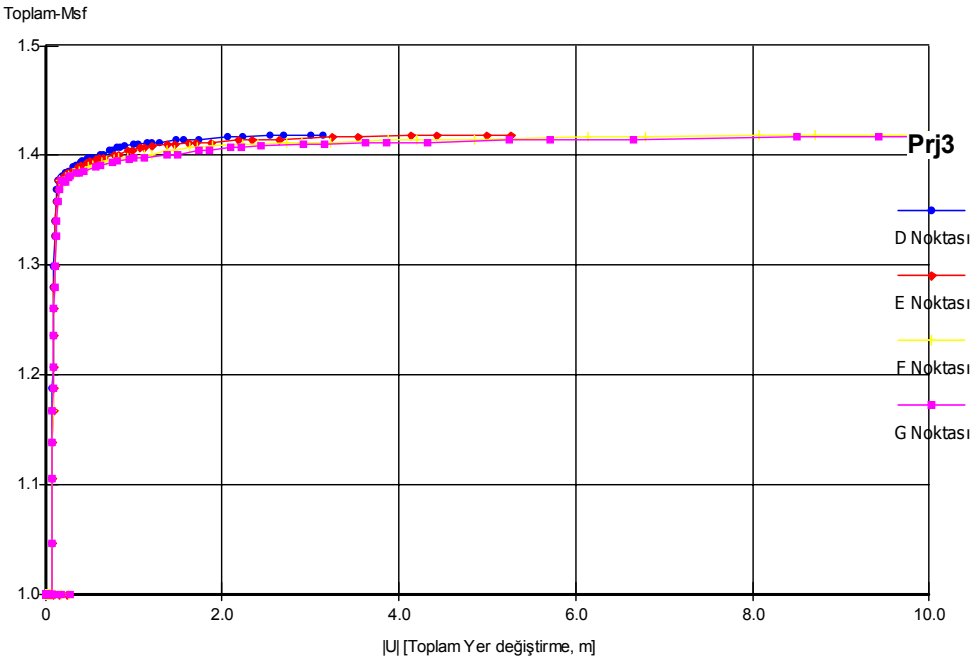
Prj3'ün analizi sonucunda elde olunan deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları Tablo 9.6'te sunulmuştur.

Tablo 9.6 Prj3 deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları

Analiz Sonucu	Değer	Birim
Maksimum Toplam Deplasman (Duvar Üst Bölgesi)	83	mm
Maksimum Yatay Deplasman (Şev yüzeyi)	39	mm
Maksimum Düşey Deplasman (Duvar Üst Bölgesi)	80	mm
Maksimum Efektif Gerilme	1570	kN/m^2
Maksimum Toplam Gerilme	1570	kN/m^2
Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})	1.42	

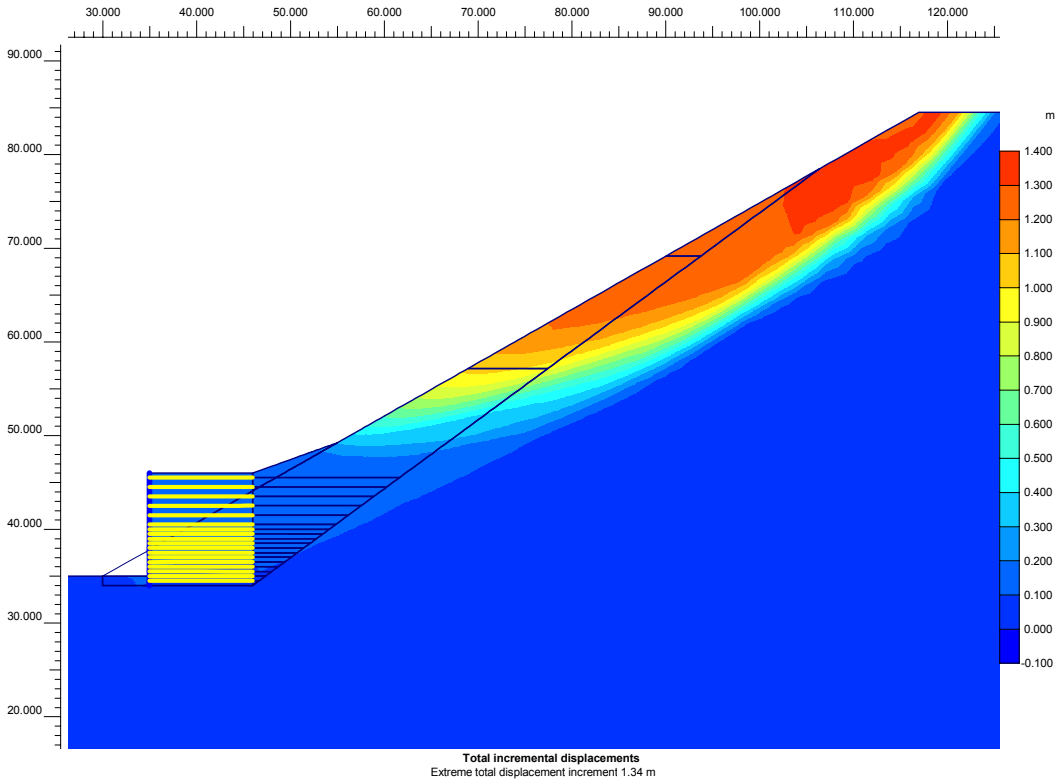
* Düşey deplasman -y yönündendir

Şekil 9.14'de Şekil 9.8'te konumları belirtilen D,E,F ve G noktalarındaki ΣM_{sf} – toplam yer değiştirme grafiği görülmektedir. Söz konusu şekilde eğriler 1.42 M_{sf} değerinde yataylaşmaktadır bu da şev için göçme güvenlik sayısının 1.42 olduğunu göstermektedir.

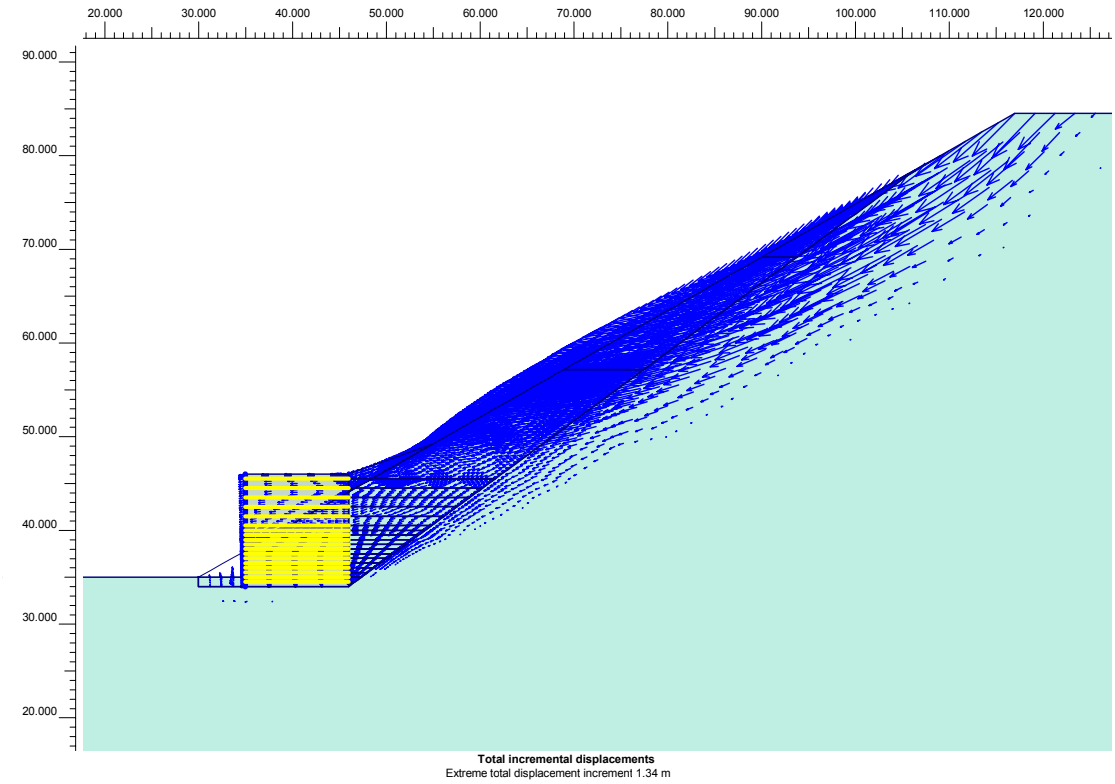


Şekil 9.14 Prj3 toptan göçme analizi grafiği

Prj3'e ait kayma dairelerinin görülebildiği toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement' Şekil 9.15'te sunulmuştur.



(a)



(b)

Şekil 9.5 Prj3 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla

Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili sonuçlar ve kontroller:

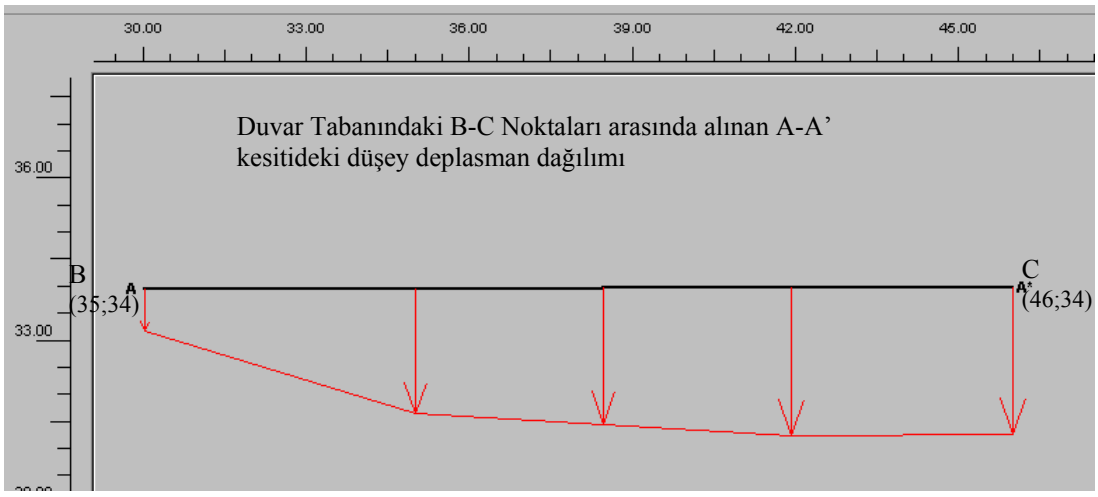
Donatılı zemin istinat duvarında yapılan Plaxis analizleri için kontrol kriterleri Tablo 9.2'de verilmişti. Tablo 9.7'te bu kriterler ile analiz sonucunda elde edilen sonuçların karşılaştırması sunulmuştur.

Tablo 9.7 Prj3 Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili analiz sonuçları ve kontroller

	Kontroller	Hesap Şekli	Analiz ile Elde Edilen Değer	Müsaade Edilen Değer	Birim	Değerlendirme
Deplasman Kontroli	**Duvar Maksimum Yanal Deplasmanı**	A Noktasının yaptığı maksimum yanal deplasman	21	120	mm	Sistemki yanal deplasman müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
Oturma Kontrolleri	**Duvar Maksimum Oturma**	B ve C Noktalarının yaptığı düşey deplasmanlardan maksimum olanı	56	75	mm	Sistemki oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
	Duvar Maksimum Farklı Oturma	B ve C Noktalarının yaptıkları maksimum düşey deplasmanlar arası fark	11	32	mm	Sistemki farklı oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
	Duvar Maksimum Açısal Oturma	B ve C Noktalarının yaptıkları maksimum düşey deplasmanlar arası farkın duvar genişliğine oranı (L)	$1*10^{-3}$	L/60 = 183	mm	Duvardaki açısal oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
Göçme Kontroli	**Toptan Göçme Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})**	Phi-c Reduction Sonucu	1.42	1.5		Şev güvenliği arttırılmalı.
Taşıma Gücü Kontrolü	**Taşıma Gücü Kontrolü (Zemin Emn. Gerilmesi)**	Duvar tabanında oluşan maksimum gerilme	430	1685	kN/m^2	Sistem taşıma gücü açısından istenilen güvenliktedir.
Donatı Kopma Kontrolü	**Donatı Kopma Kontrolü (Donatı müsaade edilen çekme dayanımı)**	Donatılarda oluşan çekme gerilmelerinin maksimumu	8	46	kN/m	Donatılarda herhangi bir kopma söz konusu değildir.

* Yanal deplasman değerleri istenilen sınırlar içerisinde olduğundan donatılarda sıyrılma söz konusu değildir.

Prj3 analizinde oturma kontrolünde dikkate alınan taban kesiti ve bu kesit üzerindeki çeşitli noktalardaki oturma değerleri aşağıda sunulmuştur (Şekil 9.16).



(a)

X [m]	Y [m]	U_y [10^{-3} m]
30.127	34.013	-19.104
35.000	34.013	-56.538
35.000	34.013	-56.538
35.286	34.013	-56.815
35.286	34.013	-56.815
38.857	34.013	-62.478
42.429	34.013	-67.323
46.000	34.013	-66.362

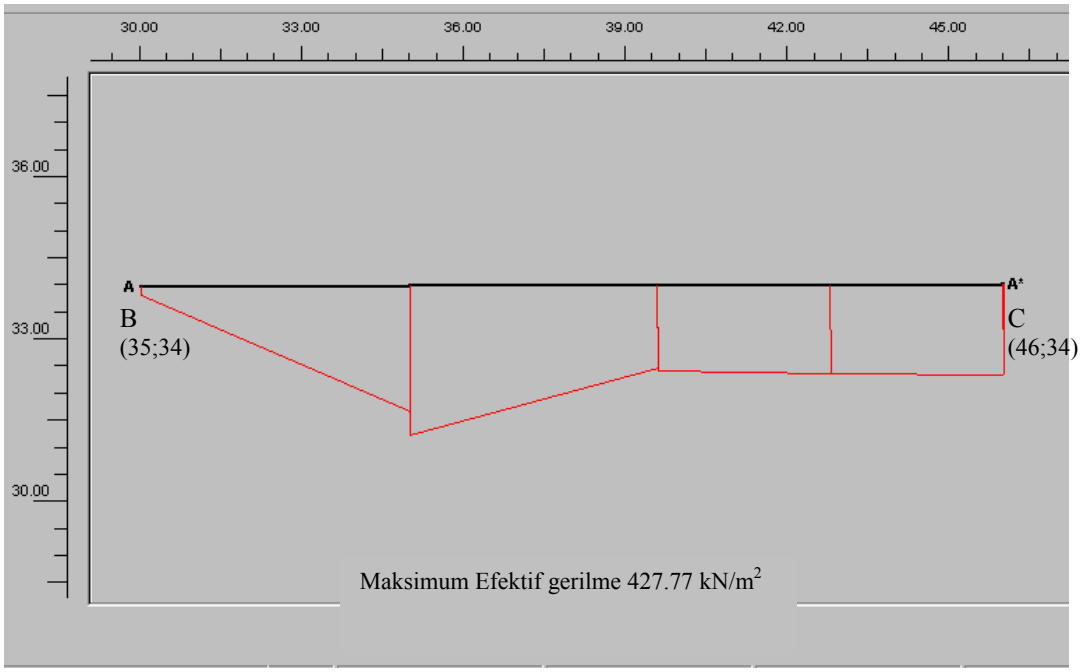
B Noktası →

C Noktası →

(b)

Şekil 9.16 (a) Prj3 oturma kontrolleri için B-C noktaları arasında alınan A-A' kesitindeki düşey deplasman dağılımı ve (b) kesit kordinatları ile bu kordinatlardaki oturma değerleri

Prj3 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti Şekil 9.17'de sunulmuştur..



Şekil 9.17 Prj3 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti

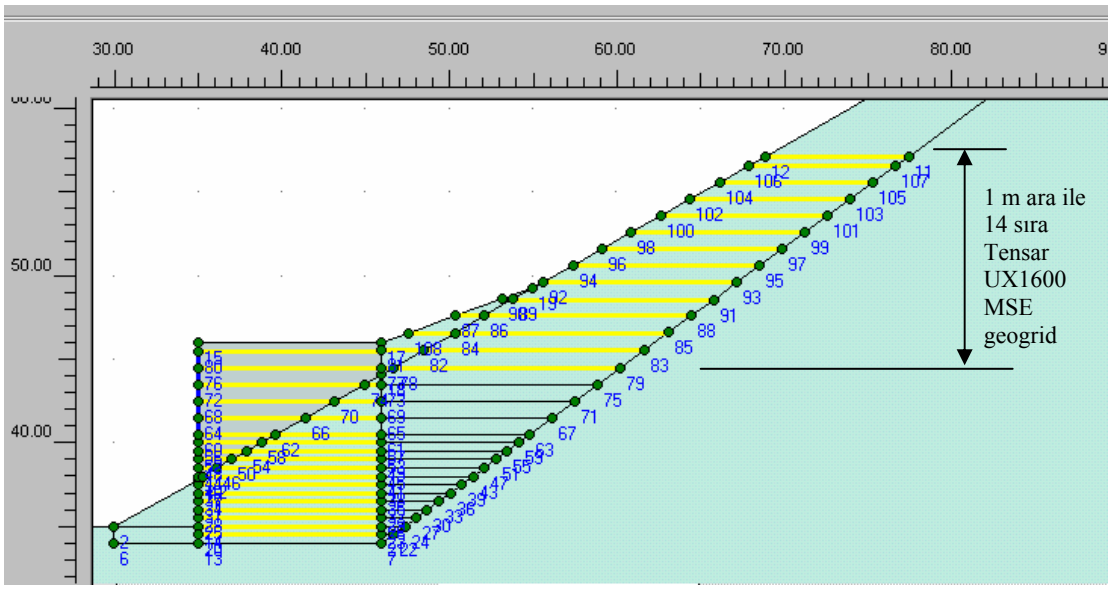
9.5.4 Prj4 - Plaxis Programı ile Model Donatılı Zemin İstinat Duvarının Statik Analiz

9.5.4.1 Prj4 - Plaxis Programı ile Statik Analiz Tanımlamaları

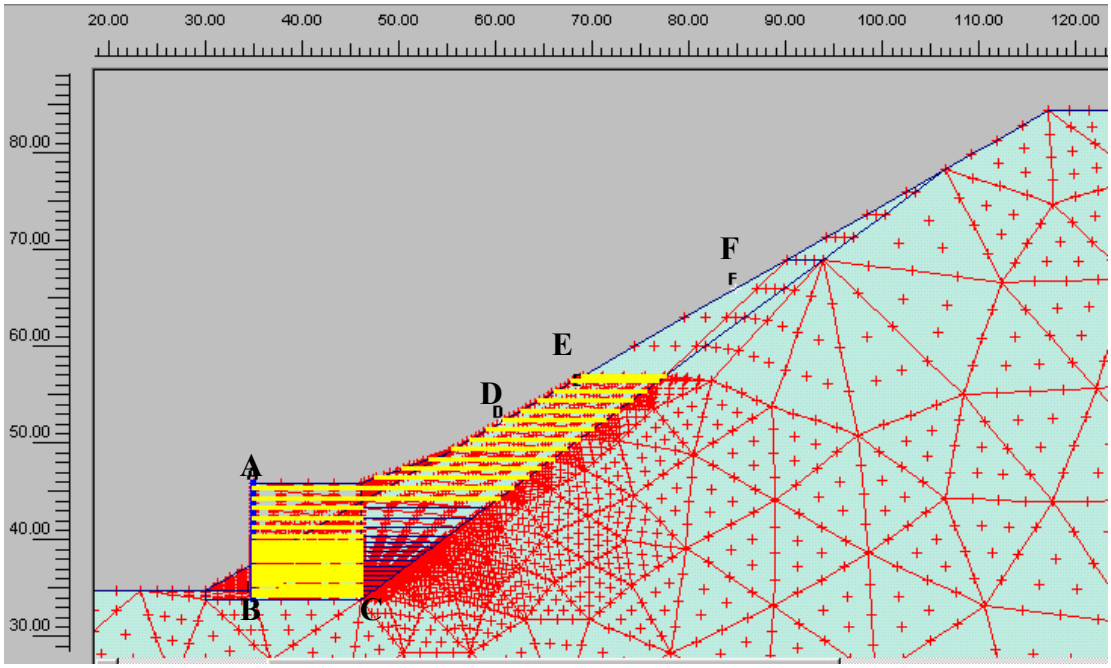
Prj4 analizinde, Prj2'de tasarımı gerçekleştirilen model donatılı zemin istinat duvarına ek olarak sisteme duvar arkasında donatılandırılmış şev ilave edilmiştir (Şekil 9.18). Tensar UX1600 MSE geogrid donatı kullanılarak gerçekleştirilen bu analizin amacı donatılı şevin sistem stabilitesine etkisinin belirlemektir.

Bu analizde duvar geometrisi, donatı ve dolgu malzemesi özellikleri tümüyle Prj2 ile aynı olmak ile birlikte duvar inşaatı için kazılan duvar arkası şevi içerisine 1 m ara ile 14 sıra 'Tensar UX1600 MSE' donatı yerleştirilmiştir (Şekil 9.18). Ayrıca duvar arkası ve donatılı şevde seçilmiş dolgu kullanılmıştır.

Bu analiz için Plaxis hesap ve grafik çizim noktaları Şekil 9.19'de verilmiştir.



Şekil 9.18 Prj4'teki donatılı şev görünüşü



Şekil 9.19 Prj4 hesap ve grafik noktaları

9.5.4.2 Prj4 Plaxis Programı ile Statik Analiz Sonuçları

Göçme güvenlik sayısı hesabı:

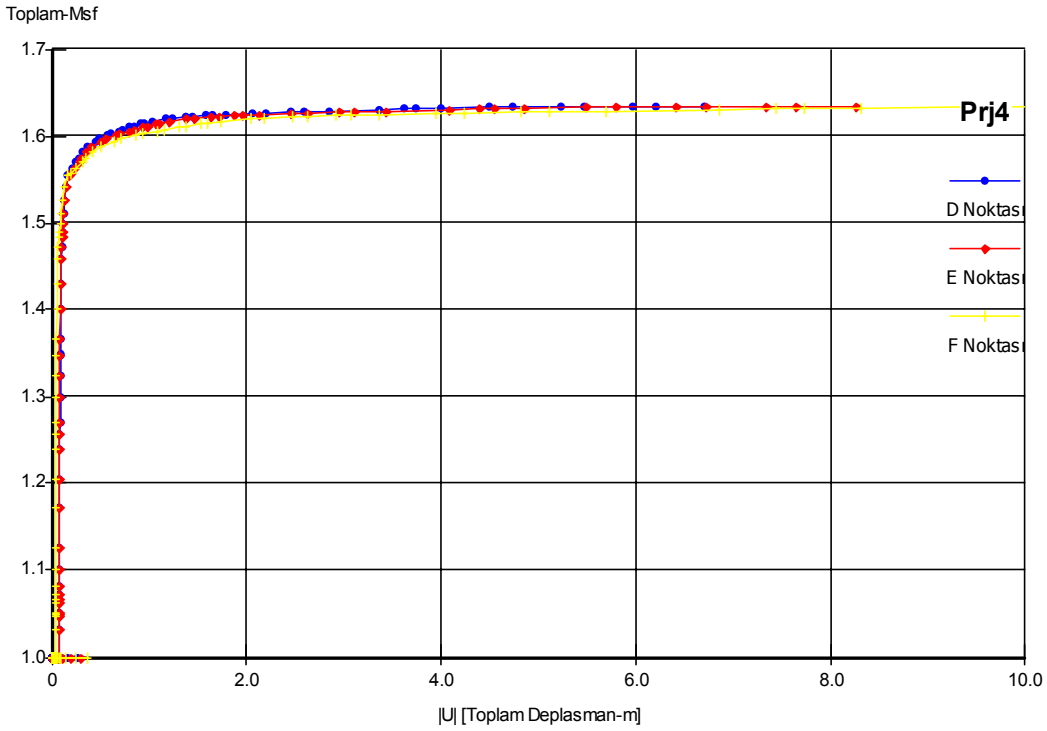
Prj4' analizinin sonucunda elde olunan deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları Tablo 9.8'de sunulmuştur.

Tablo 9.8 Prj4 deplasman, gerilme ve güvenlik sayısı sonuçları

Analiz Sonucu	Değer	Birim
Maksimum Toplam Deplasman (Duvar Arkası Şev)	82	mm
Maksimum Yatay Deplasman (Duvar Arkası Şev)	30	mm
Maksimum Düşey Deplasman (Duvar Arkası Şev)	77	mm
Maksimum Efektif Gerilme	1570	kN/m^2
Maksimum Toplam Gerilme	1570	kN/m^2
Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})	1.63	

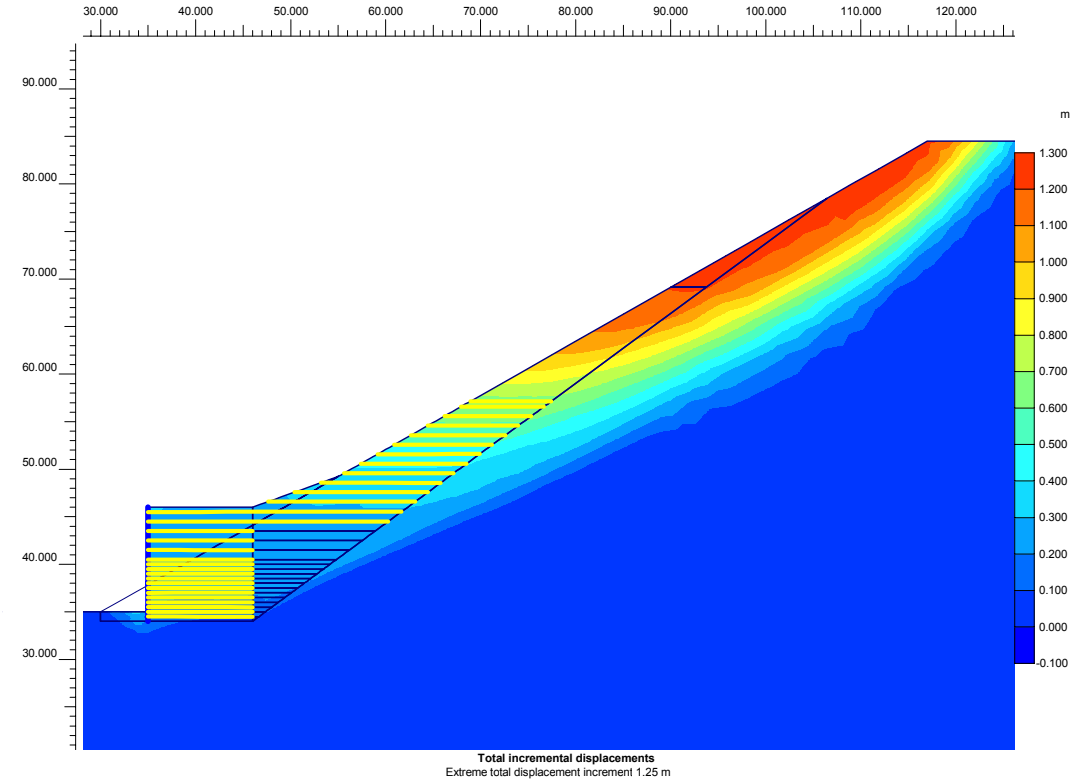
* Düşey deplasman -y yönündendir

Şekil 9.20'de Şekil 9.19'te konumları belirtilen D,E,F noktalarındaki ΣM_{sf} – Toplam Yer değiştirme grafiği görülmektedir. Söz konusu şekilde eğriler 1.63 M_{sf} değerinde yataylaşmaktadır bu da şev için göçme güvenlik sayısının 1.63 olduğunu göstermektedir.

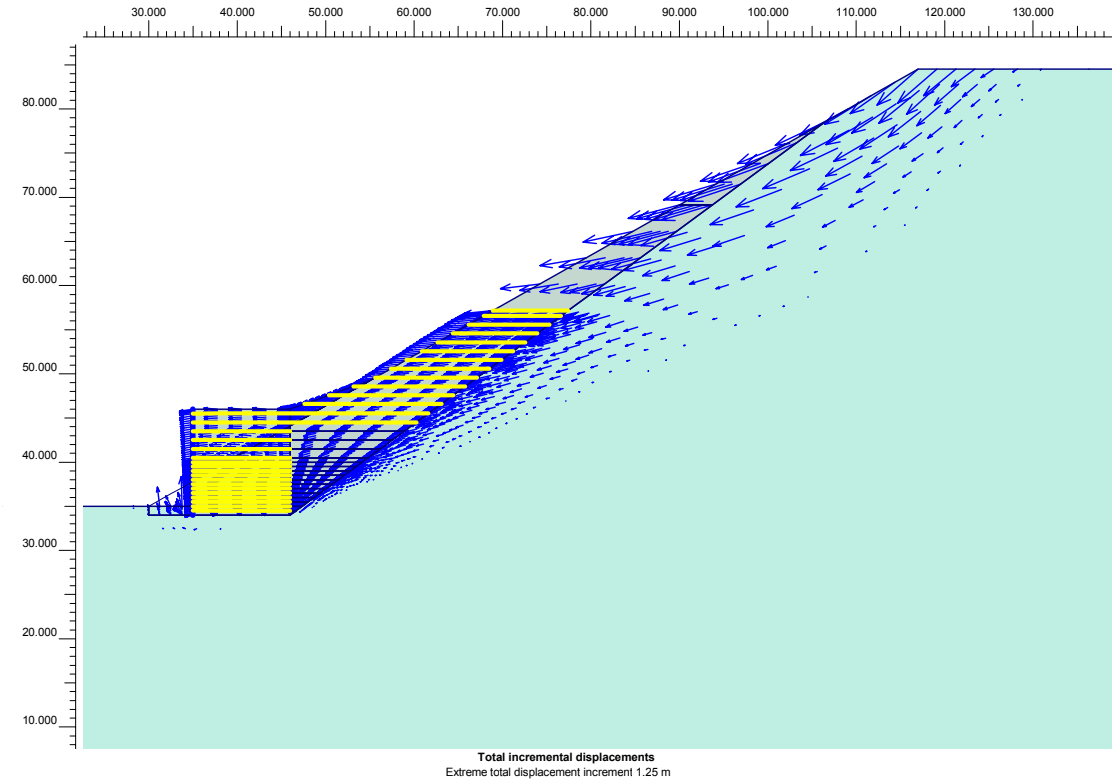


Şekil 9.20 Prj4 şev stabilitesi analizi grafiği

Prj4'e ait kayma dairelerinin görülebildiği toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement' Şekil 9.21'de sunulmuştur.



(a)



(b)

Şekil 9.21 Prj4 Kritik kayma daireleri grafiği (toplam deplasman artım grafiği 'Total Incremental Displacement'); a) Gölgelendirmeyle, b) Oklarla

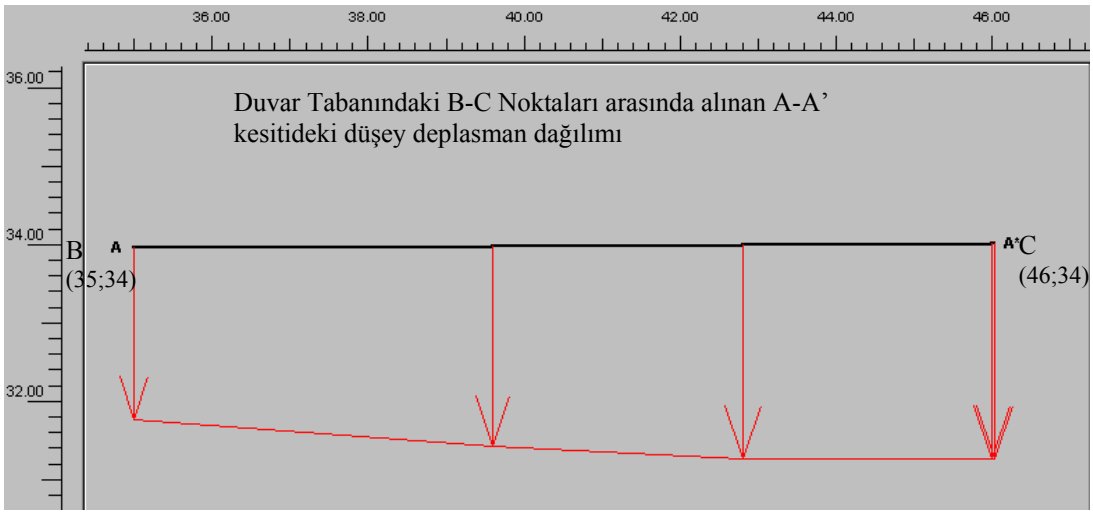
Donatılı zemin istinat duvarında yapılan Plaxis analizleri için kontrol kriterleri Tablo 9.2'de verilmişti. Tablo 9.9'da bu kriterler ile analiz sonucunda elde edilen sonuçların karşılaştırması sunulmuştur.

Tablo 9.9 Prj4 Donatılı zemin istinat duvarıyla ilgili analiz sonuçları ve kontroller

	Kontroller	**Hesap Şekli**	**Analiz ile Elde Edilen Değer**	**Müsaade Edilen Değer**	**Birim**	**Değerlendirme**
Deplasman Kontrolü	**Duvar Maksimum Yanal Deplasmanı**	A Noktasının yaptığı maksimum yanal deplasman	11	120	mm	Sistemki yanal deplasman müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
Oturma Kontrolleri	**Duvar Maksimum Oturma**	B ve C Noktalarının yaptığı düşey deplasmanlardan maksimum olanı	55	75	mm	Sistemki oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
	Duvar Maksimum Farklı Oturma	B ve C Noktalarının yaptıkları maksimum düşey deplasmanlar arası fark	14	32	mm	Sistemki farklı oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
	Duvar Maksimum Açısal Oturma	B ve C Noktalarının yaptıkları maksimum düşey deplasmanlar arası farkın duvar genişliğine oranı (L)	$1*10^{-3}$	L/60 = 183	mm	Duvardaki açısal oturma müsaade edilen sınırlar içerisindedir.
Göçme Kontrolü	**Toptan Göçme Güvenlik Sayısı (ΣM_{sf})**	Phi-c Reduction Sonucu	1.63	1.5		Şev güvenliği istenilen mertebededir.
Taşıma Gücü Kontrolü	**Taşıma Gücü Kontrolü (Zemin Emn. Gerilmesi)**	Duvar tabanında oluşan maksimum gerilme	346	1685	kN/m^2	Sistem taşıma gücü açısından istenilen güvenliktedir.
Donatı Kopma Kontrolü	**Donatı Kopma Kontrolü (Donatı müsaade edilen çekme dayanımı)**	Donatılarda oluşan çekme gerilmelerinin maksimumu	10	46	kN/m	Donatılarda herhangi bir kopma söz konusu değildir.

* Yanal deplasman değerleri istenilen sınırlar içerisinde olduğundan donatılarda sıyrılma söz konusu değildir.

Prj4 analizinde oturma kontrolünde dikkate alınan taban kesiti ve bu kesit üzerindeki çeşitli noktalardaki oturma değerleri aşağıda sunulmuştur (Şekil 9.22).



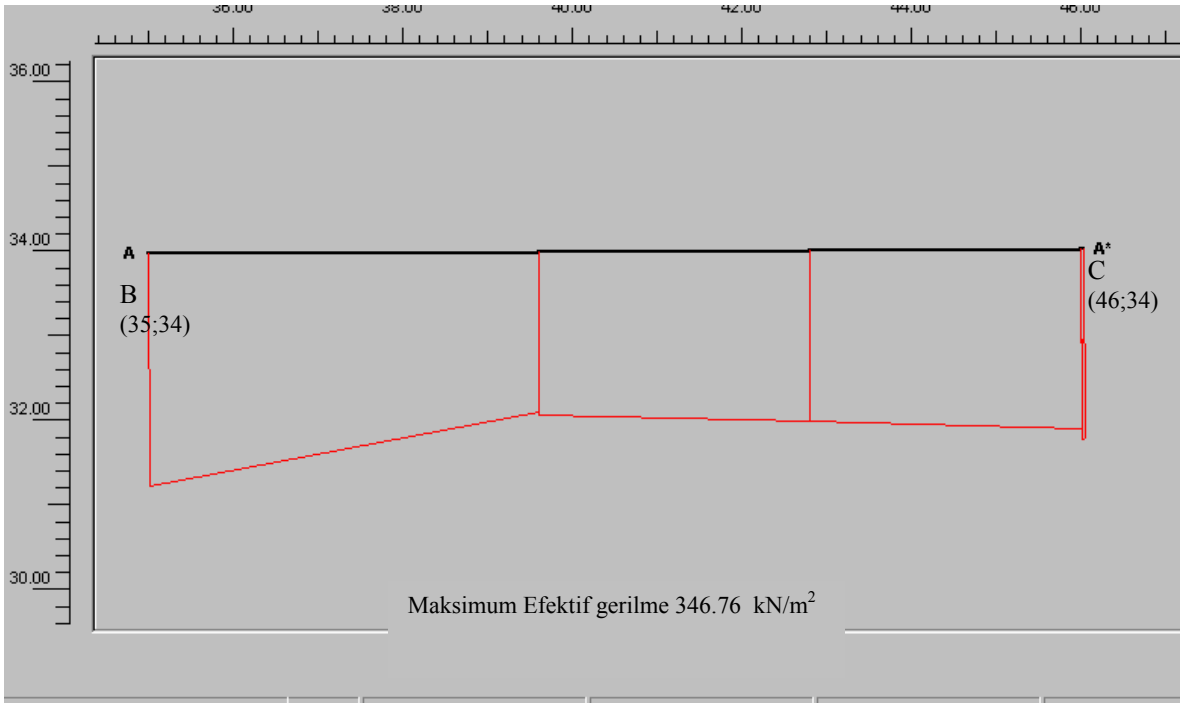
(a)

	X [m]	Y [m]	U_y [10^{-3} m]
B Noktası →	35.006	33.976	-54.833
	39.605	34.000	-64.244
	39.605	34.000	-64.244
	42.803	34.016	-68.675
B Noktası →	46.000	34.033	-69.011
	46.000	34.033	-69.011
	46.045	34.033	-68.991

(b)

Şekil 9.22 (a) Prj4 oturma kontrolleri için B-C noktaları arasında alınan A-A' kesitindeki düşey deplasman dağılımı ve (b) kesit kordinatları ile bu kordinatlardaki oturma değerleri

Prj4 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti (Şekil 9.23).



Şekil 9.23 Prj4 analizinde taban göçmesi kontrolünde dikkate alınan taban kesiti

9.6 Plaxis Analizleri ile Konumu Belirlenen Doğal Şev ve Donatılı Zemin İstinat Duvarındaki Kritik Kayma Daireleri için Yapılan Toptan Göçme Analizleri (İsveç Dilim Metodu)

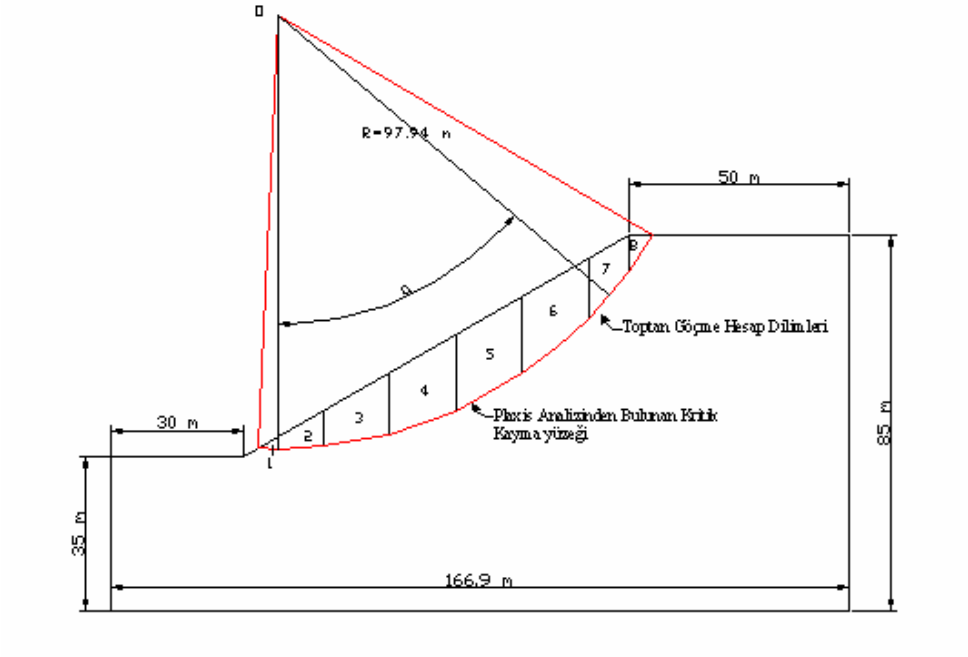
9.6.1 Doğal Şev için İsveç Dilim Metodu

Bölüm 7.5'te bu çalışmada ele alınan model şevin (Şekil 7.3) toptan göçme stabilitesi topuk bölgesinden geçen herhangi bir muhtemel kayma dairesine göre hesaplanmıştı fakat daha önce de belirtildiği üzere elle geçirilen kayma dairelerinden hangisinin kritik olduğunun tespit edilmesi oldukça zordur ve bu amaçla geliştirilmiş bir çok bilgisayar programları bulunmaktadır.

8. Bölümde anlatılan ve 9. bölümde çeşitli analizler gerçekleştirilen Plaxis sonlu elemanlar programı da bu programlardan biridir. Söz konusu şevin toptan göçme stabilite tahkiki Prj1 başlığı altında Plaxis programı ile yapılmıştır. Bu analiz sonucunda doğal şev için kritik kayma dairesinin konumu Şekil 9.5'teki gibi tespit edilmiştir.

Kritik kayma dairesinin yeri Plaxis programı ile tespit edildiğinden artık doğal şevin İsveç Dilim Metoduna göre toptan göçme analizi daha doğru şekilde gerçekleştirilebilir.

Plaxis ile tespit edilen kritik kayma dairesine göre doğal şevin toptan göçme analiz tekrarı Şekil 9.24 ve Tablo 9.10'da verilmiştir.



Şekil 9.24 Model doğal şevin kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki

Tablo 9.10 Model doğal şevin kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki hesap tablosu

Dilim No	Dilim alanı (m^2)	a (^{0})	W (kN)	Wsina (kN)	Wcosa (kN)
1	6	-3	120	-6	119
2	54	3	1080	56	1078
3	164	10	3280	570	3230
4	234	20	4680	1600	4397
5	259	31	5180	2667	4440
6	234	44	4680	3251	3366
7	96	50	1960	1470	1234
8	22	60	440	381	220
Toplam				9989	18084

$$GS_{toptan} = \frac{\sum W(\cos a) * \tan \phi_f + c * l}{\sum W(\sin a)} = \frac{18084 * \tan 35 + 0}{9989} = 1.27 < 1.5$$

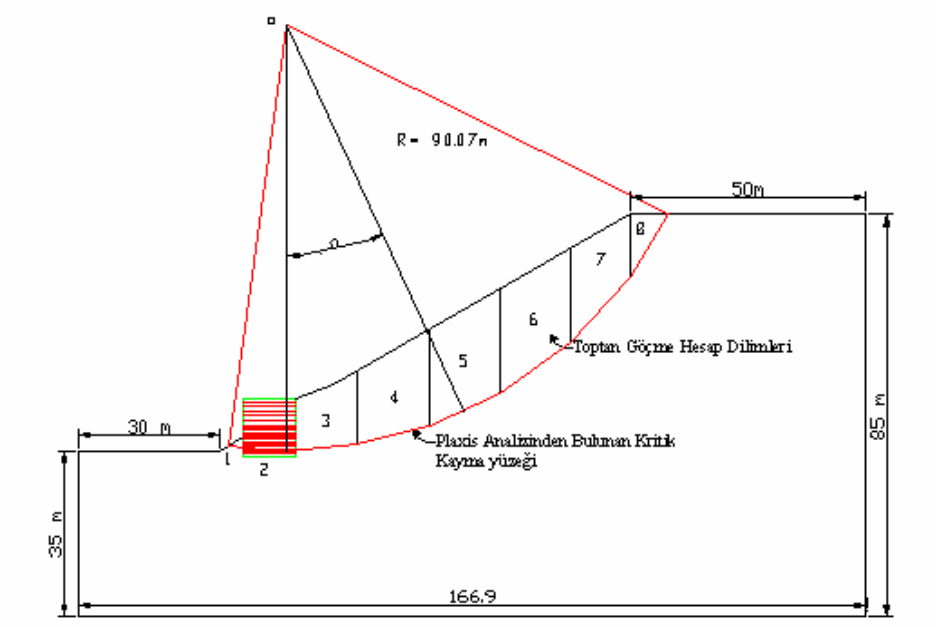
GS_{toptan}= 1.27 < 1.5 !!

Aynı kayma dairesi için Plaxis Programı ile toptan göçme güvenlik sayısı 1.24 olarak hesaplanmıştı.

9.6.2 Donatılı Zemin İstinat Duvarı için İsveç Dilim Metodu

Bölüm 7.9'te bu çalışmada ele alınan model donatılı zemin istinat duvarının (Şekil 7.2) toptan göçme stabilitesi topuk bölgesinden geçen herhangi bir muhtemel kayma dairesine göre hesaplanmıştı. Bu bölümde, aynı tahkik Plaxis ile gerçekleştirilen Prj2 analizi sonucunda elde edilen ve Şekil 9.11'de sunulmuş olan gerçek kritik daire için tekrarlanmaktadır.

Plaxis ile tespit edilen kritik kayma dairesine göre donatılı zemin istinat duvarının toptan göçme analiz tekrarı Şekil 9.25 ve Tablo 9.11'da verilmiştir.



Şekil 9.25 Model donatılı zemin istinat duvarının kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki

Tablo 9.11 Model donatılı zemin istinat yapısının kritik kayma dairesine göre toptan göçme tahkiki hesap tablosu

Dilim No	Dilim alanı (m^2)	a (^{0})	W (kN)	Wsina (kN)	Wcosa (kN)
1	4	-8	80	-11	79
2	98	-3	1960	-102	1957
3	190	5	3800	331	3785
4	268	14	5360	1296	5200
5	317	25	6340	2679	5745
6	314	36	6280	3691	5080
7	209	48	4180	3106	2796
8	53	64	1060	952	464
Toplam				14638	25106

$$GS_{toptan} = \frac{\sum W(\cos a) * \tan \phi_f + \sum l_d * T_{mus}}{\sum W(\sin a)} = \frac{25106 * \tan 35 + 46.07 * 90.07}{14638} = 1.48$$

GS_{toptan}= 1.48 < 1.5

Aynı kayma dairesi için Plaxis Programı ile toptan göçme güvenlik sayısı 1.42 olarak hesaplanmıştı.

10. SONUÇLAR VE DEĞERLENDİRMELER

Mühendislik yapılarının değerlendirmesinde önemli bir yeri olan şevlerin stabilitesi sorunu ve tercih edilecek dayanma yapısı tipi günümüzde her mühendisi daha işin başında en fazla meşgul eden en önemli faktörlerden biridir.

Kendi bünyesinde stabil bir şevin hangi şartlar altında oluşturulabileceği, dayanma yapılarına hangi şartlar altında ihtiyaç duyulabileceği ve hangi dayanma yapısının tercih edileceği projenin tüm akışını etkilediğinden doğru kararlar alınmalıdır.

Esnek dayanma yapıları, temel zeminin geleneksel duvarları taşıyamayacak kadar yetersiz olması, su kenarlarında inşaat çalışmalarının diğer tipler için zorluğu ve pahalı kurutma işlemlerini gerektirmesi, yapımda kolaylık, geçici duvar oluşturma mecburiyeti ve yeniden kullanma olanağının ekonomi sağlaması sebebiyle rijit ve yarı rijit türlere tercih edilmektedirler.

Esnek dayanma yapıları sınıfına dahil olan donatılı zemin istinat yapıları özellikle son 20 yılda ulaştırma yapılarında sıkça kullanılmaktadır. İri daneli dolgu içerisine yerleştirilen çelik, polimer şeritler veya geogridlerin kullanılma amacı dolguda olmayan çekme dayanımını sağlamaktır. Bu tür dayanma yapılarının avantajı büyük kütleli olmaları ve gerekiyorsa kazı yapılmadan yamaç yada yarmanın önüne hızla yükseltilebilmeleridir. Genişliklerinin fazla oluşuna bağlı olarak bu tür duvarlarda taşıma gücü sorunu bulunmadığından çok zayıf zeminlerde ekonomik uygulamalar yapılabilmektedir. Donatılı zemin yapıları genellikle başarılı olmakla birlikte, aşırı deprem ivmeleri aldığında ötelemelerin kabul edilebilir limitleri aşmaması nedeniyle güvenle uygulanmaktadır.

Bu çalışma, donatılı zemin istinat duvarlarının statik ve dinamik yükleme açısından, tasarım ve analiz ilkelerinin belirlenmesi amacı ile yapılmıştır. Statik ve dinamik yükleme durumunda tasarım ilkelerinin belirlenmesinde A.B.D., Türkiye ve Fransa Karayollarının ilgili şartname ve yönetmeliklerine başvurulmuştur.

Bu çalışma ayrıca, 2. derece deprem bölgesindeki 30^0 eğimli bir şevin topuk bölgesine inşa edilen 12m yüksekliğindeki model bir donatılı zemin istinat yapısının A.B.D. Karayolları şartnamesine göre statik ve dinamik yükler için analizini içermektedir.

Model donatılı zemin istinat duvarının Plaxis Programına ile statik analizini de çalışma içeriğine dahildir.

Yapılan analizlerde öncelikle model donatılı zemin yapısı inşaatının yapıldığı doğal şevde toptan göçme analizi yapılarak şevin herhangi bir iyileştirmeye ihtiyacı olup olmadığı tespit edilmiştir. Çalışmanın başında, doğal şevde 'İsveç Dilim Metodu' ile yapılan toptan göçme analizi sadece şevin topuk bölgesinden geçen bir kayma dairesi için yapılmıştır. Bu analiz sonunda toptan göçmeye karşı sistemin güvenlik sayısı 1.3 olarak hesaplanmıştır. Toptan göçmede güvenlik sayısının en azından 1.5 olması istendiğinden doğal şev de bir stabilite sorunu olduğu kanısına varılmış ve toptan göçme sorununun doğal şevin topuk bölgesine yapılacak 12m yüksekliğinde model donatılı bir zemin istinat duvarı ile çözülmesine karar verilmiştir.

Söz konusu 12 m yüksekliğindeki yapının ilk dış stabilite tahkikleri donatılı zeminlerde duvar genişliği için ön tasarım ilkesi olan L=0.7H'a göre 9m olarak belirlenmiştir. Duvar yüksekliğinin 12m ve duvar genişliğinin 9m olarak alındığı ilk statik dış stabilite tahkiklerinde tüm göçme durumları için yeterli güvenlik sağlanırken en kritik durum kayma tahkikinde ortaya çıkmıştır (GS_{kayma}=3.56). H=12 ve L=9m için dinamik yükleme durumunda yapılan tahkiklerde ise sadece en kritik durumun oluştuğu kayma tahkikinde güvenlik yeterli seviyede bulunmamıştır (GS_{kayma}=1.07 < 1.125). Bu nedenle sistemin kaymaya karşı olan stabilitesinin arttırılabilmesi için duvar genişliğinin arttırılması çözümüne başvurulmuştur (L=11m). Böylece kütle ağırlığı artan donatılı zemin yapısının kaymaya karşı direncinin de artacağı düşünülmüştür.

L=11m için tekrarlanan dinamik yükleme kayma tahkikinde güvenlik sayısı 1.16 (>1.125) mertebesine yükselmiştir. Donatılı zemin istinat duvarındaki değer kontrollerde (eksantrisite, taşıma gücü ve devrilme) herhangi bir kritik durum oluşmamıştır (Tablo 10.1).

Tablo 10.1 A.B.D. Karayolları Şartnamesine göre model donatılı zemin istinat duvarı için statik ve dinamik yükleme durumlarında yapılan analizlerin sonuçları

	A.B.D. Karayolları Şartnamesine göre İncelenen Model Donatılı Zemin İstinat Duvarı Analiz Sonuçları				
		Kontroller	**Değer**	**Kabul Şartı**	**Sonuç**
H=12m ve L=9m için Dış ve İş stabilite sonuçları	**Statik ve Sismik Dış Stabilite Tahkikleri**	**Eksantrisite Kontrolü**	e=0.43	<L/6=1.5m	Duvar Boyutları Yeterli
		Taşıma Gücü Tahkiki	σ_v=284 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Duvar Boyutları Yeterli
		Kayma Tahkiki	GS_{kayma}=3.56	>1.5	Duvar Boyutları Yeterli
		Devrilme Tahkiki	$GS_{devrilme}$=6.55	>2	Duvar Boyutları Yeterli
		Sismik Kayma	GS_{kayma}=1.07	<1.125 (1.5*0.75)	Duvar Boyutları Arttırılmalı
		Sismik Taşıma Gücü	σ_v=666 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Duvar Boyutları Yeterli
		Sismik Eksantrisite Kontrolü	e=2.65m	<L/3=3m	Duvar Boyutları Yeterli
H=12m ve L=11m için Dış ve İş stabilite sonuçları	**Statik ve Sismik Dış Stabilite Tahkikleri**				
		Eksantrisite Kontrolü	e=0.30m	<L/6=1.83m	Boyutlar Yeterli
		Taşıma Gücü Tahkiki	σ_v=268 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Boyutlar Yeterli
		Kayma Tahkiki	GS_{kayma}=3.82	>1.5	Boyutlar Yeterli
		Devrilme Tahkiki	$GS_{devrilme}$=8.66	>2	Boyutlar Yeterli
		Sismik Kayma	GS_{kayma}=1.16	<1.125 (1.5*0.75)	Boyutlar Yeterli
		Sismik Taşıma Gücü	σ_v=392 kN/m^2	$\sigma_v<q_a=q_{emn}$=1685 kN/m^2	Boyutlar Yeterli
		Sismik Eksantrisite Kontrolü	e=2.36m	<L/3=3.66m	Boyutlar Yeterli
	Statik ve Sismik İç Stabilite Tahkikleri	**Statik Kopma Tahkiki**	GS_{kopma}=1.9	>1.3	Donatı Boyu Yeterli
		Statik Sıyrılma Tahkiki	L_e=5.60m	>1m	Donatı Boyu Yeterli
		Sismik kopma Tahkiki	GS_{kopma}=1.5	>0.975	Donatı Boyu Yeterli
		Sismik Sıyrılma Tahkiki	L_e=5.02m	>1m	Donatı Boyu Yeterli

12m yüksekliğindeki donatılı zemin istinat duvarında yapılan tahkikler sonucunda ön tasarımda kullanılan L=0.7H ilkesinin statik tasarım için yeterli olduğu fakat dinamik yükleme durumunda stabilitenin donatı boyunun ancak 0.9H mertebelerine

getirildiğinde sağlandığı görülmektedir. Ayrıca ele alına problemde en kritik kontrol kayma kontrolü olarak ortaya çıkmıştır. Donatı boyundaki %20'lik artış kayma stabilitesinin %10 mertebelerinde artmasınına neden olmuştur.

Dış stabilite tahkiklerinde en kritik olan dinamik yükleme kayma tahkikinin H=12m ve L=11m boyutlarındaki model donatılı zemin istinat yapısı için sağlanmasından sonra iç stabilite tahkiklerine geçilmiştir.

H=12m ve L=11m için yapılan statik iç stabilite tahkiklerinde dinamik yükleme durumu yine daha kritik olmuştur. Kopma tahkikinde statik durumda güvenlik sayısı 1.9 dinamik yükleme durumda ise 1.5 olarak hesaplanmıştır. Sıyrılma tahkikinde ise herhangi bir kritik durum söz konusu değildir. Öyle ki sıyrılma tahkikine göre belirlenen etkili donatı boyunun minimum değer olan 1m'nin bile altında kalması donatı boyu için diğer belirleyici faktör olan toptan göçme analizinin daha etkili olduğu sonucunu ortaya çıkarmıştır. Sismik (dinamik yükleme durumundaki) iç stabilite tahkikleri sonucunda toplam 18 sıra (tabandan itibaren ilk 12 sıra 0.5m arayla sonraki 6 sıra 1m arayla) 'Tensar UX1600 MSE' donatı kullanılmasına karar verilmiştir .

Topuk bölgesine, H=12m ve L=9m boyutlarında model bir donatılı zemin istinat duvarı inşa edilen doğal şevin topuk bölgesinden geçen bir kayma dairesi için 'İsveç Dilim Metodu' ile tekrarlanan toptan göçme analizi sonucunda (inşaat sonrası) güvenlik 1.67 olarak hesaplanmıştır. Bu da ele alınan kayma dairesinin en kritik olan kayma dairesi olduğundan emin olunmasa da, inşaat öncesinde toptan göçme sorunu olan şevin bu sorununun topuk bölgesine inşa edilen donatılı zemin istinat duvarının inşaatı ile çözüldüğünü göstermektedir.

Bu çalışmanın ikinci analiz kısmında boyutları elle analizle belirlenmiş olan (H=12m ve L=11m) model donatılı zemin yapısının ve bu yapının inşa edildiği şevin statik analizleri Plaxis Programı ile yapılmıştır.

Plaxis ile yapılan ilk analiz (Prj1) doğal şevin toptan göçme güvenliğinin tespiti için yapılmıştır. Yapılan analiz sonucunda şevin göçmeye karşı güvenliği 1.24 olarak bulunmuştur.

Plaxis programı ile yapılan ikinci analizde (Prj2) doğal şevin topuk bölgesine söz konusu model donatılı zemin istinat duvarı elle analiz sonucunda karar verilen geometride ve donatı özellikleri ile inşa edilerek statik analizi gerçekleştirilmiştir.

Analiz sonucunda toptan göçme güvenlik sayısının 1.42'e yükseldiği tespit edilmiştir. Ayrıca analiz sonunda yapılan oturma, taşıma gücü ve donatı kopma kontrolleri beklendiği gibi fazlasıyla güvenli olarak sağlanmıştır (Tablo 10.2).,

Tablo 10.2 Plaxis programı ile yapılan statik analizlerin toplu sonuçları

Kontrol Tanımlamaları			**Değerler**					
			Prj1	**Prj2**	**Prj3**	**Prj4**	**Müsaade Edilen Değer**	**Birim**
Genel Kontroller	**Maksimum Toplam Deplasman**			88	83	82	120	mm
	Maksimum Yatay Deplasman			40	39	30	75	mm
	Maksimum Düşey Deplasman			84	80	77	32	mm
	Maksimum Efektif Gerilme		1580	1570	1570	1570		kN/m^2
Şev Stablitesi Kontrolü			1.27	1.42	1.42	1.63	1.5	
Donatılı Zemin İstinat Duvarı ile İlgili Kontroller	**Deplasman Kontrolü**	**Duvar Maksimum Yanal Deplasmanı**		29	21	11	120	mm
	Oturma Kontrolleri	**Duvar Maksimum Oturma**		56	56	55	75	mm
		Duvar Maksimum Farklı Oturma		10	11	14	32	mm
		Duvar Maksimum Açısal Oturma		$1*10^{-3}$	$1*10^{-3}$	$1*10^{-3}$	L/60 = 183	mm
	Taşıma Gücü Kontrolü	**Taşıma Gücü Kontrolü (Zemin Emn. Gerilmesi)**		430	430	346	1685	kN/m^2
	Donatı Kopma Kontrolü	**Donatı Kopma Kontrolü (Donatı müsaade edilen çekme dayanımı)**		10	8	10	46	kN/m

Plaxis programı ile yapılan üçüncü analizde (Prj3) elastisite modülünün sistemin stabilitesine etkisi incelenmeye çalışılmıştır. Bu amaç doğrultusunda Prj2'de kullanılan ve uzama rijiliği (EA) 1800 kN olan 'Tensar UX1600 MSE' donatı yerine uzama rijitliği 2350 kN/m olan 'Tensar UX1700 MSE' kullanılarak analiz tekrarlanmış. Prj3 analizi sonucunda EA'nın arttırılmasının sadece donatılarda oluşan çekme gerilmesinde bir miktar azalmaya neden olduğu tespit edilmiştir. Sistemdeki değer oturma, deplasman ve stabilite değerlerinde kayda değer bir değişme tespit edilememiştir.

Plaxis ile yapılan son analizi (Prj4), Prj2 analizinde hesaplanan toptan göçme stabilitesini (1.42) arttırmaya yöneliktir. Bu amaç doğrultusunda donatılı zemin inşaatında kazılan duvar arkası şevi içerisine 1m ara ile 14 sıra 'Tensar UX1600 MSE' donatı yerleştirilerek donatılı zemin istinat yapısı üzerinde donatılı şev yapısı teşkil edilmiştir. Analiz sonucunda sistemin göçme stabilitesinin 1.42'ten 1.63'e yükseldiği tespit edilmiştir.

Donatılı şevin sistemin stabilitesine etkisinin en büyük nedeni, şev içerisindeki donatıların büyük bir çoğunluğu kayma dairelerinin dışına çıkmasıdır. Bu da bir şev stabilitesi sorununa çözüm ararken mutlaka öncelikle kayma durumunun tanımlanması (derin veya yüzeysel) ve kritik kayma dairesinin geçtiği yerin mümkün olduğunca doğru tespit edilmesi gerekliliğini göstermektedir. Güvenlik sayısı toptan göçme için istenilen 1.5 sınır değerin üzerinde olduğundan oluşturulan donatılı şev ile sistem toptan göçme stabilitesi açısından da güvene alınmıştır. Duvar üstüne yapılan donatılı şev yapısı ayrıca duvarı yapmış olduğu yanal ötelenmede %50 oranında ve tabanda oluşan maksimum gerilmede de %20 oranında azalma gözlemlenmiştir (Tablo 10.2).

Çalışmanın son bölümünde, model olarak alınan doğal şev ve donatılı zemin istinat duvarı için Plaxis ve İsveç dilim metodu ile yapılan toptan göçme analizleri karşılaştırılmıştır. Çalışmanın başında doğal şevin topuk bölgesinden geçen bir kayma dairesi için ve iç stabilite tahkikleri sonucunda (donatılı zemin yapısı inşa edildikten sonra) topuktan geçen bir kayma dairesi için dilim metodu ile toptan göçme analizleri yapılmıştı. Bu analizlerde hesap yapılan kayma dairelerinin kritik oldukları bilinmemekteydi sadece topuktan geçtikleri için kritik olabilecekleri düşünülmekteydi. Bu nedenle bu iki analiz sonucunda bulunan toptan göçme güvenlik sayıları kesin değildi, fakat çalışmanın son bölümünde Plaxis programı ile yapılan hesaplamalar sonucunda gerek doğal şev için gerekse donatılı zemin inşaatından sonraki durum için kritik kayma dairelerinin yeri tespit edilmiştir. Bu nedenle her iki durum içinde İsveç dilim metodunda Plaxis analizi sonucunda bulunan kritik daireleri için toptan göçme tahkikleri daha doğru şekilde tekrarlanmıştır. Doğal şev için Plaxis'te toptan göçme güvenlik sayısı 1.24 hesaplanırken aynı kayma dairesi için İsveç Dilim Metodu ile yapılan analizde göçme güvenlik sayısı 1.27 olarak bulunmuştur. Benzer şekilde ele alınan donatılı zemin istinat yapısı modeli için toptan göçme güvenlik sayısı Plaxis'le 1.42 İsveç

dilim metodu ile 1.48 olarak hesaplanmıştır. Her iki analizde de alınan sonuçların birbirine çok yakın olması yapılan analizlerin tutarlılığını göstermektedir.

KAYNAKLAR

[1] **Tunç, A.,** 2002. Yol Mühendisliğinde Geoteknik ve Uygulamaları, Atlas Yayın Dağıtım,Ankara.

[2] **Tezcan, S. S., Buket, Z. S**., 1999. Design of Reinforced Soil Retaining Wall Including Siesmic Performance Principels, Türk Deprem Vakfı, İstanbul.

[3] **Kesim, R. S.,** 1996. Donatılı Zemin Yapılarının Sistem Davranış Özellikleri Yüksek Lisans Tezi, İTÜ, Feb Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

[4] **U.S. Department of Trasportation,** 2001. Mechanically Stabiliced Earth Walls and teinforced Soil Slopes Desing and Construction Guidelines, *Publication No: FHWA-NHI-00-043,* FHWA Washington

[5] **U.S. Department of Trasportation,** 1998. Geosynthetic Design and Contruction Guidelines Participant Notebook, *Publication No: FHWA HI-95-038, National Highway Isstitute Course No: 13213,* FHWA**,** Washington

[6] **Arı, S.,** 1998. Toprakarme Sistemi ve Türkiyedeki Uygulamaları, *İnşaat Mühendisleri Odası Teknik Dergi,* İstanbul

[7] **Durukan, Z.S.,** 1988. Reinforced Soil Retaining Walls, *Yüksek Lisans Tezi,* İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

[8] **Yetimoğlu, T.,**1990. Donatılı Kohesyonsuz Zeminlerde Kırılma Zarfı, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Üçüncü Ulusal Kongresi,* İstanbul

[9] **Smith, R.J.H., Ünal,** İ., 1989. Donatılı Toprak Projelendirme ve Malzemelere İlişkin Notlar, *Türkiye İnşaat Mühendisleri Odası 10. Teknik Kongre Bildiriler Kitabı Cilt 2,* Ankara

[10] **Güner, E.,** 1994. Geoteknik Mühendisliğinde Geosentetikler, *Aylık Teknoloji Dergisi*, İstanbul

[11] **East İnşaat ve Dış Tic. A.Ş.,** 2003, Yol ve Otoyol İnşaatlarında Polimer Şerit Donatılı Toprak Duvar Uygulamaları için Genel Tasarım Yöntemleri, Ankara

[12] **Tezcan, S. S., Buket, Z. S.,** 1999. Donatılı Zemin İstinat Duvarları için Sayısal Örnekler, Türk Deprem Vakfı, İstanbul

[13] **Bowles, E. J.,** 1997. Foundation Analysis and Design, The McGraw-Hill Companies, Inc., Singapore

[14] **Lambe, P.C., Hansen, L.A.,** 1990. Design and Performance of Earth Retaining Structures, *American Society of Civil Engineers Geotechnical Publication No: 25*, Washington

[15] **TS 7994,**1990. Zemin Dayanma Yapıları; Sınıflandırma, Özellikleri ve Projelendirme Esasları, Ankara

[16] **Karalı, Y.,** 2004. Donatılı Zemin İstinat Duvarlarının Deprem Davranışlarının Çeşitli deprem Yönetmeliklerine göre İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi,* İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

[17] **Sağlamer, A., Aygit, R.,** 1987. Donatılı Zemin İstinat Duvarları, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği İkinci Ulusal Kongresi,* İstanbul

[18] **Nalçacıoğlu, A., Gerak, C.**,1981. Donatı Kullanılarak Zemin Islah Yöntemleri ve Dünya ve Türkiye'deki Uygulama Alanları, *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Birinci Ulusal Kongresi,* Ankara

[19] **Burgess, C. G. P.,** 1999. Two Full Scale Model Geosynthetic Reinfored Segmental Retaining Wall, Department of Civil Engineering Royal Miilitary College of Canada Kingston, Ontario.

[20] **Bedal, A.M.,** 1997**.** Finite element Analysis of Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls Sunjected To Siesmic Loading, *Doktora Tezi*, The University of Mississippi The Civil Engineering Department, Mississippi

[21] **Coduto, D. P.,** 1994. Foundation Design Principles and Practices, Prentice Hall, California

[22] **U.S. Department of Trasportation,** 1997. Design Guidance: Geotecnical Earthquake Engineering For Highways Volume 1 Design Principles, *Geotechnical Engineering Circular No:3, FHWA,* Washington

[23] **French Ministry of Transportation,**1980. Reinforced Earth Structures Recomendation and Rules of The Art

[24] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik,** 1998. İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Yayın No: 25, İzmir

[25] **Kramer L. S., Çev. Katabalı Kamil,** 2003, Geoteknik Deprem Mühendisliği, Fersa Matbaacılık, Ankara

[26] **Özden, K., Trupia, A., Eren İ. ve Özturk, T.,** 1995, Betonarme İstinat Duvarları ve Perdeleri, *İTÜ Yayınları*, İstanbul

[27] **Kumbasar, V., Kip, F.,** 1999, Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Basımevi, İstanbul

[28] **Afatoğlu, H. A.,** 2004, Yumuşak Kil Zemine Oturan Kum Dolgunun Taşıma Gücü Güvenliğinin Geotekstiller ve Taş Kolonlarla Arttırılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul

[29] **Koerner, M. R.** 1998, Design with Geosynthetics, Prentice Hall

[30] **Mifari Construction Products Company Publication,** 2003, Guidelines for the design spesification of geosynthetics Reinforced Soil Retaining Structures,

[31] **Maccaferri Company Publication,** 2003, Double Twist Mesh Case History

[32] **www.tensar.com,**20.01.2005

[33] **Helwany, M.B., McCallen, D.,** 2001, Seismic Analysis of Segmental Retaining Walls II. Effects of Facing Details, *Journal of Geotechnical and geoenviromental Engineering*

[34] **Han, J., Gabr, M. A.,** 2002,Numerical Analysis of Geosynthetic Reinforced and Pile Supported Earth Platforms Over Soft Soil, *Journal of Geotechnical and geoenviromental Engineering*

[34] Ling, L., Victor, N. K., Huabei L., 2004, Analyzing Dynamic Behaviour of Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls,, *Journal of Geotechnical and geoenviromental Engineering ASCE*

ÖZGEÇMİŞ

Ali Serkan Emir, 28 Ağustos 1979 tarihinde Antakya'da doğdu. Ortaöğrenimini 1997 yılında Antakya Yabancı Dil Ağırlıklı Lise'de, yüksek öğrenimini 2001 yılında ise Çukurova Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünde üniversite birinciliğiyle tamamladı. 2001 yılında İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği Yüksek Lisans Programı'na kayıt oldu.