

**T.C.  
MANİSA CELAL BAYAR ÜNİVERSİTESİ  
FEN BİLİMLERİ ÜNİVERSİTESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
ULAŞTIRMA BİLİM DALI**

**KARAYOLU SANAT YAPISI OLARAK BETONARME-ÇELİK  
İSTİNAT YAPILARININ TASARIMI**

**Arif YILMAZOĞLU**

**Danışman  
Prof. Dr. Ümit GÖKKUŞ**



**MANİSA-2017**

## TEZ ONAYI

ARİF YILMAZOĞLU tarafından hazırlanan “**Karayolu Sanat Yapısı Olarak Betonarme-Çelik İstinat Yapılarının Tasarımı**” adlı tez çalışması 13/03/2017 tarihinde aşağıdaki jüri üyeleri önünde Manisa Celal Bayar Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü **İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**’nda **YÜKSEK LİSANS TEZİ** olarak başarı ile savunulmuştur.

**Danışman**

**Prof. Dr. Ümit GÖKKUŞ**  
Manisa Celal Bayar Üniversitesi

**Jüri üyesi**

**Yrd. Doç. Dr. Tülin ÇETİN**  
Manisa Celal Bayar Üniversitesi

**Jüri üyesi**

**Doç. Dr. Yeliz YÜKSELEN AKSOY**  
Dokuz Eylül Üniversitesi

**Enstitü Müdürü**

**Prof. Dr. Kenan DOST**

## **TAAHHÜTNAME**

Bu tezin Celal Bayar Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nde akademik ve etik kurallara uygun olarak yazıldığını ve kullanılan tüm literatür bilgilerinin referans gösterilerek tezde yer aldığını beyan ederim.

**Arif YILMAZOĞLU**



# İÇİNDEKİLER

## Sayfa

İÇİNDEKİLER .....	i
SİMGELER VE KISALTIMA DİZİNİ .....	iii
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	v
TABLO DİZİNİ .....	viii
TEŞEKKÜR.....	x
ABSTRACT .....	xii
1.GİRİŞ .....	1
2. İSTİNAT YAPILARINA ETKİYEN YANAL ZEMİN BASINÇLARI.....	4
2.1. İstinat Yapılarına Gelen Yanal Zemin Basınçlarını Hesaplama Yöntemi .....	4
2.1.1. Coulomb Teorisi Yöntemi .....	4
2.1.1.1. Aktif Toprak Basıncı.....	4
2.1.1.2. Pasif Toprak Basıncı .....	6
2.1.2. Rankine Teorisi Yöntemi.....	7
2.1.2.1. Aktif Toprak Basıncı.....	7
2.1.2.2. Pasif Toprak Basıncı .....	9
2.1.3. Mononobe- Okabe Yaklaşımı.....	11
2.1.3.1. Toplam Aktif Toprak Basıncının Bulunması .....	11
2.1.3.2 Toplam Pasif Toprak Basıncının Bulunması .....	15
2.2. İstinat Yapılarının Tasarımında Rol Alan Kuvvetler .....	17
2.2.1. Aktif Toprak İtkisi .....	17
2.2.2. Pasif Toprak İtkisi.....	19
2.2.3. Sürşarj Yüğü Kuvveti .....	20
2.2.4. Su Kuvveti .....	22
2.2.5. Sürtünme Kuvveti .....	30
2.3. İstinat Yapılarının Stabilesi.....	31

2.3.1. Kayma Tahkiki .....	31
2.3.2. Devrilme Tahkiki .....	32
2.3.3. Taban Basıncı Tahkiki .....	33
2.3.4. Toptan Göçme Tahkiki .....	37
3. İSTİNAT YAPILARI TİPLERİ.....	42
3.1. Ağırlık İstinat Duvarları .....	42
3.2. Betonarme Konsol İstinat Duvarları.....	43
3.3. Hafifletme Konsollu Betonarme İstinat Duvarı .....	44
3.4. Payandalı İstinat Duvarı .....	45
3.5. Palplanş İstinat Duvarı .....	45
4.SAYISAL ANALİZ .....	47
4.1. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Palplanş Duvarının Tasarımı .....	51
4.2. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Beton Ağırlık Tipi İstinat Duvarının Tasarımı .....	57
4.3 Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Betonarme Konsol İstinat Duvarının Tasarımı .....	77
4.4. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Hafifletme Konsollu Betonarme İstinat Duvarının Tasarımı.....	82
4.5. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Nervürlü Betonarme İstinat Duvarının Tasarımı .....	88
4.6 İstinat Duvarlarının Boyutlandırılmasında Su Kuvvetinin Etkisi .....	93
5.SONUÇLAR VE ÖNERİLER .....	96
KAYNAKLAR .....	100
ÖZGEÇMİŞ .....	101

## SİMGELER VE KISALTMA DİZİNİ

- A** : Maksimum ivme
- A<sub>0</sub>** : Etkin yer ivmesi katsayısı
- ah** : Hindistan Deprem Yönetmeliğine göre yatay sismik katsayı
- a<sub>v</sub>** : Hindistan Deprem Yönetmeliğine göre düşey sismik katsayı
- B** : İstinat duvarı taban genişliği
- c** : Kohezyon
- C<sub>h</sub>** : DBYBHY'e göre yatay eşdeğer deprem katsayısı
- C<sub>v</sub>** : DBYBHY'e göre düşey eşdeğer deprem katsayısı
- G** : Yer çekimi ivmesi
- H** : İstinat duvarı yüksekliği
- I** : Bina önem katsayısı
- K** : Toprak basıncı katsayısı
- K<sub>0</sub>** : Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
- K<sub>as</sub>** : Statik aktif toprak basıncı katsayısı
- k<sub>h</sub>** : Yatay deprem katsayısı
- K<sub>ps</sub>** : Statik pasif toprak basıncı katsayısı
- k<sub>v</sub>** : Düşey deprem katsayısı
- p<sub>as</sub>** : Statik aktif toprak basıncı
- p<sub>ps</sub>** : Statik pasif toprak basıncı
- Q** : Düzgün yayılı yük
- V** : Maksimum hız
- Z** : Bir zemin kütesinin içinde yer alan düşey doğrultuda zemin yüzeyine olan mesafesi
- β** : Duvar arka yüzünün eğimi
- α** : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı
- γ** : Zeminin birim hacim ağırlığı
- δ** : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı
- θ** : Kayma düzleminin düşey ile yapmış olduğu açı
- λ** : Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı

- $\gamma_b$  : Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı  
 $\gamma_s$  : Zeminin suya doymun birim hacim ağırlığı  
 $\sigma_v$  : Düşey gerilme  
 $\sigma_h$  : Yatay gerilme  
 $\Phi$  : İçsel sürtünme açısı  
 $\Delta M_{eq}$  : Maksimum dinamik toprak basıncı  
 $\Delta P_{eq}$  : Ek dinamik toprak basıncı



## ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 1.1. Bir betonarme istinat duvarı .....	1
Şekil 1.2. Yıkılmış bir istinat duvarı örneği.....	2
Şekil 2.1. Aktif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler .....	5
Şekil 2.2. Pasif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler .....	6
Şekil 2.3. Kohezyonlu zeminlerde aktif durum için Rankine teorisi.....	7
Şekil 2.4. Rankine teorisine göre aktif ve pasif zemin basınç diyagramı .....	9
Şekil 2.5. Kohezyonlu zeminlerde statik pasif toprak basıncı ve uygulama yeri .....	10
Şekil 2.6. Aktif durum için Mononobe-Okabe yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu.....	14
Şekil 2.7. Pasif durum için Mononobe-Okabe yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu.....	16
Şekil 2.8. Statik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası .....	17
Şekil 2.9. Dinamik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası.....	18
Şekil 2.10. Statik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası.....	19
Şekil 2.11. Dinamik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası .....	20
Şekil 2.12. Statik durumda sürsarj yükü kuvveti ve uygulama noktası .....	21
Şekil 2.13. Dinamik durumda sürsarj yükü kuvveti ve uygulama noktası .....	22
Şekil 2.14. Hidrostatik su kuvveti ve uygulama noktası.....	23
Şekil 2.15. Dinamik deplasmanlar için yükleme durumu ve ilgili parametreler .....	24
Şekil 2.16. Zeminin kuru ve suyun taban seviyesinde bulunma durumu .....	25
Şekil 2.17. Zeminin nemli ve suyun taban seviyesinde bulunma durumu.....	25
Şekil 2.18. Zeminin geçirimsiz ve tamamen su altında olması durumu .....	26
Şekil 2.19. Zeminin geçirimli ve tamamen su altında olması durumu .....	27
Şekil 2.20. Zeminin geçirimsiz dolgu ile yerleştirilmiş olması ve suyun sadece arka tarafta bulunması durumu .....	28
Şekil 2.21. Zeminin geçirimli dolgu ile yerleştirilmiş olması ve suyun sadece arka tarafta bulunması durumu.....	29
Şekil 2.22. İstinat duvarının arkasındaki suyun dren boruları ile tahliye edilmesi durumu .....	30
Şekil 2.23. Kayma kuvveti uygulanmış bir istinat duvarı.....	31
Şekil 2.24. Devrilme momenti uygulanmış bir istinat duvarı.....	32



Şekil 2.25. Temelde meydana gelen gerilme dağılımı .....	33
Şekil 2.26. ( $e < L/6$ ) durumundaki taban basıncı dağılımı .....	35
Şekil 2.27. ( $e = L/6$ ) durumundaki taban basıncı dağılımı .....	36
Şekil 2.28. ( $e > L/6$ ) durumundaki taban basıncı dağılımı .....	37
Şekil 2.29. İstinat duvarında toptan göçme durumu .....	37
Şekil 2.30. Dilim yöntemi ( $c'$ efektif kohezyon, $\phi'$ efektif içsel sürtünme açısı ).....	38
Şekil 2.31. Bishop yönteminde dilime etkiyen kuvvetler .....	40
Şekil 3.1. Ağırılık istinat duvarlarında ön boyutlandırma .....	42
Şekil 3.2. Betonarme konsol istinat duvarlarında ön boyutlandırma.....	43
Şekil 3.3. Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı örneği .....	44
Şekil 3.4. Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen toprak basıncı ve moment diyagramı .....	44
Şekil 3.5. Payandalı istinat duvarlarında ön boyutlandırma .....	45
Şekil 3.6. Palplanş perdesi örneği .....	46
Şekil 4.1. Zemine ankastre olmayan ankrajlı palplanş perdesi örneği.....	51
Şekil 4.2. Palplanş duvarına gelen ek dinamik toprak itkileri .....	55
Şekil 4.3. Depremlili ve depremsiz duruma göre palplanş gömülme derinliği.....	56
Şekil 4.4. Beton ağırılık tipi bir istinat duvarı .....	57
Şekil 4.5. 1.Bloğa etkiyen kuvvetler .....	58
Şekil 4.6. (1 ve 2).Bloğa etkiyen kuvvetler .....	60
Şekil 4.7. (1, 2 ve 3).Bloğa etkiyen kuvvetler .....	62
Şekil 4.8. (1 ,2,3 ve 4).Bloğa etkiyen kuvvetler .....	64
Şekil 4.9. Depremsiz durumda beton ağırılık tipi istinat duvarının blok genişlikleri .....	66
Şekil 4.10. 1.Bloğa etkiyen kuvvetler .....	68
Şekil 4.11. (1 ve 2).Bloğa etkiyen kuvvetler .....	70
Şekil 4.12. (1, 2 ve 3).Bloğa etkiyen kuvvetler .....	72
Şekil 4.13. (1, 2, 3 ve 4).Bloğa etkiyen kuvvetler .....	74
Şekil 4.14. Depremlili durumda beton ağırılık tipi istinat duvarının blok genişlikleri .....	77
Şekil 4.15. Betonarme konsol istinat duvarı .....	77
Şekil 4.16. Depremlili ve depremsiz duruma göre betonarme konsol istinat duvarının boyutlandırılması .....	81
Şekil 4.17. Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı örneği .....	82

<b>Şekil 4.18.</b> Depremlı ve depremsız duruma göre hafifletme konsollu betonarme istinat duvarının boyutlandırılması .....	87
<b>Şekil 4.19.</b> Nervürlü betonarme istinat duvarı örneği.....	88
<b>Şekil 4.20.</b> Depremlı ve depremsız duruma göre nervürlü betonarme istinat duvarının boyutlandırılması .....	93
<b>Şekil 5.1.</b> İstinat tiplerinin depremsız ve depremlı duruma göre karşılaştırılması .....	96
<b>Şekil 5.2.</b> Depremlı ve depremsız duruma göre ağırlık tipi istinat duvarının blok genişlikleri.....	97
<b>Şekil 5.3.</b> Rijit beton istinat duvarlarının hasar sebepleri .....	99



## TABLO DİZİNİ

<b>Tablo 2.1.</b> Etkin yer ivmesi katsayıları.....	12
<b>Tablo 2.2.</b> Bina önem katsayısı .....	13
<b>Tablo 2.3.</b> Temel zemini ile istinat duvarı arasındaki sürtünme katsayıları.....	30
<b>Tablo 4.1.</b> Yanal zemin basınçları ve su basıncı .....	52
<b>Tablo 4.2.</b> İstinat duvarına gelen zemin ve su itkileri ve uygulama noktaları.....	52
<b>Tablo 4.3.</b> İstinat duvarına gelen zemin ve su itkileri ve uygulama noktaları.....	54
<b>Tablo 4.4.</b> Depresiz durumda ağırlık istinat duvarına gelen zemin, sürsarj ve su itkisi .....	58
<b>Tablo 4.5.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	59
<b>Tablo 4.6.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler .....	59
<b>Tablo 4.7.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	60
<b>Tablo 4.8.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler .....	61
<b>Tablo 4.9.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	62
<b>Tablo 4.10.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	63
<b>Tablo 4.11.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	64
<b>Tablo 4.12.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	65
<b>Tablo 4.13</b> Depremlı durumda istinat duvarına gelen itkiler.....	67
<b>Tablo 4.14.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	68
<b>Tablo 4.15.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	69
<b>Tablo 4.16.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	70
<b>Tablo 4.17.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	71
<b>Tablo 4.18.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	72
<b>Tablo 4.19.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	73
<b>Tablo 4.20.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	75
<b>Tablo 4.21.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	76
<b>Tablo 4.22</b> Depresiz durumda betonarme konsola istinat duvarına gelen itkiler .....	78
<b>Tablo 4.23.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	78
<b>Tablo 4.24.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	79
<b>Tablo 4.25.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	79
<b>Tablo 4.26.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler.....	80
<b>Tablo 4.27.</b> Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen statik basınçlar .....	83
<b>Tablo 4.28.</b> Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen statik itkiler .....	83

<b>Tablo 4.29.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	83
<b>Tablo 4.30.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler .....	84
<b>Tablo 4.31.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	85
<b>Tablo 4.32.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler .....	86
<b>Tablo 4.33.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	89
<b>Tablo 4.34.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler .....	89
<b>Tablo 4.35.</b> Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları .....	90
<b>Tablo 4.36.</b> Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler .....	91
<b>Tablo 4.37.</b> Depremsiz durumda suyun istinat yapılarına olan etkisi .....	94
<b>Tablo 4.38.</b> Depremlı durumda suyun istinat yapılarına olan etkisi .....	94

## TEŞEKKÜR

Çalıőmamın her aőamasında bana destek olan, bilgi ve deneyimleri ile yol gösteren danışman hocam sayın Prof. Dr. Ümit GÖKKUŞ'a, bilgi ve tecrübesi ile lisansüstü öğrenim hayatımın tüm zorlu aőamalarında maddi manevi her yönden yardımcı olan, tecrübeleri ile beni aydınlatan ve desteğini hiç eksik etmeyen, sevgili abim Ensar YILMAZOğLU ve eői Ferda YILMAZOğLU'na, öğrenim hayatım boyunca beni maddi ve manevi olarak destekleyen ve hep yanımda olan aileme yürekten teşekkür ederim.

Arif YILMAZOğLU  
Manisa, 2017

## ÖZET

### Yüksek Lisans Tezi

### Karayolu Sanat Yapısı Olarak Betonarme-Çelik İstinat Yapılarının Tasarımı

Arif YILMAZOĞLU

Manisa Celal Bayar Üniversitesi  
Fen Bilimleri Enstitüsü  
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Ümit GÖKKUŞ

İstinat yapıları eğimli alanlarda, kayma ihtimali bulunan zeminlerin göçmesini engellemek, binaların toprak altında kalan kısımların bodrum duvarlarını oluşturmak, köprülerde kenar ayak görevi yapmak ve limanların sudan ve diğer etkenlerden korunmasını sağlamak amacıyla yapılan inşa yapılarıdır. Günümüzde yamaç arazilerinin teraslanması sonucu karayolu projelerinde sanat yapıları önem kazanmıştır. Derin kazılardaki toprak itkilerini önlemek ve kıyılardaki karayollarının zemin stabilitesini sağlamak amacıyla beton ağırlık tipi istinat yapıları ve palplanşlar kullanılmaktadır. Günümüzde hem istinat duvarı analiz programlarının yetersiz olması hem de uygulamadan kaynaklanan yanlışlıklar nedeniyle istinat duvarları yıkılmaktadır. Ülkemizin deprem kuşağında yer alması nedeniyle depremin dinamik etkileri bir kez daha gün yüzüne çıkmıştır. Özellikle deprem durumunda istinat yapılarına statik kuvvetlere ek olarak dinamik kuvvetler de etki etmektedir Bu durum istinat yapılarının tasarımını bir kez daha ön plana çıkarmıştır.

Bu çalışmada beş farklı istinat tipi depremlili ve depremsiz duruma göre incelenmiştir. Bunlar palplanş istinat duvarı, ağırlık istinat duvarı, betonarme konsol istinat duvarı, hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı ve nervürlü betonarme istinat duvarıdır. Rankine ve coulomb yöntemlerinden faydalanılarak zemin itkileri hesaplanmıştır. İstinat yapılarına zemin itkisi, sürşarj yükü, su kuvveti, sürtünme kuvveti gibi belli kuvvetler uygulanmıştır. Böylece depremin farklı istinat yapılarındaki etkisi ortaya konulmuştur ve depremlili durumda temel genişliğinin ne kadar arttığı bulunmuştur. Bu çalışmada ayrıca suyun istinat duvarları üzerindeki etkisi incelenmiştir. Su kuvvetinin istinat yapılarının temelinde ne kadar bir artışa neden olduğu ortaya konulmuştur. İstinat yapılarının boyutlandırma işleminde İdecad, Sap 2000 ve Prota Details gibi analiz programlarından faydalanılmıştır. Bu çalışma sonucu elde edilen değerler yardımı ile hangi tür istinat duvarının daha uygun olduğu ortaya konulmuştur.

**Anahtar kelimeler: ( istinat, beton, ağırlık, palplanş, yapı, liman, deprem)**

**2017, 101 sayfa**

## **ABSTRACT**

**M.Sc. Thesis**

### **Design of Reinforced Concrete-Steel Retaining Structures As Highway Art Structure**

**Arif YILMAZOĞLU**

**Manisa Celal Bayar University  
Graduate School Of Applied and Natural Sciences  
Department of Civil Engineering**

**Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Ümit GÖKKUŞ**

Retaining structures which built to prevent migration of the slippery grounds, build the basement walls of the underground parts of the building, perform edge footwork on bridges and to protect the ports from water and other factors, are constructions built in sloping areas. Nowadays, As a result of the terraces of the slope land, art structures in highway projects have become important. Concrete weight retaining structures and sheet piles are used to prevent soil excursions in deep excavations and ensure ground stability of coastal highways. Today, retaining walls are being destroyed due to the both inadequacy of the retaining wall analysis programs and the mistakes caused from practice. Due to the fact that our country is located on the earthquake zone, the dynamic effects of the earthquake have come to light again. Dynamic forces in additions to static forces also influence the retaining structures in case of earthquakes especially. This situation revealed the importance of the design of the structures.

In this study, five different retaining wall types were investigated according to earthquake and earthquake-free situations. These are sheet pile, concrete weight type retaining wall, reinforced concrete retaining wall, reinforced concrete retaining wall with mitigation console and split reinforced concrete retaining wall. Rankine and Coulomb methods were used to calculate lateral ground forces. Certain forces such as earthquake, surcharge load, water forces and friction force were applied to retaining walls. Thus, the effect of the depression on the different retaining walls has been established and amount of increase of the foundation width was found in the case of earthquake. The effect of water on retaining walls also examined in this study. It has been investigated how much the water strength causes the increase in the size of the retaining walls. The design of the retaining structures has benefited from analysis programs such as Idecad, Sap 2000 and Prota Details. The results of this study show which type of retaining wall is more suitable through the obtained values.

**Keywords: (retaining, concrete, weight, sheet, structure, port, earthquake)**

**2017, 101 pages**

## 1.GİRİŞ

Zemin ve zeminden gelen etkiler her zaman inşaat mühendisliğinin bir araştırma konusu olagelmıştır. Arazinin eğimli olması, kazı çalışmaları ve binalarda bodrum kat olması gibi sonuçlardan dolayı zemindeki toprağın kayma ve göçmesini engelleyecek bir yapıya ihtiyaç duyulmuştur. Bu sebeple zemin arkasındaki toprağın kaymasını engellemek ve zemin stabilitesini sağlamak amacıyla istinat yapıları yapılmıştır. İstinat yapılarında zemin ve zemine ait parametreler önem kazanıp, istinat yapılarının tasarımında en önemli rol oynayan etmenlerin başında gelmektedir.

Yanal zemin basınçlarıyla alakalı ilk çalışmayı 1776 yılında Coulomb yapmıştır. Coulomb teorisi duvar arkasında bulunan zemin kütlelerinin dengesini esas almıştır. Duvar ile zemin arasında bir sürtünmenin olduğu ve duvar arkasında bulunan zemin kütlelerinin üçgensel bir dağılım gösterdiği (kama) Coulomb teorisinin esas kabulleridir. Coulomb teorisinden sonra 1857 yılında Rankine teorisi ortaya çıkmıştır. Rankine teorisi ise duvar ile zemin arasında herhangi bir sürtünmenin olmadığını ve duvarın düşey olduğu tezini ortaya atmıştır.



Şekil 1.1. Bir betonarme istinat duvarı



Rankine ve Coulomb teorileri statik haldeki yani depremsiz duruma göre istinat yapılarının tasarımını esas almıştır. Deprem olması durumunda istinat duvarlarında meydana gelecek olan zemin basınçlarını tespit etmeye yönelik ilk çalışma Mononobe-Okabe tarafından 1924 yılında yapılmıştır. Bu çalışmayla deprem durumunda dinamik zemin basınçlarının ve diğer dinamik kuvvetlerin formülasyonu ortaya konulmuştur.

İstinat yapılarının tasarımında dinamik kuvvetlerin etkisinin ihmal edilmesi sonucu istinat yapılarında göçme, kayma ve devrilme gibi durumlarla karşı karşıya kalıyoruz. Aynı zamanda ülkemizin bir deprem ülkesi olması sebebiyle de istinat yapılarının tasarımının daha da önem kazandığı anlaşılmaktadır. Deprem durumunda dinamik yanal zemin basıncı, hidrodinamik su basıncı gibi etkenler önemli rol oynamaktadır. Bu etkenlerin ihmal edilişi bazen karayolundaki bir istinat duvarının göçmesine bazen de bir evin toprak altında kalmasına neden olabilmektedir.



**Şekil 1.2.** Yıkılmış bir istinat duvarı örneği

Bu tez çalışmasında betonarme, ağırlık tipi istinat duvarları ve palplanş tipi istinat duvarlarının depremler ve depremsiz durumlara göre tasarımı yapılacak ve bu sonuçlar tablolar halinde karşılaştırılıp değerlendirilmesi yapılacaktır. Tezin 2. bölümünde istinat yapılarına etkiyen kuvvetlerin depremler ve depremsiz durumlarına göre hesabının

nasıl yapıldığı ve istinat yapılarının stabilitesinde gerekli olan kayma, devrilme, taban basıncı ve toptan göçme tahkikleri anlatılmıştır.. Tezin 3. Bölümünde ise istinat yapılarının türleri ve bunların boyutlandırılmasında dikkate alınması gereken hususlar anlatılmıştır. Tezin 4. Bölümünde ise sayısal örneklerle istinat duvarı tasarımları yapılmış ve gerekli karşılaştırmalar yapılmıştır. Tezin 5. bölümünde ise bulunan sonuçlar yorumlanarak en uygun istinat tipinin hangisi olduğuna karar verilmiş ve istinat duvarının güvenli bir şekilde boyutlandırılmasına ilişkin önerilere yer verilmiştir.



## 2. İSTİNAT YAPILARINA ETKİYEN YANAL ZEMİN BASINÇLARI

İstinat yapılarının tasarımında en önemli husus zemin parametrelerinin doğru tahmin edilmesi ve duvar arkasında meydana gelebilecek olan statik ve dinamik kuvvetlerin doğru analiz edilmesidir. Bir istinat yapısının sağlam ve ekonomik oluşu bu parametrelerin doğru tahmin edilmesiyle iç içedir. Bu nedenden dolayı depremsiz ve depremlı durumunda istinat yapılarında meydana gelecek olan kuvvetlerin önceden bilinmesi gerekir. Depremsiz durumda mevcut istinat yapısında statik kuvvetler, depremlı durumda ise mevcut statik kuvvetlere ek olarak ayrıca dinamik kuvvetler de oluşur.

### 2.1. İstinat Yapılarına Gelen Yanal Zemin Basınçlarını Hesaplama Yöntemi

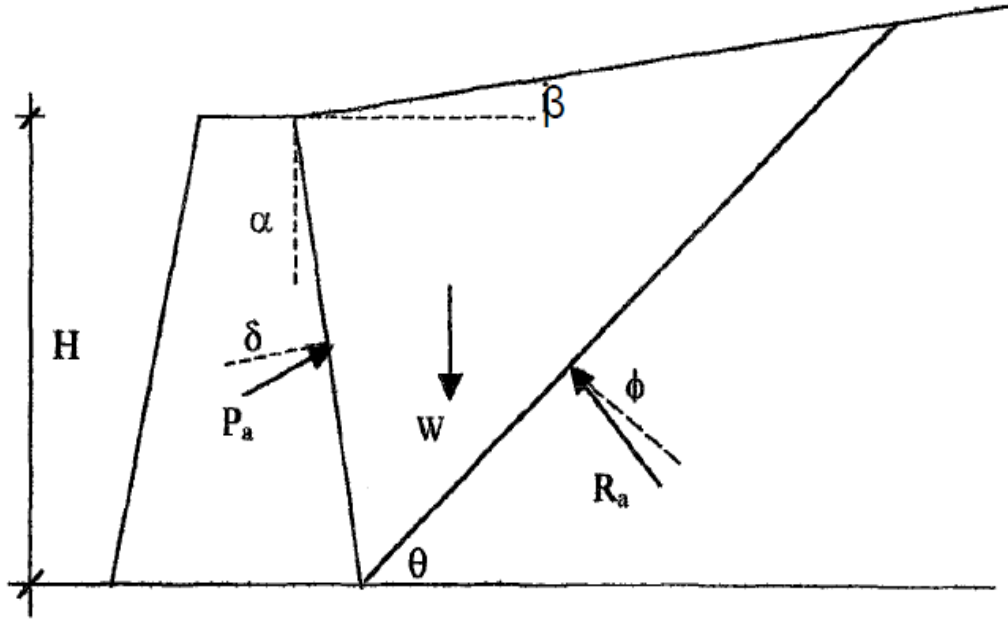
İstinat yapısının arkasında zemin itkilerini hesaplamak için zemin, pasif ve aktif basınç katsayılarını belirlemek gerekir. Bu katsayıyı belirlemek için Rankine, Coulomb teorisi ve Mononobe-Okabe yaklaşımından faydalanırız. Bu bölümde zemin basınç katsayısının bu teorilere göre nasıl hesaplandığını göreceğiz.

#### 2.1.1. Coulomb Teorisi Yöntemi

Coulomb teorisi;

- 1) Zeminin kohezyonsuz, kuru ve homojen olduğu
- 2) Duvar arkasındaki zeminde göçmenin üçgensel bir düzlem (kama) şeklinde olduğu
- 3) Duvar ile zemin arasında bir sürtünmenin olduğu
- 4) Duvarın arka yüzeyinin eğimli olduğu kabullerine dayanır.

##### 2.1.1.1. Aktif Toprak Basıncı



Şekil 2.1. Aktif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler [1]

Aktif durumda, duvar öne doğru hareket ederken, duvarın arkasında oluşan üçgen zemin kaması aşağı doğru hareket eder ve zeminde genişleme meydana gelir. Bu durumda, zeminden duvara etkiyen basıncın maksimum değerine “statik aktif zemin basıncı” denir.[1]

$K_{as}$  : Statik aktif toprak basıncı katsayısı

$\alpha$  : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

$\gamma$  : Zeminin birim hacim ağırlığı

$\delta$  : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı

$\Phi$  : İçsel sürtünme açısı

$\beta$  : Duvar arkasındaki dolgunun yatayla yapmış olduğu açı

olmak üzere statik aktif toprak basıncı katsayısı;

$$K_{as} = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.1)$$

olarak elde edilir.

$P_{as}$ : statik aktif toprak basıncı

$H$  : İstinat duvarı yüksekliği

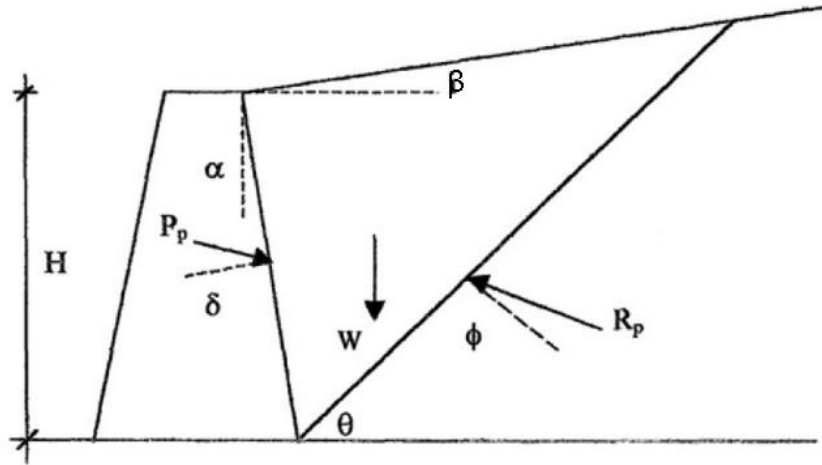
olup istinat duvarına arkasına etkileyen statik aktif toprak basıncı aşağıdaki formülle bulunur.

$$P_{as} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{as} \quad (2.2)$$

Coulomb yöntemine göre statik aktif zemin basıncının lineer olarak dağıldığı ve etki noktasının istinat duvarının tabanından  $H/3$  yükseklikte olduğu kabul edilir.

### 2.1.1.2. Pasif Toprak Basıncı

Pasif durumda, duvar arkasında bulunan zemine doğru hareket eder ve arkasında bulunan üçgenel zemin kütlesi yukarı doğru hareket eder ve zeminde sıkışma meydana gelir. Bu durumda duvar tarafından zemine etkileyen minimum basınca “statik pasif zemin basıncı” denir.



Şekil 2.2. Pasif durum için Coulomb yönteminde zemin kamasına etkileyen kuvvetler [1]

Aktif toprak basıncında belirtilen parametreler kullanılarak statik pasif toprak basıncı



- $\alpha$  : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı  
 $\gamma$  : Zeminin birim hacim ağırlığı  
 $\Phi$  : İçsel sürtünme açısı  
 $c$  : Kohezyon katsayısı  
 $\beta$  : Duvar arka yüzünün eğimi  
 $K_{as}$  : Statik aktif toprak basıncı katsayısı  
 Olmak üzere

$$K_a = \frac{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi)^{(0.5)}}{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \Phi)^{(0.5)}} * \cos \beta \quad (2.5) [2]$$

olarak bulunur. Burada duvar arka yüzünün eğimi  $\beta = 0$  olarak alınır

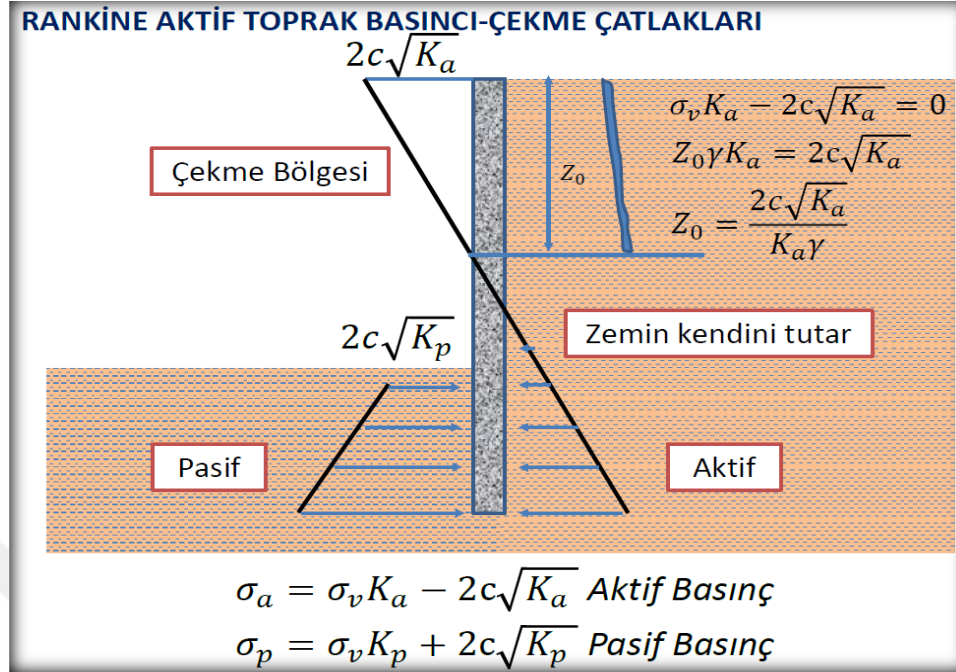
$$K_{as} = \tan^2(45 - (\Phi/2)) \quad (2.6)$$

olarak elde edilir. Bu formülde görüleceği gibi  $K_{as}$  içsel sürtünme açısına bağlı olarak değişmektedir. Kohezyondan dolayı duvar arkasının üst kısmından  $z_0$  derinliğine kadar olan bölgede çekme gerilmeleri meydana gelir. Fakat bu gerilmeler çok küçük olduğundan ve duvarın stabilitesine karşı negatif bir etki oluşturmadığından uygulamada dikkate alınmaz. Kohezyonlu durumda aktif statik basıncı aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$p_a = \gamma * H * K_{as} - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.7)$$

burada zemin üst kısmında meydana gelecek olan basıncı hesaplamak için  $H=0$  yazılarak değer hesaplanır.

$$P_a = - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.8)$$



Şekil 2.4. Rankine teorisine göre aktif ve pasif zemin basınç diyagramı [3]

Şekil 2.4 ten de görüleceği gibi

$$Z_0 = 2c\sqrt{K_a} / (\gamma * K_a) \quad (2.9)$$

çekme bölgesi derinliğidir.  $Z_0$  derinliğinin altındaki bölgede statik aktif zemin basıncı

$$P_{as} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{as} \quad (2.10)$$

şeklinde hesaplanır. Kohezyonlu zeminlerde aktif basıncın uygulama yeri istinat duvarının tabanından  $H/3$  yüksekliktedir.

### 2.1.2.2. Pasif Toprak Basıncı

Kohezyonlu zeminlerde pasif toprak basıncı aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$K_p = \frac{\cos \beta + (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{(0.5)}}{\cos \beta - (\cos^2 \beta - \cos^2 \phi)^{(0.5)}} * \cos \beta \quad (2.11)$$

Burada duvar arka yüzünün eğimi  $\beta = 0$  olarak alınırsa

$$K_{ps} = \tan^2(45 + (\Phi/2)) \quad (2.12)$$



olur.  $K_{ps}$  değeri yukarıdaki 2.6 formülü ile bulunacağı gibi aynı zamanda önceden bulunan  $K_{as}$  değerinin 1'e bölünmesi ile de bulunabilir.

$$K_{ps} = 1 / K_{as} \quad (2.13)$$

Herhangi bir z derinliğindeki statik pasif toprak basıncı

$$P_{ps} = \gamma * z_0 * K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.14)$$

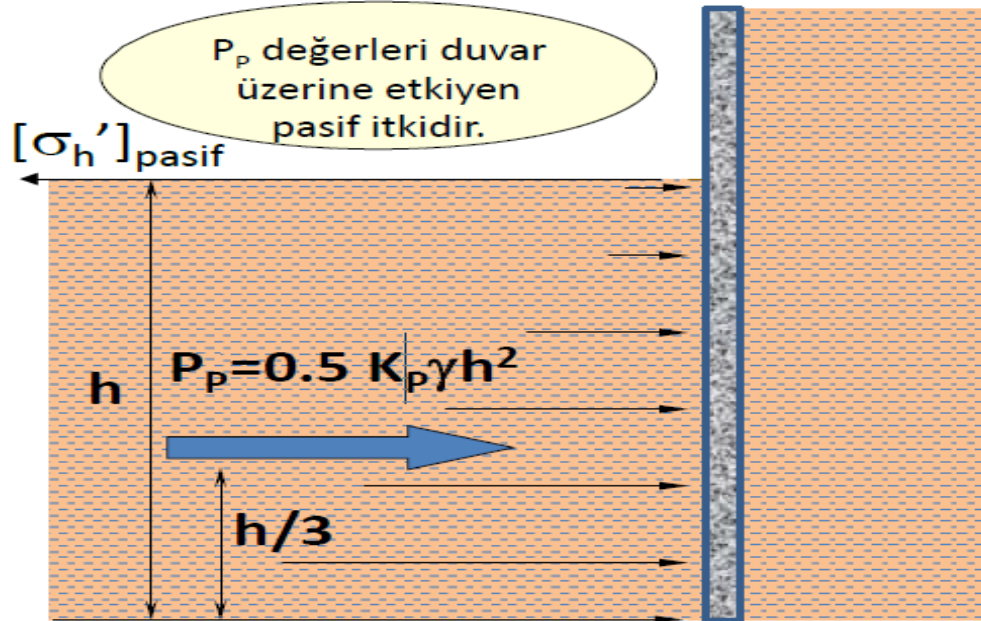
formülü ile bulunur. Pasif basıncın sıfır olduğu yerde

$$Z_0 = 2c\sqrt{K_p} / (\gamma * K_p) \quad (2.15)$$

olur.  $Z_0$  derinliğinin altındaki bölgedeki statik pasif toprak basıncı

$$P_{ps} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{ps} \quad (2.16)$$

formülü ile elde edilir. Statik pasif toprak basıncının uygulama noktası duvar tabanından  $H/3$  yüksekliktedir. Kuvvetin uygulama noktası şekil 2.5 te gösterilmiştir.



Şekil 2.5. Kohezyonlu zeminlerde statik pasif toprak basıncı ve uygulama yeri [3]

### 2.1.3. Mononobe- Okabe Yaklaşımı

Mononobe-Okabe yaklaşımı 1924 yılında deprem durumunda meydana gelecek olan zemin basınçlarını test etmeye yönelik ilk çalışmadır. Mononobe-Okabe yaklaşımında Coulomb teorisindeki kabullere ek olarak yatay ve düşey deprem katsayılarını da hesaba katmaktadır. Mononobe- Okabe yaklaşımı aşağıdaki kabullere dayanır.

- 1) Duvar arkasının yüzeyi eğimli olabilir.
- 2) Duvar arkasındaki zeminin granüler olduğu yani  $c=0$  olduğu kabul edilir.
- 3) Zeminin sıvılaşma sorunu olmadığı kabul edilir.
- 4) Duvar arkası dolgu yüzeyinin eğimli olması halinde bu dolgunun ya tamamen YASS altında olduğu ya da tamamen üstünde olduğu varsayılır. [4]
- 5) Yüzeyin yatay konumda olması durumunda su tablası herhangi bir seviyede bulunabilir. [4]
- 6) Duvar arkasındaki dolgu kohezyonsuz olup, kuru ve homojendir.

#### 2.1.3.1. Toplam Aktif Toprak Basıncının Bulunması

Aktif durumda, zeminden duvara uygulanan basıncın deprem durumunda aldığı maksimum değere “ toplam aktif toprak basıncı “ denir. Statik ve dinamik zemin basınçlarının toplamı aktif zemin basıncını oluşturur.

- $\alpha$  : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı  
 $\gamma$  : Zeminin birim hacim ağırlığı  
 $\delta$  : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı  
 $\Phi$  : İçsel sürtünme açısı  
 $\beta$  : Duvar arka yüzünün eğimi  
 $C_h$  : Yatay deprem katsayısı  
 $C_v$  : Düşey deprem katsayısı  
 $\lambda$  : Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı  
 $K_{AE}$  : Deprem durumundaki aktif toprak basıncı katsayısı
- ✓  $K_{AE}$  deprem durumundaki toplam statik ve dinamik aktif toprak basıncını ifade ettiğinden dolayı  $K_{at}$  şeklinde de gösterimi mevcuttur.

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.17) [5]$$

formülü ile hesaplanır. Burada  $C_v$  düşey deprem katsayısı olup, etkin yer ivmesine ( $A_0$ ) ve bina önem katsayısına ( $I$ ) bağlı olarak değişmektedir. Yürürlükteki Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik(2007)'e göre yatay ve düşeyde mesnetlenme durumuna göre düşey deprem katsayısının formülü aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

- Düşeyde serbest konsol olarak çalışan istinat yapılarında

$$C_h = 0.2 * (1 + I) * A_0 \quad (2.18)$$

- Yatayda doğrultuda mesnetlenmiş bina döşemeleri ve ankrajla sabitlenmiş istinat yapı ve elemanlarında

$$C_h = 0.3 * (1 + I) * A_0 \quad (2.19)$$

Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (2007)'E göre  $A_0$  ve  $I$  değerleri Tablo 2.1 ve 2.2 de verilmiştir.

**Tablo 2.1.** Etkin yer ivmesi katsayıları

Deprem bölgesi	$A_0$
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

**Tablo 2.2.**Bina önem katsayısı

<b>Binanın kullanım amacı veya türü</b>	<b>Bina önem katsayısı (I)</b>
1.Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar	1.5
Deprem sonrasında hemen kullanılması gereken binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminalleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları). Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb. özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	
2.İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyaların saklandığı binalar	1.4
Okullar, eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, Müzeler.	
3.İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar	1.2
Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	
4.Diğer binalar	1
Yukarıdaki tanımlamalara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb.)	

Böylece düşeyde serbest konsol olarak çalışan istinat yapılarında

$$C_v = (2/3) * C_h \quad (2.20)$$

olarak elde edilir. Formül 2.17 de belirtilen  $\lambda$  değeri aşağıdaki şekilde hesaplanır.

➤ Kuru zeminlerde

$$\lambda = \tan^{-1} [ C_h / (1 + C_v) ] \quad (2.21)$$

➤ Su seviyesinin altında bulunan zeminlerde

$$\lambda = \tan^{-1} [ \frac{Y_s C_h}{Y_b} / (1 + C_v) ] \quad (2.22)$$

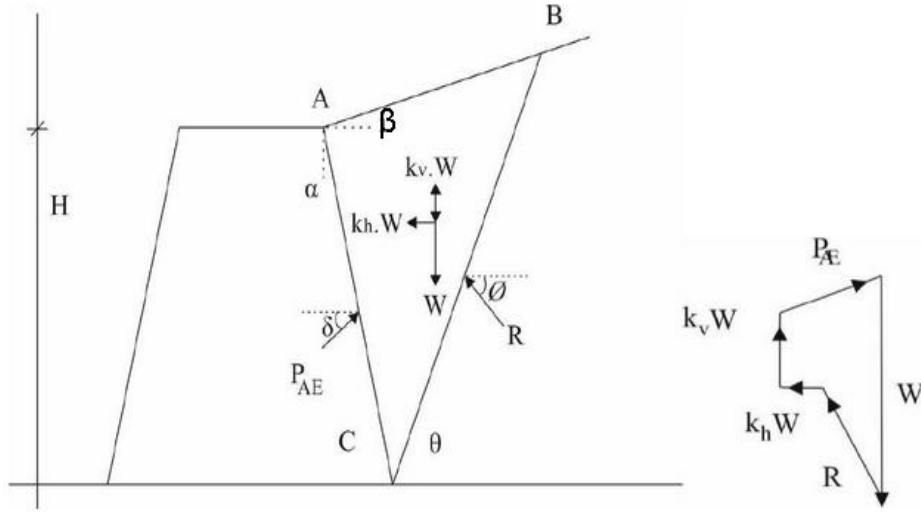
olarak hesaplanır. Burada  $\gamma_s$ , zeminin suya doymun birim hacim ağırlığı,  $\gamma_b$  ise zeminin su altındaki birim hacim ağırlığıdır.

Toplam aktif zemin basıncının kuvveti aşağıdaki formülle hesaplanır.  $P_{as}$ , statik durumdaki aktif zemin basıncı kuvvetini,  $P_{ad}$  ise dinamik durumdaki aktif zemin basıncı kuvvetini ifade etmek üzere toplam aktif toprak kuvveti

$$P_{at} = P_{as} + P_{ad} \quad (2.23)$$

$$P_{at} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{at} \quad (2.24)$$

olur. Formül 2.18 de hesaplanan  $C_h$  değeri 0 alınması durumunda  $C_h = C_v = 0$  olur. Böylece toplam aktif statik ve dinamik zemin basıncını ifade eden  $P_{at}$ , statik zemin basıncını ifade etmiş olur. Bu durumda da Coulomb'un statik aktif zemin basıncı formülü elde edilmiş olur.



**Şekil 2.6.** Aktif durum için Mononobe-Okabe yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu [1]

Coulomb yönteminde istinat duvarına etkiyen zemin basıncı üçgensel zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin bileşkesinden bulunduğu gibi Mononobe-Okabe yönteminde de istinat duvarına etkiyen toplam aktif zemin basıncı zemin kamasına etkiyen kuvvetlerin bileşkesinden bulunur. Ancak genel olarak toplam aktif zemin basıncı;

$$p_{at} = \gamma * H * K_{at} \quad (2.25)$$

olup, bu basıncın dağılımı ise lineer şekilde olduğu kabul edilmiştir. Toplam aktif zemin basıncın uygulama noktası ise duvarın tabanından  $H/3$  yükseklikte olduğu varsayımı yapılmıştır.

Mononobe-Okabe aktif zemin basıncı denkleminde  $C_v = (\frac{1}{2} \sim \frac{2}{3}) * C_h$  alındığında  $P_{at}$ 'nin ortalama %10 civarında bir değişiklik gösterdiği görülmektedir. Buna dayanarak Seed ve Whitman, toplam aktif zemin basıncı hesaplarken düşey zemin ivmesinin göz ardı edilebileceğini önermiştir. [1]

### 2.1.3.2 Toplam Pasif Toprak Basıncının Bulunması

Pasif durumda, duvardan zemine uygulanan toplam pasif basıncın deprem durumunda aldığı minimum değere “ toplam pasif zemin basıncı” denir. Statik ve dinamik zemin basınçlarının toplamı, toplam pasif zemin basıncını oluşturur.

$\alpha$  : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

$\gamma$  : Zeminin birim hacim ağırlığı

$\delta$  : Duvar arka yüzeyi ile zemin arasındaki sürtünme açısı

$\Phi$  : İçsel sürtünme açısı

$\beta$  : Duvar arka yüzünün eğimi

$C_h$  : Yatay deprem katsayısı

$C_v$  : Düşey deprem katsayısı

$\lambda$  : Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı

$K_{PE}$  : Deprem durumundaki pasif toprak basıncı katsayısı

- ✓  $K_{PE}$  deprem durumundaki toplam statik ve dinamik pasif toprak basıncını ifade ettiğinden dolayı  $K_{pt}$  şeklinde de gösterimi mevcuttur.

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda + \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \lambda) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \lambda + i)}{\cos(\delta - \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.26) [5]$$

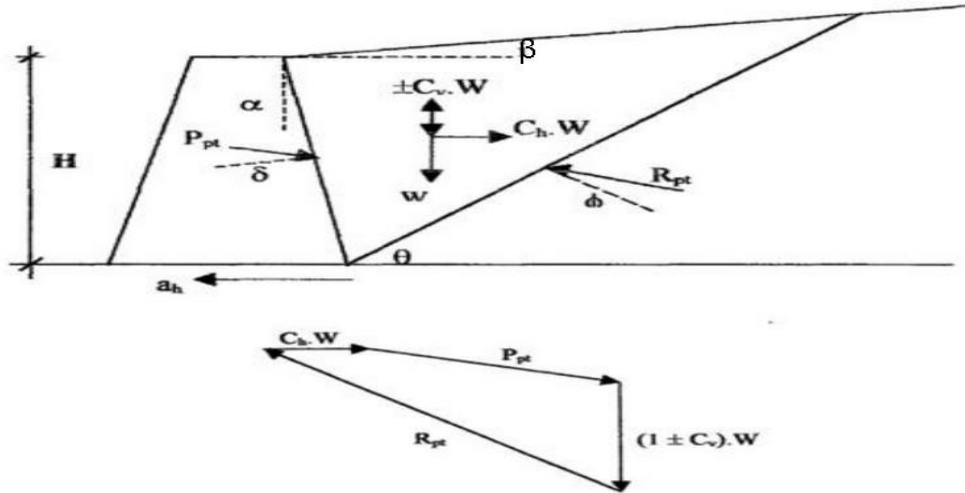
formülü ile hesaplanır. Bir önceki bölümde toplam aktif zemin basıncını anlatırken etkin yer ivmesi katsayısı ( $A_0$ ), bina önem katsayısını ( $I$ ) ve eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açının ( $\lambda$ ) nasıl hesaplandığını anlatıldı.

Toplam pasif zemin basıncının kuvveti aşağıdaki formülle hesaplanır.  $P_{ps}$ , statik durumdaki pasif zemin basıncı kuvvetini,  $P_{pd}$  ise dinamik durumdaki pasif zemin basıncı kuvvetini ifade etmek üzere toplam pasif toprak kuvveti

$$P_{pt} = P_{ps} + P_{pd} \quad (2.27)$$

$$P_{pt} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{pt} \quad (2.28)$$

olur. Formül 2.18 de hesaplanan  $C_h$  değeri 0 alınması durumunda  $C_h = C_v = 0$  olur. Böylece toplam pasif statik ve dinamik zemin basıncını ifade eden  $P_{pt}$ , statik zemin basıncını ifade etmiş olur. Bu durumda da Coulomb'un statik pasif zemin basıncı formülü elde edilmiş olur.



**Şekil 2.7.** Pasif durum için Mononobe-Okabe yönteminde zemin kamasına etkiyen kuvvetler ve kuvvet poligonu [6]

Aktif durumda olduğu gibi pasif durumda da toplam pasif zemin basıncının

$$P_{pt} = \gamma \cdot H \cdot K_{pt} \quad (2.29)$$

şeklinde lineer olarak dağıldığı kabul edilmiştir. Toplam pasif zemin basıncın uygulama noktası duvarın tabanından H/3 yükseklikte olduğu varsayımı yapılmıştır.

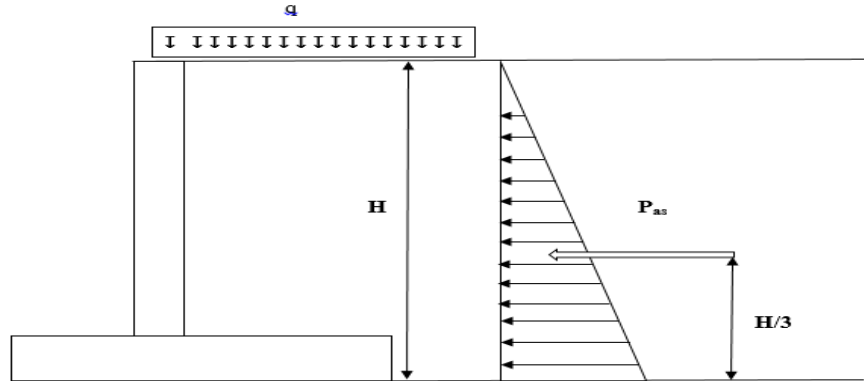
## 2.2. İstinat Yapılarının Tasarımında Rol Alan Kuvvetler

İstinat yapılarının tasarımı, istinat duvar tiplerine ve kullanım amaçlarına göre değişiklik arz etmektedir. Bir istinat duvarını tasarlamadan önce ilk önce bu duvara gelecek olan yüklerin veya yük gruplarının bilinmesi gerekir. Bu yüzden istinat yapılarına etkiyen kuvvetlerin doğru bir şekilde belirlenmesi gerekir. Ayrıca hem depremlı durumda hem de depremsiz durumda meydana gelecek olan itkilerin büyüklüğü ve uygulama yerlerinin bilinmesi istinat duvarının stabilitesini sağlamadaki en önemli unsurlardır. Örneğin bir binanın bodrum duvarının tasarımında; duvarın önünde ve arkasında bulunan aktif ve pasif toprak itkileri rol oynarken, bir rıhtım duvarının tasarımında ise bu toprak itkilerine ilave olarak yeraltı suyu, deniz suyu, baba çekmesi gibi etkenlerde rol alabilmektedir.

Bu bölümde genel olarak depremlı ve depremsiz durumda istinat yapılarına etkiyen kuvvetlerin ve bu kuvvetlerin uygulama noktalarının nasıl olduğu anlatılmıştır.

### 2.2.1. Aktif Toprak İtkisi

#### ➤ Depremsiz durumda aktif toprak itkisi



Şekil 2.8. Statik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası



H istinat duvarı yüksekliği,  $\gamma$  zemin birim hacim ağırlığı ve  $K_{as}$  statik aktif toprak basıncı katsayısı olmak üzere H derinliğinde meydana gelen statik aktif toprak basıncı aşağıdaki formülle bulunur.

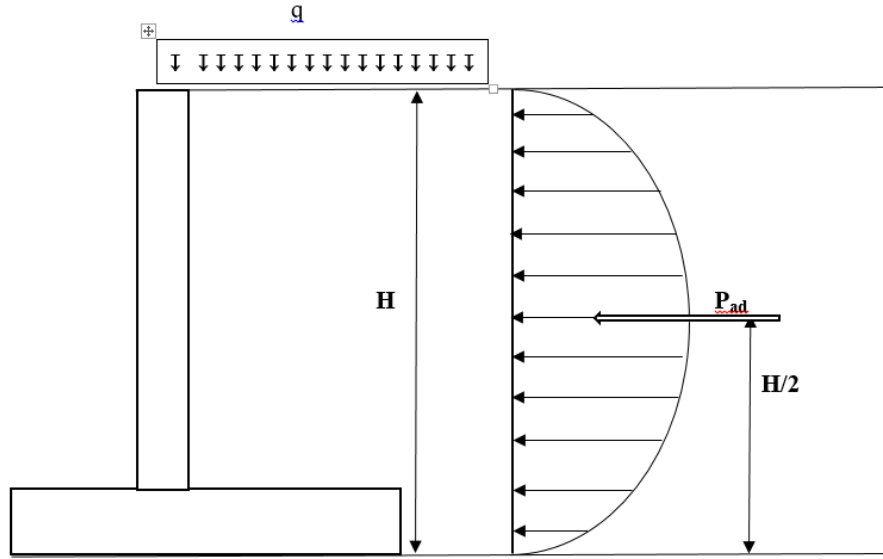
$$p_{as} = \gamma * H * K_{as} \quad (2.30)$$

Statik aktif toprak itkisi ise

$$P_{as} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{as} \quad (2.31)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/3 yükseklikte olduğu şekil 2.8. de gösterilmiştir.

### ➤ Depremlı durumda aktif toprak itkisi



Şekil 2.9. Dinamik aktif toprak itkisi ve uygulama noktası

H istinat duvarı yüksekliği ,  $\gamma$  zemin birim hacim ağırlığı ve  $K_{ad}$  dinamik aktif toprak basıncı katsayısı olmak üzere herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik aktif toprak basıncı

$$P_{ad}(z) = 3K_{ad} \left( 1 - \frac{z}{H} \right) * p_v(z) \quad (2.32) [6]$$

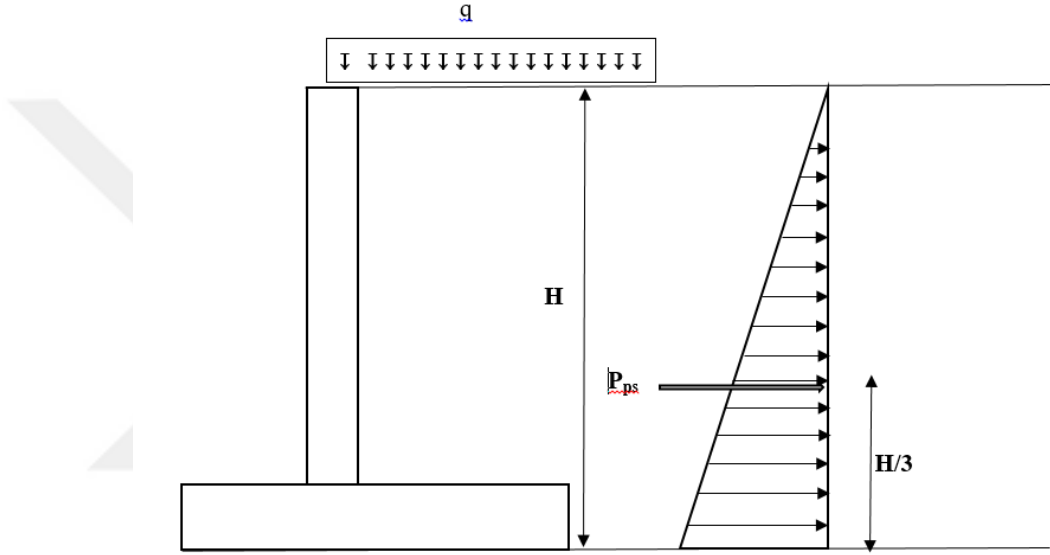
şeklinde bulunur. Zeminin kuruda ve üniform olması durumunda,  $p_v(z) = \gamma \cdot z$  alınarak [6] hesaplanır. Dinamik aktif toprak itkisi ise

$$P_{ad} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{ad} \quad (2.33)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/2 yükseklikte olduğu şekil 2.9. da gösterilmiştir.

### 2.2.2. Pasif Toprak İtkisi

#### ➤ Depremsiz durumda pasif toprak itkisi



Şekil 2.10. Statik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası

H istinat duvarı yüksekliği ,  $\gamma$  zemin birim hacim ağırlığı ve  $K_{ps}$  statik pasif toprak basıncı katsayısı olmak üzere H derinliğinde meydana gelen statik pasif toprak basıncı aşağıdaki formülle bulunur.

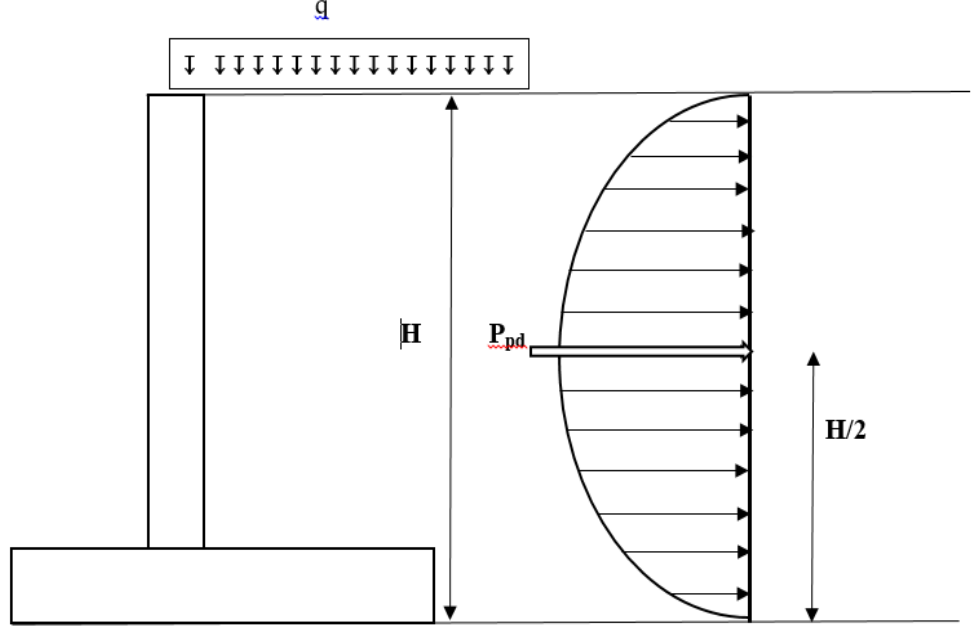
$$p_{ps} = \gamma * H * K_{ps} \quad (2.34)$$

Statik pasif toprak itkisi ise

$$P_{ps} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{ps} \quad (2.35)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/3 yükseklikte olduğu şekil 2.10. da gösterilmiştir.

#### ➤ Depremlı durumda pasif toprak itkisi



**Şekil 2.11.** Dinamik pasif toprak itkisi ve uygulama noktası

H istinat duvarı yüksekliği ,  $\gamma$  zemin birim hacim ağırlığı ve  $K_{pd}$  dinamik pasif toprak basıncı katsayısı olmak üzere herhangi bir z derinliğinde meydana gelen dinamik pasif toprak basıncı

$$p_{pd}(z) = 3K_{pd} \left( 1 - \frac{z}{H} \right) * p_v(z) \quad (2.36) [6]$$

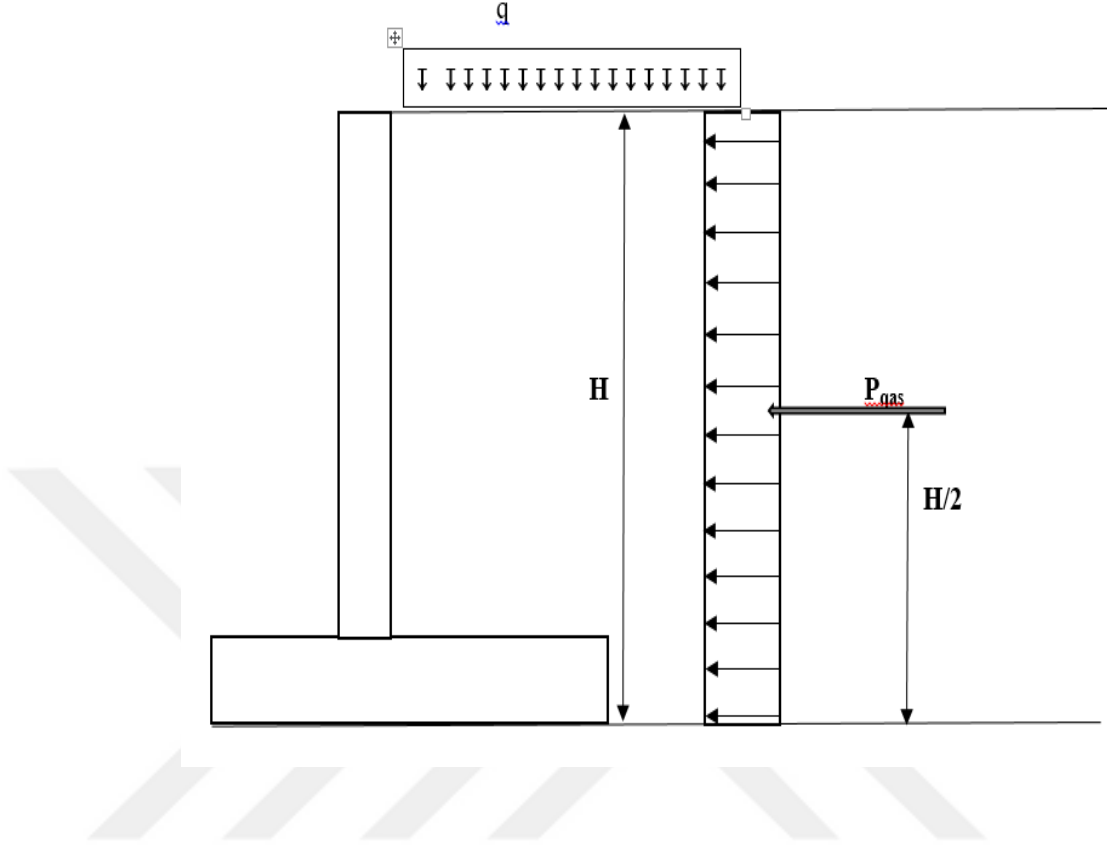
şeklinde bulunur. Zeminin kuruda ve üniform olması durumunda,  $p_v(z) = \gamma * z$  alınarak hesaplanır. Dinamik pasif toprak itkisi ise

$$P_{pd} = (1/2) * \gamma * H^2 * K_{pd} \quad (2.37)$$

olup, uygulama noktası ise duvar tabanından H/2 yükseklikte olduğu şekil 2.11. de gösterilmiştir.

### 2.2.3. Sürşarj Yükü Kuvveti

#### ➤ Depremsiz durumdaki sürşarj yükü kuvveti



**Şekil 2.12.** Statik durumda sürşarj yükü kuvveti ve uygulama noktası

İstinat duvarının arka kısmında bulunan zemin üzerinde düzgün yayılı yük olması durumunda ; H istinat duvarı yüksekliği ,  $\gamma$  zemin birim hacim ağırlığı,  $q_0$  yayılı yük basıncı ve  $K_{as}$  statik aktif toprak basıncı katsayısı olmak üzere;

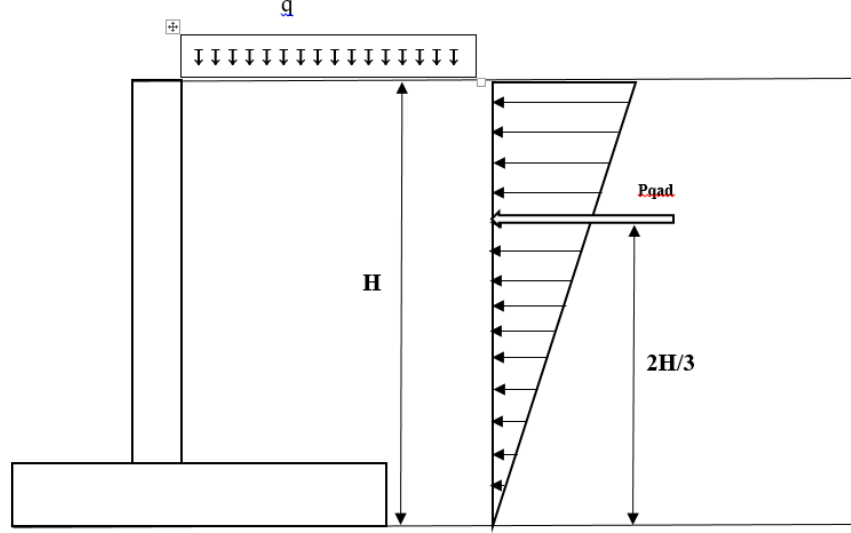
$$h_1 = q_0/\gamma \quad (2.38)$$

formülünden zeminde bu yayılı yük basıncına karşılık gelen  $h_1$  değeri hesaplanır. Böylece statik durumda sürşarj yükü itkisi

$$Q_{as} = q_0 * K_{as} * h_1 \quad (2.39)$$

formülü ile hesaplanır. Uygulama noktası ise şekil 2.12 den görüldüğü gibi duvar tabanından H/2 yüksekliktedir.

➤ **Depremlilikte sürşarj yükü kuvveti**



**Şekil 2.13.** Dinamik durumda sürsarj yükü kuvveti ve uygulama noktası

**H** : İstinat duvarı yüksekliği

**q<sub>0</sub>** : Yayılı yük basıncı

**γ** : Zemin birim hacim ağırlığı

**α** : Duvar arka yüzeyinin düşey ile yapmış olduğu açı

**β** : Duvar arka yüzünün eğimi

**K<sub>as</sub>** : Statik aktif toprak basıncı katsayısı olmak üzere;

İstinat duvarının arka kısmında bulunan zemin üzerinde düzgün yayılı yük olması durumunda z derinliğinde meydana gelen dinamik sürsarj yükü basıncı

$$q_{ad}(z) = 2 \cdot q_0 \cdot K_{ad} \cdot (1 - (z/H)) \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2.40)$$

formülünden hesaplanabilir. Depremden dolayı meydana gelen ek dinamik sürsarj yükü kuvveti ise

$$Q_{ad} = q_0 \cdot K_{ad} \cdot H \cdot \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2.41)$$

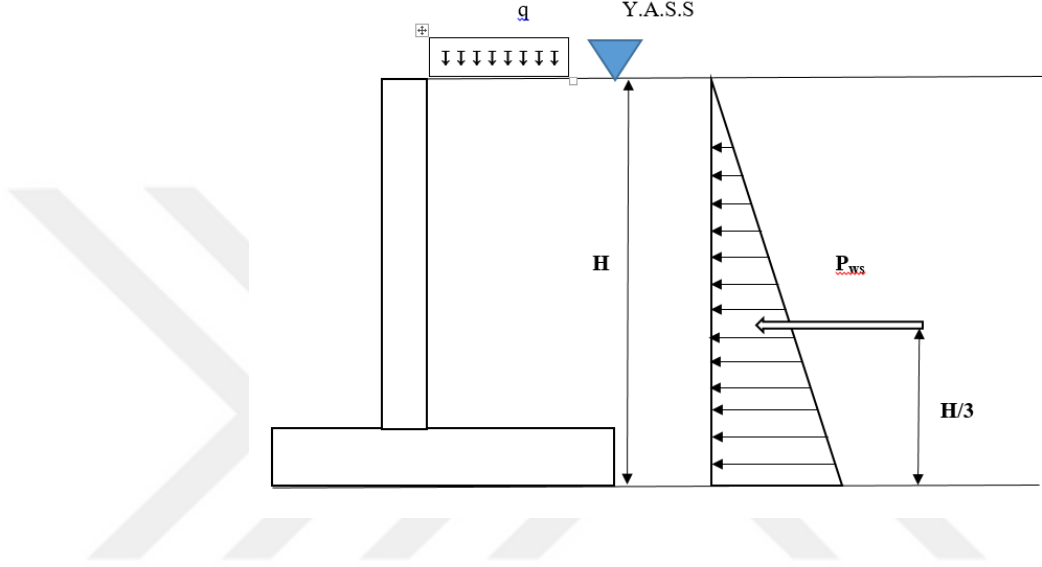
olup, uygulama noktası şekil 2.13. ten görüldüğü gibi duvar tabanından 2H/3 yüksekliktedir.

#### 2.2.4. Su Kuvveti

İstinat duvarı arka veya ön kısmında su basıncına maruz kalabilir. İstinat duvarının arka veya ön kısmında yeraltı suyu veya deniz suyunun olması durumunda

istinat duvarında hidrostatik su basıncı meydana gelir. Deprem olması halinde hidrostatik su basıncına ek olarak hidrodinamik su basıncı da meydana gelir. Bu kısımda hem depremlili hem de depremsiz şekilde meydana gelen su basınçlarının nasıl hesaplandığı anlatılmıştır.

➤ **Depremsiz durumda oluşan hidrostatik su kuvveti**



**Şekil 2.14.** Hidrostatik su kuvveti ve uygulama noktası

H istinat duvarı yüksekliği,  $\gamma_w$  suyun birim hacim ağırlığı olmak üzere depremsiz durumda H yüksekliğinde su bulunan bir zeminde meydana gelecek olan hidrostatik su basıncı;

$$P_{ws} = \gamma_w * H \quad (2.42)$$

formülü ile hesaplanır. Bu basıncın oluşturduğu hidrostatik kuvvet genel olarak

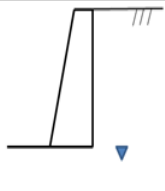

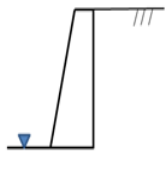
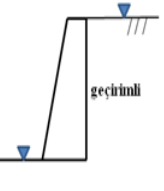
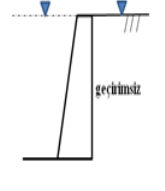
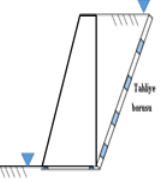
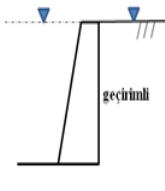
$$P_{ws} = (1/2) * \gamma_w * H^2 \quad (2.43)$$

olup, uygulama noktası ise şekil 2.14 de gösterildiği gibi suyun bulunduğu zeminden H/3 yüksekliktedir.

➤ **Depremlili durumda oluşan hidrodinamik su kuvveti**

Özellikle limanlarda rıhtım duvarı gibi önünde su barındıran istinat yapılarının boyutlandırılması işleminde mutlaka depremden dolayı meydana gelecek olan hidrodinamik su basınçları dikkate alınmalıdır. Ülkemizde birçok büyük limanın bulunması ve ülkemizin bir deprem kuşağında bulunduğu göz önüne alındığında bu

yapıların tasarımı gittikçe önem kazanmaktadır. Depremlı durumda hidrostatik su kuvvetlerine ek oluşan hidrodinamik su kuvvetleri meydana gelir. Hidrodinamik su kuvvetleri zeminin permeabilitesine göre değişmektedir. Değişik zemin cinlerine ve farklı su seviyelerine göre oluşan hidrodinamik su kuvvetlerinin farklı olduğu gözlenmiştir. Aşağıdaki şekilde Eurocode 8 Deprem yönetmeliğine göre farklı permeabilite durumları için göre hidrodinamik su kuvvetleri gösterilmiştir.

	Saha koşulları	Kullanılan parametreler		Saha koşulları	Kullanılan parametreler
	<b>Durum 1</b> Zemin kuru ve su seviyesi tabanda	$\gamma^* = \gamma_t$ $\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$		<b>Durum 5</b> Zemin geçirimsiz ve sadece arka dolgu su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat}/\gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$
	<b>Durum 2</b> Zemin nemli ve su seviyesi tabanda	$\gamma^* = \gamma_t$ $\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$		<b>Durum 6</b> Zemin geçirimli ve sadece arka dolgu su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat}/\gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = (7/12)^* \alpha_h^* \gamma_w^* H^2$
	<b>Durum 3</b> Zemin geçirimsiz ve tamamen su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat}/\gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = (7/12)^* \alpha_h^* \gamma_w^* H^2$		<b>Durum 7</b> Arka dolguda eğimli drenaj sistemi bulunması	$\gamma^* = \gamma_{sat}$ $\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 0$
	<b>Durum 4</b> Zemin geçirimli ve tamamen su altında	$\gamma^* = \gamma_{sat} - \gamma_w$ $\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat}/\gamma_{sat} - \gamma_w)^* \alpha_h / (1 \pm \alpha_v))$ $P_{wd} = 2^* (7/12)^* \alpha_h^* \gamma_w^* H^2$			

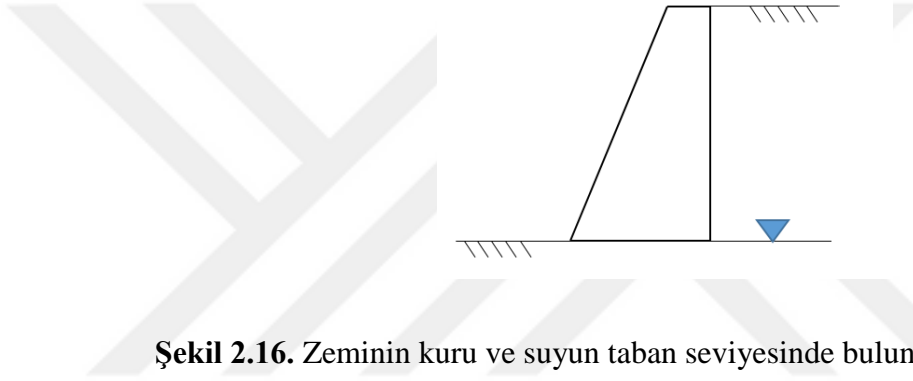
**şekil 2.15.** Dinamik deplasmanlar için yükleme durumu ve ilgili parametreler [7]

- $\gamma$  : Zeminin birim hacim ağırlığı  
 $H$  : İstinat duvarı yüksekliği  
 $\alpha_h$  : Yatay deprem katsayısı  
 $\alpha_v$  : Düşey deprem katsayısı

- $\Psi$  : Eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı
- $\gamma_w$  : Suyun birim hacim ağırlığı
- $P_{ws}$  : Hidrostatik su kuvveti
- $P_{wd}$  : Hidrodinamik su kuvveti olmak üzere ;

### 1.durum

İstinat duvarının arkasındaki zeminin kuru olması ve su seviyesinin duvar tabanında bulunması durumunu ifade eder.



Şekil 2.16. Zeminin kuru ve suyun taban seviyesinde bulunma durumu

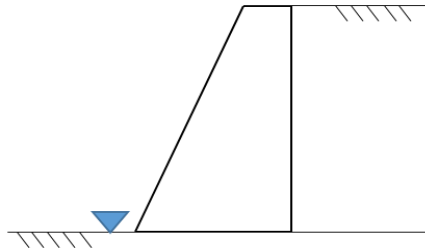
$$P_{ws} = 0 \quad (2.44)$$

$$P_{wd} = 0 \quad (2.45)$$

$$\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v)) \quad (2.46)$$

### 2.Durum

İstinat duvarının arkasındaki zeminin nemli olması ve su seviyesinin duvar tabanında bulunması durumunu ifade eder.



Şekil 2.17. Zeminin nemli ve suyun taban seviyesinde bulunma durumu



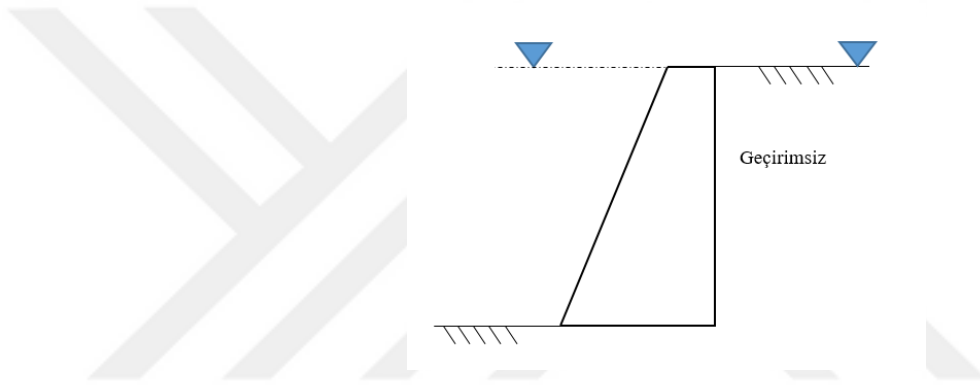
$$P_{ws} = 0 \quad (2.47)$$

$$P_{wd} = 0 \quad (2.48)$$

$$\Psi = \tan^{-1}(\alpha_h / (1 \pm \alpha_v)) \quad (2.49)$$

### 3. Durum

Zeminin tamamen suyun altında bulunması ve geçirimsiz olması halindeki durumu ifade eder.



Şekil 2.18. Zeminin geçirimsiz ve tamamen su altında olması durumu

Şekilde de gösterildiği suyun her iki tarafta olması ve eşit seviyede bulunmasından dolayı;

$$P_{ws} = 0 \quad (2.50)$$

Geçirimsiz dolgularda topraktaki su, deprem hareketi durumunda katı toprak tanecikleriyle iç içe olmasından dolayı serbestçe hareket edemez [7]. Dolayısı ile arka dolgudaki duvarda hidrodinamik basınç oluşmaz. [7]

$$P_{wd} = 0 \quad (2.51)$$

$$\Psi = \tan^{-1}((\gamma_{sat} / \gamma_{sat} - \gamma_w) * \alpha_h / (1 \pm \alpha_v)) \quad (2.52)$$

Su duvardan uzaklaşmaya yöneldiği zaman duvarın dış yüzündeki hidrodinamik basıncı deprem esnasında emme basıncına neden olacaktır [7]. Emme basıncının büyüklüğü; h taban üzerinde bulunan su yüksekliği, z su yüzeyinden aşağı doğru olan koordinat olmak üzere;

$$q(z) = (7/8) * \alpha_h * \gamma_w * \sqrt{hz} \quad (2.53)$$

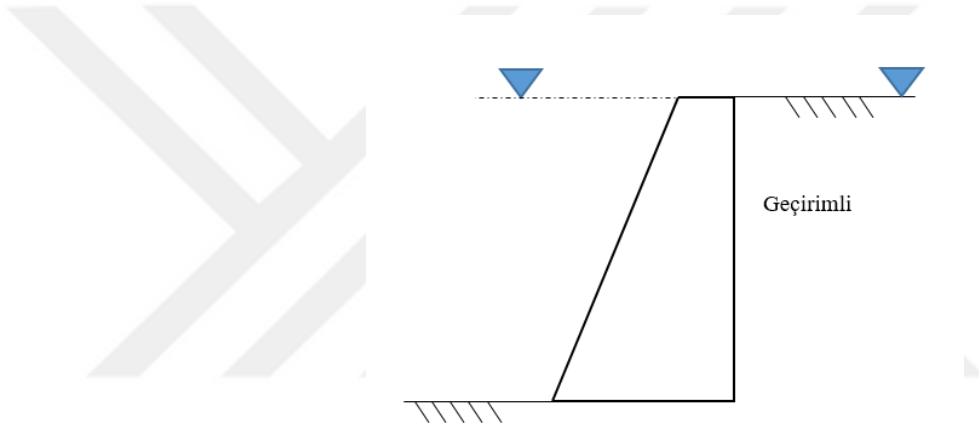
formülü ile hesaplanır. Gerekli eşitlikler yazıldığında duvarın diğer tarafındaki hidrodinamik su kuvveti

$$P_{wd} = (7/12) * \alpha_h * \gamma_w * H^2 \quad (2.54)$$

formülüne dönüşür. Uygulama noktası ise duvar tabanından 0.4H yüksekliğindedir.

#### 4. Durum

Zeminin tamamen suyun altında bulunması ve geçirimli olması halindeki durumu ifade eder.



Şekil 2.19. Zeminin geçirimli ve tamamen su altında olması durumu

Şekilde de gösterildiği suyun her iki tarafta olması ve eşit seviyede bulunmasından dolayı;

$$P_{ws} = 0 \quad (2.55)$$

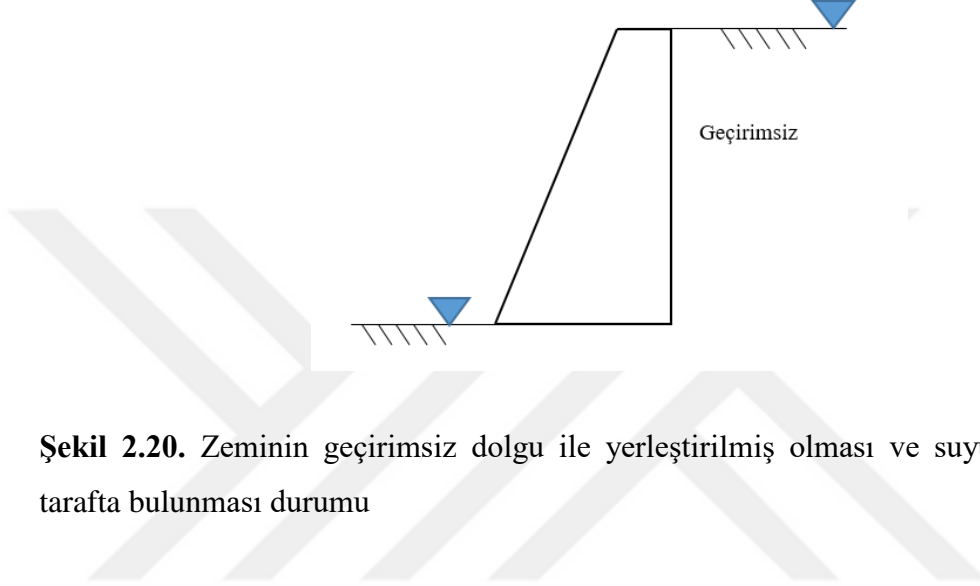
Geçirimli dolgularda topraktaki su, deprem durumunda katı toprak kütesine göre bağımsız hareket edebildiğinden dolayı duvar arkasında hidrodinamik su basıncı meydana gelir. Aynı zamanda 3.durum da anlatıldığı gibi duvarın ön yüzünde de hidrodinamik su basıncı meydana gelir. Bu durumda 2 tane hidrodinamik su kuvveti oluşur. Toplam hidrodinamik su kuvveti

$$P_{wd} = (7/12) * \alpha_h * \gamma_w * H^2 \quad (2.56)$$

şeklinde olur. Uygulama noktası ise duvar tabanından 0.4H yüksekliğindedir.

## 5.Durum

Zeminin geçirimsiz dolgu ile yerleştirilmiş olmasını ve suyun sadece duvarın arka tarafta bulunma halini ifade eder. Duvarın arka kısmında suyun olup ön kısmında olmaması hali çok fazla ve uzun süreli yağışların olması durumunda olabilir.



**Şekil 2.20.** Zeminin geçirimsiz dolgu ile yerleştirilmiş olması ve suyun sadece arka tarafta bulunması durumu

Önceki durumlarda olduğu gibi bu durumda da zeminin geçirimsiz olmasından dolayı hidrodinamik su basıncı meydana gelmez. Sadece duvarın arka kısmında bulunan sudan dolayı hidrostatik su basıncı oluşur.

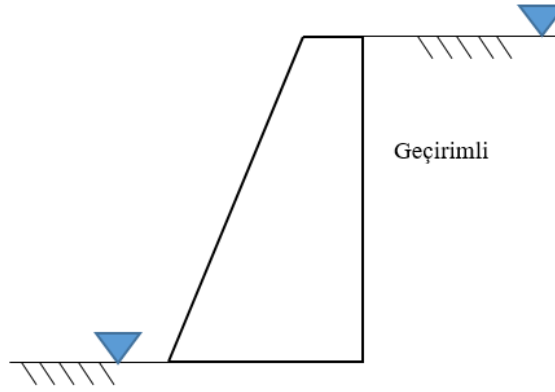
$$P_{wd} = 0 \quad (2.57)$$

$$P_{ws} = (1/2) * \gamma_w * H^2 \quad (2.58)$$

Hidrostatik basıncın uygulama noktası deprensiz durumda olduğu gibi su tabanından H/3 yüksekliktedir.

## 6.Durum

Zeminin geçirimli dolgu ile yerleştirilmiş olmasını ve suyun sadece duvarın arka tarafta bulunma halini ifade eder.



**Şekil 2.21.** Zeminin geçirimli dolgu ile yerleştirilmiş olması ve suyun sadece arka tarafta bulunması durumu

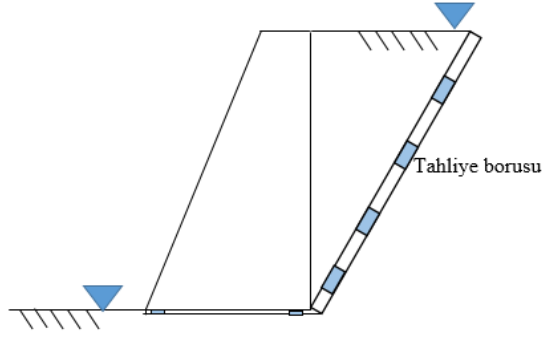
Zemin geçirimli olmasından dolayı duvarın arka tarafında hidrodinamik su basıncı oluşur. Aynı zamanda duvarın arka kısmında bulunan sudan dolayı hidrostatik su basıncı oluşur.

$$P_{wd} = (7/12) * \alpha_h * \gamma_w * H^2 \quad (2.59)$$

$$P_{ws} = (1/2) * \gamma_w * H^2 \quad (2.60)$$

### 7.Durum

Duvarın arka kısmına eğimli drenaj sisteminin yerleştirilmesi halini ifade eder. Bu durum hidrostatik su kuvvetlerini azaltmak için tasarlanmış ve bu durum 1979 yılında Lamba ve Whitman tarafından ifade edilmiştir. [7]



**Şekil 2.22.** İstinat duvarının arkasındaki suyun dren boruları ile tahliye edilmesi durumu

Bu durumda duvarda hidrostatik veya hidrodinamik su kuvveti oluşmaz.

$$P_{ws} = 0 \quad (2.61)$$

$$P_{wd} = 0 \quad (2.62)$$

### 2.2.5. Sürtünme Kuvveti

İstinat duvarının kendi ağırlığından dolayı tabanla zemin arasında sürtünme kuvveti meydana gelir. Bu oluşan sürtünme kuvveti duvarı kaydırmaya çalışan kuvvetlere karşı bir direnç olup istinat duvarının kaymasını engeller. Zemin cinsine göre sürtünme katsayıları değişmektedir.

**Tablo 2.3.** Temel zemini ile istinat duvarı arasındaki sürtünme katsayıları

Temel zemini malzemesi	Sürtünme katsayısı(f)
Sağlam kaya	0.75
Yumuşak kaya ve ayrılmış kaya	0.65
İri kum ve çakıl	0.55
Kum (kuru veya ıslak)	0.5
Killi kum	0.45
İnce kum	0.4
Kil (kuru ve sert)	0.35

W duvar ağırlığı , f sürtünme kuvveti olmak üzere meydana gelen sürtünme kuvveti

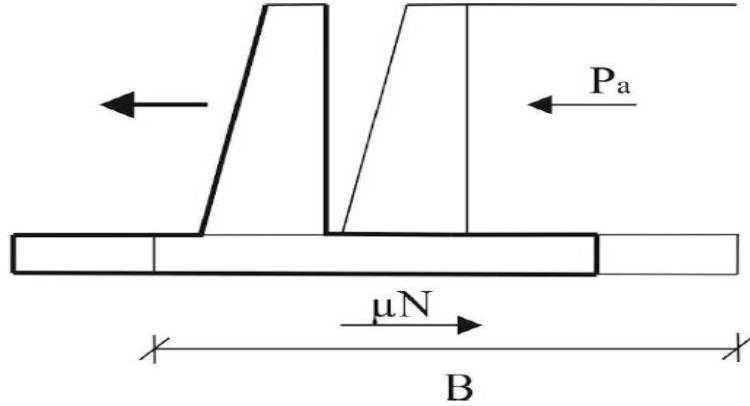
$$T = W * f \quad (2.63)$$

formülü ile bulunur.

### 2.3. İstinat Yapılarının Stabilitesi

İstinat duvarı tasarımında zemin bilgileri, sürşarj yükleri, diğer yükler ve istinat duvar tipinin seçimi belirlendikten sonra hesaplamalara geçilir. Bu hesaplamalar sonucu istinat duvarının stabilitesi açısından kayma tahkiki, göçme tahkiki, taban basıncı tahkiki ve toptan göçme tahkiki yapılır. Bu tahkiklerin gerekli koşulları sağlanması halinde betonarme hesap ve çizimlerine geçilebilir. Bu tahkikler sağlanmadığı takdirde istinat duvarının yeniden boyutlandırılması veya farklı bir tip istinat tipinin seçilmesi gerekmektedir. Bu bölümde kayma tahkiki, göçme tahkiki, taban basıncı tahkiki ve toptan göçme tahkiki ele alınacaktır.

#### 2.3.1. Kayma Tahkiki



Şekil 2.23. Kayma kuvveti uygulanmış bir istinat duvarı [6]

İstinat duvarının arka kısmında bulunan zemin, sürşarj yükü ve yeraltı suyundan gelen itkiler istinat duvarının tabanını mevcut zemin üzerinde kaymaya zorlar. Arka taraftaki itkiler duvar tabanını kaymaya zorlarken duvar tabanı ile zemin arasında bir sürtünme kuvveti oluşur. Oluşan bu sürtünme kuvveti ve ön tarafta bulunan pasif itki

kaydırıcı kuvvetlere karşı koymaya çalışır. Kaydırıcı kuvvetler, kaymayı önleyici kuvvetlerden fazla olduğu takdirde şekil 2.23 da gösterildiği gibi duvar öne doğru kayar.

$\Sigma F_{DİRENEN}$  : Kaymaya karşı direnen kuvvetlerin toplamı

$\Sigma F_{KAYDIRAN}$  : Kaydırmaya çalışan kuvvetlerin toplamı

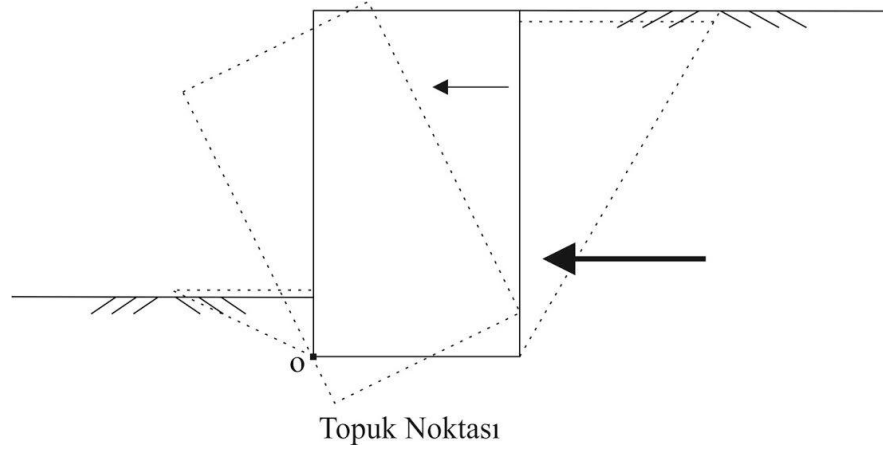
GS : Kayma için güvenlik sayısı olmak üzere ;

$$GS = \Sigma F_{DİRENEN} / \Sigma F_{KAYDIRAN} \quad (2.64)$$

Kaymaya karşı koyan kuvvetlerin, duvarı kaydırmaya çalışan kuvvetlere bölünmesi ile kaymaya karşı bir güvenlik sayısı elde edilmiş olur. Güvenlik sayısı deprensiz durumda en az 1.5 olmalıdır. Statik toprak basınçlarına hesaplanan dinamik toprak basınçlarının eklenmesi halinde, kaymaya karşı güvenlik katsayısı en az 1.1 olarak alınacaktır. [5]

Güvenlik sayısının sağlanmadığı durumlarda taban genişliğini büyütmek, duvar ağırlığını artırmak veya duvar tabanında diş oluşturma yöntemleri tercih edilebilir.

### 2.3.2. Devrilme Tahkiki



Şekil 2.24. Devrilme momenti uygulanmış bir istinat duvarı [6]

Duvar arkasında buluna zemin ve diğer yüklerin istinat duvarı tabanının sol alt köşesinde (O noktası) meydana getirdikleri moment duvarı devirmeye zorlar. Buna karşılık duvarın kendi ağırlığı ve ön taraftaki itkinin oluşturduğu moment duvarın

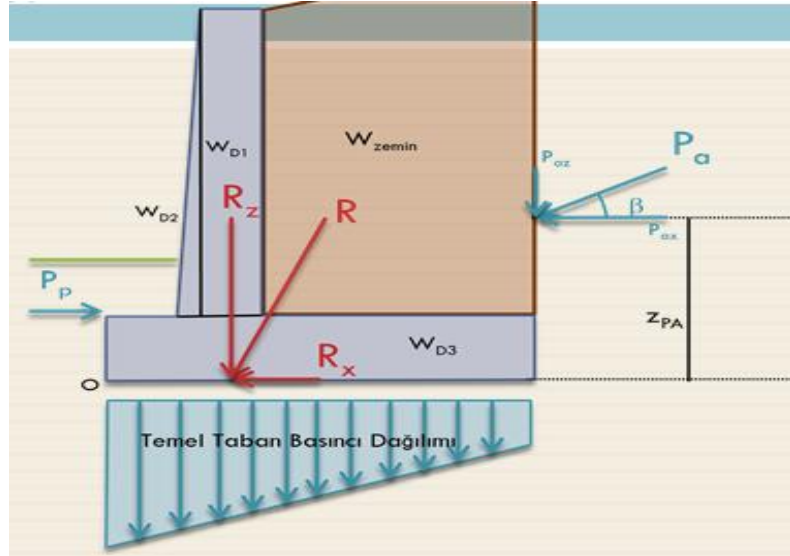
devrilmesini önlemeye çalışır. Devirici kuvvetlerin oluşturduğu moment devirmeyi engelleyici kuvvetlerin oluşturduğu momentten fazla ise istinat duvarı şekil 2.24 de görüldüğü gibi devrilir.

- $\Sigma M_{o,DİRENEN}$  : Devirmeyi engelleyici momentlerin toplamı  
 $\Sigma M_{o,DEVİREN}$  : Devirici momentlerin toplamı  
GS : Devrilme için güvenlik sayısı olmak üzere;

$$GS = \Sigma M_{o,DİRENEN} / \Sigma M_{o,DEVİREN} \quad (2.65)$$

Devirmeyi engelleyici momentlerin toplamı devirici momentlerin toplamına bölünmesi ile devrilmeye karşı bir güvenlik sayısı elde edilmiş olur. Güvenlik sayısı depremlili durumda 1.3, depremsiz durumda ise en az 2 şartını sağlaması gerekir. Devrilme koşulunun sağlanamadığı durumlarda duvar tabanının uzatılması veya ankraj yapılması ile devrilme şartı sağlanabilir.

### 2.3.3. Taban Basıncı Tahkiki



Şekil 2.25. Temelde meydana gelen gerilme dağılımı [2]

İstinat duvarına etkileyen yükler ve duvarın kendi ağırlığı zeminde gerilmeler oluşturur. Oluşan bu gerilmelerin maksimum olan zeminin emniyetle taşıyabileceği yük



değerinden küçük olmalıdır. Aynı zamanda minimum basıncın olduğu yerde de çekme, gerilmesi meydana gelebilir. Çekme gerilmesi olması istenilen bir davranış olmadığından tasarımda bu duruma da dikkat edilmelidir.

$\sigma_{\max}$  : Zeminde oluşacak en büyük gerilme

$\sigma_{\min}$  : Zeminde oluşacak en küçük gerilme

N : Duvara tesir eden düşey yükler toplamı

$M_0$  : Duvara tesir eden tüm yüklerin O noktasına göre toplam momenti

A : Taban alanı

W : Taban mukavemet momenti

L : Dikdörtgen temelin genişliği

B : Dikdörtgen temelin uzunluğu

E : Dış merkezlik olmak üzere ;

$$e = M_0 / N \quad (2.66)$$

dir. Maksimum ve minimum gerilmeler ise aşağıdaki şekilde hesaplanır.

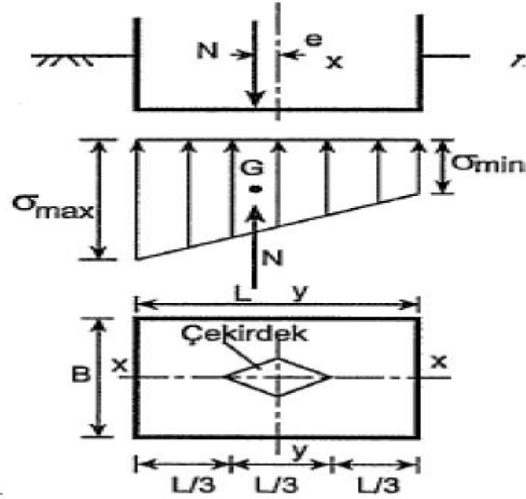
$$\sigma_{\max} = N/A + M_0/W \leq \sigma_{z_{emniyet}} \quad (2.67)$$

$$\sigma_{\min} = N/A - M_0/W \geq 0 \quad (2.68)$$

Geleneksel yöntemle göre eksantrikliğe maruz bir temeldeki taban basınçlarının dağılımı 3 farklı şekilde olmaktadır.

### 1. ( $e < L/6$ ) durumu hali

Eksantrisite değerinin taban uzunluğunun 1/6 sından küçük olması durumunda temel tabanına gelen basıncı dağılımı şekil 2.26 da gösterilmiştir.



Şekil 2.26. ( $e < L/6$ ) durumundaki taban basıncı dağılımı

Temelde oluşan maksimum ve minimum basınçlar

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{BL} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad (2.69)$$

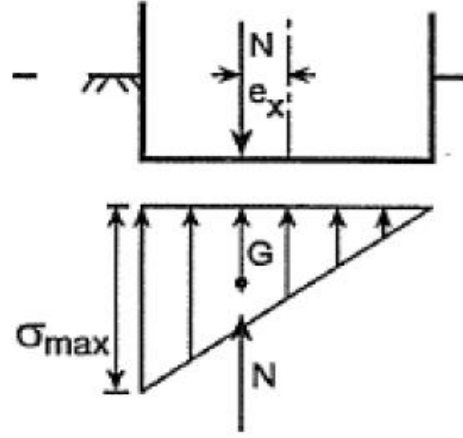
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{BL} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad (2.70)$$

formülleri ile hesaplanır. Temelin birim uzunluğu ( $B=1$ ) için (2.69) ve (2.70) denklemleri aşağıdaki şekli alırlar.

$$\sigma_{\max, \min} = \frac{N}{L} \left( 1 \pm \frac{6e}{L} \right) \quad (2.71)$$

## 2. ( $e = L/6$ ) durumu hali

Eksantrisite değerinin taban uzunluğunun 1/6 sına eşit olması durumunda temel tabanına gelen basıncı dağılımı şekil 2.27 de gösterilmiştir.



Şekil 2.27. ( $e = L/6$ ) durumundaki taban basıncı dağılımı

Temelde oluşan maksimum ve minimum basınçlar

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{BL} \quad (2.72)$$

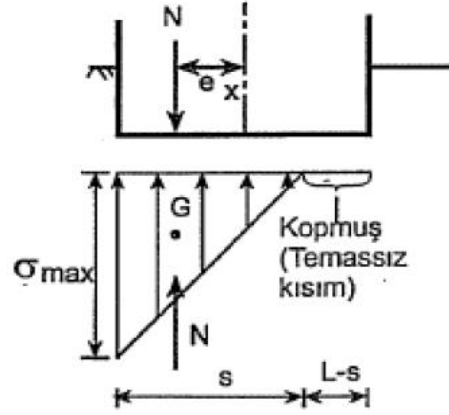
$$\sigma_{\min} = 0 \quad (2.73)$$

(2.72) ve (2.73) formülleri ile hesaplanır. Temelin birim uzunluğu ( $B=1$ ) için (2.72) denklemini aşağıdaki şekli alır.

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{L} \quad (2.74)$$

### 3. ( $e > L/6$ ) durumu hali

Eksantrisite değerinin taban uzunluğunun  $1/6$  sından büyük olması durumunda temel tabanına gelen basıncı dağılımı şekil 2.28 de gösterilmiştir.



Şekil 2.28. ( $e > L/6$ ) durumundaki taban basıncı dağılımı

Temelde oluşan maksimum ve minimum basınçlar

$$L-s = L - 3(L/2 - e)$$

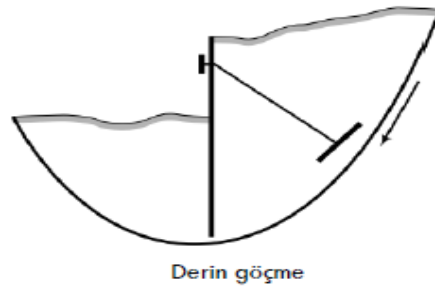
$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{sB} = \frac{2N}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)B} = \frac{4N}{3(L-2e)B} \quad (2.75)$$

$$\sigma_{\min} = 0 \quad (2.76)$$

formülleri ile hesaplanır. Temelin birim uzunluğu ( $B=1$ ) için, (2.75) denklemi aşağıdaki şekli alır.

$$\sigma_{\max} = \frac{4N}{3(L-2e)} \quad (2.77)$$

### 2.3.4. Toptan Göçme Tahkiki

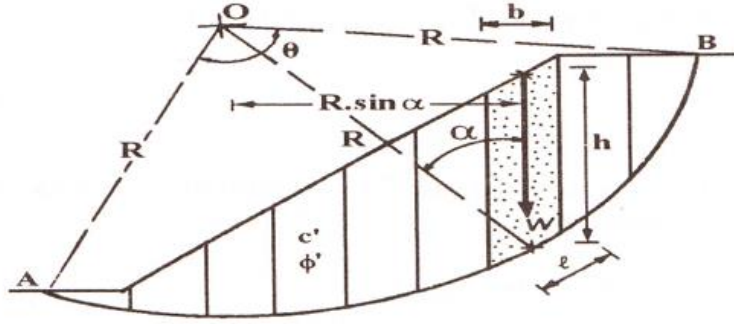


Şekil 2.29. İstinat duvarında toptan göçme durumu [2]

Zeminin taşıma gücü yönünden zayıf olduğu durumlarda istinat duvarı zeminle beraber alttaki zeminin üzerine kayması ile toptan göçme meydana gelir. Toptan göçme olayı genelde ağırlıktan dolayı arka topuk kısmında meydana gelir. Şekil 2.26 da görüldüğü gibi kayma düzlemi silindirik bir hal almaktadır. Oluşan silindirik şeklin yarıçapı ve düzlemi kestiği nokta birçok parametreye bağlı olduğu için belirsizdir. Güvenlik sayısı minimum 2 olmalıdır. Bu durumda meydana gelen kuvvetlerin hesabı ve şev stabilitesi için çeşitli yöntemler ortaya konulmuştur. Bunlardan en önemlisi İsveç Dilim yöntemi ve Bishop yöntemidir.

### ➤ İsveç (Dilim) Yöntemi

İsveç dilim yönteminde, muhtemel bir şev kütlelerinin dilimlere ayrılması, her dilimin ağırlığının hesaplanması ve her dilime gelen kuvvetlerin hesabının yapılması ile kayma kamasına ait güvenlik sayısı bulunur.



Şekil 2.30. Dilim yöntemi ( $c'$  efektif kohezyon,  $\phi'$  efektif içsel sürtünme açısı ) [8]

- Fellenius yönteminden hareketle oluşturulmuş bir yöntemdir.
- Killerde ve aşırı konsolide killerde kullanılır.
- Diğer yöntemlerden farklı olarak efektif gerilme analizi uygulanır.

Bu yöntemin uygulanmasında bazı kabuller yapılmıştır. Bu kabuller aşağıda belirtilmiştir.

- Dilim sayısı en az 5 olmalıdır. Genelde 6 ile 12 dilim arasında bir dilim seçilir.
- Homojen şev kütleli olması durumunda geçerlidir.
- Güvenlik sayısı diğer yöntemlerden hesaplanan güvenlik sayısından küçüktür.

- Kayma yarıçapının küçük ve boşluk suyu basınç oranının yüksek olduğu durumlarda güvenli bir sonuç vermeyebilir. Bu durumlarda Bishop Yöntemi kullanılması daha uygun olur.

W : Dilimin statik ağırlığı,  $W=\gamma \cdot h \cdot b$

$\gamma$  : Birim hacim ağırlığı

h : Dilimin üst orta noktası ile alt orta noktası arasındaki düşey mesafe

b : Seçilen dilim kalınlığı

N' : Dilimin alt yüzeyine etki eden efektif normal kuvvet,  $N' = N - u \cdot l$

N : Normal kuvvet,  $N = W \cdot \cos \alpha$

$\alpha$  : Dilim alt yüzeyinin orta noktası ile kayma merkezi "O" birleştiren hattın düşeyden itibaren tanımladığı açı

l : Dilim yayının uzunluğu (burada yay uzunluğu  $\lambda = b / \cos \alpha = b \cdot \sec \alpha$ )

T : Dilim taban yüzeyindeki kayma mukavemeti,  $T = W \cdot \sin \alpha$

$R_1, R_2$  : İncelenen dilimin yanındaki dilimlerden etkiyen bileşke kuvvetler

$E_1, E_2$  : Normal ara dilim kuvvetleri

$X_1, X_2$  : Teğetsel ara dilim kuvvetleri olmak üzere kayma kamasına ait güvenlik sayısı;

$$GS = \frac{\sum \{c' / b \sec \alpha + (W \cos \alpha - u b \sec \alpha) \operatorname{tg} \phi'\}}{\sum \sin \alpha} \quad (2.78)$$

formülü ile bulunur.

### ➤ **Bishop Yöntemi**

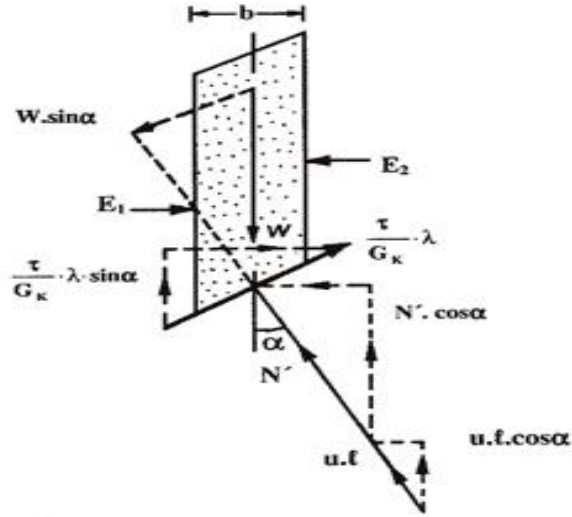
1954 yılında Bishop, İsveç dilim yönteminden farklı olarak kayma yüzeyinde hem kuvvet hem de moment denge koşulunu esas alan bir yöntem geliştirmiştir. Şev

stabilitesini hesaplamada kullanılan en yaygın yöntemdir. Genel Bishop Yöntemi ve Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi olmak üzere iki durumu mevcuttur. Genel Bishop Yöntemi'nin hesap adımlarının uzun ve karmaşık olması nedeniyle daha çok Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi kullanılmıştır.

Yine İsveç Dilim Yöntemi'nde olduğu gibi Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi'nde de bazı kabuller yapılmıştır.

- Moment ve kuvvet denge koşullarını esas alır.
- Temel varsayım dilim kütlesi vektörünün dilim tabanının tam ortasından etkiğidir. [9]

Kayma yarıçapının küçük ve boşluk suyu basıncının yüksek olduğu durumlarda güvenilir sonuç vermesi bu yöntemin avantajlarından. Güvenlik sayısının özel durumlarda hesaplanması için çeşitli abaklar geliştirilmiştir. Bu abaklara Bishop-Morgenstern Duraylılık Abakları denir. Şekil 2.28 de Bishop yönteminde dilime etkiyen kuvvetler gösterilmiştir.



Şekil 2.31. Bishop yönteminde dilime etkiyen kuvvetler [9]

$c'$  : Efektif kohezyon

$\phi'$  : İçsel sürtünme açısı

$b$  : Dilim genişliği

$W$  : Dilimin statik ağırlığı

$u$  : Boşluk basıncı

$\alpha$  : Her dilimin orta noktası ile kayma dairesinin merkezini birleştiren hattın düşeyle yaptığı açı

$x$  : Her bir dilimin ağırlık merkezi ile daire merkezi arasındaki yatay mesafe

$R$  : Kayma dairesinin yarıçapı olmak üzere Sadeleştirilmiş Bishop Yöntemi'nde güvenlik sayısı;

$$GS = \frac{\sum \frac{1}{m_a} [c' b + (W - u \cdot b) \operatorname{tg} \phi]}{\sum W \cdot \sin \alpha} \quad (2.79)$$

formülü ile bulunur.

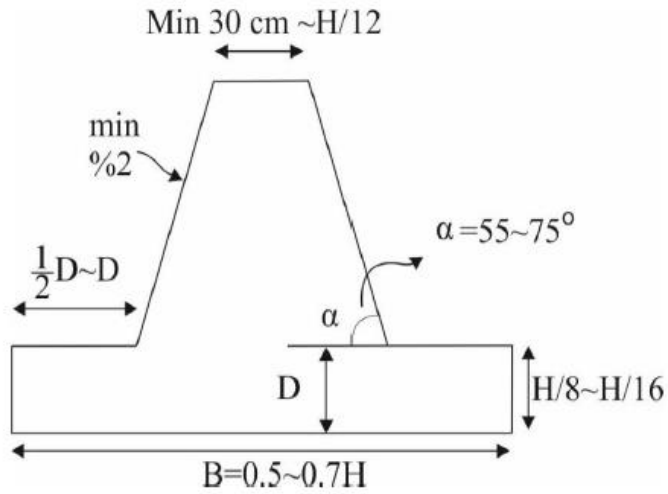


### 3. İSTİNAT YAPILARI TİPLERİ

Arkasındaki zeminin yayılmasını önlemek için yapılan istinat yapıları zemin cinsi, arka dolgu yüksekliği, yeraltı su seviyesinin bulunması, yeraltındaki yapılar ve maliyet gibi kriterler göz önüne alınarak değişik tiplerde tasarlanabilir. İstinat yapısının arkasında bulunan zemine ait parametreler ve yükler belirlendikten sonra istinat tipinin seçilmesi gerekmektedir. Uygun istinat tipinin seçilmesi hem yapının stabilitesi hem de inşaat maliyeti açısından son derece önemlidir. Ağırlık duvarları, betonarme konsol duvarlar, payandalı duvarlar, hafifletme konsollu betonarme duvarlar ve palplanş duvarları en çok kullanılan istinat duvar tipleridir. Bu bölümde genel olarak istinat duvar tipleri ve bunların boyutlandırılması anlatılacaktır.

#### 3.1. Ağırlık İstinat Duvarları

Duvar arkasındaki dolgu yüklerini kendi ağırlıkları ile taşıyan istinat yapılarıdır. Taş veya betondan inşa edilebilen bu yapılar bilinen en eski yapılardır. Bu duvarlar 4.5 m yüksekliği kadar ekonomik olarak inşa edilir. Zemin itkilerinden dolayı çekme gerilmeleri genellikle oluşmaz veya çok küçük değerlerde kalır.

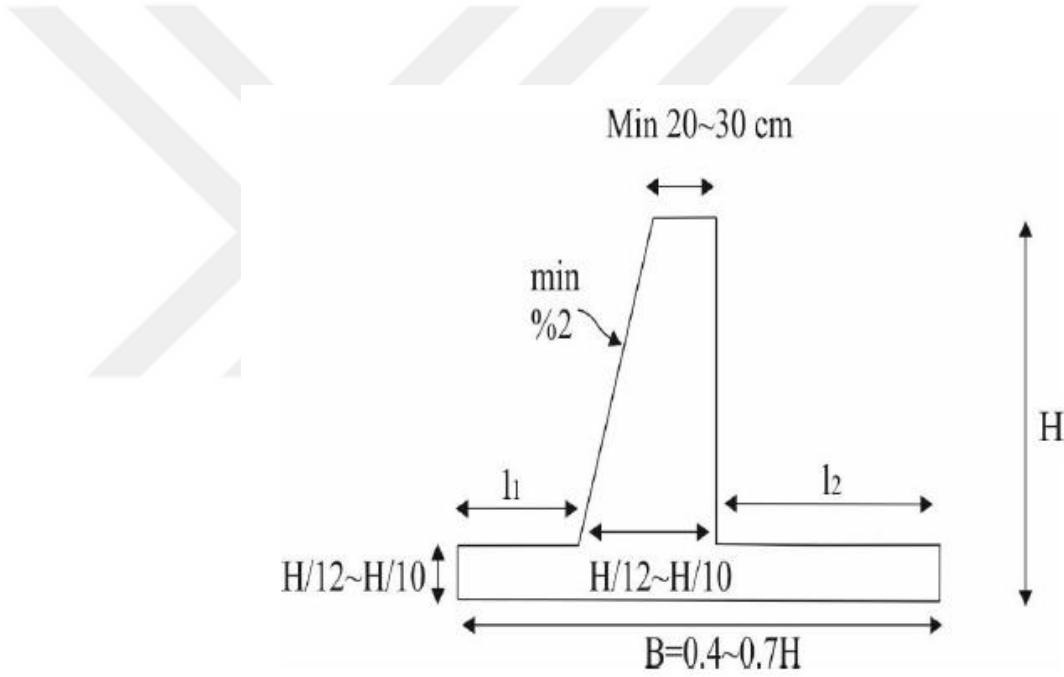


Şekil 3.1. Ağırlık istinat duvarlarında ön boyutlandırma [6]

Ağırlık istinat duvarları şekil 3.1de görüldüğü gibi genellikle trapez şeklinde inşa edilirler. Devrilme stabilitesini sağlamak amacıyla arka ampatman ön ampatmandan daha uzun tasarlanır. İstinat duvarı yüksekliği esas alınarak boyutlandırma yapılır.

### 3.2. Betonarme Konsol İstinat Duvarları

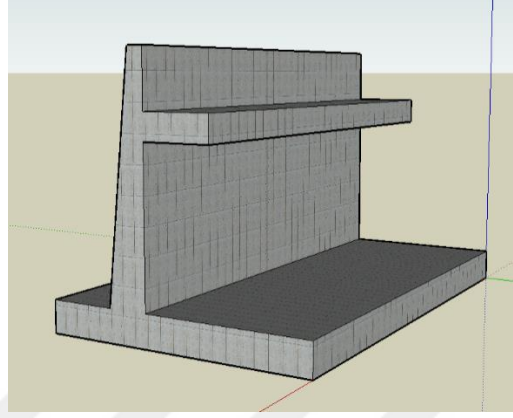
Betonarme olarak inşa edilen betonarme konsol istinat duvarları temel ve bir konsoldan oluşurlar. Betonarme konsol istinat duvarları dik bir şekilde inşa edileceği gibi eğimli bir şekilde de inşa edilebilir. Konsol gövdesi sabit ve değişken kesitli olarak iki şekilde de inşa edilmektedir.



Şekil 3.2. Betonarme konsol istinat duvarlarında ön boyutlandırma [6]

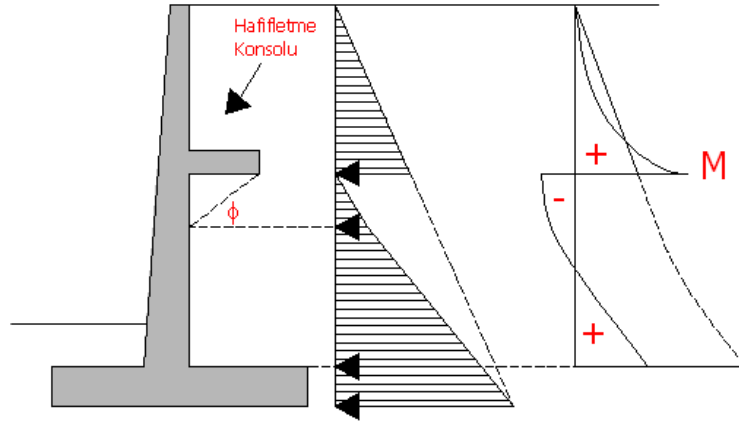
Betonarme konsol istinat duvarlarının ön boyutlandırılması şekil 3.2’de gösterilmiştir. Şekilde de gösterildiği gibi konsol üst başlığı minimum 20 ~30 cm olmalıdır. Konsol duvarlar 8 m yüksekliğe kadar ekonomik olarak inşa edilirler. Stabilité için konsola % 2 ile % 5 arasında eğim verilir.

### 3.3. Hafifletme Konsollu Betonarme İstinat Duvarı



Şekil 3.3. Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı örneği

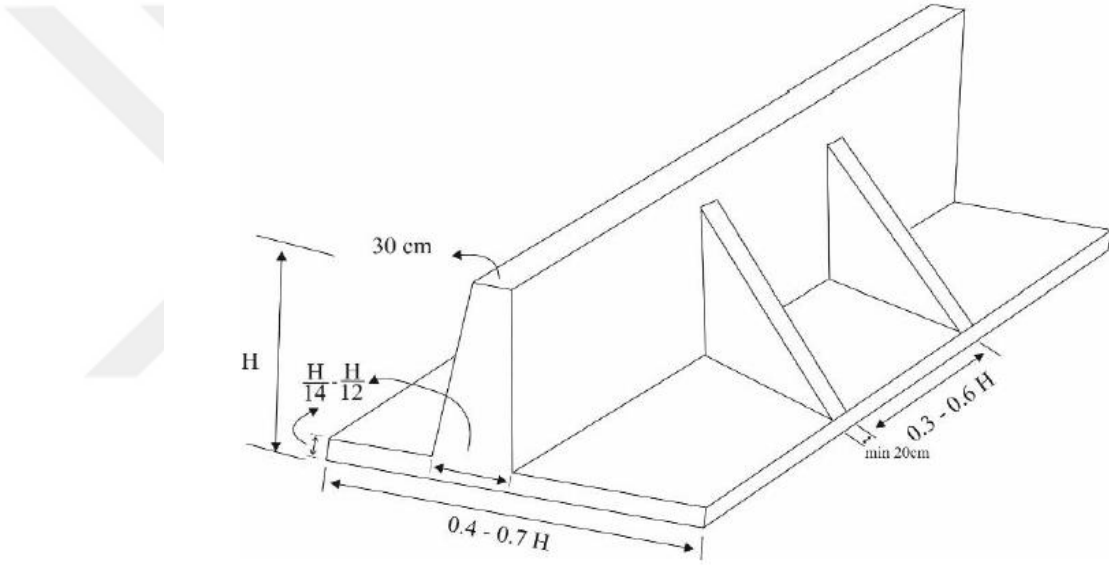
Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı şekil olarak betonarme konsollu istinat duvarına benzemekle beraber üzerinde bulunan hafifletme konsolu sayesinde yanal toprak basınçlarını azaltmaya yönelik bir uygulamadır. Duvar yüksekliğinin çok fazla olması durumunda gövdeden yatay bir çıkma yapılarak toprak basınçlarını azaltmak amaçlanır. Şekil 3.4 te hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen toprak basıncı ve moment diyagramı gösterilmiştir. Şekilde de gösterildiği gibi çıkmanın hemen altında toprak basıncı sıfır olmaktadır.



Şekil 3.4. Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen toprak basıncı ve moment diyagramı

### 3.4. Payandalı İstinat Duvarı

İstinat duvarı yüksekliğinin fazla olması durumunda daha uygun kesitler elde edebilmek amacıyla duvar arkasında veya önünde inşa edilirler. Şekil 3.5 te görüldüğü gibi genellikle üçgen şekilli payanda olarak tasarlanır. Bu payandalar sayesinde konsola gelen gerilme azaltılmış olup ve daha düzgün moment dağılımı elde edilmiş olur. Minimum 2.5 m aralıklarla yapılmalıdır. Boyutlandırma işlemi istinat yüksekliği esas alınarak yapılır.



Şekil 3.5. Payandalı istinat duvarlarında ön boyutlandırma [6]

### 3.5. Palplanş İstinat Duvarı

Özellikle liman inşaatlarında rıhtım duvarlarının yapımında ve temel kazılarında kullanılırlar. Ankrajlı palplanş, konsol palplanş ve ankastre palplanş olmak üzere değişik tipleri mevcuttur. Çelik veya ahşap olarak imal edilir. Palplanşlar titreşimli çekiçler ile zemine çakılır. Çakım sırasında düzgün bir perde elde etmek için kılavuz kirişler kullanılır. Palplanş elemanlar uçlarındaki soketler ile birbirine geçmeli imal edilir. Palplanş perdeleri kazı çukuru iksalarında da kullanılır.



Şekil 3.6. Palplanş perdesi örneği

#### 4.SAYISAL ANALİZ

Bu bölümde aynı koşullar altında farklı istinat tiplerine göre boyutlandırma yapılmış ve depremsiz ve depremlı durumda boyutların ne kadar değiştiği incelenmiştir. Palplanş, ağırlık tipi, betonarme konsol, hafifletme konsollu betonarme ve nervürlü betonarme istinat duvarı olmak üzere 5 farklı tip istinat duvarı seçilmiştir. Hesaplamalar sonucunda bulunan değerler karşılaştırılarak hem ekonomik hem de güvenli istinat tipinin hangisi olduğu belirlenmiştir.

Model olarak  $H=16$  m yüksekliğinde, içsel sürtünme açısı  $\phi= 40^\circ$ , arkasındaki kohezyonsuz zeminin kuru birim hacim ağırlığı  $\gamma= 18 \text{ kN/m}^3$ , suya doymun birim hacim ağırlığı  $\gamma_s= 21 \text{ kN/m}^3$  olan ve zemin üst yüzeyine kadar yeraltı su seviyesinin etkisinde bulunan bir istinat duvarı esas alınmıştır. İstinat duvarının arka yüzeyinin düşey olup ( $\alpha=90$ ), duvar ile zemin arasındaki sürtünme  $\delta=0$  ve duvar arka yüzünün eğimi  $\beta=0$  dır. Yapılacak olan istinat duvarı 1.deprem bölgesinde olup ve bir limanda bulunan rıhtım duvarlarını inşa etmek için yapılacaktır. Boyutlandırma ve stabilite kontrollerinde Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkındaki Yönetmelik'e göre sağlanması gereken koşullar esas alınmıştır. Boyutlandırma ve stabilite tahkiklerinde esas alınan kabuller aşağıda gösterilmiştir.

##### **Kabuller;**

- 1) İstinat duvarını daha güvenli tasarlamak için istinat duvarının ön kısmında toprak bulunmadığı kabul edilmiştir.
- 2) Duvar ön kısmında bulunan suyun olumlu etkisi ihmal edilmiştir.
- 3) Zemin üzerinde  $q= 80 \text{ kN/m}^2$  yayılı yük kabul edilmiştir.
- 4) Statik toprak basıncı katsayısı ve toplam toprak basıncı katsayısının hesaplanmasında sırası ile Rankine formülü ve Mononobe-Okabe yönteminden yararlanılmıştır.
- 5) Ağırlık tipi duvarlarda beton bloklar arası sürtünme katsayısı 0.5 ve temel betonu ile zemin arasındaki sürtünme katsayısı 0.6 alınmıştır.
- 6) Depremlı durumda duvar arkasında bulunan suyun hidrodinamik basıncının hesaplanmasında Eurocode 8 deprem yönetmeliği esas alınmıştır.

- 7) Depremsiz durumda kayma, devrilme ve toptan göçme tahkiki için güvenlik sayıları sırası ile 1.5, 2 ve 1.5 alınır. Depremlili durumda ise kayma, devrilme ve toptan göçme tahkiki için güvenlik sayıları sırası ile 1.1, 1.3 ve 1.5 alınır.
- 8) Betonarme istinat duvarlarının boyutlandırılmasında ön ampatman uzunluğu 2.5 m, konsol üst başlığı 1 m ve temel kalınlığı 1.5m alınmıştır.
- 9) Boyutlandırmaya ilişkin diğer parametreler her istinat tipinin çözümünde belirtilmiştir.
- 10) Beton birim hacim ağırlığı  $23 \text{ kN/m}^3$  olarak alınacaktır.
- 11) Zemin emniyet gerilmesi  $\sigma_z = 350 \text{ kN/m}^2$  olarak alınacak ve depremlili durumda emniyet gerilmesi %50 oranında büyütülecektir.

Palplanş ve diğer istinat tipleri için statik ve dinamik toprak basıncı katsayılarını belirlemek gerekir. Palplanş ankrajla yatay doğrultuda mesnetlenmiş, diğer istinat tipleri ise düşey doğrultuda mesnetlendiğinden dolayı toprak basıncı katsayıları farklıdır.

Palplanş istinat duvarı için;

Statik aktif ve pasif toprak basıncı katsayısı

$\Phi = 40$  için

$$K_{as} = \tan^2(45 - (40/2)) = 0.22$$

$$K_{ps} = \tan^2(45 + (40/2)) = 4.60$$

olarak bulunur.

Aktif dinamik toprak basıncı katsayısı;

1. deprem bölgesi için etkin yer ivmesi katsayısı ( $A_0 = 0.40$ ) dir.

Limanların bina önem katsayısı ( $I = 1.5$ ) dir.

Yatayda doğrultuda mesnetlenmiş bina döşemeleri ve ankrajla sabitlenmiş istinat yapı ve elemanları için;

$$C_h = 0.3 * (1 + 1.5) * 0.40 = 0.3$$

$$C_v = 2 * 0.3 / 3 = 0.2$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left[ \frac{21}{11} * 0.3 / (1 + 0.2) \right] = 25.51$$

$$K_{at} = \frac{(1 \pm 0.2) \cos^2(40 - 25.51 - 0)}{\cos 25.51 \cos^2 0 \cos(0 + 0 + 25.51) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 0) \sin(40 - 25.51 - 0)}{\cos(0 + 0 + 25.51) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$K_{at} = 0.68$  olarak bulunur.

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as}$$

Aktif dinamik toprak katsayısı;

$$K_{ad} = 0.68 - 0.22 = 0.46 \text{ olarak bulunur.}$$

Pasif dinamik toprak basıncı katsayısı;

$$\lambda = \tan^{-1} [0.3 / (1 + 0.2)] = 14.04$$

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm 0.2) \cos^2(40 - 14.04 - 0)}{\cos 14.04 \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 14.04) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(40 + 0) \sin(40 - 14.04 + 0)}{\cos(0 - 0 + 14.04) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$K_{pt} = 4.84$  olarak bulunur.

$$K_{pd} = K_{pt} - K_{ps}$$

Pasif dinamik toprak katsayısı;

$$K_{pd} = 4.84 - 4.60 = 0.24 \text{ olarak bulunur.}$$

Ağırlık tipi istinat duvarı, betonarme konsol istinat duvarı, hafifletme konsollu istinat duvarı ve nervürlü betonarme istinat duvarı tasarımında kullanılacak olan toprak basıncı katsayıları aşağıdaki gibidir.

$$\text{Statik aktif toprak basıncı katsayısı; } K_{as} = \tan^2(45 - (40/2)) = 0.22$$

$$\text{Statik pasif toprak basıncı katsayısı; } K_{ps} = \tan^2(45 + (40/2)) = 4.60$$

olarak bulunur.

Aktif dinamik toprak basıncı katsayısı;

1.deprem bölgesi için etkin yer ivmesi katsayısı ( $A_0=0.40$ ) dir.

Limanların bina önem katsayısı ( $I=1.5$ ) dir.



Düşeyde serbest konsol olarak çalışan istinat yapılarında

$$C_h = 0.2 * (1 + 1.5) * 0.40 = 0.2$$

$$C_v = 2 * 0.2 / 3 = 0.133$$

$$\lambda = \tan^{-1} \left[ \frac{21}{11} * 0.2 / (1 + 0.133) \right] = 18.62$$

$$K_{at} = \frac{(1 \pm 0.133) \cos^2(40 - 18.62 - 0)}{\cos 18.62 \cos^2 0 \cos(0 + 0 + 18.62) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 0) \sin(40 - 18.62 - 0)}{\cos(0 + 0 + 18.62) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$K_{at} = 0.49$  olarak bulunur.

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as}$$

Aktif dinamik toprak basıncı katsayısı;

$$K_{ad} = 0.49 - 0.22 = 0.27 \text{ olarak bulunur.}$$

Pasif dinamik toprak basıncı katsayısı;

$$\lambda = \tan^{-1} [0.2 / (1 + 0.133)] = 10.01$$

$$K_{pt} = \frac{(1 \pm 0.133) \cos^2(40 - 10.01 - 0)}{\cos 10.01 \cos^2 0 \cos(0 - 0 + 10.01) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(40 + 0) \sin(40 - 10.01 + 0)}{\cos(0 - 0 + 10.01) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

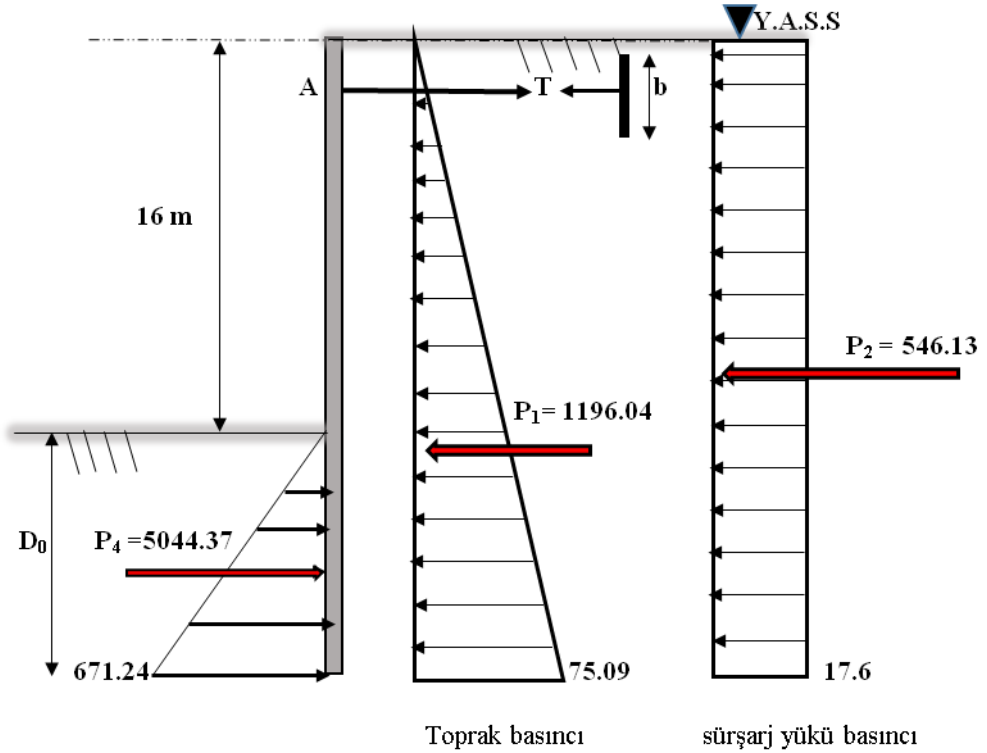
$K_{pt} = 2.69$  olarak bulunur.

$$K_{pd} = 2.69 - 4.60 = -1.91$$

olarak bulunur.

#### 4.1. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Palplanş Duvarının Tasarımı

Zemine ankastre olmayan ankrajlı palplanş duvarı olarak tasarlanmak istenilen bir rıhtım duvarı Şekil 4.1deki gibidir. Su ¼st¼ndeki zemin birim hacim ağırlığı 18 kN/m<sup>3</sup>, su altındaki zemin birim hacim ağırlığı 21kN/m<sup>3</sup>, içsel s¼rt¼nme açısı 40, kohezyon c=0 dir. Ankraj ubukları 2.5 aralılarla yerleştirilecektir. Palplanş gm¼l¼ derinliğini D, uygulama boyu L, ankraj çubuğu çekme kuvveti T, ankraj bloğu y¼ksekliđi b ve ankraj bloğunun palplanş duvarından minimum uzaklığını hesaplayınız.



Şekil 4.1. Zemine ankastre olmayan ankrajlı palplanş perdesi rneği

#### 1. Depremsız durum için

#### Z¼M :

$$K_{as} = \tan^2(45 - (40/2)) = 0.22$$

$$K_{ps} = \tan^2(45 + (40/2)) = 4.60$$

$$\text{Su altı zemin için } \gamma^* = \gamma_s - \gamma_w = 21 - 10 = 11 \text{ kN/m}^3$$

**Tablo 4.1.** Yanal zemin basınçları ve su basıncı

H	$\gamma^*$	$p_a$ (kN/m <sup>2</sup> ) =aktif	$p_w =su$	$q$ (kN/m <sup>2</sup> )
0	11	0		17.6
16	11	$16*11*0.22= 38.72$		17.6
$D_0+16$	11	$38.72 + D_0*11*0.22 = 38.72 + 2.42 D_0$	$\frac{10D_0 + 160}{160}$	17.6
H	$\gamma$	$p_p$ (kN/m <sup>2</sup> )= pasif		
0	11	0		
D	11	$D*11*4.60 = 44.66D$		

**Tablo 4.2.** İstinat duvarına gelen zemin ve su itkileri ve uygulama noktaları

H	Kuvvet (kN/m)	Moment kolu (m)
P <sub>1</sub>	$1.21D_0^2 + 38.72.D_0 + 340.74$	$2(D_0 + 16) / 3$
P <sub>2</sub>	$17.6D_0 + 281.6$	$(D_0 + 16)/2$
P <sub>3</sub>	$5D_0^2 + 160D_0 + 1280$	$2(D_0 + 16) / 3$
P <sub>4</sub>	$22.33D^2$	$2D/3$

Palplanş gömülü derinliğini bulmak için A noktasına göre moment alırsak T çekme kuvvetini böylece denklem dışı bırakmış oluruz.

$$\Sigma M_A=0=(1.21D_0^2 + 38.72.D_0 + 340.749*[(2D_0 + 29) / 3] + (17.6D_0 + 281.6)*[(D_0 + 14)/2] + (5D_0^2 + 160D_0 + 1280) *[(2D_0 + 29) / 3] - 22.33D_0^2*[(2D_0 + 45) / 3]$$

$$\Sigma M_A=0= 0.81D_0^3 + 37.51D_0^2 + 601.45D_0 + 3293.82 + 8.8D_0^2 + 264D_0 + 1971.2 + 3.33D_0^3 + 155D_0^2 + 2400D_0 + 12373.33 - 14.89D_0^3 - 334.95D_0^2$$

$$\Sigma M_A= 0 = -10.75D_0^3 - 133.64D_0^2 + 3265.45D_0 + 17638.35$$

$D_0 = 15.03$  olarak bulunur.

$$D = 1.2D_0 = 1.2 * 15.03 = 18$$

$$\text{Uygulama boyu } L = 16 + 18 = 34 \text{ m}$$

D değeri yerine konularak itkilerin büyüklükleri hesaplanır.

$$P_1 = 1.21(15.03)^2 + 38.72.(15.03) + 340.74 = 1196.04 \text{ kN}$$

$$P_2 = 17.6(15.03) + 281.6 = 546.13 \text{ kN}$$

$$P_3 = 5(15.03)^2 + 160(15.03) + 1280 = 4814.30 \text{ kN}$$

$$P_4 = 22.33(15.03)^2 = 5044.37 \text{ kN}$$

Şekil 4.1. de palplanş duvarına gelen zemin itkileri gösterilmiştir.

Yatay kuvvetlerin dengesi hesabından ( $\Sigma H = 0$ )

$$\Sigma H = 0 = 1196.04 + 546.13 + 4814.30 - 5044.37 - T$$

$$T = 1512.1 \text{ kN}$$

Ankraj çubuğu seçiminde dikkate alınan kuvvet

$$S * T * 1.33 = 2.5 * 1512.1 * 1.33 = 5027.73$$

Ankraj bloğu yüksekliği

$$D_a^2 = 2FT / \gamma(K_p - K_a) = 2 * 2.5 * 1512.1 / 11 * (4.60 - 0.22)$$

$$D_a = 12.53 \text{ m}$$

$$b = (d_a - z_a) * 2 = (12.53 - 1) * 2 = 23.06 \text{ m}$$

Ankraj bloğu yeri

$$L_{ANK} = L_{A,K} + L_{P,K} = 34 * \tan(35) + 12.53 * \tan(65) = 50.68$$

## 2. Depremlilik durumu için

### ÇÖZÜM:

$$K_{ad} = 0.68 - 0.22 = 0.46$$

Depremden dolayı oluşan ek dinamik toprak kuvvetini  $P_5$  olarak tanımlarsak ;

$$P_5 = P_{ad} = (1/2) * K_{ad} * \gamma * H^2$$

$$P_5 = P_{ad} = (1/2) * 0.46 * 11 * (16+D)^2 = 2.53D^2 + 80.96D + 647.68$$

Eurocode 8 deprem yönetmeliğine göre hidrostatik ve hidrodinamik su kuvvetleri hesaplanır. Zeminimizin geçirimli olması ve su seviyesinin üst seviyede olması Şekil 2.15 teki 6. durumdaki gibidir. Böylece

Hidrodinamik su kuvvetini  $P_6$  olarak tanımlarsak

$$P_6 = P_{wd} = (7/12) * \alpha_h * \gamma_w * H^2$$

$$P_6 = P_{wd} = (7/12) * 0.3 * 10 * (D+16)^2 = 1.75D^2 + 56D + 448$$

Dinamik sürsarj kuvvetini  $P_7$  olarak tanımlarsak

$$P_7 = Q_{ad} = q_0 * K_{ad} * H * \frac{\cos \alpha}{\cos(\alpha - \beta)}$$

$$P_7 = 80 * 0.46 * (D+16) * 1 = 36.8D_0 + 588.8$$

Depremsiz durumdaki statik kuvvetler önceki problemde hesaplanmış olup şekil 4.3 te statik kuvvetlerle birlikte dinamik kuvvetler ve bunların uygulama noktaları belirtilmiştir.

**Tablo 4.3.** İstinat duvarına gelen zemin ve su itkileri ve uygulama noktaları

<b>Statik kuvvetler</b>		
<b>H</b>	<b>Kuvvet ( kN/m)</b>	<b>Moment kolu (m)</b>
$P_1$	$1.21D_0^2 + 38.72.D_0 + 340.74$	$2(D_0 + 16) / 3$
$P_2$	$17.6D_0 + 281.6$	$(D_0 + 16)/2$
$P_3$	$5D_0^2 + 160D_0 + 1280$	$2(D_0 + 16) / 3$
$P_4$	$22.33D^2$	$2D/3$
<b>Dinamik kuvvtler</b>		
<b>H</b>	<b>Kuvvet ( kN/m)</b>	<b>Moment kolu (m)</b>
$P_5$	$2.53D^2 + 80.96D + 647.68$	$(D+16)/2$
$P_6$	$1.75D^2 + 56D + 448$	$0.6D + 9.6$
$P_7$	$36.8D_0 + 588.8$	$(D + 16)/3$

Palplanş gömülü derinliğini bulmak için A noktasına göre moment alırsak T çekme kuvvetini böylece denklem dışı bırakmış oluruz.

$$\Sigma M_A = 0 = -8.43D_0^3 - 14.53D_0^2 + 5262.14D_0 + 28.576.38$$

**D= 26.57 m** olarak bulunur.

Gerçek derinlik

$$D= 1.2D_0= 1.2*26.57= 32 \text{ m}$$

$$\text{Uygulama boyu } L= 16 + 32 = 48 \text{ m}$$

D değeri yerine konularak dinamik itkilerin büyüklükleri hesaplanır.

$$P_1 = 1.21(26.57)^2 + 38.72.(26.57) + 340.74 = 2223.75 \text{ kN}$$

$$P_2 = 17.6(26.57)+281.6 = 749.23 \text{ kN}$$

$$P_3 = 5(26.57)^2 + 160(26.57) + 1280 = 9061.02 \text{ kN}$$

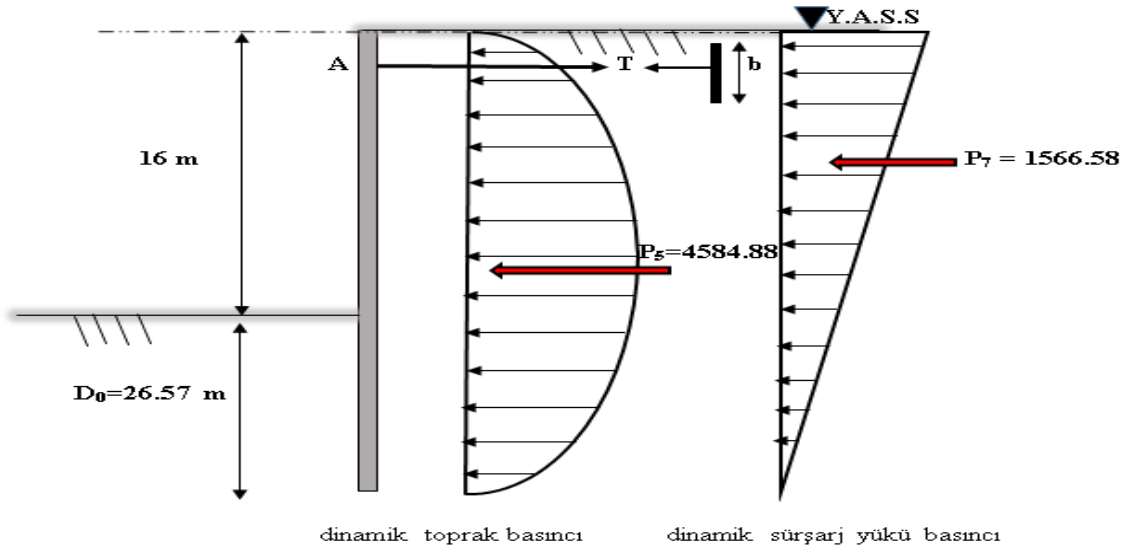
$$P_4 = 22.33(26.57)^2 = 15764.20 \text{ kN}$$

$$P_5 = 2.53(26.57)^2 + 80.96(26.57) + 647.68 = 4584.88 \text{ kN}$$

$$P_6 = 1.75(26.57)^2 + 56(26.57) + 448 = 3171.36 \text{ kN}$$

$$P_7 = 36.8(26.57)+ 588.8 = 1566.58 \text{ kN}$$

Şekil 4.2 de deprem durumunda palplanş perdesine gelen ek dinamik toprak basınçları gösterilmiştir.

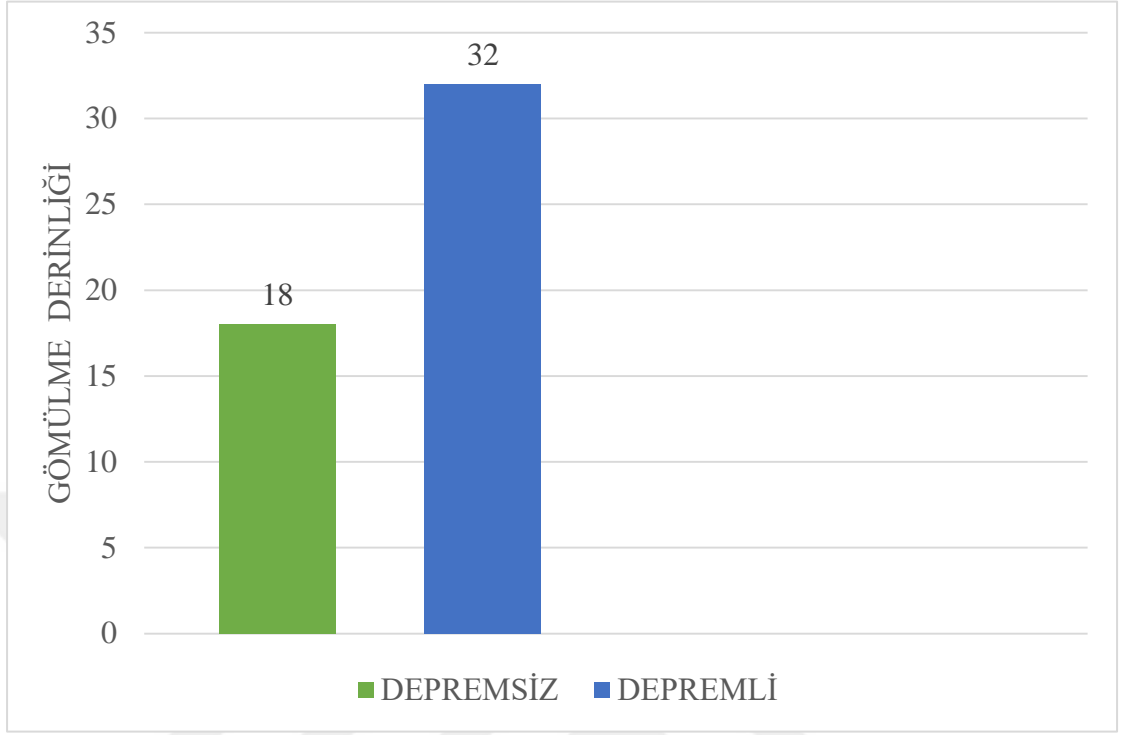


**Şekil 4.2.** Palplanş duvarına gelen ek dinamik toprak itkileri

Yatay kuvvetlerin dengesi hesabından ( $\Sigma H= 0$ )

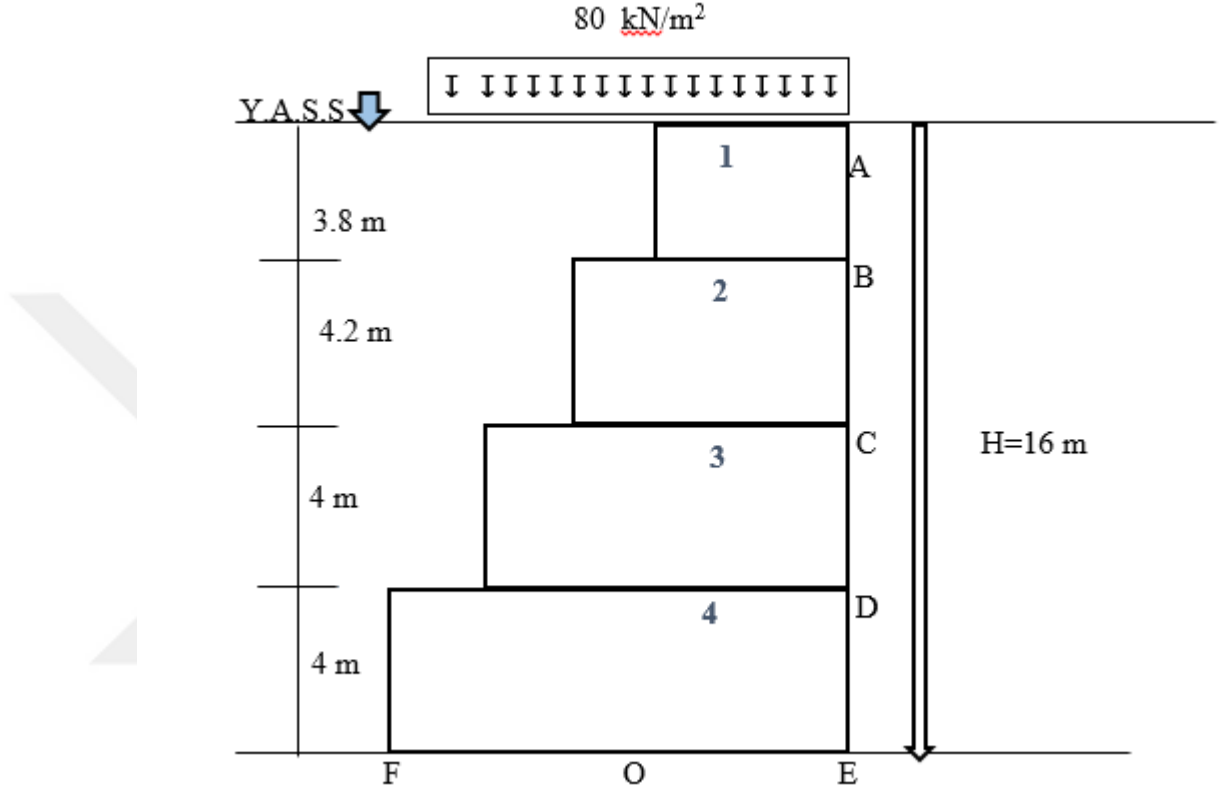
$$\Sigma H=0 = 2223.75 + 749.23 + 9061.02 - 15764.20 + 4584.88 + 3171.36 + 1566.58 - T$$

$$T= 5592.6$$



**Şekil 4.3.** Depremlı ve depremsız duruma göre palplanş gömülme derinliği

## 4.2. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Beton Ağırlık Tipi İstinat Duvarının Tasarımı



Şekil 4.4. Beton ağırlık tipi bir istinat duvarı

### 1. Depremsız durum için

ÇÖZÜM:

Aktif basınç katsayısı;

$$K_{as} = 0.22$$

Pasif basınç katsayısı;

$$K_{ps} = 4.60$$

$$\gamma_a = \gamma_s - \gamma_w = 21 - 10 = 11 \text{ kN/m}^3$$

Zeminin st yüzeyine  $q = 80 \text{ kN/m}^2$  mertebesinde bir yayılı yük etkiğiğinden bu yük toprak ağırlığı olarak hesaba alınır.

$$\gamma \cdot h_1 = 170 \quad 11 \cdot h_1 = 80 \quad h_1 = 7.27 \text{ m}$$



$$P_A = 11 * 7.27 * 0.22 = 17.59 \text{ kN/m}^2$$

$$P_B = 17.59 + (3.8 * 11 * 0.22) = 26.79 \text{ kN/m}^2$$

$$P_C = 26.79 + (4.2 * 11 * 0.22) = 36.95 \text{ kN/m}^2$$

$$P_D = 36.95 + (4 * 11 * 0.22) = 46.63 \text{ kN/m}^2$$

$$P_E = 46.63 + (4 * 11 * 0.22) = 56.31 \text{ kN/m}^2$$

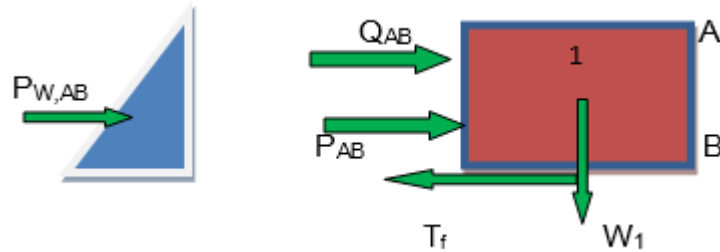
**Tablo 4.4.** Depresiz durumda ağırlık istinat duvarına gelen zemin, sürsarj ve su itkisi

Bölüm	P =Toprak itkisi ( kN )	Q =Sürsarj kuvveti (kN )	P <sub>w</sub> = Hidrostatik su kuvveti (kN)
AB = (0-3.8)	17.47	66.84	72.2
AC=(0-8)	77.44	140.72	320
AD=(0-12)	174.24	211.2	720
AE=(0-16)	309.76	281.44	1280

Gerekli blok genişliğinin bulunmasında kayma, devrilme ve taban basıncı tahkikini sağlayan değer deneme yolu ile bulunmuştur. Sonra bulunan değer yerine konularak değerler hesaplanır.

#### 1.BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B1 bloğu için 3.35 m seçilir.



**Şekil 4.5.** 1.Bloğa etkiyen kuvvetler

**Devrilme tahkiki:****Tablo 4.5.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
			(B ye göre)
$W_1$	292.79	1.68	490.42
$W_q$	267.9	1.68	448.73
Toplam			939.15
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
			(B ye göre)
$P_{AB}$	17.47	1.27	22.13
$Q_{AB}$	66.88	1.9	127.07
$P_w$	72.2	1.27	91.45
$U_A$	63.65	2.23	142.15
Toplam			382.81

GS= 939.15/ 382.81= 2.45 > 2 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.6.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler (kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler (kN)
$T_f = 248.52$	$P_{AB} = 156.55$
Toplam = 248.52	Toplam = 156.55

**Güvelik sayısı:**

GS= 248.52 / 156.55 = 1.59 >1.5 olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 497.04$  kN

$A = 3.35$  m<sup>2</sup>

$W = 1.87$

$M_0 = 276.19$  kNm

Değerler yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 497.04 / 3.35 + 276.19 / 1.87 = 29.60 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

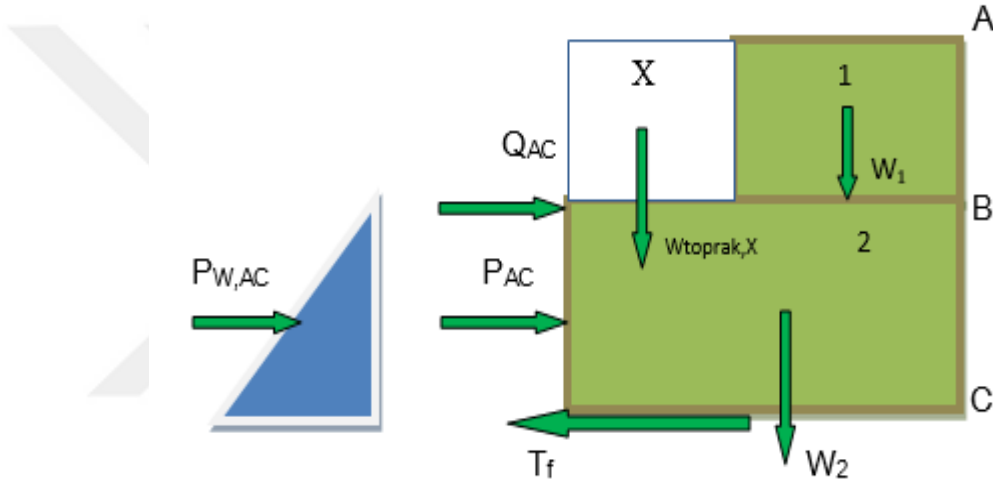
$$\sigma_{\min} = 497.04 / 3.35 - 276.19 / 1.87 = 0 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

1. Blok için B= 3.35 m alınır.

(1ve 2). BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B2 bloğu için 10.70 m seçilir.



Şekil 4.6. (1 ve 2).Bloğa etkiyen kuvvetler

**Devrilme tahkiki:**

**Tablo 4.7.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm) ( C'ye göre)
W <sub>1</sub>	292.79	1.68	490.42
W <sub>2</sub>	1033.62	5.35	5529.87
W <sub>toprak ,X</sub>	307.23	7.03	2158.29
W <sub>q</sub>	855.68	5.35	4577.88
<b>TOPLAM</b>			<b>12756.46</b>

Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm) (C'ye göre)
$P_{AC}$	77.44	2.67	206.51
$Q_{AC}$	140.8	4	563.2
$P_{W,AC}$	320	2.67	853.33
$U_A$	428	7.13	3051.64
<b>TOPLAM</b>			4674.68

**Güvenlik sayısı:**

$GS = 12756.46 / 4674.68 = 2.73 > 2$  olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.8.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler (kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler (kN)
$T_f = 1030.66$	538.24
Toplam = 1030.66	Toplam = 538.24

**Güvenlik sayısı:**

$GS = 1030.66 / 538.24 = 1.91 > 1.5$  olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 2061.32$  kN

$A = 10.70$  m<sup>2</sup>

$W = 19.08$

$M_0 = 2947.70$  kNm

Değerler yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 2061.3 / 10.70 + 2947.70 / 19.08 = 34.71 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

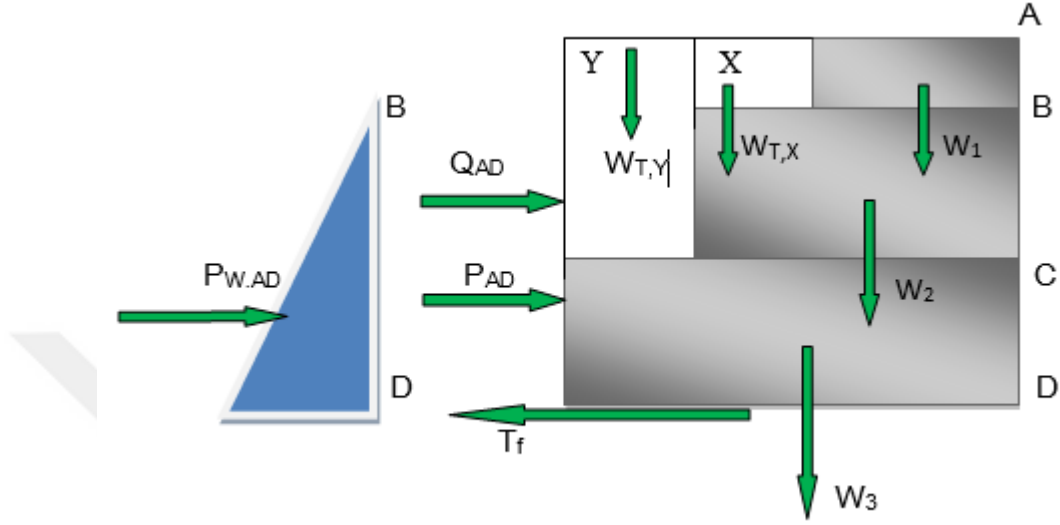
$$\sigma_{\min} = 2061.3 / 10.70 - 2947.70 / 19.08 = 3.82 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

**2.** Blok için  $B = 10.70$  m alınır.

(1, 2 VE 3.) BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B3 bloğu için 35 m seçilir.



Şekil 4.7. (1, 2 ve 3).Bloğa etkiyen kuvvetler

**Devrilme tahkiki:**

**Tablo 4.9.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm) (D'ye göre)
$W_1$	292.79	1.68	490.42
$W_2$	1033.62	5.35	5529.87
$W_3$	3220	17.5	56350
$W_{T,X}$	307.23	7.03	2158.29
$W_{T,Y}$	2138.4	22.85	48862.44
$W_q$	2798.95	17.5	48981.63
TOPLAM			162372.65
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm) (D'ye göre)
$P_{AD}$	180.1	4.07	732.39

$Q_{AD}$	214.72	6.1	1309.79
$P_{W,AD}$	744.2	4.07	3026.41
$U_A$	2100	23.33	48993
TOPLAM			54061.59

**Güvenlik sayısı:**

$GS = 162372.65 / 54061.59 = 3.0 > 2$  olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.10.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler (kN)
$T_f = 3845.50$	$P_{AD} = 1139.02$
Toplam = 3845.50	Toplam = 1139.02

**Güvenlik sayısı:**

$GS = 3845.50 / 1139.02 = 3.38 > 1.5$  olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 7690.99$  kN

$A = 35$  m<sup>2</sup>

$W = 204.17$

$M_0 = 26288.28$  kNm

Değerler yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 7690.99 / 35 + 26288.28 / 204.17 = 34.85 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

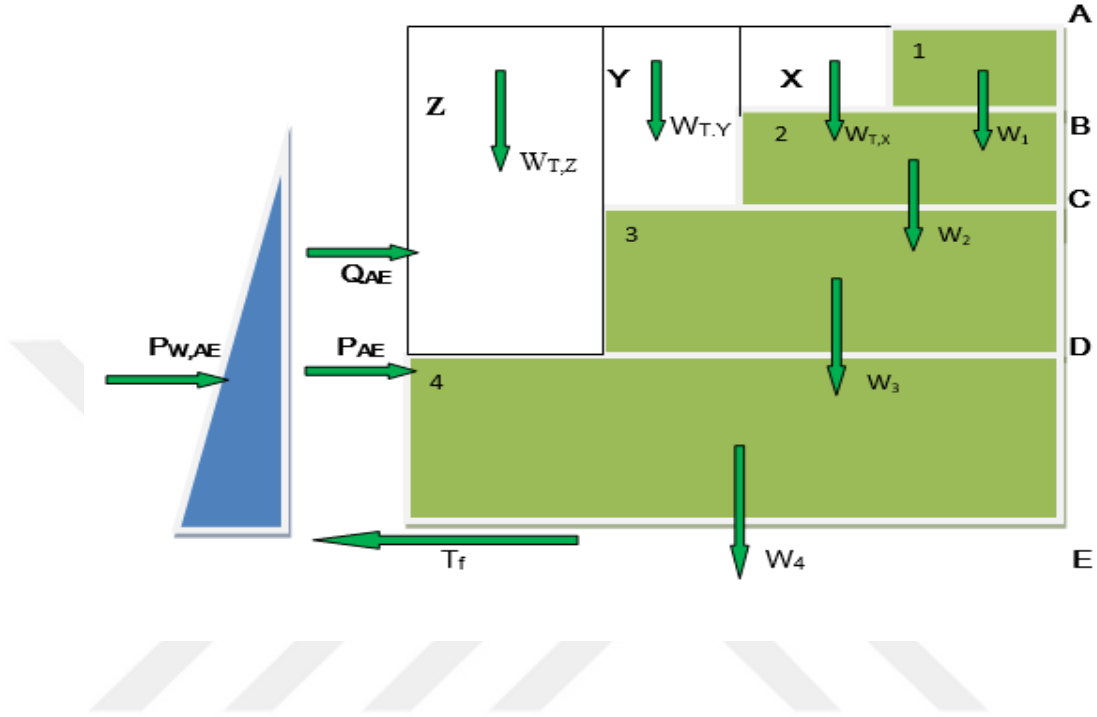
$$\sigma_{\min} = 7690.99 / 35 - 26288.28 / 204.17 = 9.1 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

**3. blok için B= 35 m alınır.**

(1,2,3 VE 4.) BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B4 bloğu için 71 m seçilir.



Şekil 4.8. (1 ,2,3 ve 4).Bloğa etkiyen kuvvetler

**Devrilme tahkiki:**

**Tablo 4.11.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm) (E'ye göre)
$W_1$	292.79	1.68	490.42
$W_2$	1033.62	5.35	5529.87
$W_3$	3220	17.5	56350
$W_4$	6532	35.50	231886
$W_{T,X}$	307.23	7.03	2158.29
$W_{T,Y}$	2138.4	22.85	48862.44
$W_{T,Z}$	4752	53	251856
$W_q$	319.88	2	639.76

TOPLAM			597772.78
<b>Kuvvet</b>	<b>Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)</b>	<b>Moment kolu (m)</b>	<b>Moment (kNm ) (E'ye göre)</b>
P <sub>AE</sub>	309.76	5.33	1652.05
Q <sub>AE</sub>	281.6	8	2252.8
P <sub>W,AE</sub>	1280	5.33	6826.67
U <sub>A</sub>	5680	47.33	268853.33
TOPLAM			279584.85

**Güvenlik katsayısı:**

GS= 597772.78 / 279584.85= 2.14 > 2 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan sürtünme kuvveti : T<sub>f</sub>

**Tablo 4.12.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler (kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler (kN)
T <sub>f</sub> =7749.55	1871.36
Toplam =7749.55	Toplam = 1871.36

**Güvenlik katsayısı:**

GS= 7749.55 / 1871.36 = 4.14 > 1.5 olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

N= 12915.92 kN

A= 71 m<sup>2</sup>

W= 840.17

M<sub>0</sub>= 140327.23 kNm

Değerler yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 12915.92 / 71 + 140327.23 / 840.17 = 34.89 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

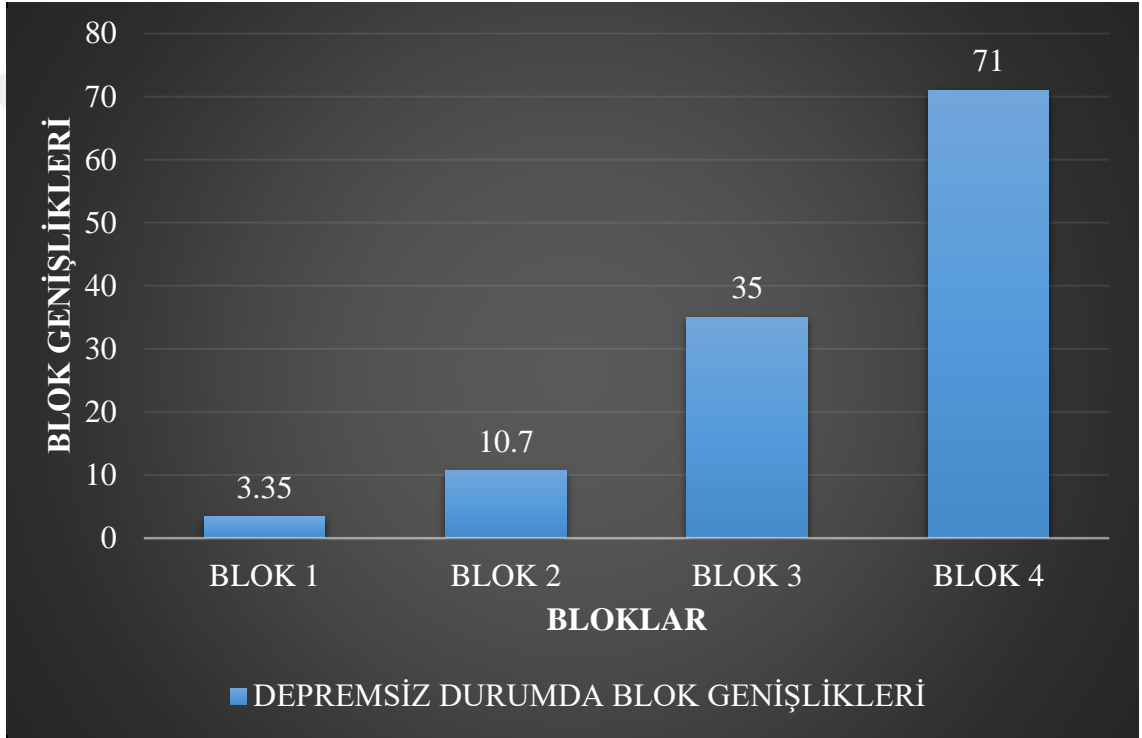
$$\sigma_{\min} = 12915.92 / 71 - 140327.23 / 840.17 = 1.49 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$



basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

**4.blok için B=71m alınır.**

Tasarımı:



**Şekil 4.9.** Depremsiz durumda beton ağırlık tipi istinat duvarının blok genişlikleri

## 2. Depremlı durum için

### ÇÖZÜM :

$$K_{as} = 0.22$$

$$K_{ps} = 4.60$$

$$K_{ad} = 0.27$$

\*\*\* Deprem durumunda arka tarafı geçirimli malzeme ( kum vb..) ile doldurulmuş su altındaki zeminlerin hidrodinamik su kuvveti şu şekilde hesaplanır.

$$P_{w,d} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 \quad h_{w,d} = \frac{3}{5} H$$

$$\gamma \cdot h_1 = 80 \quad 11 \cdot h_1 = 80 \quad h_1 = 7.27 \text{ m}$$

$$P_A = 11 \cdot 7.27 \cdot 0.27 = 21.59 \text{ kN/m}^2$$

$$P_B = 21.59 + (11 \cdot 3.8 \cdot 0.27) = 32.88 \text{ kN/m}^2$$

$$P_C = 32.88 + (4.2 \cdot 11 \cdot 0.27) = 45.35 \text{ kN / m}^2$$

$$P_D = 45.35 + (4 \cdot 11 \cdot 0.27) = 57.23 \text{ kN / m}^2$$

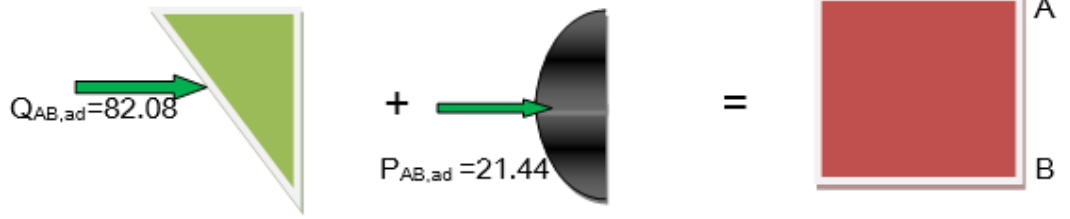
$$P_E = 57.23 + (4 \cdot 11 \cdot 0.27) = 69.11 \text{ kN/m}^2$$

**Tablo 4.13** Depremlı durumda istinat duvarına gelen itkiler

Statik kuvvetler			
Bölüm	P=toprak itkisi ( kN )	Q=sürsarj yükü ( kN )	P=hidrostatik su kuvveti ( kN )
AB	17.47	66.84	72.2
AC	77.44	140.72	320
AD	174.24	211.2	720
AE	309.76	281.44	1280
Dinamik kuvvetler			
Bölüm	P <sub>AD</sub> =toprak itkisi ( kN )	Q <sub>AD</sub> =sürsarj yükü ( kN )	P <sub>w,AD</sub> =hidrodinamik su kuvveti ( kN )
AB	21.44	82.08	16.85
AC	95.04	172.8	74.67
AD	213.84	259.2	168
AE	380.16	345.6	298.67

## 1.BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B1 bloğu için 4.90 m seçilir.



Şekil 4.10. 1.Bloğa etkiyen kuvvetler

### Devrilme tahkiki:

Tablo 4.14. Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler ( kN)	Moment kolu ( m ) B ye göre	Moment ( kNm ) ( B ye göre)
$W_1$	428.26	2.45	1049.24
$W_q$	391.85	2.45	960.04
TOPLAM			2009.28
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler ( kN)	Moment kolu ( m ) B ye göre	Moment ( kNm ) ( B ye göre)
STATİK			
$P_{AB}$	17.47	1.27	22.13
$Q_{AB}$	66.88	1.9	127.07
$P_{W,AB}$	72.2	1.27	91.45
$U_A$	93.1	3.27	304.13
DİNAMİK			
$P_{AB,ad}$	21.44	1.9	40.74
$Q_{AB,ad}$	82.08	2.53	207.94
$P_{W,AB}$	16.85	1.52	25.61
TOPLAM			819.07

**Güvenlik sayısı:**

GS= 2009.28/ 819.07 =2.45 > 1.3 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.15.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler (kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler (Kn)
$T_f = 363.51$	276.92
Toplam =363.51	Toplam = 276.92

**Güvenlik sayısı:**

GS = 363.51/ 276.92 =1.31 > 1.1olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

N= 727.01 kN

A= 4.90 m<sup>2</sup>

W= 4

$M_0= 590.97$  kNm

Değerler yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 727.01 / 4.90 + 590.97/ 4 = 29.61 \text{ t/m}^2 \leq 52.5 \text{ t/m}^2$$

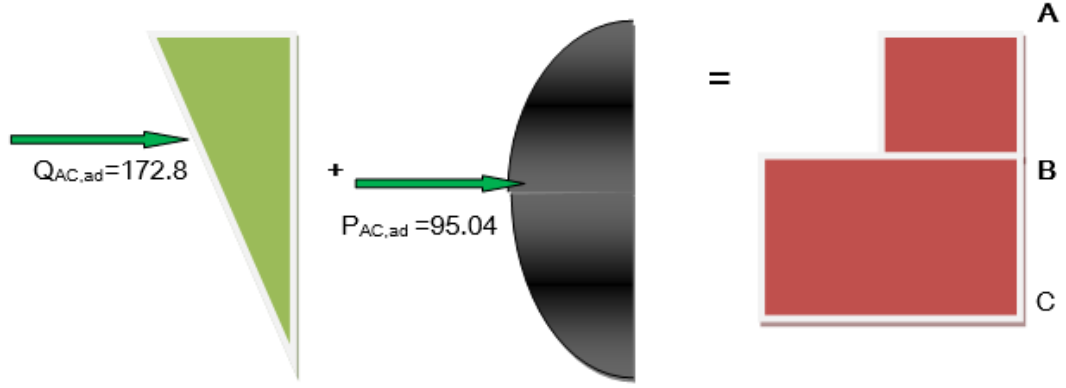
$$\sigma_{\min} = 727.01 / 4.90 - 590.97 / 4 = 0 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basıncıların gerekli şartları sağladığı görülür.

**1.blok için 4.90 m alınır.**

(1 ve 2.) BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B2 bloğu için 12.40 m seçilir.



Şekil 4.11. (1 ve 2).Bloğa etkiyen kuvvetler

**Devrilme tahkiki:**

**Tablo 4.16.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler ( kN)	Moment kolu ( m ) B ye göre	Moment ( kNm ) ( B ye göre)
$W_1$	428.26	2.45	1049.24
$W_2$	1197.84	6.2	7426.61
$W_{T,X}$	313.5	8.65	2711.78
$W_q$	991.63	6.2	6148.09
<b>TOPLAM</b>			17335.71
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler ( kN)	Moment kolu ( m ) B ye göre	Moment ( kNm ) ( B ye göre)
STATİK			
$P_{AB}$	77.44	2.67	206.51
$Q_{AB}$	140.8	4	563.2
$P_{W,AB}$	320	2.67	853.33
$U_A$	496	8.27	4100.27
DİNAMİK			
$P_{AB,ad}$	95.04	4	380.16
$Q_{AB,ad}$	172.8	5.33	921.6
$P_{W,AB}$	74.67	3.2	238.93
<b>TOPLAM</b>			7264

**Güvenlik sayısı:**

GS = 17335.71/ 7264 = 2.39 > 1.3 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.17.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
$T_f = 1217.61$	880.75
<b>Toplam = 1217.61</b>	<b>Toplam = 880.75</b>

**Güvenlik sayısı:**

GS = 1217.61/ 880.75 = 1.38 > 1.1 olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

N= 2435.23 kN

A= 12.40 m<sup>2</sup>

W= 25.63

M<sub>0</sub>= 5026.70 kNm

Değerler yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 2435.23/ 12.40 + 5026.70/ 25.63 = 39.25 \text{ t/m}^2 \leq 52.5 \text{ t/m}^2$$

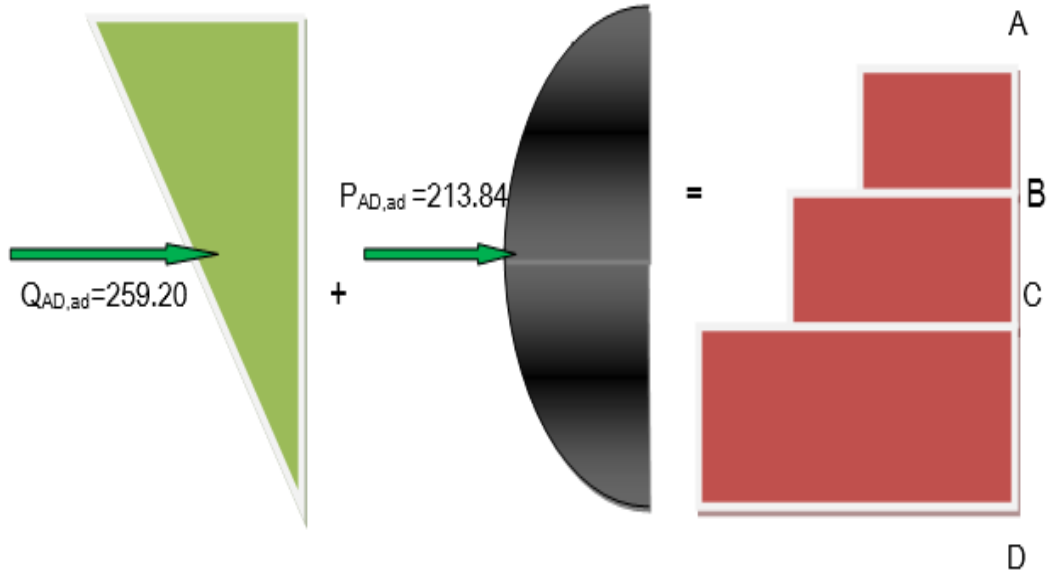
$$\sigma_{\min} = 2435.23 / 12.40 - 5026.70 / 25.63 = 0.02 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

**2.blok için 12.40 m alınır.**

(1,2 VE 3 ). BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B3 bloğu için 21.5m seçilir.



Şekil 4.12. (1, 2 ve 3).Bloğa etkiyen kuvvetler

Devrilme tahkiki:

Tablo 4.18. Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler ( kN)	Moment kolu ( m) B ye göre	Moment ( kNm ) ( B ye göre)
$W_1$	428.26	2.45	1049.24
$W_2$	1197.84	6.2	7426.61
$W_3$	1978	10.75	21263.5
$W_{T,X}$	313.5	8.65	2711.78
$W_{T,Y}$	800.8	16.95	13573.56
$W_q$	1719.36	10.75	18483.07
TOPLAM			64507.75
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler ( kN)	Moment kolu ( m) B ye göre	Moment ( kNm ) ( B ye göre)

STATİK			
P <sub>AB</sub>	174.24	4	696.96
Q <sub>AB</sub>	211.2	6	1267.2
P <sub>W,AB</sub>	720	4	2880
U <sub>A</sub>	1290	14.33	18490
DİNAMİK			
P <sub>AB,ad</sub>	213.84	6	1283.04
Q <sub>AB,ad</sub>	259.2	8	2073.6
P <sub>W,AB</sub>	168	4.8	806.4
TOPLAM			27497.2

**Güvenlik sayısı:**

GS = 64507.75 / 27497.20 = 2.35 > 1.3 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

**Tablo 4.19.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kaydırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
T <sub>f</sub> = 2573.88	1746.48
Toplam = 2573.88	Toplam = 1746.48

**Güvenlik sayısı:**

GS = 2573.88/ 1746.48 = 1.47 > 1.1 olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

N= 5147.76 kN

A= 21.50 m<sup>2</sup>

W= 77.04

M<sub>0</sub>= 18327.82 kNm

Değerler yerine konulursa;



$$\sigma_{\max} = 5147.76 / 21.5 + 18327.82 / 77.04 = 47.73 \text{ t/m}^2 \leq 52.5 \text{ t/m}^2$$

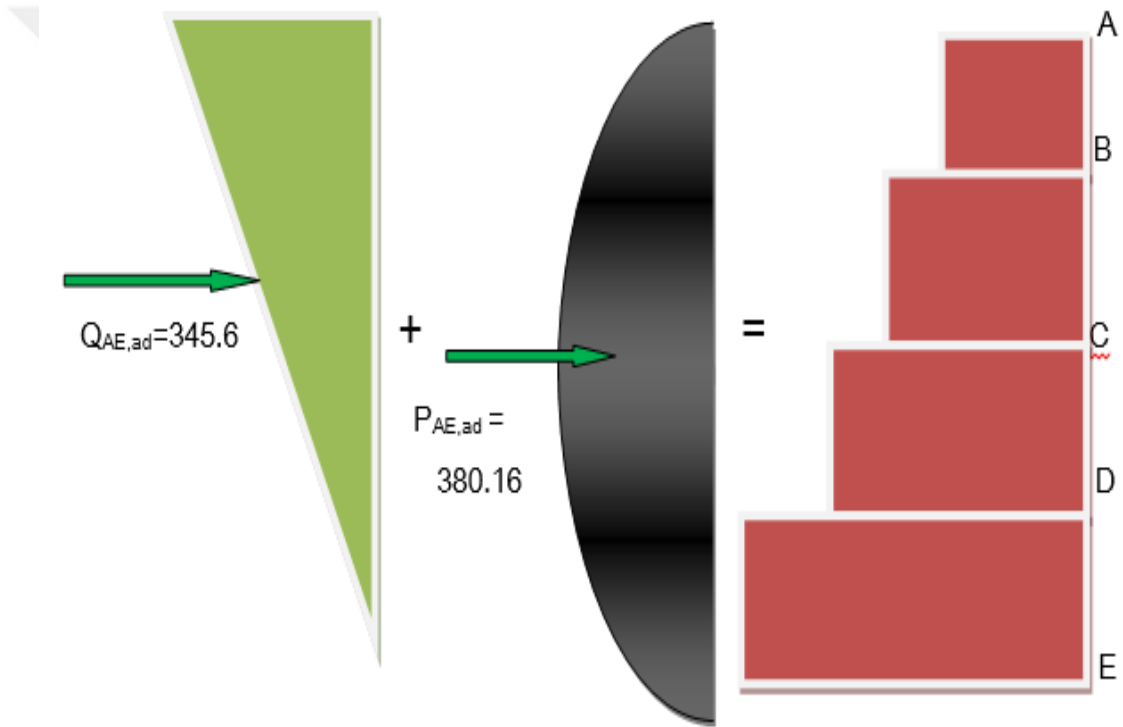
$$\sigma_{\min} = 5147.76 / 21.5 - 18327.82 / 77.04 = 0.15 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

**3.blok için 21.5 m alınır.**

(1, 2, 3 VE 4.) BLOK İÇİN HESAPLAMALAR:

B4 bluğu için 38 m seçilir.



**Şekil 4.13.** (1, 2, 3 ve 4).Bloğa etkiyen kuvvetler

**Devrilme tahkiki:**

**Tablo 4.20.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

<b>Kuvvet</b>	<b>Devrilmeyi önleyici kuvvetler ( kN)</b>	<b>Moment kolu ( m) B ye göre</b>	<b>Moment ( kNm) ( B ye göre)</b>
W <sub>1</sub>	428.26	2.45	1049.24
W <sub>2</sub>	1197.84	6.2	7426.61
W <sub>3</sub>	1978	10.75	21263.5
W <sub>4</sub>	3496	19	66424
W <sub>T,X</sub>	313.5	8.65	2711.78
W <sub>T,Y</sub>	800.8	16.95	13573.56
W <sub>T,Z</sub>	2178	29.75	64795.5
W <sub>q</sub>	3038.86	19	57738.34
TOPLAM			234982.52
<b>Kuvvet</b>	<b>Devirmeye çalışan kuvvetler ( kN)</b>	<b>Moment kolu ( m) B ye göre</b>	<b>Moment ( kNm) ( B ye göre)</b>
STATİK			
PAB	309.76	5.33	1652.05
QAB	281.6	8	2252.8
PW,AB	1280	5.33	6826.67
UA	3040	25.33	77003.2
DİNAMİK			
PAB,ad	380.16	8	3041.28
QAB,ad	345.6	10.67	3687.55
PW,AB	298.67	6.4	1911.49
TOPLAM			96375.04

**Güvenlik sayısı:**

GS = 234982.52/ 96375.04 = 2.44 > 1.3 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki :**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.21.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler (kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler (kN)
$T_f = 6234.76$	2895.79
Toplam = 6234.76	Toplam = 2895.79

**Güvenlik sayısı:**

$GS = 6234.76 / 2895.79 = 2.15 > 1.1$  olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 10391.26$  kN

$A = 38$  m<sup>2</sup>

$W = 240.67$

$M_0 = 58835.42$  kNm

Değerler yerine konulursa;

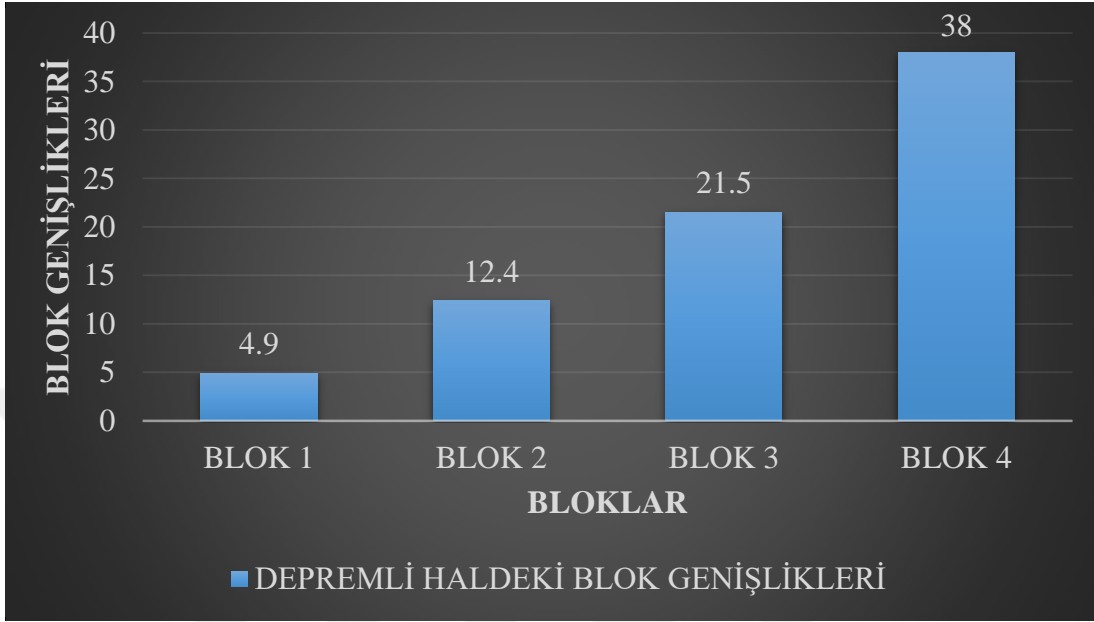
$$\sigma_{\max} = 10391.26 / 38 + 58835.42 / 240.67 = 51.79 \text{ t/m}^2 \leq 52.5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 10391.26 / 38 - 58835.42 / 240.67 = 2.90 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

basınçların gerekli şartları sağladığı görülür.

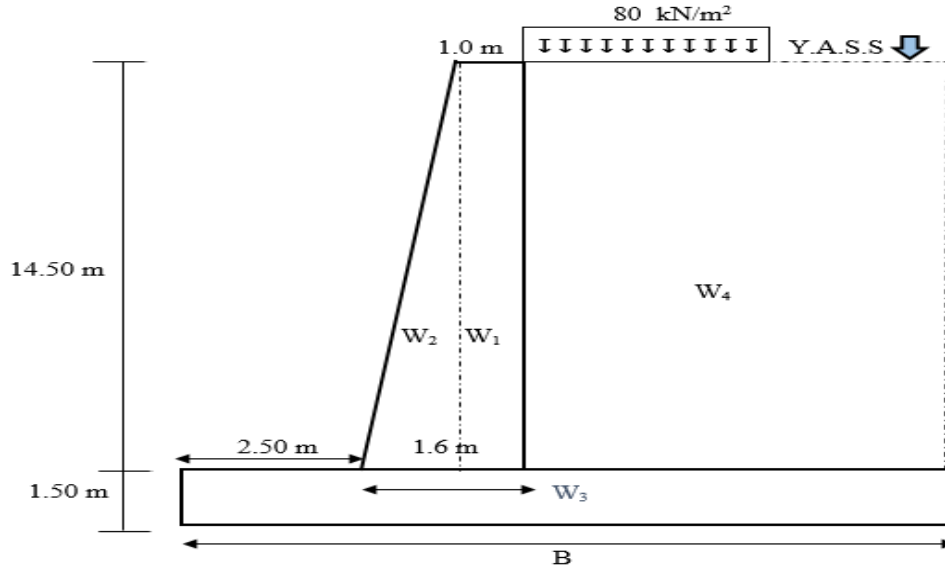
**4.blok için 38 m alınır.**

## TASARIM:



şekil 4.14. Depremlı durumda beton ağrlık tipi istinat duvarının blok genişlikleri

### 4.3 Depremlı Ve Depremsiz Duruma Göre Betonarme Konsol İstinat Duvarının Tasarımı



şekil 4.15. Betonarme konsol istinat duvarı

## 1. Depremsiz durum için

Depremsiz durum için temel genişliği  $B=27$  m olarak seçilir.

### ÇÖZÜM:

Aktif basınç katsayısı;

$$K_{as} = 0.22$$

Pasif basınç katsayısı;

$$K_{ps} = 4.60$$

$$\gamma_a = \gamma_s - \gamma_w = 21 - 10 = 11 \text{ kN/m}^3$$

**Tablo 4.22** Depremsiz durumda betonarme konsola istinat duvarına gelen itkiler

H	P =Toprak itkisi (kN)	Q =Sürsarj kuvveti (kN)	P <sub>w</sub> = Hidrostatik su kuvveti (kN)	W <sub>1</sub> (kN)	W <sub>2</sub> (kN)	W <sub>3</sub> (kN)	W <sub>4</sub> (kN)
16	309.76	281.6	1280	333.5	100.05	931.5	5484.55

**Tablo 4.23.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
W <sub>1</sub>	333.5	3.6	1200.6
W <sub>2</sub>	100.05	2.9	290.15
W <sub>3</sub>	931.5	13.5	12575.25
W <sub>4</sub>	5484.55	15.55	85284.75
<b>TOPLAM</b>			99350.75
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
P <sub>AD</sub>	309.76	5.33	1652.05
Q <sub>AD</sub>	281.6	8	2252.8
P <sub>w,AD</sub>	1280	5.33	6826.67
U	2160	18	38880
<b>TOPLAM</b>			49611.52

$GS = 99350.75 / 49611.52 = 2.01 > 2$  olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.24.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kaydırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
$T_f = 2813.76$	1871.36
Toplam = 2813.76	Toplam = 1871.36

**Güvelik sayısı:**

$GS = 2813.76 / 1871.36 = 1.51 > 1.5$  olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 4689.60$  kN

$M_0 = 13570.37$  kNm

$A = 27$  m<sup>2</sup>

$W = 1 * (27)^2 / 6 = 121.50$  m<sup>3</sup>

Bu değerler bağıntıda yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 4689.60 / 27 + 13570.37 / 121.50 = 28.54 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 4689.60 / 27 - 13570.37 / 121.50 = 6.20 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

taban basınçlarının gerekli şartları sağladığı görülmüştür.

Depremsiz durum için temel genişliği  $B=27$  olarak bulunur.

**2. Depremlilik durumu için**

Depremlilik durumu için temel genişliği  $B=31$  m olarak seçilir.

$K_{ad} = 0.27$

**Tablo 4.25.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
$W_1$	333.5	3.6	1200.6
$W_2$	100.05	2.9	290.15
$W_3$	1069.5	15.5	16577.25

$W_4$	6442.55	17.55	113066.75
<b>TOPLAM</b>			131134.75
<b>STATİK kuvvetler</b>	<b>Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)</b>	<b>Moment kolu (m)</b>	<b>Moment (kNm)</b>
$P_{AD}$	309.76	5.33	1652.05
$Q_{AD}$	281.6	8	2252.8
$P_{W,AD}$	1280	5.33	6826.67
<b>U</b>	2480	20.67	51253.33
<b>Dinamik kuvvetler</b>			
$P_{AD}$	380.16	8	3041.28
$Q_{AD}$	345.6	10.67	3686.4
$P_{W,AD}$	298.67	6.4	1911.47
<b>TOPLAM</b>			70624

$GS = 131134.75 / 70624.00 = 1.86 > 1.3$  olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.26.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
$T_f = 3279.36$	2895.79
Toplam =3279.36	Toplam = 2895.79

**Güvelik sayısı:**

$GS = 3279.36 / 2895.79 = 1.13 > 1.1$  olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 5465.60$  kN

$M_0 = 24206.05$  kNm

$$A = 31 \text{ m}^2$$

$$W = 1 \cdot (31)^2 / 6 = 160.17 \text{ m}^3$$

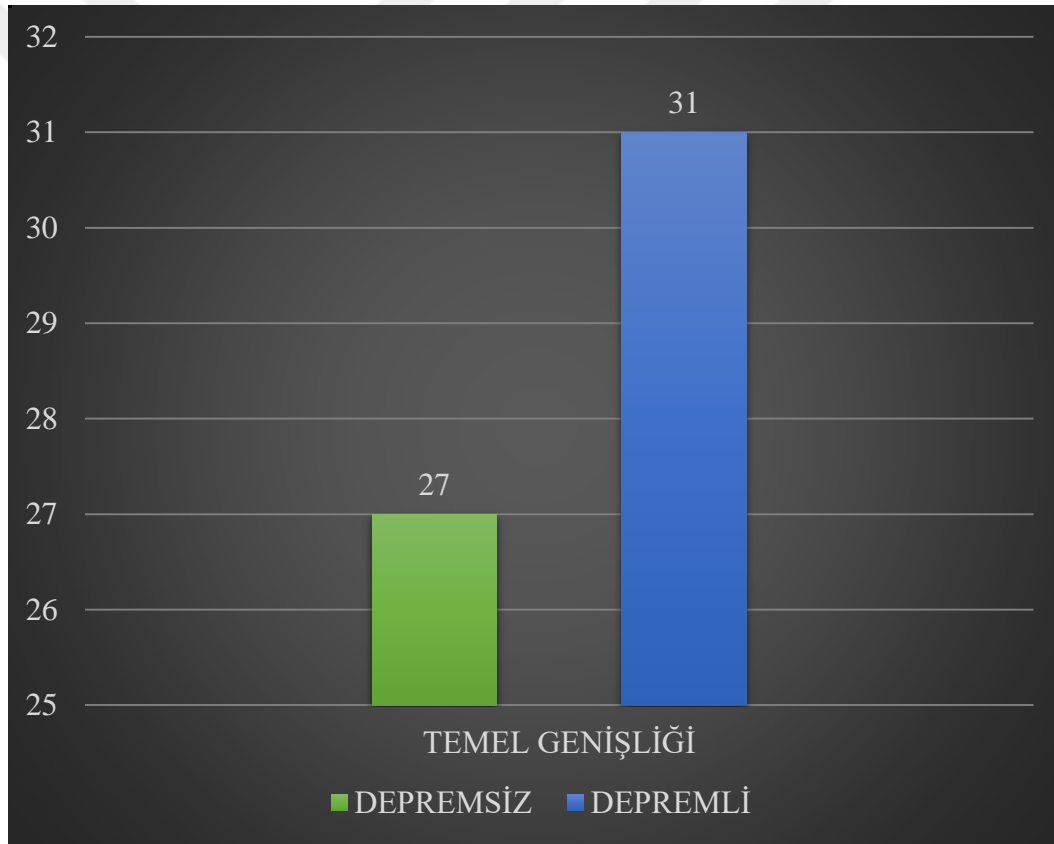
Bu değerler bağıntıda yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 5465.60 / 31 + 24206.05 / 160.17 = 32.74 \text{ t/m}^2 \leq 52.5 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 5465.60 / 31 - 24206.05 / 160.17 = 2.52 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

taban basınçlarının gerekli şartları sağladığı görülmüştür.

Depremlı durum için temel genişliği  $B = 31 \text{ m}$  olarak bulunur.



**Şekil 4.16.** Depremlı ve depremsız duruma göre betonarme konsol istinat duvarının boyutlandırılması





**Tablo 4.27.** Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen statik basınçlar

Nokta	Toprak + sürsarj basıncı kN /m <sup>2</sup>	Hidrostatik su basıncı kN /m <sup>2</sup>
A	17.6	0
D	20.02	10
F	3.05	12.59
G	27.8	42.17
L	56.32	160

**Tablo 4.28.** Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarına gelen statik itkiler

BÖLÜM	Toprak + sürsarj itkisi (kN )	Hidrostatik su kuvveti (kN)
AD	18.81	5
EF	1.92	7.92
FG	30.2	53.61
GL	495.63	1191.09

**Tablo 4.29.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
W <sub>1</sub>	333.5	3.6	1200.6
W <sub>2</sub>	100.05	2.9	290.15
W <sub>3</sub>	683.1	9.9	6762.69
W <sub>4</sub>	1428.23	11.95	17067.34
W <sub>5</sub>	17.25	4.85	83.66
W <sub>6</sub>	3586.98	11.95	42864.4
TOPLAM			68268.83
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm )
P <sub>AD</sub>	18.81	15.49	291.35
P <sub>EF</sub>	1.92	14.16	27.14
P <sub>FG</sub>	30.2	12.5	377.57

$P_{GL}$	495.63	5.23	2590.13
$P_{W,AD}$	5	15.33	76.67
$P_{W,EF}$	7.92	14.16	112.17
$P_{W,EG}$	53.61	13.67	732.68
$P_{W,GL}$	1191.09	4.75	5654.11
$U_A$	1584	13.2	5227.2
TOPLAM			30770.62

$GS = 68268.83 / 30770.62 = 2.22 > 2$  olarak bulunur.

### Kayma tahkiki:

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.30.** Kaydırmaya çalışan ve kaydirmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
$T_f = 2739.06$	1804.18
Toplam = 2739.06	Toplam = 1804.18

### Güvelik sayısı:

$GS = 2739.06 / 1804.18 = 1.52 > 1.5$  olarak bulunur.

### Taban basıncı tahkiki:

$N = 4565.11$  kN

$M_0 = 7696.35$  kNm

$A = 19.80$  m<sup>2</sup>

$W = 1 \cdot (19.80)^2 / 6 = 65.34$  m<sup>3</sup>

Bu değerler bağıntıda yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 4565.11 / 19.80 + 7696.35 / 65.34 = 34.84 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 4565.11 / 19.80 - 7696.35 / 65.34 = 11.28 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

taban basınçlarının gerekli şartları sağladığı görülmüştür.

Depremsiz durum için temel genişliği  $B = 19.80$  m olarak bulunur.

## 2. Depremli durum için

Depremli durum için temel genişliği  $B= 21.70$  m olarak seçilir.

$$K_{ad}= 0.27$$

**Tablo 4.31.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
$W_1$	333.5	3.6	1200.6
$W_2$	100.05	2.9	290.15
$W_3$	748.65	10.85	8122.85
$W_4$	1601.07	12.9	20653.83
$W_5$	17.25	4.85	83.66
$W_6$	4021.07	12.9	51871.83
TOPLAM			82222.92
<b>Statik kuvvetler</b>			
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
$P_{AD}$	18.81	15.49	291.35
$P_{EF}$	1.92	14.16	27.14
$P_{FG}$	30.2	12.5	377.57
$P_{GL}$	495.63	5.23	2590.13
$P_{AD}$	5	15.33	76.67
$P_{EF}$	7.92	14.16	112.17
$P_{FG}$	53.61	13.67	732.68
$P_{GL}$	1191.09	4.75	5654.11
$U_A$	1736	14.47	25114.13
<b>Dinamik kuvvetler</b>			
$P_{AD}$	1.49	15.5	23.02
$P_{EL}$	334.13	7.5	2505.94
$Q_{AD}$	21.6	15.67	338.4

$Q_{EL}$	324	10	3240
$P_{W,AD}$	1.17	15.4	17.97
$P_{W,EL}$	262.5	6	1575
<b>TOPLAM</b>			42676.27

$GS = 82222.92 / 42676.27 = 1.93 > 1.3$  olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti :  $T_f$

**Tablo 4.32.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
$T_f = 3051.36$	2749.06
Toplam = 3051.36	Toplam = 2749.06

**Güvelik sayısı:**

$GS = 3051.36 / 2749.06 = 1.12 > 1.1$  olarak bulunur.

Depremlı durum için temel genişliği  $B = 21.70$  m olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki :**

$N = 5085.59$  kN

$M_0 = 15632.05$  kNm

$A = 21.70$  m<sup>2</sup>

$W = 1 * (21.7)^2 / 6 = 78.48$  m<sup>3</sup>

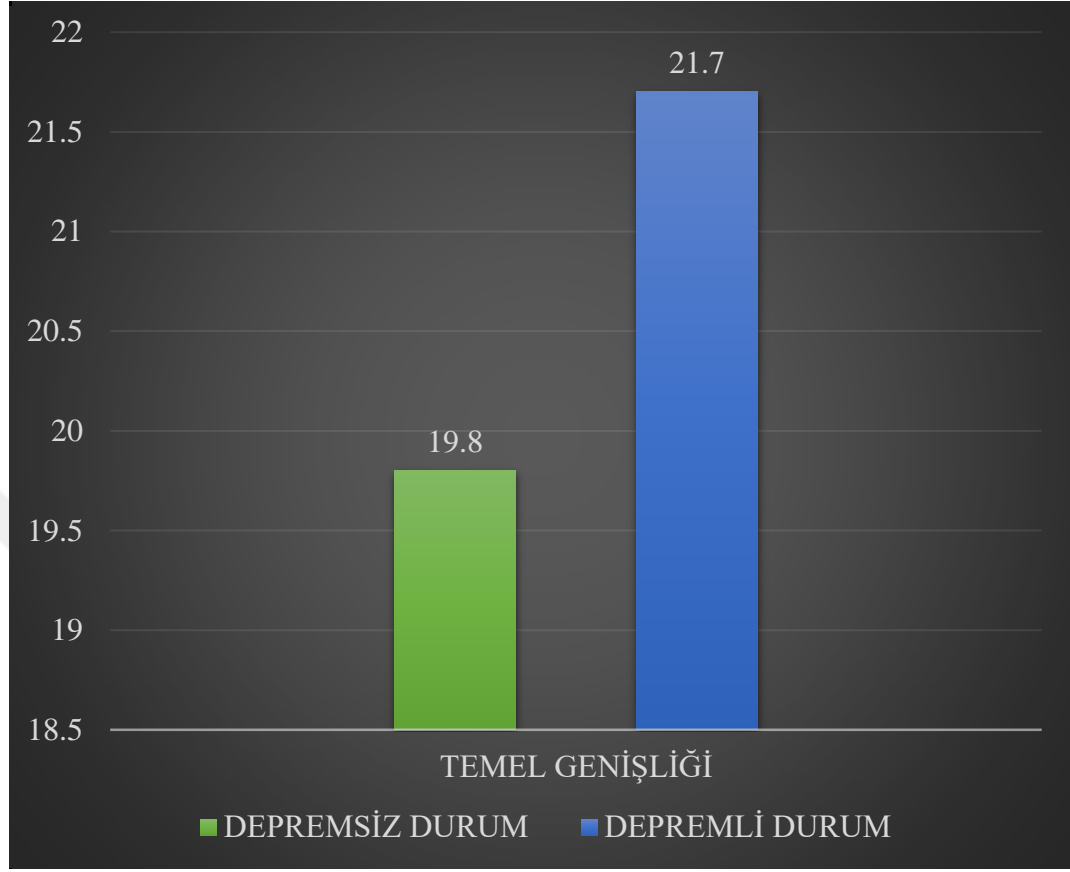
Bu değerler bağıntıda yerine konulursa;

$\sigma_{max} = 5085.59 / 21.70 + 15632.05 / 78.48 = 43.35$  t/m<sup>2</sup>  $\leq 52.5$  t/m<sup>2</sup>

$\sigma_{min} = 5085.59 / 21.70 - 15632.05 / 78.48 = 3.52$  t/m<sup>2</sup>  $\geq 0$  t/m<sup>2</sup>

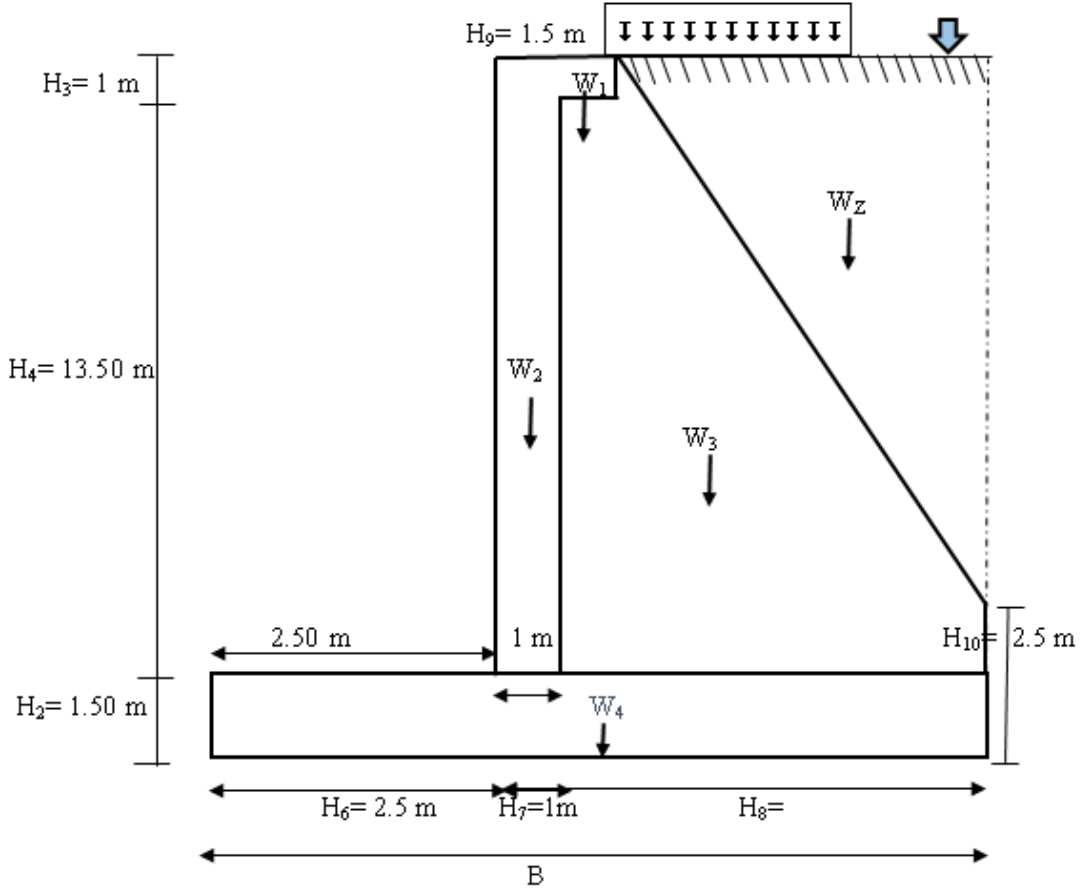
taban basınçlarının gerekli şartları sağladığı görölmüştür.

Depremlı durum için temel genişliği  $B = 21.70$  m olarak bulunur.



**Şekil 4.18.** Depremlı ve depremsız duruma göre hafifletme konsollu betonarme istinat duvarının boyutlandırılması

#### 4.5. Depremlı Ve Depremsız Duruma Göre Nervürlü Betonarme İstinat Duvarının Tasarımı



Şekil 4.19. Nervürlü betonarme istinat duvarı rneği

##### 1. Depremsız durum için

Depremsız durum için temel genişliği  $B=24.90 \text{ m}$  olarak seçilir.

##### ÇÖZÜM:

Aktif basınc katsayısı;

$$K_{as} = 0.22$$

Pasif basınc katsayısı;

$$K_{ps} = 4.60$$

$$\gamma_a = \gamma_s - \gamma_w = 21 - 10 = 11 \text{ kN/m}^3$$

**Tablo 4.33.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
W <sub>1</sub>	11.5	3.75	43.13
W <sub>2</sub>	333.5	3	1000.5
W <sub>3</sub>	380.61	11.08	4215.91
W <sub>4</sub>	859.05	12.45	10695.17
W <sub>q</sub>	1712	14.2	24310.4
W <sub>z</sub>	3407.8	14.2	48390.76
<b>TOPLAM</b>			<b>88655.86</b>
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
P <sub>AE</sub>	309.76	5.33	1652.05
Q <sub>AE</sub>	281.6	8	2252.8
P <sub>W,AE</sub>	1280	5.33	6826.67
U <sub>A</sub>	1992	10.67	21248
<b>TOPLAM</b>			<b>31979.52</b>

GS= 88655.86 / 31979.52= 2.77 > 2 olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti : T<sub>f</sub>

**Tablo 4.34.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)	Kayırmaya çalışan kuvvetler ( kN)
T <sub>f</sub> = 2827.47	1871.36
<b>Toplam = 2827.47</b>	<b>Toplam = 1871.36</b>

**Güvelik sayısı:**

GS= 2827.47 / 1871.36 = 1.51 > 1.5 olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki :**



$$N = 4712.46 \text{ kN}$$

$$M_0 = 13812.93 \text{ kNm}$$

$$A = 24.90 \text{ m}^2$$

$$W = 1 \cdot (24.9)^2 / 6 = 103.34 \text{ m}^3$$

Bu değerler bağıntıda yerine konulursa;

$$\sigma_{\max} = 4712.46 / 24.90 + 13812.93 / 103.34 = 32.29 \text{ t/m}^2 \leq 35 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 4712.46 / 24.90 - 13812.93 / 103.34 = 5.56 \text{ t/m}^2 \geq 0 \text{ t/m}^2$$

taban basınçlarının gerekli şartları sağladığı görülmüştür.

Depremsiz durum için temel genişliği  $B = 24.90 \text{ m}$  olarak bulunur.

## 2. Depremlilik için

Depremlilik için temel genişliği  $B = 28 \text{ m}$  olarak seçilir.

$$K_{ad} = 0.27$$

**Tablo 4.35.** Devirici ve devirmeyi önleyici kuvvetler ve etki noktaları

Kuvvet	Devrilmeyi önleyici kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
$W_1$	11.5	3.75	43.13
$W_2$	333.5	3	1000.5
$W_3$	433.74	12.18	5281.52
$W_4$	966	14	13524
$W_q$	1960	15.75	30870
$W_z$	3902.25	15.75	61460.44
TOPLAM			112179.58
<b>Statik kuvvetler</b>			
Kuvvet	Devirmeye çalışan kuvvetler (kN)	Moment kolu (m)	Moment (kNm)
$P_{AE}$	309.76	5.33	1652.05
$Q_{AE}$	281.6	8	2252.8
$P_{W,AE}$	1280	5.33	6826.67
$U_A$	2240	10.67	23893.33

<b>Dinamik kuvvetler</b>			
$P_{AE,AD}$	380.16	8	3041.28
$Q_{AE,AD}$	345.6	10.67	3686.4
$P_{W,AE,AD}$	298.67	6.4	1911.47
<b>TOPLAM</b>			43264

$GS = 112179.58 / 43264 = 2.59 > 1.3$  olarak bulunur.

**Kayma tahkiki:**

Kaymaya karşı koyan kuvvet sürtünme kuvveti:  $T_f$

**Tablo 4.36.** Kaydırmaya çalışan ve kaydırmayı önleyici kuvvetler

<b>Kaymayı önleyici kuvvetler ( kN)</b>	<b>Kaydırmaya çalışan kuvvetler ( kN)</b>
$T_f = 3220.19$	2895.79
Toplam = 3220.19	Toplam = 2895.79

**Güvelik sayısı:**

$GS = 3220.19 / 2895.79 = 1.11 > 1.1$  olarak bulunur.

**Taban basıncı tahkiki:**

$N = 5366.99$  kN

$M_0 = 24142.25$  kNm

$F = 28$  m<sup>2</sup>

$W = 1 \cdot (28)^2 / 6 = 130.67$  m<sup>3</sup>

Bu değerler bağıntıda yerine konulursa;

$\sigma_{max} = 5366.99 / 28 + 24142.25 / 130.67 = 37.64$  t/m<sup>2</sup>  $\leq 52.5$  t/m<sup>2</sup>

$\sigma_{min} = 5366.99 / 28 - 24142.25 / 130.67 = 0.69$  t/m<sup>2</sup>  $\geq 0$  t/m<sup>2</sup>

taban basınçlarının gerekli şartları sağladığı görülmüştür.

Depremlı durum için temel genişliği  $B = 28$  m olarak bulunur.

➤ Bu örnekte zeminin rijit olduğu varsayımı yapılarak çözüm yapılmıştır. Zeminin elastik olduğu kabul edilirse durum elastik zemine oturan plak problemine dönüşür. Temelde C30 betonu kullanılacaktır. C30 için elastik modülü  $E_p = 32000$ MPa

ve poisson oranı  $\nu=0.20$ , zemin elastisite modülü  $E_s=40000 \text{ kN/m}^2$  ve kum zeminler için maksimum oturma değeri  $\max\delta=51 \text{ mm}$  olarak alınır. D plak eğilme rijitliği;

$$D = \frac{E_p * h^3}{12(1-\nu_p^2)} = \frac{32000000 * 1.5^3}{12(1-0.2^2)} = 9375000$$

Karakteristik uzunluk;

$$r = \sqrt[4]{\frac{D * H}{E_s}} = \sqrt[4]{\frac{9375000 * 16}{40000}} = 7.825$$

$K_{nw}$  boyutsuz yatak katsayısı değeri olmak üzere Daloğlu- Vallabhan yöntemindeki grafikten 10 olarak bulunur. Yatak katsayısı değeri

$$k = \frac{K_{nw} * D}{r^4} = \frac{10 * 9375000}{(7.83)^4} = 25005 \text{ kN/m}^2 \text{ olarak bulunur.}$$

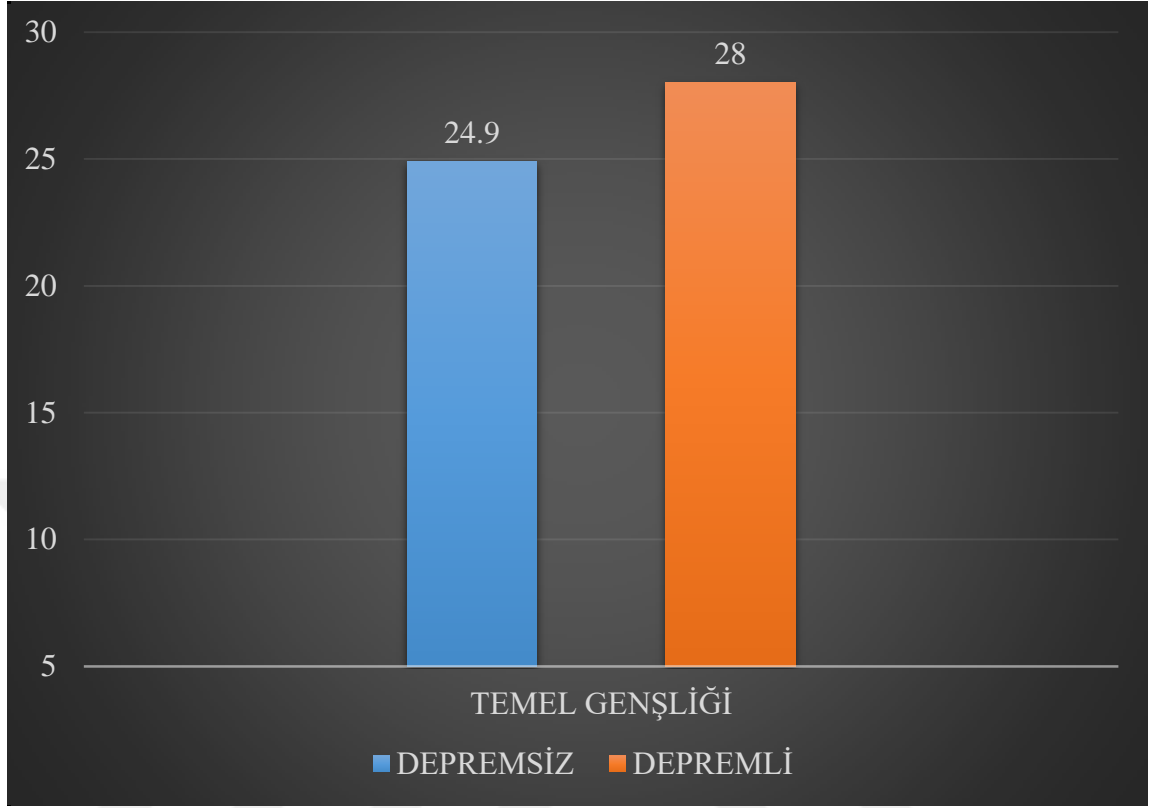
Bulunan yatak katsayısı ve maksimum oturma bilindiğinden dolayı taşıma gücü hesaplanabilir.

$$q = k * \delta = 25005 * 0.051 = 1250.25 \text{ kN} \text{ olarak bulunur..}$$

Rijit durumda yapıya gelen toplam yüklerle karşılaştırılırsa;

$$q_{\text{TOPLAM}} = 5366.99 \text{ kN} \geq q = 1250.25 \text{ kN}$$

zeminin elastik durumda taşıyacağı yük miktarının rijit duruma göre çok düşük olduğu görülmektedir.



**Şekil 4.20.** Depremlı ve depremsız duruma göre nervürlü betonarme istinat duvarının boyutlandırılması

#### 4.6 İstinat Duvarlarının Boyutlandırılmasında Su Kuvvetinin Etkisi

İstinat duvarlarının boyutlandırılmasında dikkate alınması gereken en önemli parametrelerden bir tanesi de hiç şüphesiz su kuvvetidir. İstinat yapısına etkiyen yanıl su basıncı ve tabandaki su basıncı tasarımda dikkate alınması gerekir. Birçok istinat duvarlarının hesabında su kuvvetinin dikkate alınmaması, suyun tahliyesi için drenaj sisteminin yapılmamış olması veya iyi bir drenaj sisteminin olmaması istinat duvarının devrilmesine, kaymasına veya toptan göçmesine neden olmaktadır. İstinat duvarlarının hasar sebepleri incelendiğinde su ile ilgili parametreler önde gelmektedir. Bu bölümde önceden su kuvvetlerinin dahil edilerek hesaplandığı üç problemin diğere parametreleri sabit kalmak şartıyla bu kez su kuvvetleri ihmal edilerek hesaplanacaktır. Böylece bulunan sonuçlar karşılaştırılarak su etkisinin istinat duvarlarının boyutlarında ne kadar bir artışa neden olduğu belirlenecektir. Su kuvvetinin ihmal edilerek depremsız ve

depremlı durumlara göre hesaplanan blok genışlikleri tablo 4.37 ve tablo 4.38'de gösterilmiştir.

**Tablo 4.37.** Depremsiz durumda suyun istinat yapılarına olan etkisi

İstinat tipi	Depremsiz durumda blok genışliği (m)		Artış(m)	Yüzdelik artış (%)
	Su etkisi yok	Su etkisi var		
Betonarme konsol istinat duvarı	9.40	27	17.6	187.23
Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı	7.80	19.80	12	153.84
Nervürlü betonarme istinat duvarı	9.80	24.9	15.1	154.08
<b>Ortalama artış</b>				<b>165</b>

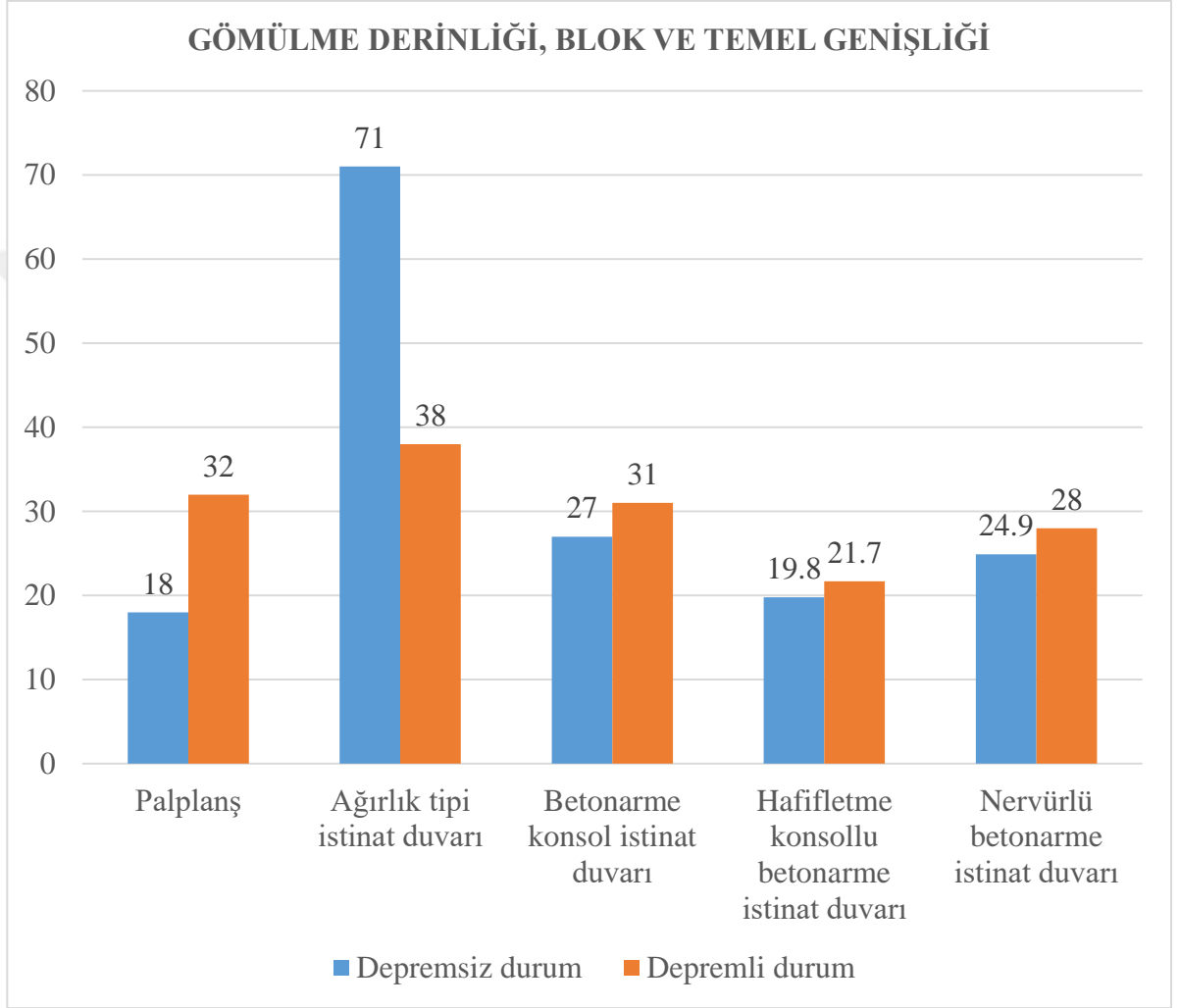
**Tablo 4.38.** Depremlı durumda suyun istinat yapılarına olan etkisi

İstinat tipi	Depremlı durumda blok genışliği (m)		Artış(m)	Yüzdelik artış (%)
	Su etkisi yok	Su etkisi var		
Betonarme konsol istinat duvarı	14.1	31	16.9	119.86
Hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı	11.8	21.7	9.9	83.9
Nervürlü betonarme istinat duvarı	13.6	28	14.4	105.88
<b>Ortalama artış</b>				<b>103</b>

Tablo 4.37 ve 4.38 'deki sonuçlar incelendiğinde su etkisinin hesaba dahil edildiği durumda temel genişliği deprensiz durumda ortalama % 165, depremlı durumda ise % 103 arttığı görülmüştür. Su etkisi ihmal edildiğinde depremlı ve deprensiz durumda da en küçük temel genişliği hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı olduğu ortaya çıkmıştır. Bu yüzden istinat duvarının tasarımında kesinlikle su kuvveti hesaba katılmalı ve aynı zamanda suyun tahliye edilmesi için drenaj sistemleri ve barbakanların yapılması gerekir. Günümüzde istinat duvarlarının analizinde kullanılan birçok program su etkisini hesaba katmamaktadır. Bu durum istinat duvarlarında yanlış boyutlandırma neden olmaktadır. Bu yüzden çevremizde su etkisinin hesaba katılmamasından dolayı kısmen ya da tamamen zarar gören birçok istinat yapısı vardır.

## 5.SONUÇLAR VE ÖNERİLER

İncelenen 5 farklı tip istinat duvarının depremlı ve depremsız duruma göre boyutlandırılmasında elde edilen sonuçlar şekil 5.1 de gösterilmiştir.

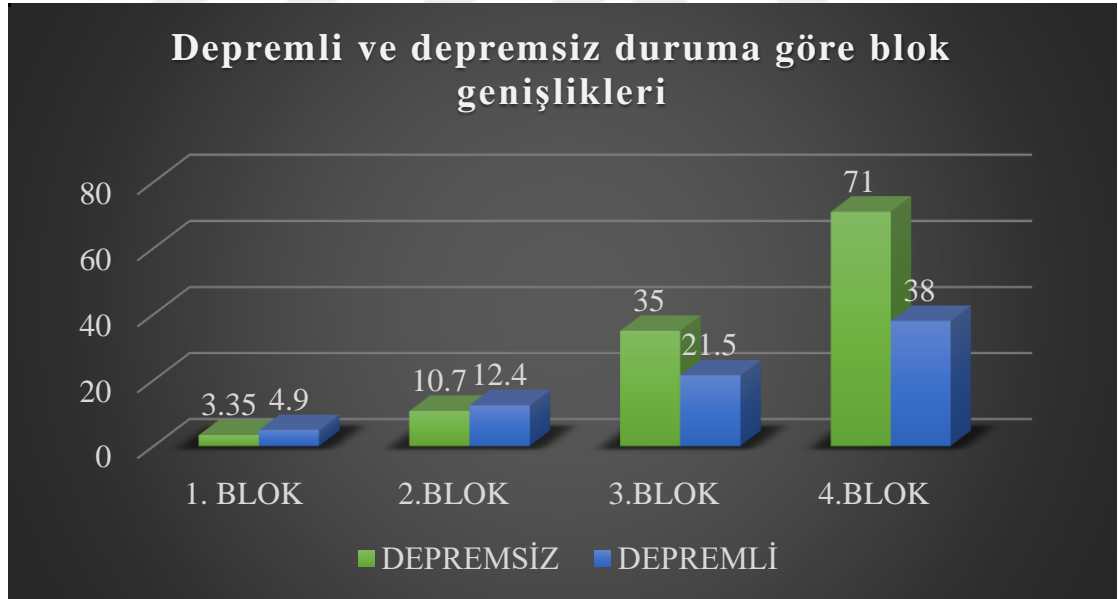


**Şekil 5.1.** İstinat tiplerinin depremsız ve depremlı duruma göre karşılaştırılması

Bu sonuçlar incelendiğinde 5 farklı istinat tipinde depremsız duruma göre temel genişliği en küçük olan hafifletme konsollu betonarme istinat duvarıdır. Depremlı durumda da temel genişliği en küçük olanın hafifletme konsollu betonarme istinat duvarı olduğu şekil 5.1 de görülmektedir. Depremlı durumda palplanş tipi istinat duvarında gömülme derinliği depremsız duruma göre % 77.7 artmaktadır. Betonarme konsol istinat duvarı, hafifletme konsol istinat duvarı ve nervürlü betonarme istinat duvarlarında temel

genişliği depremsiz duruma göre yaklaşık olarak %15 olarak artmaktadır. Ağırlık tipi istinat duvarında blok genişliğinin hem depremsiz hem de depremlı durumda çok fazla olduğu ortaya çıkmıştır. Duvar yksekliliğinin fazla olması ve duvar arkasında suyun bulunması temel genişliğini ciddi oranında arttırdığı ortaya konulmuştur.

Palplanş tipi istinat duvarında aktif tarafta yanal itkilerin meydana getirdiği momentin büyük olması ve buna karşı koyacak olarak sadece pasif toprak kuvvetinin oluşturduğu momentin bulunmasından dolayı gömülme derinliği çok fazla olmuştur. Depremlı durumda ise bu yanal itkilere ek olarak zemin, sürşarj ve suyun dinamik bileşenlerinin de eklemesiyle blok genişliği % 77.7 artarak 32 m seviyesine yükselmiştir. Bu durumda depremden dolayı boyuttaki en fazla artış palplanş tipi istinat duvarında grlmştir. Uygulamada zeminin kaya gibi sert malzemeden oluşması gibi durumlarda palplanşın çakılması işleminde çeşitli zorluklara yaşanabilir.



**şekil 5.2.** Depremlı ve depremsiz duruma göre ağırlık tipi istinat duvarının blok genişlikleri

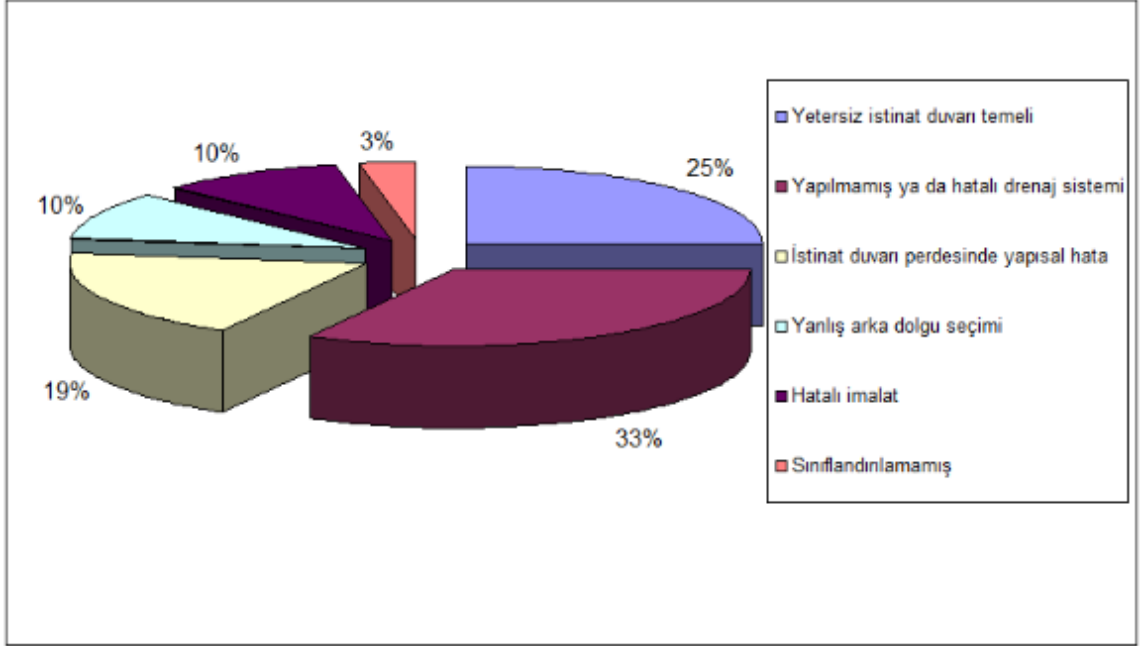
Ağırlık tipi istinat duvarlarında şekil 5.2 de görüldüğü gibi en üstteki blok 3.35 m başlamış olup en alttaki blok genişliği 71 m olarak bulunmuştur. Blok genişliklerinin % 227 lere kadar arttığı bulunmuştur. Depremlı durumda ise dinamik etkiden dolayı üstteki blokların genişliğinin artmasına neden olurken belli seviyenin altındaki bloklarda



herhangi bir artmaya neden olmadığı görülmüştür. Yüzeğe yakın blokların depremden daha fazla etkilendiğı ortaya çıkmıştır. 3. ve 4. blokların depremlı durumdaki blok genişliklerinin depremsiz duruma göre daha az çıkmasının nedeni depremlı durumda zemin emniyet gerilmesinin katsayısının % 50 oranında arttırılmış olmasıdır. Blokların uzun ve ağır olması sebebiyle imalatta kaldırma ve indirme işlemleri için çok büyük vinçlerin kullanılması gerekir. Bu konuda yapılmış değışik çalışmalar bu çalışmayı destekler niteliktedir. “ Blok Tipi Kıyı Yapılarının Sismik Tasarımı” adlı makalede de yapılan çalışma deprem ve su etkisi ile blokların çok büyük boyutlara ulaştığını göstermektedir. Su derinliğinin artması halinde ( $d_{su} > 10$  m) blok tipi kıyı yapılarının, d2 deprem düzeyi için yapılan sismik tasarımlarında, blok boyutlarının çok fazla büyüdüğü ve hem ekonomik hem de fiziksel anlamda bu yapıların inşasının zor olduğu görülmektedir. [10]

Betonarme olarak inşa edilen betonarme konsol istinat duvarı, hafifletme konsollu ve nervürlü betonarme istinat duvarlarında da temel genişliğinin çok fazla olduğu görülmektedir. Ağırlık istinat duvarlarına göre temel genişliği daha uygun olmasına rağmen yine de bu yapıların inşası fiziksel anlamda zordur. Betonarme olarak inşa edilen istinat duvarlarında hem depremsiz hem de depremlı durumda en küçük temel genişliğe sahip olan hafifletme konsollu istinat duvarı olduğu görülmektedir. Hafifletme konsolu sayesinde yanal ve düşey yükleri azaltması yönünden diğerk iki istinat tipine göre daha uygun olduğu söylenebilir. Aynı şekilde nervürlü istinat tipinin de gelebilecek yanal yükleri arkasında bulunan nervürü sayesinde perdelemesinden dolayı temel genişliği betonarme konsol istinat tipine göre daha küçük çıkmıştır.

Analiz sonucunda üzerinde durulması gereken diğerk önemli sonuç su etkisinin istinat yapılarında önemli bir etkiye sahip olduğudur. Tablo 4.37 ve 4.38 incelediğinde suyun yanal kuvveti ve tabandaki kaldırma kuvveti hesaba dahil edildiğinde temel genişliğinin depremsiz durumda ortalama 2.6, depremlı durumda ise 2 katına çıktığı görülmektedir. Bu durum su kuvvetinin tasarımda çok önemli bir yere sahip olduğunu göstermektedir. Bu yüzden mutlaka bu tür yapılarda suyun olumsuz etkisini yok etmek veya minimuma indirmek için iyi bir drenaj sistemi yapılmalıdır.



**Şekil 5.3.** Rijit beton istinat duvarlarının hasar sebepleri [11]

Techeng ve Iseux tarafından 1972 yılında yapılan şekil 5.3 teki çalışmada göstermektedir ki istinat duvarlarındaki hasar sebeplerinin % 33 ünü, yapılmamış ya da hatalı bir şekilde yapılmış drenaj sisteminden kaynaklandığı ortaya konulmuştur. Diğer hasar sebeplerinin ikincisi olarak % 25 ile yetersiz istinat duvarı temelidir. Bu çalışma güvenli bir tasarımın ve iyi bir drenaj sisteminin istinat yapısı için ne kadar önemli olduğunu göstermektedir.

Yapılan çalışmalar göz önüne alındığında güvenli bir istinat yapısı için depremin olumsuz etkisi kesinlikle göz önünde bulundurulmalı, su kuvvetinin bir istinat yapısının boyutlandırılmasında da en önemli parametrelerin başında geldiği bilinmeli ve drenaj sistemlerinin mutlaka yapılması gerekir. Daha güvenli ve ekonomik bir istinat yapısı için değişik tarzda istinat duvarları tasarlanabilir.

## KAYNAKLAR

1. Bozdağ, Ö. İstinat Yapılarının Dinamik Analizi, Dokuz Eylül Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim Dalı, İzmir, 2001, 91 s. (Yüksek Lisans Tezi).
2. Önal, O. Dayanma(İstinat) Yapıları. İmo-Miek Geoteknik Kurs Programı, İzmir, 76 s.
3. Keskin, İ. Zemin Mekaniği- Yanal Zemin Basınçları. Karabük Üniversitesi. Karabük, 32 s.
4. Özener, P. İstinat Yapılarına Sismik Yüklerin Hesabı. Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul, 77 S.
5. Kumbasar. V., Kip, F. Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Basımevi, İstanbul, 1999, 671 s.
6. Yıldız, M. C., İstinat Duvarına Etkiyen Dinamik Toprak Basınçları, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul, 2015, 231 s. (Yüksek Lisans Tezi)
7. Wu, Y., Prakash, S. Seismic Displacements Of Rigid Retaining Walls On Submergence. 12WCEE. 2000, 0562, 7 s.
8. Karaşahin, M., Tanrıverdi, S. C., Şev Stabilitesi Uygulama. 32 S.
9. Kaplan, B. Bishop Şeb Stabilite Yöntemi. 12 s.
10. Güler, I., Birinci, Ç., Karakuş. H. Blok Tipi Kıyı Yapılarının Sismik Tasarımı. 1. Türkiye Deprem Mühendisliği Ve Sismoloji Konferansı, 11-14 Ekim, 2011, Odtü-Ankara, 9 s.
11. Techeng, Y., Iseux, J. Essais de butee en Vraie Granduer et Constraints Engendrees par une Surcharge Rectangulaire sur un Mur- Vertical. Proceedings, 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundaion Engineering, 1972, Madrid, 207 s.

## ÖZGEÇMİŞ

Adı soyadı : Arif YILMAZOĞLU  
Doğum yeri ve yılı : Aydıntepe -1991  
Medeni hali : Bekar  
Yabancı dili : İngilizce  
E –posta : arif-yilmazoglu@hotmail.com

### Eğitim durumu

Lise : Bayburt Fen Lisesi, 2008  
Lisans : Dumlupınar Üniveristesi ,İnşaat Mühendisliği Bölümü, 2012

### Mesleki deneyim

Kütahya Teknik Yapı Denetim – Kontrol Mühendisi 2012-2013  
Nurem İnşaat A.Ş – Şantiye Şefi 2013-2016  
İzmir Yapı Denetim A.Ş – Kontrol Mühendisi 2016 ( 4ay)