

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**STATİK ve DİNAMİK YÜKLER ALTINDA EN
EKONOMİK KAPALI YANAŞMA YAPI TİPİNİN
ANALİZİ**

128603

İnş. Müh. Ali Suat BUĞRAHAN

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

**F.B.E İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Hidrolik Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Doç. Dr. Esin ÇEVİK

Doç. Dr. Esin ÇEVİK

Prof. Dr. Yalçın YÜZSEL

Prof. Dr. Atıl BULU

İSTANBUL, 2001

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ v

ŞEKİL LİSTESİ..... vi

ÇİZELGE LİSTESİ viii

ÖNSÖZ viii

ÖZET ix

ABSTRACT x

1. GİRİŞ 1

1.1 Limanlar 1

1.1.1 Liman Çeşitleri 2

1.1.2 Liman Yeri Seçimi 3

1.1.3 Bir Limanın Ana Elemanları 4

1.2 Yanaşma Yerinin Tasarlanması 4

1.2.1 Genel 5

1.3 Yanaşma Yeri Tipleri 8

2. KAPALI VE AÇIK RIHTIM YAPILARINDA TASARIM KRİTERLERİ 9

2.1 Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarının Tasarımı 9

2.1.1 Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarının Genel Özellikleri 9

2.1.2 Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarının Çeşitleri ve Karakteristikleri 10

2.1.2.1 Keson Tip Rıhtım Duvarları 10

2.1.2.2 L-Tipi Rıhtım Duvarları 10

2.1.2.3 Sandık Blok Tip Rıhtım Duvarları 11

2.1.2.4 Bloklı Rıhtım Duvarları 11

2.1.2.5 Yerinde Dökme Tipi Rıhtım Duvarları 11

2.1.2.6 Delikli Perfore Beton Blok Tipi Rıhtım Duvarları 12

2.1.3 Tasarım Kriterleri 16

2.1.3.1 Tasarım Sırası 16

2.1.3.2 Tasarım Koşulları 16

2.1.3.3 Dış Kuvvetler ve Yükler 22

2.1.3.4 Kayma Tahkiki: 35

2.1.3.5 Dönme Tahkiki: 36

2.1.3.6 Taşıma Gücü Tahkiki: 37

2.1.3.6.1 Taban Reaksiyonu Hesabı 38

2.1.3.6.2 Deniz Tabanındaki Taşıma Gücünün Hesabı 40

2.1.3.7 Şev Stabilesinin Tahkiki: 43

2.2 Açık Yüzlü Rıhtımların Tasarımı 46

2.2.1 Yapısal Tipleri ve Genel Karakterleri 46

2.2.1.2	Açık Tipli Rıhtımlar.....	46
2.2.2	Açık Yüzlü Rıhtımın Tipleri ve Özellikleri	46
2.2.2.1	Kazıklı Açık Yüzlü Rıhtımlar	46
2.2.2.2	Dairesel veya Dörtgen Kesitli Beton Tipli Rıhtımlar	47
2.2.2.3	Dairesel Kesitli Kolonlar Üzerindeki Açık Yüzlü Rıhtımlar	48
2.2.3	Düşey Kazıklı Açık Tipli Rıhtımların Tasarımı	49
2.2.3.1	Tasarım Yöntemleri	49
2.2.3.2	Tasarım Sırası	49
2.2.3.3	Tasarım Şartları	50
2.2.3.3.1	Kullanım Şartları	50
2.2.3.3.2	Doğal Koşullar;.....	51
2.2.3.3.3	Yanaşma Yapısı Boyutları	51
2.2.3.4	Rıhtımın Bir Bloğunun Boyutu ve Kazıkların Yerleştirilmesi	51
2.2.3.5	Üst Yapının Boyutları	52
2.2.3.6	Usturmacaların ve Bağlantı Noktalarının Düzenlenmesi	52
2.2.3.6.1	Usturmaca Yerleştirilmesi.....	52
2.2.3.6.2	Bağlantı Noktalarının Yerleştirilmesi	52
2.2.3.7	Dış Kuvvetlerin Hesabı	53
2.2.3.7.1	Dış Kuvvet Tipleri	53
2.2.3.7.2	Rıhtım Üst Yapısının Öz Ağırlığı.....	53
2.2.3.7.3	Sismik Kuvvet	54
2.2.3.7.4	Gemi Yanaşma Kuvveti.....	54
2.2.3.7.5	Geminin Çekme Kuvveti.....	56
2.2.3.7.6	Rüzgar Yüğü	56
2.2.3.8	Deniz Tabanına Ait Varsayımlar	56
2.2.3.8.1	Şev Eğiminin Belirlenmesi.....	56
2.2.3.8.2	Fiktif Zemin Yüzeyi.....	57
2.2.3.8.3	Zemin Yanal Yatak Katsayısı.....	57
2.2.3.9	Kazıkların Tasarımı.....	58
2.2.3.9.1	Genel	58
2.2.3.9.2	Fiktif Sabit Nokta	58
2.2.3.9.3	Kazıklara Etkiyen Kuvvetler	59
2.2.3.9.4	Kazığın Kesitindeki Gerilme.....	62
2.2.3.9.5	Kazıkların Gömülü Boyu	62
2.2.3.9.5.1	Yanal Mukavemet İçin Gömülü Boy.....	63
2.2.3.9.5.2	Taşıma Gücü İçin Gömülü Boy	64
2.2.3.9.6	Kazık Birleşimlerinin İncelenmesi	66
2.2.3.10	Kaldırmaya Karşı Stabilitenin İncelenmesi.....	66
2.2.3.11	Yanaşma Yapısının Tasarımı.....	66
2.2.3.12	Şev Stabilitesi	66
2.2.3.12.1	Dairesel Kaymanın İncelenmesi.....	67
2.3	Depremden Doğan Dinamik Toprak Basıncının Hesabı.....	68
3.	KAPALI YAPILARIN DEPREMSİZ VE DEPREMLİ HALLERDE	
	BOYUTLANDIRILMASINA AİT ÖRNEK HESAPLAMALAR.....	73
3.1	Depremsiz Hal.....	73
3.1.1	Beton Blok Tipli Yanaşma Yapısı.....	73
3.1.2	L Tipi Yanaşma Yapısı.....	82
3.1.3	Keson Tipi Yanaşma Yapısı.....	88
3.2	Depremlı Hal.....	94

3.2.1	Beton Bloklı Tipli Yanaşma Yapısı.....	94
3.2.2	L Tipi Yanaşma Yapısı.....	102
3.2.3	Keson Tipi Yanaşma Yapısı.....	108
4.	MALİYET ANALİZİ.....	114
4.1	Beton Bloklı Rıhtım Yaklaşık Maliyet Hesabı.....	114
4.2	L Tipi Rıhtım için Yaklaşık Maliyet Hesabı.....	120
4.3	Keson Tipi Rıhtım Yaklaşık Maliyet Hesabı.....	126
4.4	Kapalı Yapılar için Maliyetin Derinlikle Değişimi.....	131
5.	SONUÇLAR.....	134
KAYNAKLAR.....		135
EKLER.....		136
Ek 1.....		137
Ek 2.....		138
ÖZGEÇMİş.....		139

SİMGE LİSTESİ

Kat	Toplam aktif basınç katsayısı
K_{as}	Statik aktif basınç katsayısı
K_{ad}	Depremden oluşan dinamik aktif basınç katsayısı
C_v	Düşey eşdeğer deprem katsayısı
C_h	Yatay eşdeğer deprem katsayısı
φ	Zeminin içsel sürtünme açısı
δ	Zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı
i	Aktif veya basınç tarafındaki zemin yüzeyinin yatayla yukarıya doğru yaptığı şev açısı
α	Duvar-zemin arakesitinin düşeyle aktif veya pasif basınç tarafına doğru yaptığı açı
λ	Toplam aktif basınç katsayısının hesabında eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı
p_{ad}	Deprem durumunda zemin kütlelerinden ötürü oluşan ek dinamik aktif toprak basıncı
A_0	Etkin yer ivmesi
I	Yapı önem katsayısı
γ_b	Kum zeminin birim hacim ağırlığı
γ_s	Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı
μ	Sürtünme katsayısı
γ_k	Betonarme betonunun birim hacim ağırlığı
γ_w	Betonarme betonunun su altındaki birim hacim ağırlığı
q	Yayılı yük
GS	Emniyet katsayısı
V	Düşey kuvvetler
H	Yatay kuvvetler
M_D	Devirme momenti
M_M	Karşı koyan moment
e	Eksantrisite
B'	Etkili genişlik
P	Bloklu rıhtımda blok ağırlığı
E	Yanal toprak itkisi

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 Bir keson tip rıhtım duvarı.....	13
Şekil 2.2 Bir L tipi rıhtım duvarı	13
Şekil 2.3 Bir sandık tipi rıhtım duvarı.....	14
Şekil 2.4 Bloklı bir rıhtım duvarı.....	14
Şekil 2.5 Bir yerinde dökme tipi rıhtım duvarı.....	15
Şekil 2.6 Perfore blok tip rıhtım duvarı.....	15
Şekil 2.8 Ağırlık tipi rıhtım duvarlarında duvar biçimleri	23
Şekil 2.9 Duvarın yüzme biçimi	24
Şekil 2.10 Blok tipli rıhtım duvarlar için kayma tahkiki.....	24
Şekil 2.11 Blok tipli rıhtım duvarlar için dönme tahkiki	25
Şekil 2.12 Duvara etkiyen toprak basıncı.....	30
Şekil 2.13 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve aktif toprak katsayısı	31
Şekil 2.14 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve pasif toprak katsayısı.....	32
Şekil 2.14 Devam.....	33
Şekil 2.15 Deprem esnasında deniz yatağı altında toprak basıncı dağılımını elde etme metodu	34
Şekil 2.16. Kalıcı su basıncı	35
Şekil 2.17 Zemin taşıma gücü	38
Şekil 2.19 İçsel sürtünme açısı	41
Şekil 2.20 Taşıma gücü katsayıları	43
Şekil 2.21 Dairesel şev	45
Şekil 2.22 Kazıklı açık yüzlü rıhtımlar	47
Şekil 2.23 Dairesel veya dörtgen kesitli beton tipli rıhtımlar.....	48
Şekil 2.24 Dairesel kesitli kazıklar üzerindeki açık yüzlü rıhtımlar	48
Şekil 2.25 Düşey kazıklı açık tipli rıhtımların tasarım sırası	50
Şekil 2.26 Geminin yanaşması.....	55
Şekil 2.27 Yanaşma kuvvetinin belirlenmesi	56
Şekil 2.28 Şev arkasına yerleştirilen istinat duvarı.....	57
Şekil 2.29 Fiktif zemin yüzeyi.....	57
Şekil 2.30 Kazıkların yerleştirilmesi ve yatay kuvvetin uygulama noktası	59
Şekil 2.31: Kazık başındaki momentlerin dağılımı.....	61
Şekil 2.32 Düzlem kayma.....	65
Şekil 2.33 Basıncı dağılımı.....	69
Şekil 2.34 Düzgün yayılı dış yükten oluşan basınç dağılımı.....	70
Şekil 3.1 3 m su derinliğinde bloklı yapıda dalga kuvvetleri.....	73
Şekil 3.2 3 m su derinliğinde bloklı yapıda statik yük dağılımı.....	74
Şekil 3.3 3 m su derinliğinde L tipi yapıda dalga kuvvetleri.....	82
Şekil 3.4 3 m su derinliğinde L tipi yapıda statik yük dağılımı.....	83
Şekil 3.5 3 m su derinliğinde keson tipi yapıda dalga kuvvetleri.....	88
Şekil 3.6 3 m su derinliğinde keson tipi yapıda statik yük dağılımı.....	89
Şekil 3.7 3 m su derinliğinde bloklı yapıda dinamik yük dağılımı.....	95
Şekil 3.8 3 m su derinliğinde L tipi yapıda dinamik yük dağılımı.....	103
Şekil 3.9 3 m su derinliğinde keson tipi yapıda dinamik yük dağılımı.....	109
Şekil 4.1 Beton bloklı rıhtım en kesiti.....	113
Şekil 4.2 L tipi rıhtım en kesiti.....	119
Şekil 4.3 Keson tipi rıhtım en kesiti.....	125
Şekil 4.4 Maliyet-derinlik diyagramı.....	129
Şekil 4.5 Deprem etkileri göz ardı edilerek L tipi, beton blok ve kazıklı yapılarda maliyet-derinlik diyagramı.....	131

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Standart yanaşma yerleri derinlikleri.....	18
Çizelge 2.2 Apron kotunun standart değerleri.....	19
Çizelge 2.3 Kabul edilen sürşarj yüklerinin örnekleri	20
Çizelge 2.4 Baba ve halka üzerinde gemi çekme kuvvetleri.....	21
Çizelge 2.5 Şekil katsayısı.....	41
Çizelge 2.6 Rıhtım ana gövdesine etkiyen dış kuvvetler	53
Çizelge 2.7 İzin verilen basınç gerilmeleri	62
Çizelge-2.8 Taşıma gücü için güvenlik sayıları.....	63
Çizelge 2.9- Kohezyon ve adhezyon arasındaki ilişki	64
Çizelge 2.10 Etkin yer ivmesi katsayısı	67
Çizelge 2.11 Yapı önem katsayısı.....	68
Çizelge 3.1 Bloklı tip depresiz hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları.....	78
Çizelge 3.2 L tipi depresiz hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları.....	85
Çizelge 3.3 Keson tipi depresiz hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları.....	91
Çizelge 3.4 Bloklı tip depremli hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları.....	98
Çizelge 3.5 L tipi depremli hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları.....	105
Çizelge 3.6 Keson tipi depremli hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları.....	111
Çizelge 4.1 Depremli halde beton blok rıhtım maliyetleri.....	119
Çizelge 4.2 Depremli halde L tipi rıhtım maliyetleri.....	119
Çizelge 4.3 Depremli halde keson tipi rıhtım maliyetleri.....	125

ÖNSÖZ

Tez çalışmalarım sırasında yakın ilgi ve desteğini, sahip olduğu bilgi ve tecrübesini benden esirgemeyen tez danışmanım Sayın Doç. Dr. Esin ÇEVİK'E ve hocam Sayın Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL'e teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmalarım sırasında, bilgi ve tecrübelerini, sahip oldukları kaynakları benimle paylaşmayı esirgemeyen DLH'nın değerli mühendisi İnş. Müh. Dr. Haluk İbrahim ÖZMEN'e ve Sayın İnş. Yük. Müh. Osman Müesser'e (STFA) vermiş oldukları değerli katkılardan dolayı teşekkürlerimi sunarım.



ÖZET

Kıyılar toplumlar tarafından çeşitli şekillerde kullanılmakla birlikte en geniş kullanımı deniz ticareti, turizm ve balıkçılık gibi amaçlarla olmaktadır. Bu faaliyetlere katılan gemiler ve küçük tekneler (yatlar, balıkçı tekneleri vb.) dalga, akıntı, fırtına ve buz gibi dış etkenlere karşı korunmak amacıyla korunmuş bölgeler ararlar. Bu tip tabii veya yapay olarak korunmuş bölgelere barınak adı verilir.

Diğer taraftan korunmuş bölgelerde eğer gemilerin çeşitli ihtiyaçları karşılanıyorsa, bakım ve onarımları yapılıyor veya inşaa edilebiliyorsa, yükleme ve boşaltma hizmetleri veriliyorsa ve depolama imkanları mevcutsa bu tip bölgelere liman adı verilir.

Yeni yapılacak veya varolup da geliştirilecek bir limanın planlanmasına başlarken dikkat edilmesi gereken en önemli faktörler; optimum ekonomi, optimum emniyet ve optimum estetikdir. Liman planlaması; yer seçimi (yer araştırması, zemin araştırması), liman boyutlarının ve hizmetlerinin belirlenmesi (liman trafiği, gemilerin tip ve boyutları, yanaşma yeri gereksinimleri), genel liman taslağı şeklinde üç ana fazda gerçekleştirilmektedir.

Yanaşma yerleri bir limanın iç yapı elemanlarından. Yanaşma yerlerinin denize doğru uzananlarına iskele, kıyıya paralel olarak inşaa edilenlerine rıhtım denir. Yanaşma yerleri projelendirilirken zemin parametreleri, deniz taban eğimi, yanaşacak gemi boyutları ve yanaşma yeri arkasında kalan depolama alanları, yükleme boşaltma yerleri göz önüne alınır.

Çalışmaya konu olan L tipi, beton bloklu ve kesonlar kabul edilen aynı yükler altında, aynı zemin parametreleriyle depremli ve depremsiz haller için boyutlandırılmış ve DLH'nın birim fiyatları esas alınarak yaklaşık maliyetleri hesaplanmıştır. Bu işlemler farklı derinliklerde tekrar edildikten sonra ekonomik kıyaslamaları yapılarak hangi tip yanaşma yerinin daha ekonomik olduğu tespit edilmiştir.

Bu çalışmanın sonucunda deprem etkisi de göz önüne alındığında, en ucuz yanaşma yapısının L tipi rıhtım olduğu belirlenmesine rağmen, uygulamada her zaman bu yapının ekonomik olacağı anlamına gelmemelidir. Çünkü zemin,yapı tipi seçiminde önemli bir faktördür. Ayrıca büyük boyutlardaki L tipi bloklarda taşıma ve kaldırma problemi söz konusudur, buna karşın kesonlar yüzdürülerek yerine yerleştirilebilmektedir.

Anahtar Kelimeler : Beton blok tipi rıhtım, l tipi rıhtım, keson, maliyet, ekonomi.

ABSTRACT

Coast are used by people for various purposes but the most common usage is made like sea trade, tourism and fishing. The ships and the small boats(yachts and fishing boats etc.) which are taking part of this activity, try to find protected areas to beware of external factors like waves, currents, storm and icing. This type natural and artificial protected area is called harbour.

On the other hand, if the ships' various requirements are provided, ships' maintenance and repair is made or the ship could be builded, handling service is given and storage facilities are existed in this protected areas then this type of area is called port.

The most important factors in planning of the port to build or to develop are; optimum economy and optimum safety. Port planning is made in three steps. They are; choosing place(place research, soil research), determining port size and services(port traffic, types and size of the ships, berthing place requirements), port's general plan.

Berthing places are internal structures of a port. Berthing place which is extended towards the sea is called pier and which is builded parallel to the coast line is called quay wall. When designing a berthing place, soil parameters, sea bed slope, size of the ships, storage sites behind the berthing place and handling facilities should be take into account.

L type, concrete block type and caissons which are the subject of this thesis are dimensioned with same acceptable loads and same soil parameters for both state of earthquake and state of without earthquake and approximate cost is estimated by DLH's cost rates. This process is repeated for different depths and with economic analogy, it is determined that which type is the most economic.

Although it is determined that L type quay wall is the most economic with state of earthquake, in practice it may not be. Because soil type is an important factor for planning of structure. Further more carrying and handling is a problem with big sized L type blocks. But on the other hand the caissons are could be fixed by floating.

Keywords : Concrete block type quay, l type quay, caisson, cost, economy.

1. GİRİŞ

Limanlar, gemilerin dalga, akıntı, fırtına ve buz gibi dış etkilere karşı korunduğu, bütün ihtiyaçlarının görüldüğü, yolcu ve yük transferinde gerekli bütün hizmetlerin sağlandığı inşaa ve tamir edildikleri, denizin korunmuş su alanlarıdır. Bunlar kuruluşları bakımından doğal, yapay, yarı doğal olarak sınıflandırılabilir. Coğrafi bakımdan deniz kıyısındaki limanlar, nehir limanları, ada limanları veya kıyı gölü limanları şeklinde adlandırılabilir. Ayrıca limanlar aralarında askeri limanlar, ticaret limanları, yat limanları, balıkçı limanları, petrol limanları gibi gördükleri hizmete bağlı olarak ayrılırlar.

Yeni yapılacak veya varolup da geliştirilecek bir limanın planlanmasına başlarken dikkat edilmesi gereken en önemli faktörler; optimum ekonomi, optimum emniyet ve optimum estetikdir. Liman planlaması; yer seçimi (yer araştırması, zemin araştırması), liman boyutlarının ve hizmetlerinin belirlenmesi (liman trafiği, gemilerin tip ve boyutları, yanaşma yeri gereksinimleri), genel liman taslağı şeklinde üç ana fazda gerçekleştirilmektedir.

Yanaşma yerleri bir limanın iç yapı elemanlarından biridir. Yanaşma yerlerinin denize doğru uzananlarına iskele, kıyıya paralel olarak inşaa edilenlerine rıhtım denir. Yanaşma yerleri projelendirilirken zemin parametreleri, deniz taban eğimi, yanaşacak gemi boyutları ve yanaşma yeri arkasında kalan depolama alanları, yükleme boşaltma yerleri göz önüne alınır.

Bu tezin konusu aynı zemin parametrelerinde, aynı yüklerin tesiri altında fakat değişik derinliklerde yanaşma yerlerinde kullanılacak hangi yapı tipinin daha ekonomik olduğunun araştırılmasıdır. Hesaplarda dikkate alınacak yanaşma yeri tipleri; L tipi, beton bloklu ve kesonlardır.

Çalışmaya konu olan L tipi, beton bloklu ve kesonlar kabul edilen aynı yükler altında, aynı zemin parametreleriyle depremli ve depremsiz haller için boyutlandırılmış ve DLH'nın birim fiyatları esas alınarak yaklaşık maliyetleri hesaplanmıştır. Bu işlemler farklı derinliklerde tekrar edildikten sonra ekonomik kıyaslamaları yapılarak hangi tip yanaşma yerinin daha ekonomik olduğu tespit edilmiştir. (Yüksel, 1998)

1.1 Limanlar

Kıyılar toplumlar tarafından çeşitli şekillerde kullanılmakla birlikte en geniş kullanımı deniz ticareti, turizm ve balıkçılık gibi amaçlarla olmaktadır. Bu faaliyetlere katılan gemiler ve küçük tekneler (yatlar, balıkçı tekneleri vb.) dalga, akıntı, fırtına ve buz gibi dış etkenlere

karşı korunmak amacıyla korunmuş bölgeler ararlar. Bu tip tabii veya yapay olarak korunmuş bölgelere barınak adı verilir.

Diğer taraftan korunmuş bölgelerde eğer gemilerin çeşitli ihtiyaçları karşılanıyorsa, bakım ve onarımları yapılıyor veya inşaa edilebiliyorsa, yükleme ve boşaltma hizmetleri veriliyorsa ve depolama imkanları mevcutsa bu tip bölgelere liman adı verilir.

Limanlar; tabii (İzmir, Haliç, Hamburg ve New York gibi), yarı tabii veya yapay (Mersin, Haydarpaşa, Samsun ve Marsilya gibi) limanlar olarak üç ayrı şekilde sınıflandırılırlar. Hangi şekilde olursa olsun bir kıyı parçasının liman veya barınak olarak adlandırılabilmesi için her türlü dalga etkilerine ve akıntılara karşı korunmuş olması gerekir (Yüksel, 1998).

Dünyada limanların korunması M.Ö. 3500 yıllarına kadar dayanmaktadır. Akdeniz ve Ege Denizi'nde Giritliler, Fenikeliler ve Yunanlılar öncelikle teknelerini karaya çekebilecekleri tabii limanları geliştirmiş, hatta Romalılar gemi inşaatı amacı ile büyük havuzların inşasına bile girişmişlerdir. İskenderiye Limanı ve bunun feneri bu devirde inşaa edilmiş olan dünyanın sayılı yapılarından. Dünyamızda mevcut büyük limanlar genellikle koy ve körfezlerin iç kısımlarında ve büyük nehirlerin denize ulaştıkları ağız kısımlarında kurulmuşlardır. Bu tip limanlar iç su yollarının da başlangıcı sayılırlar.(Yüksel, 1998)

1.1.1 Liman Çeşitleri

Deniz ticaretindeki ve gemi boyutlarındaki artışa paralel olarak limanların gördükleri fonksiyonlar da çok çeşitlenmiştir. Limanları fonksiyonlarına göre aşağıdaki şekilde gruplara ayırmak mümkündür.

a) Ticari limanlar

1) Kuru yük limanları

2) Kargo limanları

3) Ro – Ro limanları

4) Konteynır limanları

5) Endüstri limanları

6) Petrol limanları

b) Askeri limanlar

c) Gemi yapım ve onarım limanları

d) Balıkçı barınakları

e) Yat limanları

Ticari limanlar bugün dünya ticaretinin önemli bir parçasını ve elemanını oluştururlar. Dünya üzerindeki mal değişiminin büyük çoğunluğu bu limanlar yolu ile olmaktadır. Önceki yıllarda deniz yolu ile taşınan mallar daha çok dökme ve kuru yük şeklinde iken son yıllarda gemilerin yükleme, boşaltma ve limanda bekleme sürelerini kısaltmak, dolayısı ile mal ve hizmet akışını hızlandırmak amacı ile çeşitli yöntemler geliştirilmiş ve bunun sonucu olarak yüklerde standardizasyona gidilmiştir. Bugün konteynır sistemi, lash sistemi ve Ro – Ro sistemi gibi yeni taşıma yöntemleri hızla yayılmakta ve limanların bu sistemlere hizmet verir hale getirilmesine çalışılmakta ve yeni limanlar yapılmaktadır.

Askeri limanlar, bulundukları ülkenin deniz gücüne hizmet veren limanlardır. Bunların gizliliklerinin ve güvenliklerinin gereği olarak ayrı yapılmaları tercih edilmektedir. Eğer büyük bir limanın içinde yer alması gerekiyorsa en kenar bölgede ve liman giriş ağzına yakın bir yere yerleştirilirler. Askeri limanlarda güvenlik amacıyla iki liman girişinin olması istenmektedir.

Gemi teknolojisindeki ilerleme ve gemi boyutlarındaki büyümeler dolayısıyla gemi yapım ve onarım limanları oldukça büyük boyutlara ulaşmıştır. Genellikle her büyük limanda veya yakınlarda bu tip bir liman bölgesi bulunmaktadır.

Balıkçı barınakları bir çeşit ticari liman olarak da kabul edilebilmekle birlikte bunlarda soğuk hava depoları, balık mezat yerleri vb. tesisler bulunmaktadır. Balıkçı teknelerinin boyutlarına göre bu tip limanların boyutlarında ve su derinliklerinde de değişiklikler görülür.

Yat limanları ise günümüzde oldukça yaygın şekilde inşa edilen özel limanlardır. Bunların boyutlandırılma kriterleri ve boyutları diğer limanlara göre büyük farklılıklar gösterir. Özellikle çevrenin korunması bu tip limanların boyutlandırılmasında önemli kriterlerden biri olmaktadır.(Yüksel, 1998)

1.1.2 Liman Yeri Seçimi

Bir bölgede ekonomik ve sosyal araştırmalar sonucunda liman yapılmasına karar verildiğinde; bu kıyı şeridinde limanın nereye konumlandırılacağına aşağıdaki parametreler irdelenerek karar verilir.

- a) Bölgedeki oşinoğrafik koşullar: Dalga iklimi ve akıntı durumu detaylı irdelenerek karara temel olacak veriler elde edilir.
- b) Liman yapılacak kıyı boyunca oluşan katı madde hareketinin yönü, miktarı ve zamanla değişimi belirlenir.
- c) Topoğrafik ve hidroğrafik koşullar araştırılır. Limanın etkili ve yeterli olabilmesi için liman yerinde kıyı çizgisinin gerisinde yeterli boyutlarda bir kara alanı ve kıyı çizgisinin gerisinde yeterli boyutlarda bir kara alanı ve kıyı çizgisinin deniz tarafına ise tarama maliyetini azaltmak için yeterli su derinliğinin olması gerekir.
- d) Jeolojik durum ve temel koşullar belirlenir. Gerek kara tarafından gerekse deniz tabanında liman yapılarının ağır yükünü taşıyabilecek bir jeolojik yapının bulunması gerekir.
- e) Ulaşım imkanlarının araştırılması gerekmektedir. Bölgede ana ulaşım yollarına yakınlıkta liman yeri için bir tercih sebebi olmaktadır.
- f) İnşaat malzemesinin temini de önemli bir etkidir.(Yüksel, 1998)

1.1.3 Bir Limanın Ana Elemanları

Herhangi bir liman ele alındığında denizde ve kıyısında bulunabilecek gereken ana elemanlar aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- a) Dalgakıranlar
- b) Liman giriş ağzı
- c) Manevra alanı
- d) Demirleme alanı
- e) Rıhtımlar
- f) İskeleler
- g) Terminaller; Bir veya daha çok yanaşma yerinden oluşan ve belli bir taşıma tipine hizmet eden liman kısımlarıdır.(Yüksel, 1998)

1.2 Yanaşma Yerinin Tasarlanması

Bir limanın işlevini tam olarak yerine getirebilmesi için yanaşma yerleri, depolama alanları ve

İ.C. YÜKSEK LİSANS TEZİ
BÖLGESEL YATIRIM KURULU
BÖLGE YATIRIM VE
KALKINMA BAKANLIĞI

yolların iyi bir şekilde tasarlanmış olması ve buraların yeterli sayıda ve kapasitede kaldırma ve taşıma makinaları ile donatılmış olması gerekmektedir.

Limanın kara tarafındaki bölgesinde depolama yerleri gibi sabit yapılarla, taşıma makinaları gibi hareketli elemanlar bulunur ve bunlar uyum içinde çalışacak şekilde boyutlandırılmalı ve seçilmelidir. Buradaki elemanlar ayrıca yeni gelişmelere ayak uydurabilecek şekilde tasarlanmalıdır. Günümüzde genel eğilim rıhtım gerisini, transit kapalı depolama alanlarını büyük tutmak yönündedir.

Genel yük başka bir deyişle parça eşya (yük) terminallerinde yanaşma yerinin gerisinde bir devamlı kara sahası gerekir. Çünkü yükleme – boşaltma gemi boyunca düzensiz olur. Bunun yanı sıra yatay taşıma masrafları çok fazla olduğundan depolama alanları da mümkün olduğunca yakın olmalıdır.

Bunun tam aksi durum ise petrol terminalleridir. Burada yükleme – boşaltma geminin ortasından boru hattıyla yapıldığından yanaşma yerinin arkasında kara sahası gerekmez. Ayrıca boru hattı ile taşıma pahalı olmadığından deponun yakınlığı çok önemli değildir ve geminin kıyıya yaklaşması gerekmez.

Kuru dökme yüklerde ise yükleme – boşaltma gemilerden birkaç yerden taşıyıcılarla yapılır. Bu nedenle daha geniş bir yanaşma yeri gerektirir. Bu tip yükler konveyörlerle en fazla 1 km uzaklığa kadar taşınıp depolanmalıdırlar.

Konteynır terminallerinde yükleme – boşaltma vinçle veya tekerlekli taşıyıcılarla yapılır. Ro – Ro terminalleri ise sıvı yük terminalleri gibi yanaşma yerinde sadece bir noktada yükleme – boşaltma yaparlar ve bunun için genellikle özel tasarlanmış bir rampa gerekir.(Yüksel, 1998)

1.2.1 Genel

Yanaşma yerinin bu tip yükler için üst kotu genellikle gel – git olayının olmadığı kıyılarda ortalama su seviyesinin yalışı olarak 2 m üstünde olur. Gemi büyüklüğüne bağlı apron üst kotları standartlarda bellidir.

Rıhtım ön yüzü ile depolama alanları arasında kalan bölge apron genişliği olarak tanımlanır. Apronda vinçler, karayolu ve demiryolu bulunur. Eski limanlarda apron genişliği 13 m kadar seçilmiştir. Gelişen yükleme – boşaltma teknikleri dolayısıyla bu genişlik minimum 20 m, maksimum 40 m olarak uygulanmaktadır.

Rıhtımlarda apron gerisindeki açık depolama alanı genişliği $40 \approx 60$ m kadar seçilir ve $20 \approx 30$ m kadar da toplam yol genişliği olmalıdır. Buna göre rıhtım yüzünden minimum 80 m , maksimum 130 m genişlik gerekmektedir.(Yüksel, 1998)

1.2.2 Ro – Ro Terminalleri

Ro – Ro taşımacılığı oldukça yeni fakat gittikçe gelişmekte olan bir taşımacılıktır. Bu tip gemilerle yükler yerine bu yükleri taşıyan vasıtalar taşınır. Ro – Ro gemilerinin çoğunun kamyon iniş çıkışını kolaylaştırmak için rampaları bulunur ve limanlarda bu gemiler için yanaşma yerlerinde özel rampalar yapılır. Bu rampaların iki yönlü trafik için min. 9 m , tek yönlü trafik için ise min. 5 m genişliği olmalıdır.(Yüksel, 1998)

1.2.3 Ferry Terminalleri

Konteyner ve Ro – Ro terminalleri hızlı taşımacılık sistemleri olmalarına karşın çeşitli boyutlardaki gemi ve yüklere oldukça değişken olarak hizmet verirler. Buna karşılık ferry terminalleri daha az sayıda gemiye daha düzenli bir hizmet sağlarlar fakat yükleri çok daha değişkendir. Bir ferry terminalinde yükler aşağıdaki şekilde sınıflandırılabilirler:

- a) Taşıt araçları
- b) Trenler
- c) Yaya yolcular

Tren ve taşıtların aynı ferrylerle taşınmaları terminal hizmetlerindeki farklılıklar dolayısıyla tercih edilir. Ayrıca taşıtlara hizmet veren terminallerde her boy taşıt için ayrı ayrı park yeri ayrılması ve yaya yolcuların ulaşım kolaylığı için taksi, otobüs, tren bağlantılarının kesinlikle bulunması gerekir.(Yüksel, 1998)

1.2.4 LASH Terminalleri

Bu sistemde yükler kapalı, yüzebilen kutular içinde taşınırlar ve bu tip gemilerde genellikle kendi vinçleri bulunur. Sistemin en büyük avantajı derin su seviyelerine sahip yanaşma yerlerinin gerekmemesidir. Gemiler için büyük dalga etkilerine ve akıntılara karşı korunmuş bir demirleme yeri yeterli olabilmektedir. Bu yer kıyıda olabileceği gibi açık denizde yüzen dalgakıranla da sağlanabilir. Bu yükler açıkta gemiden denize bırakılarak römorklar vasıtasıyla çekilerek limana getirilebilirler.

Son yıllarda LASH terminallerinde kendi vincine sahip kapalı depo alanları kullanılmaya başlanmıştır. Bunun sağladığı kolaylık, yüklerin doğrudan doğruya denizden depo sahasına alınabilmesi ve limandaki yatay taşıma maliyetinin azalmasıdır.(Yüksel, 1998)

1.2.5 Sıvı Yük Terminalleri

Dünya deniz ticaretinin büyük bir bölümünü petrol ve petrol ürünleri taşımacılığı oluşturmaktadır. Bunların dışında ufak miktarlarda diğer sıvı yükler ve son yıllarda likit gaz taşımacılığı da bulunmaktadır.

Sıvı yükler tankerlerden depolama tanklarına boru hatlarıyla nakledilmektedirler. Boru hattı deniz dibine veya diğer trafiği kesmeyecek şekilde havadan kolaylıkla ve ucuz olarak döşenebildiği için yanaşma yeri ile depo tankı arasındaki uzaklık önemli değildir.

Buna karşılık boşaltma genellikle pompalarla yapıldığı için depo tankının denizden yüksekliği önem kazanmaktadır. Genel olarak depo gemiden 5 km 'den fazla uzakta ve denizden 20 m 'den fazla yüksekte ise terminalden ayrıca pompalama işlemine destek gerekmektedir.

Yükleme işlemi de genelde pompalarla olmakla birlikte depo tankı yeterince yüksekte ise doğal akış yoluyla da yapılabilir.

Sıvı yüklerin çoğu yanıcı ve zehirli olduklarından bu tip terminallerin yerleşim merkezlerinden uzakta konumlandırılması, yangın önleme ve kirliliği uzaklaştırıcı önlemlerin alındığı yerler olması gerekmektedir ayrıca bu tip terminallerde çalışanların özel bir eğitimin geçirilmesi zorunlu olmaktadır.(Yüksel, 1998)

1.2.6 Dökme Yük Terminalleri

Birçok yük, gemilerle kuru yük olarak taşınırlar. Bunlar kısaca;

- a) Maden cevheri
- b) Kömür
- c) Tahıl gibi besin maddeleri
- d) Çimento gibi diğer dökme yüklerdir.

Bu yükler için limanlarda özel terminaller ayrılması hatta yük sınıflarına göre alt sınıflarda terminallerin oluşturulması yerinde olur. Çünkü dökme kuru yükler konveyörlerle nakledilirler. Bunların genel trafiği engellememesi gerekmektedir. Bu nedenle depoların yanaşma yerlerine mümkün olduğunca yakın olması gerekmektedir. Depolama, aşağıda

belirtilen dört temel tipte yapılabilmektedir.

- a) Açık depolama alanlarında hava koşullarından zarar görmeyecek malzemeler.
- b) Kapalı alanlarda yağmurdan etkilenecekler.
- c) Silolarda tahıl ve çimento gibi yükler.
- d) Sudan etkilenmeyecek malzemeler için havuzlama.(Yüksel, 1998)

1.2.7 Konteyner Terminalleri

Konteynır terminallerini ihtiva eden limanlarda oldukça geniş depolama alanlarına ihtiyaç vardır. Bu depolama alanı içerisinde konteynır elleçleme donanımının hareketi için hem enine hem de boyuna olmak üzere iki yönlü yollara ihtiyaç vardır.(Yüksel, 1998)

1.3 Yanaşma Yeri Tipleri

Limanlarda gemilerin yanaşma yerlerini oluşturmak amacıyla genellikle orijinal kıyı çizgisinden ileride bir duvar inşa edilir. Bu yapıya rıhtım duvarı adı verilir. Birçok tipte rıhtım duvarları söz konusudur. Genel olarak rıhtım duvarları açık ve kapalı yüzlü olarak iki ana grupta toplanabilir. Yanaşma yeri kıyıya paralel inşa edilirse rıhtım, kıyıya dik inşa edilirse iskele adını alır. Bu yapılar bölüm 2’de detaylı olarak anlatılacaktır.(Yüksel, 1998)

2. KAPALI VE AÇIK RIHTIM YAPILARINDA TASARIM KRİTERLERİ

2.1 Ağırılık Tipi Rıhtım Duvarlarının Tasarımı

2.1.1 Ağırılık Tipi Rıhtım Duvarlarının Genel Özellikleri

Ağırlık tipi rıhtım duvarları, toprak basıncı, kalıcı su basıncı ve sismik kuvvetler gibi dış kuvvetlere, duvar ve temel arasındaki sürtünme kuvveti ile karşı koyan yapılar olarak tanımlanırlar.

Ağırlık tipi rıhtım duvarların karakteristikleri şöyledir:

- 1) Duvarlar için başlıca kullanılan malzeme sağlam ve dayanıklı olan betondur.
- 2) Uygulanması ve uygulama sırasındaki hasarların önlenmesi kolay olan prekast beton elemanlar kullanılmaktadır.
- 3) Toprak basıncı ve kalıcı su basıncı su derinliği ile artar. Bu yüzden büyük yatay kuvvetlere dayanması için ağır elemanlar kullanılmalıdır. Buna bağlı olarak yapı, taşıma kapasitesi zayıf yumuşak zemin üzerinde oluşturulduğunda temelin güçlendirilmesi önerilir.
- 4) Deprem olduğunda yapı, diğer yapı türleriyle kıyaslandığında daha büyük olmalı çünkü yapıya etkiyen sismik kuvvet duvarın kütlesiyle orantılıdır.
- 5) Keson blok gibi prekast beton elemanlar için yüzen kreyn ve romorkör gibi yapımlar olanakları gereklidir. Buna göre kısa süreli ve küçük çapta olan inşaatlarda, yukarıda bahsedilen olanakların bulunmaması durumunda, ağırlık tipi rıhtım duvarları ekonomik olmayacaktır.
- 6) Bu tip rıhtım duvarlarını su derinliğinin tasarım su derinliğinden daha sığ yerlerde yapmak ekonomik değildir. Çünkü tasarım su derinliğine ulaşmak için tarama yapmak gerekir.
- 7) Bu tip yapılar yumuşak temel üzerine yapılırsa yumuşak zeminin konsolidasyonundan kaynaklanan oturma uzun sürer ve yapıya zarar verir. Bu yüzden bu olaylar için tedbir olmak gereklidir.(Goda, 1999)

DE FÜRSTENSTETTEN KURULES
COMMANDEANT MILITAIRE

2.1.2 Ağırlık Tipi Rıhtım Duvarlarının Çeşitleri ve Karakteristikleri

Ağırlık tipi rıhtım duvarları, duvar tiplerine ve uygulama metodlarına göre keson tip, L tipi, sandık blok, blok tip, yerinde dökme tip ve delikli beton bloklu tip olarak 6 şekilde sınıflandırılabilirler.(Goda, 1999)

2.1.2.1 Keson Tip Rıhtım Duvarları (Şekil 2.1)

Şu şekilde inşa edilir: Şantiyede yapılan keson, inşaat alanına yüzdürülerek götürülür. Daha sonra yerine yerleştirilen kesonun içi kum, çakıl ve beton ile doldurulur. Keson karakteristikleri aşağıdaki gibidir.

- 1) Bir bütün olan duvar rijit bir gövde ile çok iyi mukavemete sahiptir.
- 2) Keson, şantiyede imal edildiği sırada, imalat tam yapılabilir.
- 3) Düşük kaliteli dolgu malzemesi kullanarak, dolgu maliyeti azaltılabilir.
- 4) Keson yapımı için gerekli olan tersane veya yüzdürme havuzu ve kesonu denize indirmek için kullanılacak ekipmanın maliyeti fazla olduğundan, rıhtım duvarı yeterince uzun olmadığında bu elemanların yapılması ekonomik olmamaktadır.
- 5) Keson yerleştirme alanı önünde yeterli su derinliği ve kesonu yerleştirebilmek için sakin bir ortam gerekir. Ayrıca kesonu kolaylıkla yüzdürmek ve yerleştirmek için dalga yüksekliği küçük olmalıdır.
- 6) Ön tasarımda kesonun betonunun birim ağırlığı 2.45 t/m^3 ve içindeki kum dolgunun birim ağırlığı 2.00 t/m^3 kabul edilerek, kesonun ortalama özgül ağırlığı aşağıdaki gibi alınır:

$$2.45 \cdot 0.25 + 2.0 \cdot 0.75 = 2.11 \text{ t/m}^3 \text{ veya } 2.1 \text{ t/m}^3 (\text{Goda, 1999})$$

2.1.2.2 L-Tipi Rıhtım Duvarları (Şekil 2.2)

Karada oluşturulan L tipi beton bloklar inşa alanında zemin üzerine yerleştirilerek dış kuvvetlere karşı koyması için dolgu malzemesiyle desteklenir. Karakteristikleri şöyledir:

- 1) Sığ su şartlarında yapılması ekonomiktir. Uygulama için gerekli olanakların sağlanması basittir.
- 2) Artan su derinliği ile ağırlaşan L kesitli bloklar için büyük kapasiteli kreynlere ihtiyaç vardır.

- 3) L tipi bloklar yerleştirildikten sonra arkası doldurulmazsa dalgalara karşı stabil olamazlar.
- 4) Bloklar sıkıştırılmamış temeller üzerine yerleştirildiklerinde dolgu malzemesinin hareketini önleyici tedbirler alınmalıdır.(Goda, 1999)

2.1.2.3 Sandık Blok Tip Rıhtım Duvarları (Şekil 2.3)

Bu tip yapılar genellikle tabanı olmayan oyuk hücreli beton bloklardan oluşur. Bu tip yapıların karakteristikleri şöyledir:

- 1) Uygulanması için gerekli olanaklar keson tip ile karşılaştırılırsa daha basittir. Sandık bloklar 2 veya 3 sıra olabilir. Bu blokların büyük kapasiteli krenlere ihtiyacı yoktur.

Bazı durumlarda yüzdürme işlemi sandık dibine geçici bir kapak yapılmasıyla gerçekleştirilebilir.

- 2) Dolgu malzemesi keson tipteki dolgu malzemesine göre daha kaliteli olmalıdır.
- 3) Duvarın bütünleşmesi dolgu için beton veya su altında dökülecek beton ile sağlanabilir. Bu tip dolgunun uygulanması yerinde dökme beton dolguya göre daha kolaydır.
- 4) Ani çökmelere karşı diğer ağırlık tipi rıhtım duvarlarına göre daha az dayanıklıdır. (Goda, 1999)

2.1.2.4 Bloklu Rıhtım Duvarları (Şekil 2.4)

Bu tip duvarlar, karada oluşturulan beton blokların yerleştirilmeleriyle inşa edilirler. Karakteristikleri şöyledir;

- 1) Uygulama aşamaları ve su altındaki çalışmalar basittir, uygulama olanakları daha dar ölçekte olabilir.
- 2) Deniz dalgalı bile olsa uygulama kolaydır.
- 3) Bloklar arası bağlantının zayıf olmasından dolayı bütünlük sağlanamayabilir.
- 4) Rıhtım duvarının derin olması gerektiğinde inşaat çok büyük miktarda beton ihtiyaç duyacağından dolayı pahalı olabilir.(Goda, 1999)

2.1.2.5 Yerinde Dökme Tipi Rıhtım Duvarları (Şekil 2.5)

Bu tip rıhtım duvarları, betonu doğrudan olarak su altında dökme vasıtasıyla yapılırlar.

Karakteristikleri şöyledir:

- 1) Yüzen kreyn gibi büyük kapasiteli taşıma araçları ve blok veya keson alanlarına gerek duyulmaz.
- 2) Çok iyi duvar bütünlüğüne sahiptir.
- 3) Şekil seçiminde serbestlik tanır.
- 4) Birleşim uygulaması tam olarak yapılabilir.
- 5) Tabanda kaymaya karşı direnci çok yüksektir.
- 6) Rıhtım duvarının geçişe ait kısımlarında veya düzeltmenin zor olduğu kayalık bir deniz tabanı üzerindeki bir yapıda çok iyi uygulamaya sahiptir.
- 7) Su altında inşaat devam ederken beton kalitesinin kontrolü zordur. İnşaat alanının yerine bağlı olarak betonun taşınması gerekebilir.
- 8) Dalgalı ortamda beton dökümü zor olacaktır.
- 9) Derin rıhtım duvarlarına ihtiyaç olduğunda maliyet artacaktır.(Goda, 1999)

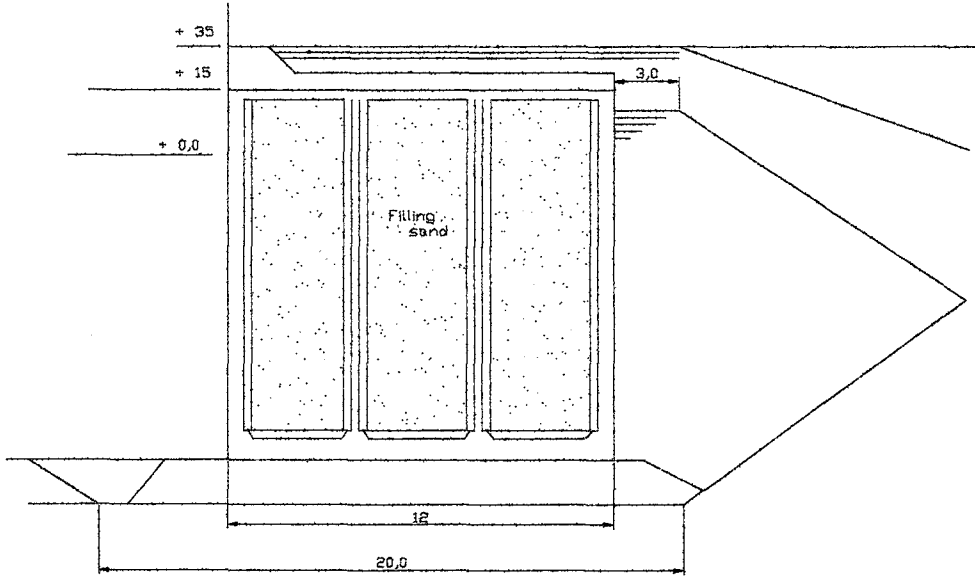
2.1.2.6 Delikli Perfore Beton Blok Tipi Rıhtım Duvarları (Şekil 2.6)

Basen sakinliği rıhtım duvarlarından yansıyan dalgaların azaltılmasıyla sağlanması gerektiğinde bu tip rıhtım duvarlarına ihtiyaç duyulur. Değişik tipte delikli beton bloklar veya kesonlar kullanılmaktadır.

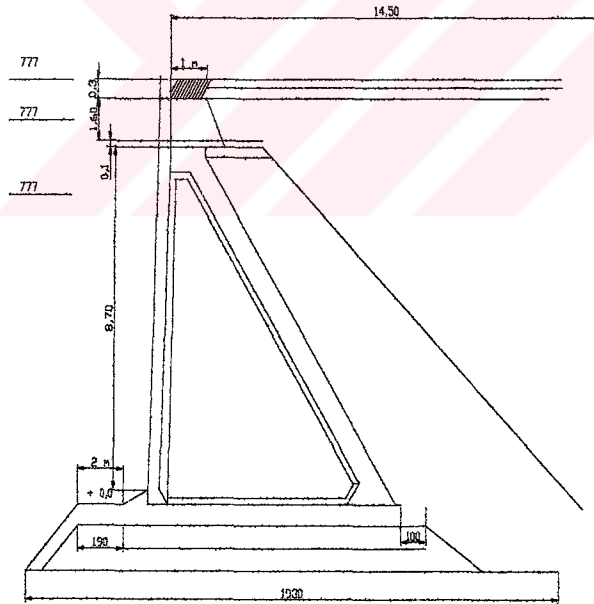
Stabilite ile ilgili karakteristikleri kesonlar veya bloklu rıhtım duvarları gibidir. Değişik türde yapılar, yukarıda sözü edilen mekanizmaların birleştirilmesiyle geliştirilmiştir. Bu tipin tasarım ve uygulama karakteristikleri şöyledir:

- 1) Keson kullanılması durumunda ön hazne deforme olabileceğinden kesit simetrik olmayabilir. Kesonu yerleştirirken ve yüzdürürken gerekli tedbirleri almak gerekir.
- 2) Elemanların şekli dalga kırılması için karmaşıksa kapalı özel bir form yapmak gerekebilir.
- 3) Üst yapı üzerindeki kaldırma basıncının incelenmesi gerekir.
- 4) Usturmaça veya baba gibi yardımcı techizatların bağlandığı eleman karmaşılaşır.
- 5) Genel olarak yapım maliyeti yüksektir.

6) Hala bu tip duvarların bir çok çeşiti için yapım tasarımında çözülememiş problemler

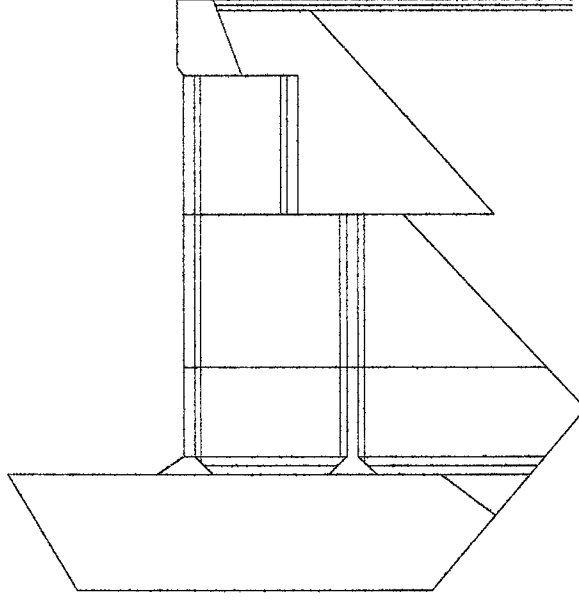


vardır.

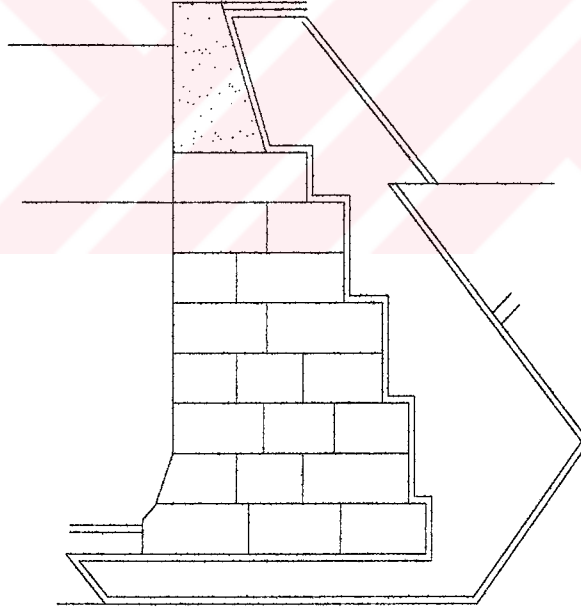


Şekil 2.1 Bir keson tip rıhtım duvarı

Şekil 2.2 Bir L tipi rıhtım duvarı



Şekil 2.3 Bir sandık tipi rıhtım duvarı

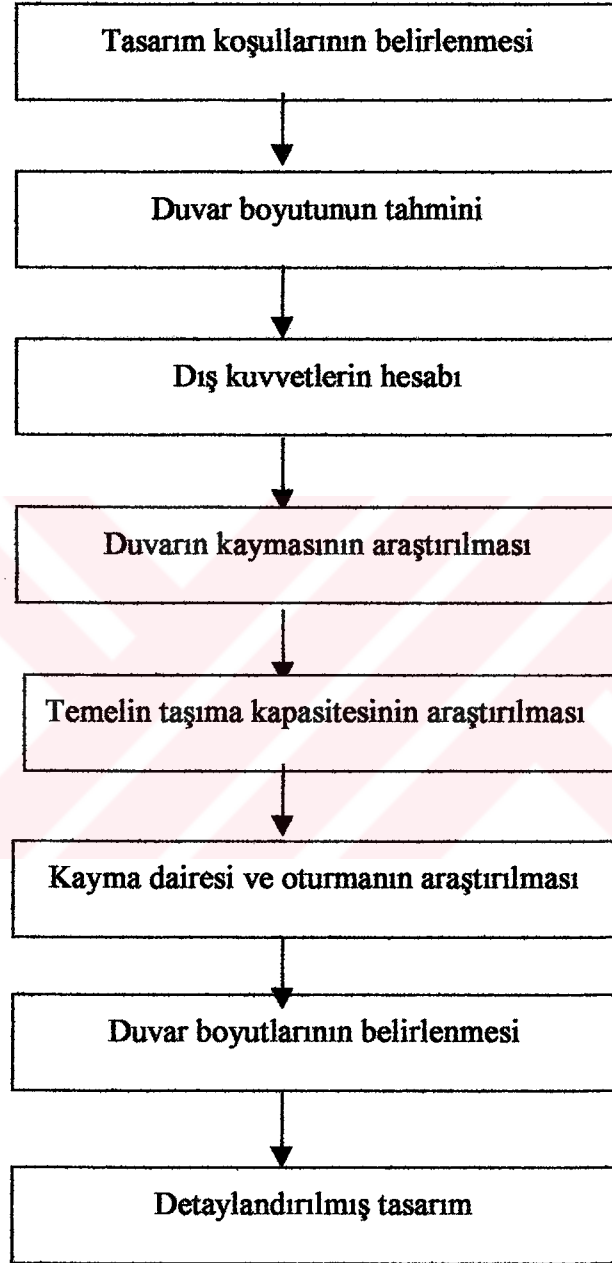


Şekil 2.4 Bloklı bir rıhtım duvarı

2.1.3 Tasarım Kriterleri

2.1.3.1 Tasarım sırası

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının tasarımları aşağıda gösterilen sırayla yapılmaktadır.



2.1.3.2 Tasarım Koşulları

1) Su derinliği ve yanaşma yeri uzunluğu

Rıhtım duvarının planlanan su derinliği, marjinal bir su derinliğine tamamen dolu bir geminin su kesimi eklenerek bulunur.

2) Duvar üst kotu

Yapım maliyeti açısından bakıldığında duvar üst kotunun düşük olması daha iyidir. Fakat buna gemilerin tipleri, gel-git seviye farkı veya anormal yüksek gel-git dalga durumu veya temelin oturması dikkate alındıktan sonra karar vermek gerekir.

3) Dış Yükler

Yükler 3 çeşitten oluşur.

- Sabit yük
- Süperpoze yük (şürşarj)
- Hareketli yük

Süperpoze yükler normal şartlarda şu hususlar dikkate alınarak belirlenecektir.

- Yükün cinsi
- Yükün paketlenme şekli
- Yük miktarı
- Elleçlenme metodu
- Yükleme zamanı

Genellikle rıhtım duvarının stabilite hesapları için ortalama yük $1-2 \text{ t/m}^2$ kabul edilir. Çizelge 2.3 de bir örnek verilmiştir.

Deprem esnasındaki şürşarj yükü, yüklerin o andaki durumuna bağlıdır. Şimdiye kadar teorik olarak deprem esnasında şürşarj değerini belirleyecek genel bir metod geliştirilmemiş olmakla beraber, bu problem sorumlu mühendisin yükleme esnasında yeterli tedbirlerin alınmasıyla belirlenmektedir.(Goda, 1999)

Çizelge 2.1 Standart yanaşma yerleri derinlikleri

(a) Büyük boyutlu gemiler

	Yanaşma yeri uzunluğu (m)	Yanaşma yeri derinliği (m)	Gemi tonajı (GT)		Yanaşma yeri uzunluğu (m)	Yanaşma yeri derinliği (m)	Gemi tonajı (DWT)
Yolcu Gemisi	65	4.5	500	Petrol Tankeri	60	4.5	700
	80	5.0	1,000		70	5.0	1,000
	115	6.5	3,000		90	5.5	2,000
	135	7.5	5,000		100	6.0	3,000
	170	9.0	10,000		130	7.5	6,000
	210	10.0	20,000		165	9.0	10,000
	240	11.0	30,000		195	10.0	17,000
	275	11.5	50,000		210	11.0	25,000
	320	13.0	80,000		240	12.0	35,000
Şilep	60	4.5	700	Maden Gemisi	260	13.0	45,000
	70	5.0	1,000		280	14.0	65,000
	90	5.5	2,000		290	15.0	80,000
	105	6.0	3,000		130	7.5	6,000
	130	7.5	5,000		165	9.0	10,000
	165	9.0	10,000		185	10.0	15,000
	185	10.0	15,000		210	11.0	25,000
	210	11.0	20,000		240	12.0	40,000
	240	12.0	30,000		260	13.0	50,000
	270	13.0	50,000		300	15.0	80,000

(b) Küçük boyutlu gemiler

	Yanaşma yeri uzunluğu (m)	Yanaşma yeri derinliği (m)	Gemi tonajı
Tanker	40	3.8	300 DWT
	50	4.0	500 DWT
Balıkçı teknesi	20	2.0	10 GT
	30	3.0	40 GT
	40	4.0	110 GT
Yedek motorlu yelkenli gemi	30	3.0	100 GT
	35	3.5	200 GT
	40	4.0	300 GT
Mavna	25	1.5	50 DWT
	25	1.7	100 DWT
	30	2.0	150 DWT
	30	2.0	200 DWT

Çizelge 2.2 Apron kotunun standart değerleri

Gel-git mesafesi		
Yanaşma yeri derinliği	3.0 m'den büyükler	3.0 m'den küçükler
-4.5 m'den daha derin	0.5 – 1.5 m	1.0 - 2.0 m
-4.5 m'den daha sığ	0.3- 1.0 m	0.5 – 1.5 m

Çizelge 2.3 Kabul edilen sürşarj yüklerinin örnekleri

Sürşarj	0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	Toplam rıhtım sayısı
Taşıma	$0 \leq w$	$0.25 < w$	$0.75 < w$	$1.25 < w$	$1.75 < w$	$2.25 < w$	$2.75 < w$	$3.25 < w$	$3.75 < w$	$4.25 < w$	$4.75 < w$	$5.25 < w$	
	≤ 0.25	≤ 0.75	≤ 1.25	≤ 1.75	≤ 2.25	≤ 2.75	≤ 3.25	≤ 3.75	≤ 4.25	≤ 4.75	≤ 5.25		
Genel kargo	1	1	13	12	58	11	27	-	-	-	-	-	123
Büyük kargo	1	-	5	10	5	1	14	-	-	-	1	-	37
Moloz, kum ve çimento	-	-	1	1	10	-	7	-	3	-	-	-	22
Sıvı ürünler	-	5	22	6	8	-	-	-	-	-	-	-	42
Çelik	-	-	-	-	3	1	5	-	-	-	-	-	9
Kereste	1	-	2	5	6	5	12	-	1	-	-	-	32
Araç	-	1	4	-	1	-	-	-	-	-	-	-	6
Cevher	-	-	2	-	4	2	10	1	3	-	1	-	23
Kağıt, kağıt hamuru	-	-	1	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1
Diğerleri	2	5	24	15	34	4	18	-	2	-	2	3	112
Toplam	5	12	75	52	129	24	93	1	9	0	4	3	407

*Çizelgedeki değerler rıhtım sayılarını göstermektedir

4) Tasarım sismik faktörü:

Liman yapılarının depreme karşı mukabelesi ile ilgili tasarımında sismik faktör metodu kullanılır. Yapıya gelen sismik kuvvet, yapının ağırlığıyla tasarım sismik faktörünün çarpımından elde edilen sonuçla belirlenebilir. Sismik kuvvet yapının ağırlık merkezinin yatay olarak etkir.

TC YÜSEKÖĞRETİM KURULU
EĞİTİM ARAŞTIRMA VE YATAY
GELİŞTİRME BAKANLIĞI

Tasarım hesapları maksimum sismik kuvvetin bir statik kuvvet gibi etkidiği varsayımı üzerine kurulmuştur. Deprem olduğunda malzemenin müsaade edilen gerilmesi ve yapı stabilitesinin güvenlik faktörü bu varsayımdan farklı değerler alabilmektedir.(Goda, 1999)

5) Gemi çekme kuvveti:

Babalar üzerine etkiyen geminin yatay çekim kuvveti Çizelge 2.4 kullanılarak belirlenebilir. Bu durumda aynı anda yatay kuvvetin yarısının düşey kuvvet olarak etkidiği varsayılmaktadır.(Goda, 1999)

Çizelge 2.4 Baba ve halka üzerinde gemi çekme kuvvetleri

Gemi Ağırlığı	Baba	Halka
GT	(t)	(t)
200'e kadar 500 GT	15	10
500 1,000	25	15
1,000 2,000	35	15
2,000 3,000	35	25
3,000 5,000	50	25
5,000 10,000	70	35(25)
10,000 15,000	100	50(25)
15,000 20,000	100	50(35)
20,000 50,000	150	70(35)
50,000 100,000	200	100(50)

2.1.3.3 Dış Kuvvetler ve Yükler

1) Ağırlık tipi rıhtım duvarlarına gelen dış kuvvetler ve yükler

Duvarlara etkiyen dış kuvvetler ve yükler için şunlar dikkate alınmalıdır.

- Şürşarj yükü
- Duvarın kendi ağırlığı
- Toprak basıncı ve kalıcı su basıncı
- Kaldırma kuvveti
- Sismik kuvvet
- Gemilerin çekim kuvveti

Şekil 2.8’de görüldüğü gibi duvarın arka tarafındaki topuğu boyunca geçen düşey yüzeyin ön tarafındaki kısmı tasarım hesabında dikkate alınacaktır. Blok, sandık gibi yapılarda tabaka tabaka stabilite hesabı yapıldıktan sonra bir bütün olarak dikkate alınmalıdır.

1) Duvarın yüzmesi, duvarın kalıcı su seviyesi altındaki bölümde kalan suyun kaldırmaya neden olacağı düşünülerek hesaplanır (Şekil 2.9).

2) Sismik kuvvetlerle aynı anda oluşabilmesi düşük ihtimale sahip olan yükler tasarım sırasında ihmal edilebilir. Genellikle aşağıda belirtilen kuvvetler deprem esnasında göz önünde tutulmayabilir.

- Gemi çekmesi
- Elleçleme makinalarının fırtına veya çalışma sırasındaki reaksiyonu
- Aprondaki hareketli yük ve kar yükü

3) Geminin bağlanma kuvveti duvarın kendi ağırlığı ve yapının arkasındaki pasif toprak basıncı tarafından karşılandığından bu kuvvet çoğunlukla stabilite hesaplarında göz önüne alınmaz. Ancak bu kuvvet başlık kirişinin tasarımında dikkate alınmalıdır.

4) Daha iyi bir stabilite için bloklar arası kilitlenme etkisi bloklu tip rıhtım duvarlarının tasarım hesaplarında ihmal edilmelidir.

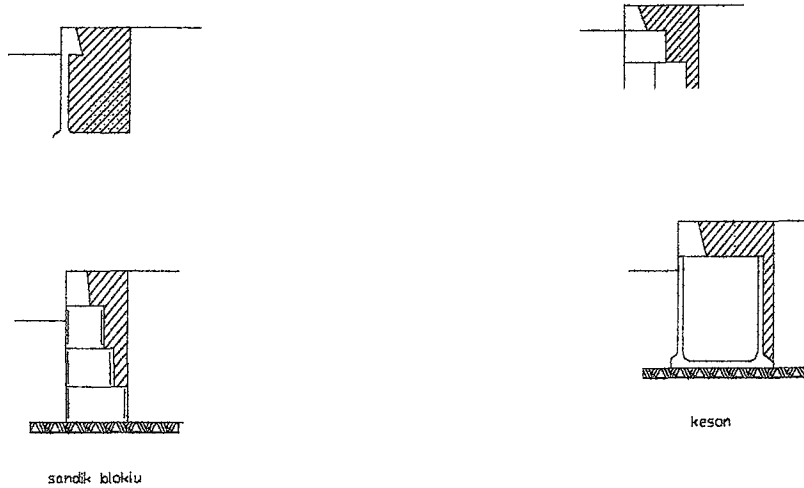
5) Kayma tahkikinde, bloğun arka topuğundan geçen düşey düzlemin önündeki kısım duvar olarak düşünülmelidir (Şekil 2.10).

6) Devrilme tahkikinde, B bloğunun kendi ağırlığı ile A geri dolgusunun ağırlığı devrilmeye karşı koymayacağından, deniz tarafında yerleştirilen bloklar bir duvar gibi dikkate alınacaktır (Şekil 2.11)

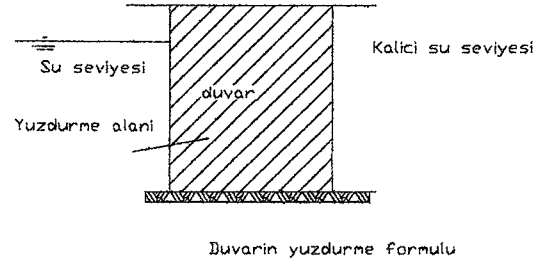
7) Taşıma kapasitesi tahkikinde, taşıma kapasitesinin güvenlik faktörü, devrilme tahkikindeki gibi zahiri duvar kullanılarak hesap yapıldığında çok küçülür. Eğer duvarın ağırlığı zeminde yerel olarak yoğunlaşmışsa oturma o kısımda oluşur. Bu nedenle, yükün aşırı yoğunlaşmasından çok geniş bir alana dağılması sağlanmalıdır. Yeteri taşıma kapasitesini sağlamak için tabanda yekpare bir bloğun olması tercih edilir.

8) Kalıcı (rezidüel) su seviyesi, gel-git değişimi ve duvar malzemesinin temel zeminin permeabilitesiyle orantılıdır. Duvar arkasındaki su, duvar birleşim yerlerindeki boşluklardan temel anroşmanına ve taş dolgu zemine doğru sızar. Duvarın geçirgen olması durumunda dolgu toprağının uzun süre boşluklu kalmasından kaçınılmalıdır. İyi bir permeabilitenin uzun süre korunacağı durumlarda genel olarak gel-git mesafesinin üçte biri kalıcı su seviyesi olarak alınmaktadır.

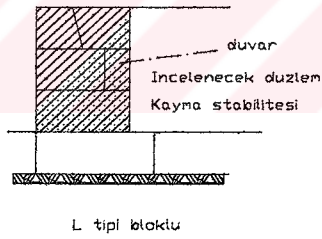
Permeabilite, gerçek durumundan daha az olduğunda veya zamanla azalması beklendiğinde, kalıcı su seviyesinin uygun değerinin tespit edilmesi gereklidir. Rıhtım duvarı önündeki dalga hareketinden oluşan kalıcı suyun göz önüne alınmasına gerek yoktur. (Goda, 1999)



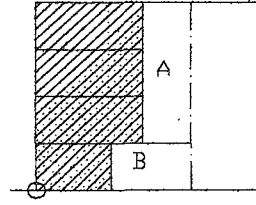
Şekil 2.8 Ağırlık tipi rıhtım duvarlarında duvar biçimleri



Şekil 2.9 Duvarın yüzme biçimi



Şekil 2.10 Blok tipli rıhtım duvarlar için kayma tahkiki



İncelenecek düzlem

Şekil 2.11 Blok tipli rıhtım duvarlar için dönme tahkiki

2) Toprak basıncı ve kalıcı (rezidüel) su basıncının hesabı:

(1) Toprak basıncı:

a) Olağan durumlarda toprak basıncı:

Kumlu zeminin toprak basıncı (şekil 2.12)

Bir duvara etkiyen aktif ve pasif toprak basıncının büyüklüğü sırayla formül (2.1) ve (2.3) ile hesaplanır. Kayma dairesinin yatayla yaptığı açılar ise (2.2) ve (2.4) ifadelerinden bulunur.

$$p_{ai} = K_{at} \left(\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right) \cos \phi$$

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

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \phi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i - \beta)}} \quad (2.2)$$

$$p_{pi} = K_{pi} \left(\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right) \cos \phi$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \phi) \cos(\phi_i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i - \delta - \phi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \phi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi - \delta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i + \beta)}} \quad (2.4)$$

Burada;

P_{ai}, P_{pi} : i tabakasında etkili olan aktif ve pasif toprak basınçları (t/m^2)

ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı

γ_i : Tabakalı zeminin birim hacim ağırlığı (t/m^3)

h_i : Zemin tabakası kalınlığı (m)

K_{ai}, K_{pi} : Sırasıyla zeminin aktif ve pasif toprak basıncı katsayıları

ψ : Duvarın düşeyle yaptığı açı

β : Yerin yatayla yaptığı açı

δ : Duvar düşeyine göre duvar sürtünme açısı

ξ_i : i tabakada zeminin kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı

w : Yerin birim alanına gelen sürşarj yükü (t/m^2)

Yukarıdaki 2.4 ifadesi, kayma kaması üzerine etki eden kuvvetlerin dengesinden geliştirilen toprak itkisi için Coulomb ifadesidir.

Bu metod teorik olarak çok rijit değildir. Bununla ilgili çeşitli metodlar olmasına rağmen kolaylığından dolayı oldukça fazla kullanılır.

Standart olarak duvar sürtünme açısı $15-20^\circ$ alınır. Aktif toprak basıncı durumunda kayma kaması duvar yüzeyi boyunca aşağı doğrultuda kayarsa işaret pozitifdir ve pasif toprak basıncı durumunda duvar kayma kamasını aşağı itmeye zorladığında ise işaret negatiftir. Yukarıda

bahsedilen durum normaldir ve $\xi = 0$ durumundaki basınçtan aktif toprak basıncı daha küçük ve pasif toprak basıncı daha büyüktür.

$\beta = 0$ ve $\psi = 0$ iken kayma yüzeyi açısını ve basınç büyüklüğünü elde etmek için nomogramlar Şekil 2.13 ve 2.14'te gösterilmiştir. Sonuç olarak meydana gelen toprak basıncı ile onun yatay ve düşey bileşenleri sırasıyla formül (2.5), (2.6) ve (2.7) kullanılarak hesaplanabilir.

$$P_i = \frac{P_{i-1} + P_i}{2} \cdot \frac{h_i}{\cos \psi} \quad (2.5)$$

$$P_{ih} = P_i \cos(\psi + \delta) \quad (2.6)$$

$$P_{iv} = P_i \sin(\psi + \delta) \quad (2.7)$$

- Koheziv zeminlerin toprak basıncı:

Koheziv zeminlerin aktif toprak basıncı büyüklüğü formül (2.8) ve (2.9) kullanılarak hesaplanır. Yapının stabilitesi için tehlikeli olan toprak basıncı (2.8) ve (2.9) no'lu ifadelerden bulunabilir. Bununla beraber, (2.8) no'lu ifadenin sonucu negatif bir değer çıksa dahi toprak basıncı negatif alınmamalıdır. Pasif toprak basıncının büyüklüğü (2.10) no'lu ifade kullanılarak bulunabilir.

$$P_{Ai} = \sum r_i h_i + w - 2c \quad (2.8)$$

$$P_{Ai} = K_c (\sum r_i h_i + w) \quad (2.9)$$

$$P_{Pi} = \sum r_i h_i + w - 2c \quad (2.10)$$

c : Zeminin kohezyonu (t/m^2) = $\frac{Q_u}{2}$ (Q_u , serbest basınç kuvveti)

K_c : Yanal toprak basıncının doğal değeri ($K_c = 0.5$)

Kumun toprak basıncı durumunda da diğer semboller aynıdır.

Zemin ve duvar yüzeyi arasındaki kohezyon ihmal edilebilir.

b) Deprem esnasında toprak basıncı:

Kumlu zeminin toprak basıncı:

Deprem esnasında duvar üzerindeki toprak basınç büyüklüğü hakkında çözülmemiş bir çok teorik problem vardır. Bunun sebebi zeminin lineer olmayan hareketleri ve duvar ile zeminin karşılıklı etkisidir. Geçmiş büyük depremlerin analizlerinin sonuçlarından elde edilen ve OKABE-MONONOBE adı verilen formül (2.11) ve (2.13) no'lu ifadelerle verilmiştir. Bu ifadeler deprem esnasındaki toprak basıncının büyüklüğünü hesaplamada kullanılır.

Aktif ve pasifteki, kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı sırasıyla (2.12) ve (2.14) no'lu ifadelerinden hesaplanır.

$$p_{ai} = K_{at} \left(\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right) \cos \phi$$

$$K_{at} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \phi + \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi + \theta) \cos(\phi_i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.11)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \phi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \phi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta + \phi) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (2.12)$$

$$p_{pi} = K_{pi} \left(\sum \gamma_i h_i + \frac{w \cos \phi}{\cos(\phi - \beta)} \right) \cos \phi$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \phi - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \phi - \theta) \cos(\phi_i - \beta)}} \right]^2} \quad (2.13)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i - \delta - \phi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \phi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\phi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\phi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (2.14)$$

Burada;

Kompozit sismik açı $\theta = \tan^{-1}K$ veya $\theta = \tan^{-1}K'$ ile ifade edilir

K : Havadaki sismik katsayı

K' : Sudaki sismik katsayı

Diğer semboller kumlu zeminlerdeki olağan hallerdeki ile aynıdır.

Sismik kuvvet hesaplanırken, tasarım sismik katsayısı suyun kaldırma kuvveti nedeniyle azalan ağırlıkla çarpılmamalıdır. Bununla beraber, toprak basıncının hesabında, suyun kaldırma kuvveti batmış hacimsel birim yoğunluk göz önüne alınarak hesaplandığından aşağıdaki sismik katsayı alınmalıdır.

$$K' = \frac{\gamma}{\gamma - 1} K \quad (2.15)$$

K' = Sismik katsayı

K = Havadaki sismik katsayı

γ = Suyu doymuş zeminin birim hacim ağırlığı (t/m^3)

$\beta = 0$ ve $\psi = 0$ iken kayma yüzeyi açısını ve basıncın büyüklüğünü elde etmek için monogramlar şekil 2.13 ve 2.14'te gösterilmiştir.

- Koheziv zeminlerin toprak basıncı:

Koheziv zeminlerin toprak basıncı büyüklüğünün hesabında çözülmemiş bir çok teorik problem vardır. Bununla beraber zaman zaman deprem anında koheziv zeminlerin toprak basıncı büyüklüğü sorunuyla karşılaşırız. Sırasıyla (2.16) ve (2.18) no'lu ifadeler aktif ve pasif toprak basınç durumlarında kullanılır. Zeminin kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı (2.17) ve (2.19) no'lu ifadelerden elde edilir.

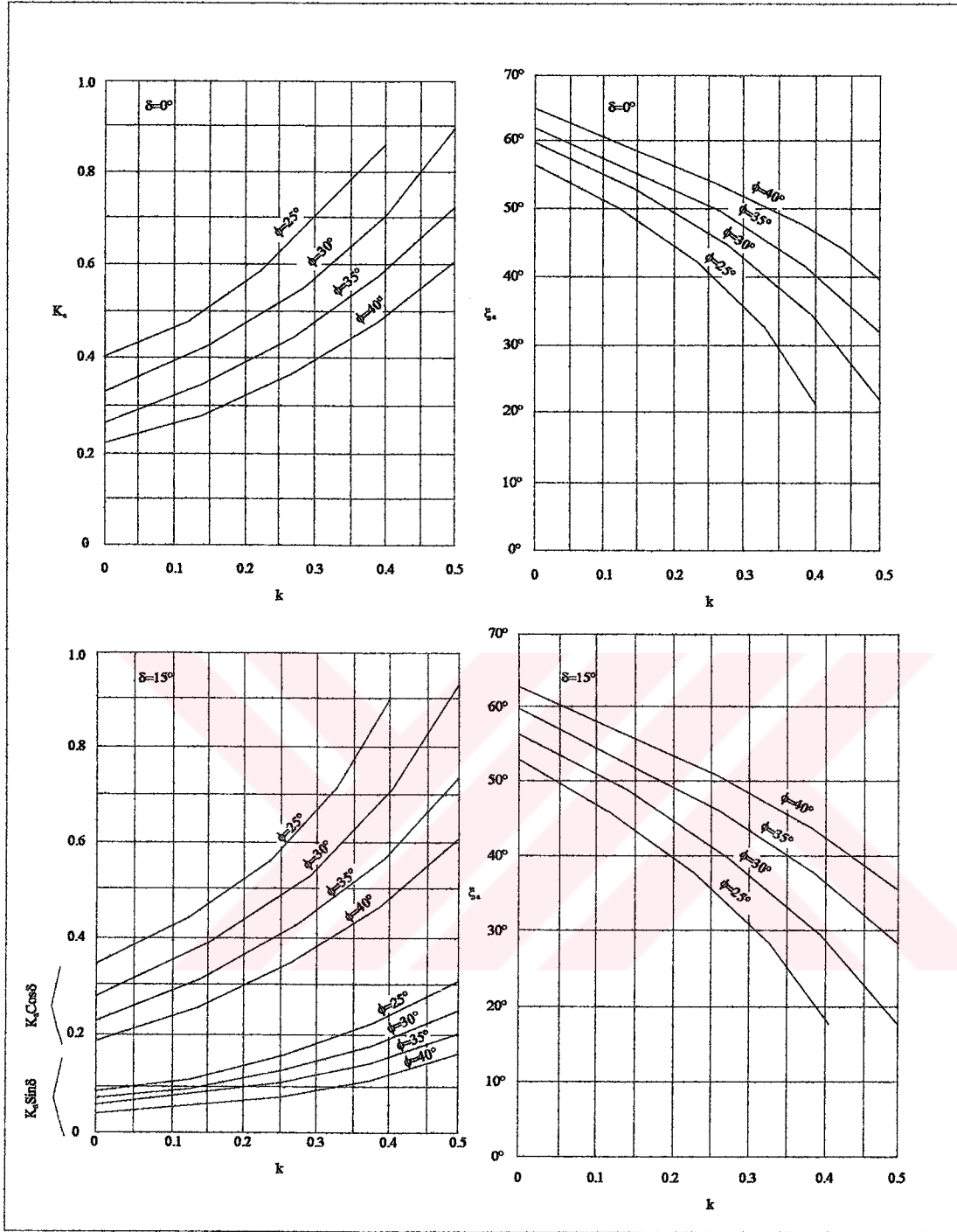
$$p_a = \frac{(\sum \gamma h + w) \sin(\zeta_a + \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_a} - \frac{c}{\cos \zeta_a \sin \zeta_a} \quad (2.16)$$

$$\zeta_a = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \quad (2.17)$$

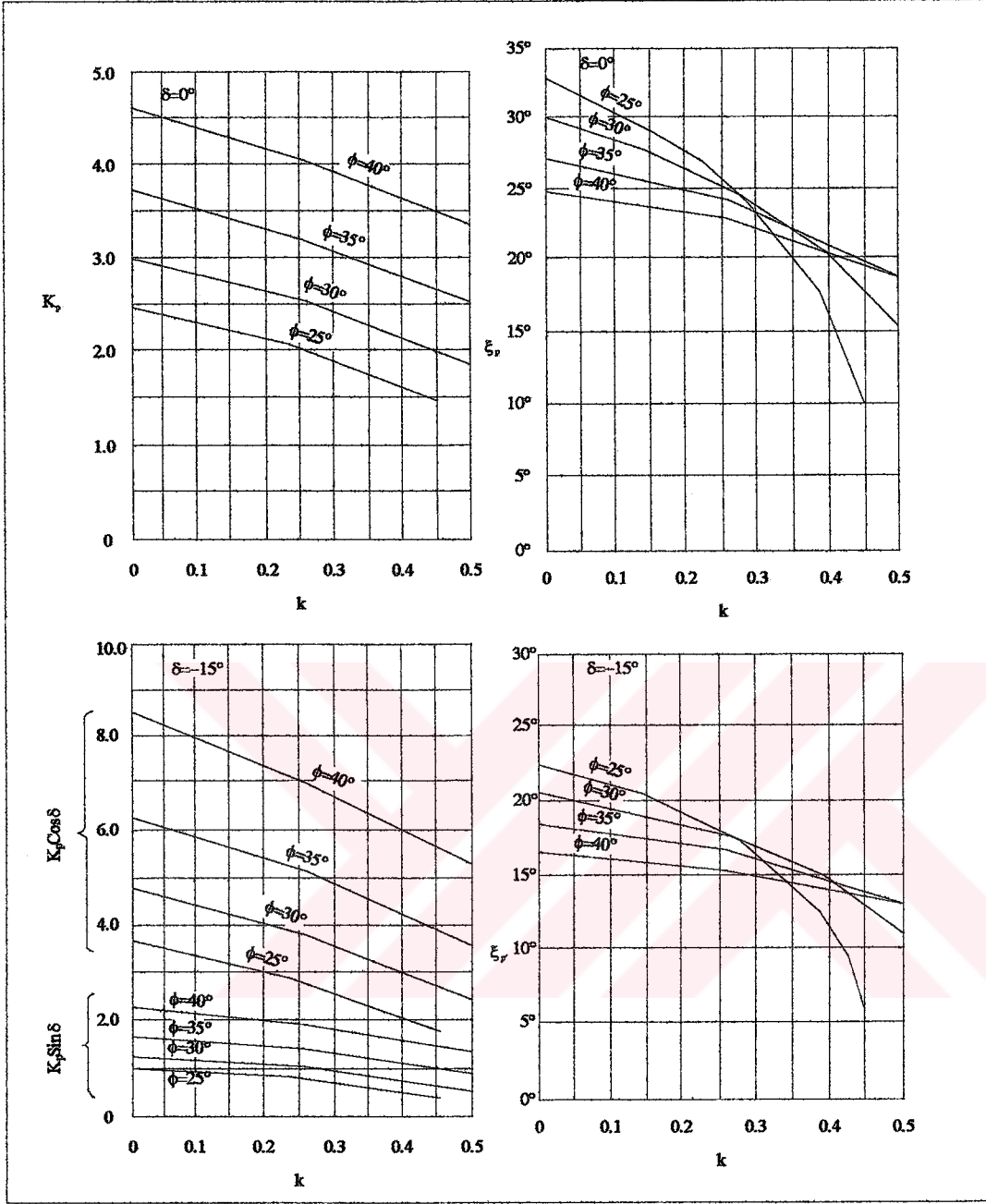
$$p_p = \frac{(\sum \gamma h + w) \sin(\zeta_a - \theta)}{\cos \theta \sin \zeta_a} + \frac{c}{\cos \zeta_a \sin \zeta_a} \quad (2.18)$$

$$\zeta_p = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \quad (2.19)$$

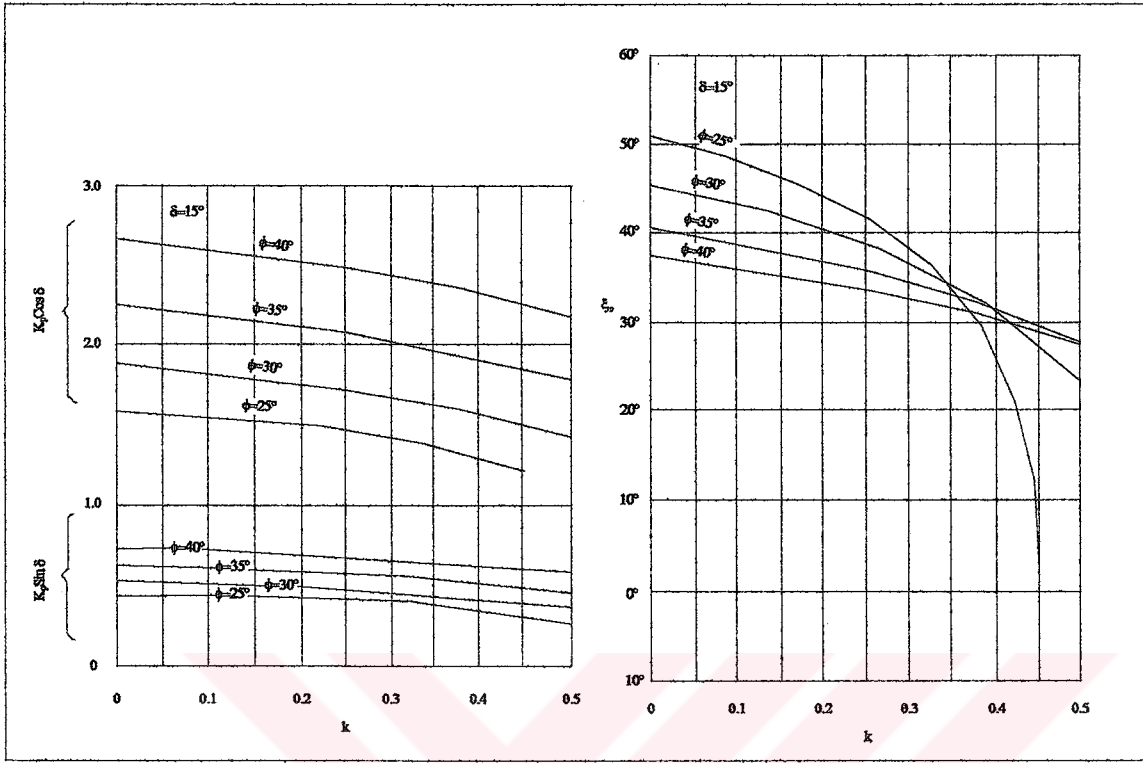
Pasif toprak basıncı ile ilgili olarak, (2.10) ifadesi, (2.18) ifadesi yerine kullanılabilir.



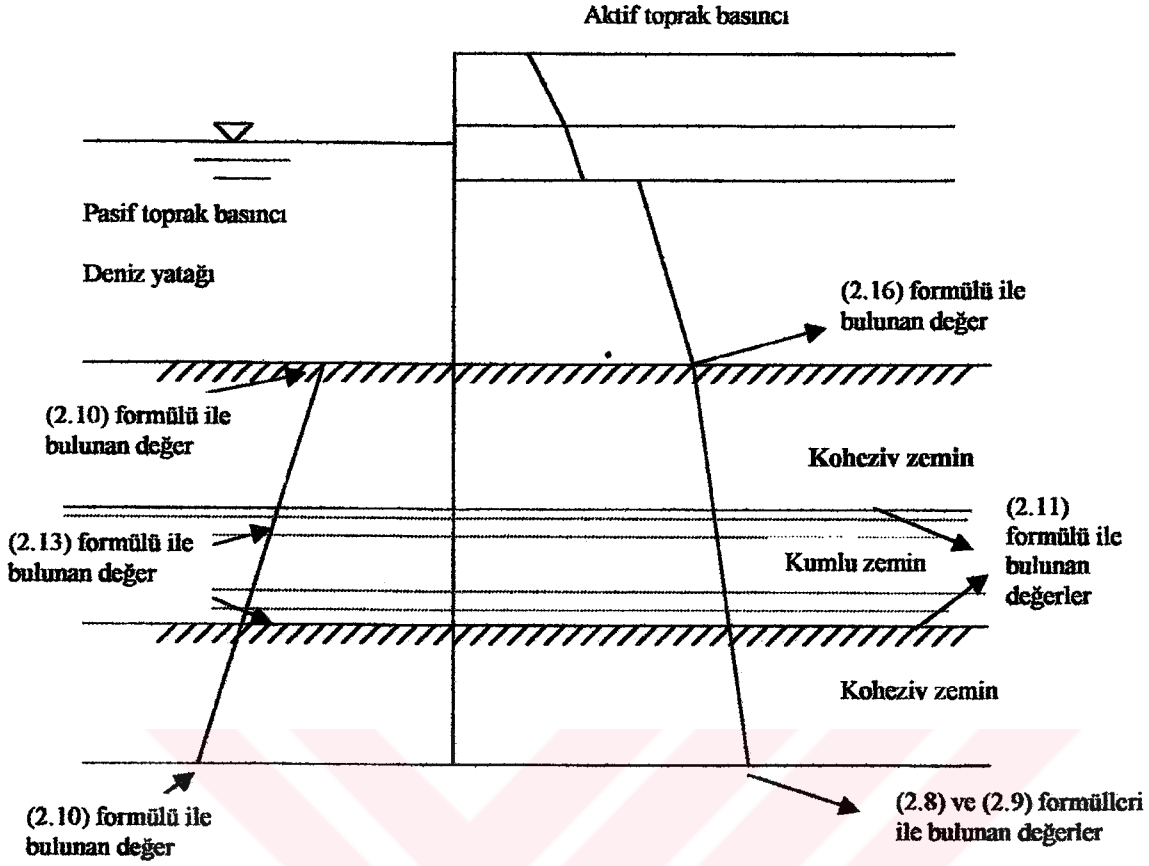
Şekil 2.13 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve aktif toprak katsayısı



Şekil 2.14 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve pasif toprak katsayısı



Şekil 2.14 Devam



Şekil 2.15 Deprem esnasında deniz yatağı altında toprak basıncı dağılımını elde etme yöntemi

(1) Kalıcı Su Basıncı:

Rıhtım duvarı su geçirmez bir yapıya sahipse veya arka dolgunun permeabilitesi zayıfsa, dolgu tarafındaki su seviyesi rıhtım duvarı önündeki su seviyesine göre daha uzun sürede değişir. Sonuç olarak, rıhtım duvarının yüzeyine etkiyen su basıncı arka yüzeye etkiyenle aynı olmayacaktır. Rıhtım duvarının iki yüzüne etkiyen farklı su basınçlarını göz önüne almak yerine, su basıncının yukarıda bahsedildiği gibi rıhtım duvarında kullanılan iki seviye arasındaki farka eşit olduğu düşünülebilir. Pratikte, kalıcı su seviyesi, arka dolgudaki su seviyesinin ön tarafındakinden daha fazla olduğu ve iki seviye arasındaki farkın maksimum olduğu bir durum gözönüne alınarak hesap yapılmalıdır. Aşağıda ifade edilenler yukarıda bahsedilenler için yeterlidir (Şekil 2.16'ya göre).

$$P_w = r_w \cdot y \quad (0 \leq y < h_w) \quad (2.20)$$

$$P_w = r_w * h_w \quad (h_w < \gamma)$$

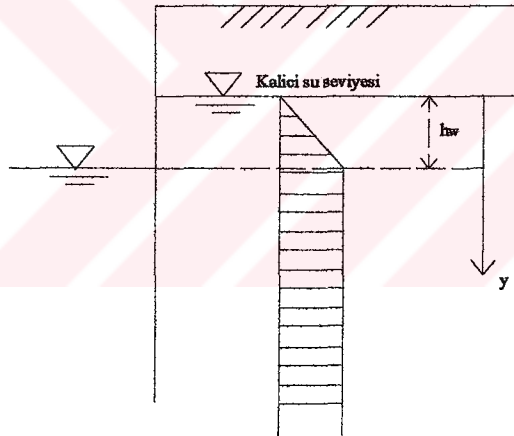
P_w : Kalıcı su basıncı (t/m^2)

h_w : Geri dolgudaki su seviyesinin, rıhtım duvarı önündekinden fazla olduğunda su seviyeleri arasındaki maksimum fark (m)

y : Arka dolgudaki su seviyesinden kalıcı su basıncının elde edileceği noktaya kadarki derinlik (m)

r_w : Suyun birim hacim ağırlığı (t/m^3)

h_w değerinin büyüklüğü, rıhtım duvarının permeabilitesi ve gel-git mesafesi ile değişmektedir. Çoğunlukla, rıhtım duvarı önündeki gel-git mesafesinin 1/3'ü kullanılır. (Goda, 1999)



Şekil 2.16. Kalıcı su basıncı

2.1.3.4 Kayma Tahkiki:

Kayma tahkikinde aşağıdaki koşulun sağlanması yeterlidir:

$$F \leq f * w / p \quad (2.21)$$

w : Duvara etkiyen düşey kuvvetlerin toplamı (tf)

p : Duvara etkiyen yatay kuvvetlerin toplamı (tf)

f : Taban ile temel arasındaki sürtünme katsayısı

F: Güvenlik faktörü

Normal koşullarda 1.2 veya üstü

Özel koşullarda 1.0 veya üstü

Düşey kuvvetlerin toplamı şu koşullar göz önüne alınarak bulunmalıdır:

- Sürşarj yükü,bölüm 2.3.2’de açıklanan zahiri düzlemin önündeki duvarın ağırlığından ayrı tutulmalıdır.
- Suyun duvarı kaldırma kuvveti çıkarılmalıdır.
- Toprak basıncının düşey bileşeni eklenmelidir.

Ayrıca,toplam yatay kuvvet şunlardan oluşur:

- Zahiri duvara etkiyen toprak basıncının yatay bileşeni
- Kalıcı su basıncı
- Deprem esnasında,suyun kaldırma kuvveti uygulanmadığı duvarın ağırlığından elde edilen sismik kuvvet diğer iki kuvvete eklenmelidir. Bu durumda, toprak basıncının deprem esnasındaki yatay bileşeni kullanılmalıdır.Bundan başka,duvar üzerinde yük elleçleme ekipmanları var ise, bu ekipmanların yatay kuvvetleri de eklenmelidir.

Sürtünme katsayısı şöyle belirlenebilir:

- | | |
|--|---------|
| • Betonla beton arası sürtünme | 0.5 |
| • Kayayla beton arasındaki sürtünme | 0.5 |
| • Su içerisinde dökülen betonla kaya arasındaki sürtünme | 0.7-0.8 |
| • Betonla taş dolgu arasındaki sürtünme | 0.6 |
| • Taş dolgu yığını | 0.8 |

Blok tipli rıhtım duvarlarında kilitlenme etkisini arttırmak için, bağlantılar yeterince güçlü olmalıdır.Duvarın önünde oluşabilecek yerel erezyon olayına ve duvarın uyguladığı kuvvete karşın anroşman ile koruma yapılmalıdır.(Goda, 1999)

2.1.3.5 Dönme Tahkiki:

Dönme tahkikinde,aşağıdaki koşulun sağlanması yeterlidir:

$$F \leq \frac{w \times t}{p \times h} \quad (2.22)$$

w: Duvara etkiyen toplam düşey kuvvet (tf)

p: Duvara etkiyen toplam yatay kuvvet (tf)

t: Ön topukla düşey kuvvetlerin bileşkesi arasındaki mesafe (m)

h: Duvar tabanından yatay kuvvetlerin bileşkesine olan yükseklik (m)

F: Güvenlik faktörü

Normal koşullarda 1.2 veya üstü

Özel koşullarda 1.1 veya üstü

2.1.3.6 Taşıma Gücü Tahkiki:

Ağırlık tipi rıhtım duvarlarına ve dalgakıranlara etkiyen dış kuvvetlerin bileşkesi eksantrik ve eğiktir. Bu yüzden, taşıma kapasitesi eksantrik ve eğik bir kuvvete göre yapılmalıdır.

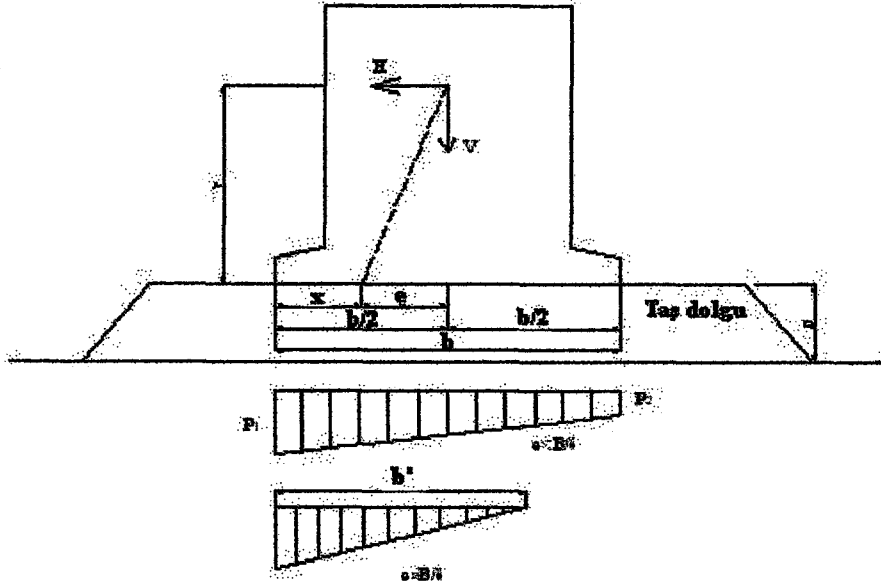
Tahkik için yük dağılımı metodu iyi bir bir metoddur. Çünkü ağırlık tipi bir yapıda genellikle temel, Şekil 2.17'deki gibi taş dolgu ve orjinal deniz tabanından oluşur.

Bu metod iki adımdan oluşur:

- Birinci adım; formüller (2.23), (2.24) ve (2.25) yardımıyla elde edilen, tabanın taş dolgu üzerindeki reaksiyonunun tahkikidir. Eğer P_1 'in (topuk basıncı) maksimum gerilme dağılımı izin verilen topuk basıncından küçükse taş dolgunun dayanma kapasitesi duvarın stabilitesi için yeterlidir. Genelde izin verilen topuk basıncı $40-50 \text{ tf/m}^2$ 'dir.
- İkinci adımda deniz tabanının taşıma kapasitesi tahkik edilmelidir.

İlk olarak Şekil 2.17'de görüldüğü gibi taban reaksiyonu tabana tekrar dağıtılmalıdır. Bu durumda, tabandaki yük dağılımı trapez bir form alır ve maksimum gerilme P_1 , (2.26) ve (2.27) ifadeleri veya (2.28) ve (2.29)'dan hesaplanır. İzin verilen taşıma kapasitesi, q_a , formül (2.30)'dan elde edilir.

20. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
BİLİM VE TEKNOLOJİ BAKANLIĞI



Şekil 2.17 Zemin taşıma gücü

2.1.3.6.1 Taban Reaksiyonu Hesabı:

a) Kuvvetlerin bileşkesinin eksantritesi (e) ve kuvvetin düşey bileşeni (V), şu yöntemlerle maksimum ve minimum taban reaksiyonu elde etmek için hesaplanmalıdır. (Goda, 1999)

$e \leq \frac{1}{6}b$ iken,

maksimum reaksiyon $P_1 = (1 + 6\frac{e}{b})\frac{V}{A}$

minimum reaksiyon $P_2 = (1 - 6\frac{e}{b})\frac{V}{A}$ (2.23)

$e > \frac{1}{6}b$ iken;

maksimum reaksiyon $P_1 = \frac{2}{3(\frac{1}{2} - \frac{e}{b})} \frac{V}{A}$ (2.24)

dağılım genişliği $b' = 3(\frac{b}{2} - e)$ (2.25)

$e = \frac{b}{2} - X$: kuvvetin tabandaki eksantritesi

burada,

$$X = \frac{M_v - M_h}{V}$$

A: Temel alanı (m²)

M_v: C noktası için moment (düşey bileşenle) (tm)

M_h: C noktası için moment (yatay bileşenle) (tm)

b) Deniz tabanındaki reaksiyon şu yöntemlerle bulunur:

$e < \frac{1}{6}b$ iken;

$$\text{dağılım genişliği; } L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)] \quad (2.26)$$

$$\text{maksimum reaksiyon } P_1' = \frac{b}{L}P_1 + r_1'D$$

$$\text{minimum reaksiyon } P_2' = \frac{b}{L}P_2 + r_1'D \quad (2.27)$$

$e > \frac{1}{6}b$ iken;

$$\text{dağılım genişliği; } L = b + D[\tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha)] \quad (2.28)$$

$$\text{maksimum reaksiyon } P_1' = \frac{b'}{L}P_1 + r_1'D$$

$$\text{minimum reaksiyon } P_2' = r_1'D \quad (2.29)$$

burada;

P_1' : Deniz tabanındaki maksimum reaksiyon (t/m²)

P_2' : Deniz tabanındaki minimum reaksiyon (t/m²)

L: Deniz tabanındaki dağılım genişliği (m)

r_1' : Taş dolgunun birim hacim ağırlığı (t/m²)

D: Taş dolgunun kalınlığı

2.1.3.6.2 Deniz Tabanındaki Taşıma Gücünün Hesabı:

Bir yapının taşıma kapasitesi, taban mukavemeti ile yanal direncinin toplamıdır.

Bir yapının taban mukavemeti, taban zemininin plastik akışını elde etmek için yapının tabanına uygulanan basınç olarak ifade edilir.

Yanal direnç, yapının kenarları ve zemin arasındaki sürtünme direnci veya koheziv dirençten oluşur. Temel yüksekliği yapının genişliğinden küçükse, yanal direnç küçük değerler alacağından ihmal edilebilir.

a) Kumlu zeminlerde taşıma gücü:

Kumlu zeminlerde izin verilen taşıma kapasitesi (2.30) ifadesi ile bulunur:

$$q_a = \frac{1}{F} (\beta \times \gamma_1 \times B \times N_r + \gamma_2 \times D \times N_q) + \gamma_2 \times D \quad (2.30)$$

q_a : İzin verilen taşıma kapasitesi (t/m^2)

B : Temelin minimum genişliği (dairesel temeller için çaptır) (m)

D : Temelin zemin içine giren derinliği (m)

γ_1 : Temel tabanının altındaki zeminin birim hacim ağırlığı (t/m^3)

γ_2 : Temel tabanı üzerindeki zemin birim hacim ağırlığı (t/m^3)

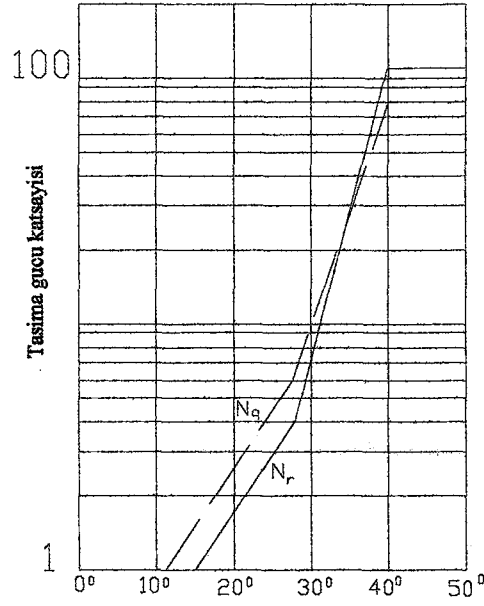
N_r, N_q : Taşıma kapasitesi katsayıları (Şekil 19)

β : Temel şekline göre değişen şekil katsayısı (Çizelge 5)

F : Güvenlik faktörü

Önemli yapılarda 2.5 veya üstü

Diğer yapılarda 1.5 veya üstü



Şekil 2.19 İçsel sürtünme açısı

Çizelge 2.5 Şekil katsayısı

Temel Şekli	Mütemadi	Kare Kesitli	Daire Kesitli	Dikdörtgen Kesitli
β	0.5	0.4	0.3	$0.5-0.1(\frac{B}{L})$

B : Dikdörtgenin kısa kenarının uzunluğu

L : Dikdörtgenin uzun kenarının uzunluğu

b) Koheziv zeminin taşıma kapasitesi:

Koheziv zeminlerin taşıma kapasitesi (2.31) ifadesi kullanılarak hesaplanabilir:

q_a : İzin verilen taşıma gücü (tf/m^2)

N_c : Taşıma gücü katsayısı (Şekil 2.19)

C_o : Yapı tabanının altındaki zeminin kohezyonu (t/m^2)

r_2 : Temel tabanı üzerindeki zeminin birim hacim ağırlığı (t/m^2) olmalı

D : Temelin zemin içine giren derinliği (m)

F : Güvenlik faktörü

Önemli yapılarda 2.5 veya üstü

Diğer yapılarda 1.5 veya üstü

Şekil (2.20)'deki taşıma kapasitesi katsayısı, zemin kohezyonunun derinlikle orantılı olarak arttığı kabulü yapılarak bulunan dairesel kayma tahkikinden elde edilmiştir.

Şekil (2.20), kare ve mütemadi temellere uygulanabilir. Dairesel bir temel, kare bir temel gibi düşünülerek hesap yapılabilir.

Mütemadi bir temelin izin verilen taşıma kapasitesi, Şekil (2.20)'deki taşıma gücü katsayıları ile elde edilen aşağıdaki formüllerle hesaplanabilir. (Goda, 1999)

$$q_a = \frac{1}{F} (1.84k_B + 5.52C_o) + r_2 D \quad H/B \quad (2.31)$$

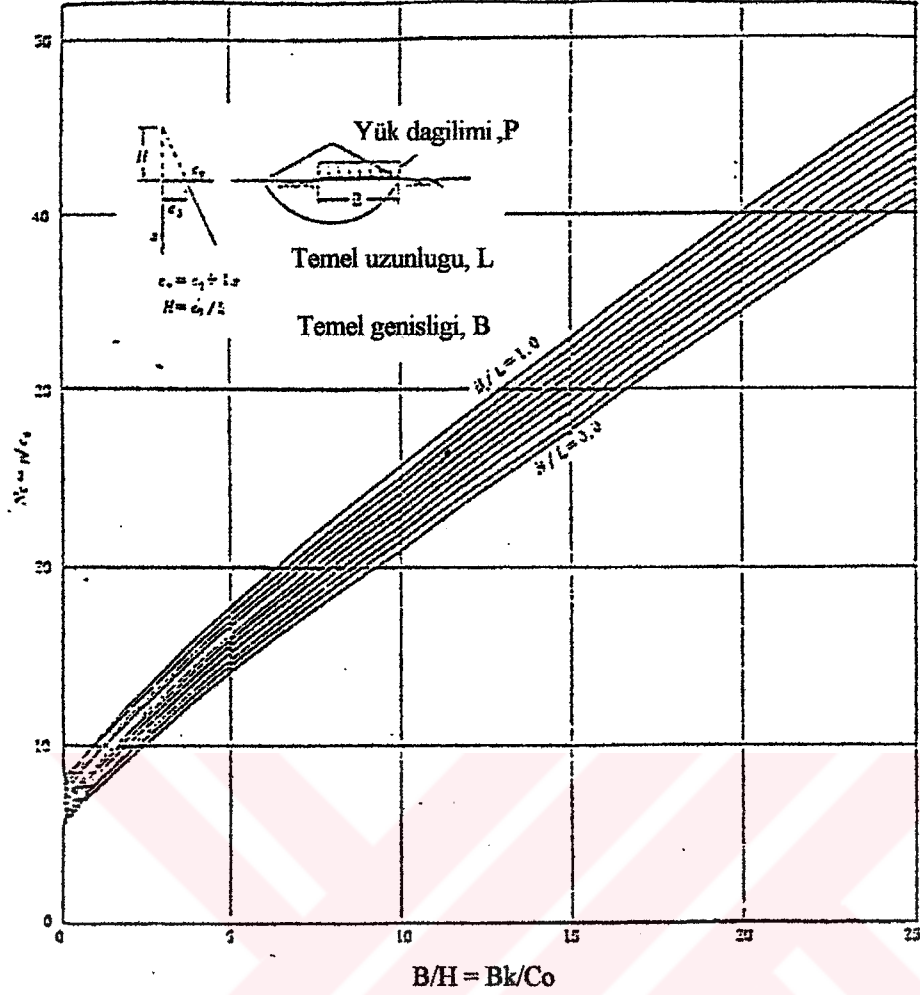
$$q_a = \frac{1}{F} (1.18k_B + 6.94C_o) + r_2 D \quad H/B < 0.4 \quad (2.32)$$

k : Zeminin kohezyon büyütme katsayısı

B : Temelin minimum genişliği (m)

C_o : Yapı tabanı altındaki zeminin kohezyonu (tf/m^2)

H : C_o/k (m)



Şekil 2.20 Taşıma gücü katsayıları

2.1.3.7 Şev Stabilesinin Tahkiki:

Kaymaya neden olan etkenler duvarın ve zeminin ölü ağırlığı, sürşarj, dalga basıncı ve sismik kuvvetlerdir. Buna karşı kuvvetler zeminin kayma mukavemeti, karşı kuvvetler v.b'dir.

Kaymaya karşı güvenlik faktörü, zeminin kesme mukavemetinin, kayma düzlemi üzerinde oluşan kesme gerilmesine oranıdır.

Dairesel kayma durumunda güvenlik faktörü, dairenin merkezine göre olan kaymaya karşı direnç gösteren momentin, kayma momentine oranı ile hesaplanabilir. Genelde dairesel şev kayması (2.33) ifadesi ile hesaplanabilir. (Goda, 1999)

$$F = \frac{R \sum (c \times l + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W_x + \sum H_a} = \frac{\sum (c \times b + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \times \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H_a} \quad (2.33)$$

$$F = \frac{R \sum (c \times l + W' \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W_x + \sum H a} = \frac{\sum (c \times b + W' \cos^2 \alpha \tan \phi) \times \sec \alpha}{\sum W \sin \alpha + \frac{1}{R} \sum H a} \quad (2.33)$$

F : Güvenlik faktörü

R : Dairenin yarıçapı (m)

c: Zeminin kohezyonu (t/m^2)

ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı (°)

l : Kayma yüzeyinin uzunluğu (m)

b : Kayma yüzeyinin genişliği (m)

W' : Efektif kayma yüzeyi ağırlığı (t/m^2)

W : Kayma yüzeyinin toplam ağırlığı (t/m^2)

α : Kayma yüzeyi tabanının yatayla yaptığı açı (°)

x : Kayma yüzeyi ağırlık merkeziyle, şevin merkezi arasındaki yatay uzaklık (m)

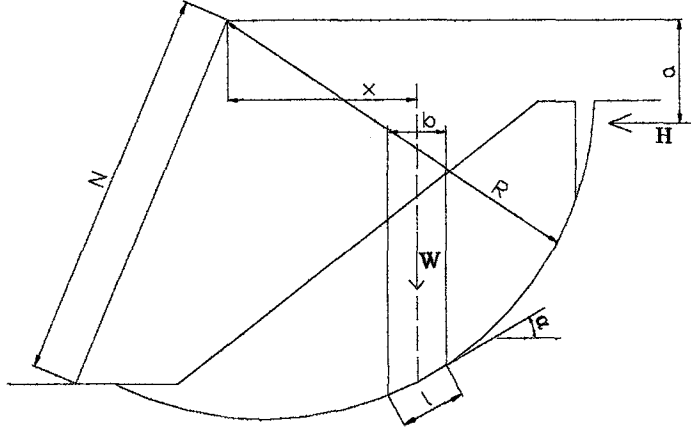
H : Şeve etkileyen yatay kuvvetler(su basıncı,sismik kuvvet,dalga basıncı v.b) (t)

a : Şevin merkezi ile yatay kuvvet H arasındaki uzaklık (m)

Şevin kaymaya karşı stabilitesi şu yöntemlerle bulunur:

- 1) İlk başta,dairenin merkezi belirlenir ve formül (2.33) ile minimum güvenlik faktörü bulunur.
- 2) Başka noktalarda birinci adımda hesaplanan güvenlik faktörüne karşı sınırlar çizilir.
- 3) Sınırlar içindeki minimum değer, şevin kaymaya karşı güvenlik faktörüdür.

Dairesel şev için standart güvenlik faktörü 1.3'tür.



Şekil 2.21 Dairesel şev

2.2 Açık Yüzlü Rıhtımların Tasarımı

2.2.1 Yapısal Tipleri ve Genel Karakterleri

2.2.1.1 İskeleler

İskeleler, kazıklar ile bunların üzerine oturtulan plaklardan (döşeme) oluşur. Özellikleri aşağıdaki gibidir;

- 1) Bu yapı diğer yapı tiplerine göre daha hafiftir. Ağırlık tipi veya palplanşlı tipin kullanılmadığı yerlerde uygundur.
- 2) Kıyı boyu katı madde taşınımı ve gelgit akımlarının olduğu yerlerde etkilidir. Bu yapının normal koşullarda, nadir olarak dengesinin bozulduğu görülür.
- 3) Diğer yapılara kıyasla yatay kuvvetlere göre hesabının çok iyi yapılması ve detaylara önem verilmesi gerekir.(Goda, 1999)

2.2.1.2 Açık Tipli Rıhtımlar

Açık tipli rıhtımlar, genellikle rıhtım önüne yerleştirilen ayaklardan oluşur. Yaslanma bölümü toprak itkisi ve kaymaya karşı dirençli bir yapı ve eğimli bir yaslanma duvarından oluşur. Özellikleri;

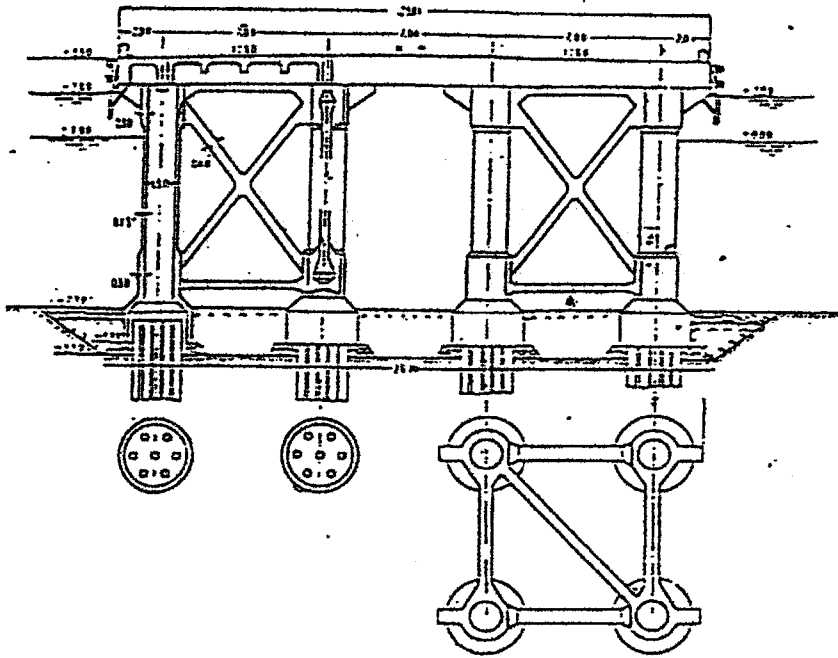
- 1) Zemin taşıma gücünün az olduğu ve temelin zayıf olduğu yerlerde uygundur. Kaplamanın ön yüzü düşey duvar şeklinde inşa edilir.
- 2) Var olan kaplamanın ön yüzüne, ya da sığ rıhtımı derinleştirmek amacıyla bu tip rıhtım yapılabilir.
- 3) Yanaşma yapısı ve iskeleden oluşur, bu nedenle sistem daha karmaşıktır.
- 4) Diğer yapılara göre yatay kuvvetlere karşı daha zayıftır.(Goda, 1999)

2.2.2 Açık Yüzlü Rıhtımın Tipleri ve Özellikleri

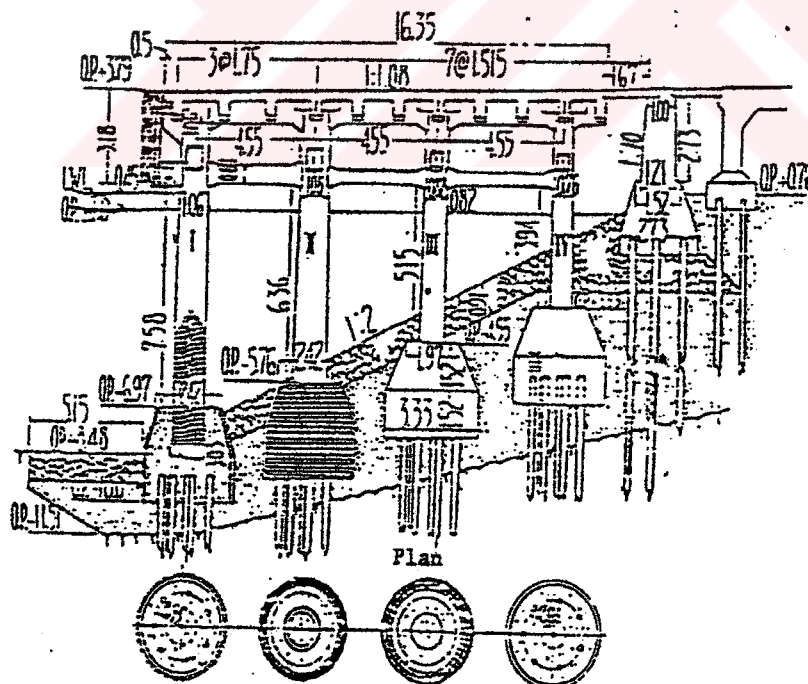
Döşeme plaklarına göre sınıflandırılacaktır.

2.2.2.1 Kazıklı Açık Yüzlü Rıhtımlar (Şekil 2.22)

Kazıklı açık yüzlü rıhtımlar, çelik, beton veya ahşap kazıklardan inşa edilirler. Ahşap rıhtımlar diğer yapı tiplerine göre çürümeye ve kurt etkisine karşı dayanıksızdır. Sürekli ve



Şekil 2.23 Dairesel veya dörtgen kesitli beton tipli rıhtımlar



Şekil 2.24 Dairesel kesitli kazıklar üzerindeki açık yüzölçümü

2.2.3 Düşey Kazıklı Açık Tipli Rıhtımların Tasarımı

2.2.3.1 Tasarım Yöntemleri

Ağırlık tipi rıhtımlara göre kazıklı açık tip rıhtımlar oldukça esnek (narin) yapılardır. Deprem hesabı için sismik katsayı metodu kullanılmakla birlikte çok önemli rıhtımlarda veya büyük yük elleçleme rıhtımlarında dinamik analiz metodu ile uygulanmalıdır.

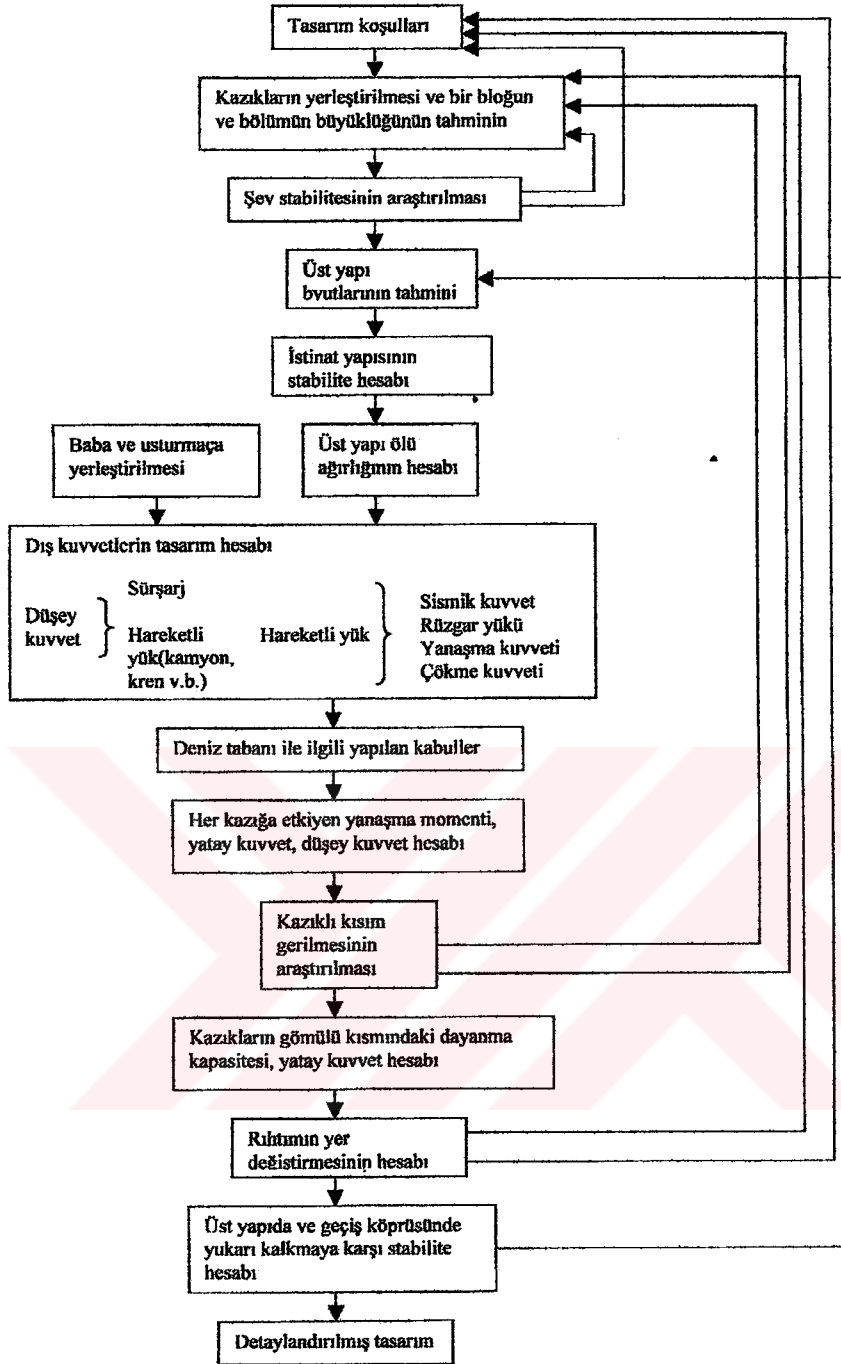
Kazıklı açık tipli rıhtımların tasarımı sırasında aşağıdaki konular göz önüne alınmalıdır;

- 1) Konsolidasyon beklenen yere rıhtım temeli yapılması halinde yanaşma yapısı genellikle geri dolguya göre daha çok batır bu yüzden yanaşma yeri ve kara arasındaki birleşim iyi izole edilmelidir
- 2) Yük elleçleme mekanizmalarının ayaklarının farklı oturmalarından kaçınılması amacıyla ayakları ya rıhtım yada tamamen karada kalması tercih edilmelidir.(Goda, 1999)

2.2.3.2 Tasarım Sırası

Şekil 2.25' te düşey kazıklı açık tipli rıhtımın tasarım sırası görülmektedir. Bununla beraber şev stabilitesi ve yanaşma yapısının tasarımının incelenmesi genellikle rıhtımın ana gövdesinden ayrı yapılır.(Goda, 1999)

TC YATIRIM VE EKONOMİ BAKANLIĞI
KURUMSAL YATIRIM VE EKONOMİ BAKANLIĞI



Şekil 2.25 Düşey kazıklı açık tipli rıhtımların tasarım sırası

2.2.3.3 Tasarım Şartları

Düşey kazıklı açık tipli rıhtımların tasarım şartları

2.2.3.3.1 Kullanım Şartları

1)Yanaşacak geminin;

Tipi, yanaşma hızı , çekme kuvveti

2) Sürşarj yükü ve ölü ağırlığı bilinmelidir.

Sürşarj, hareketli yük, ölü ağırlık

2.2.3.3.2. Doğal Koşullar;

1) Deniz seviyesi:

Ortalama aylık en yüksek su seviyesi: (H.W.L)

Ortalama aylık en düşük su seviyesi: (L.W.L)

Kalıcı (rezidüel) su seviyesi (R.W.L)

2) Zemin koşulları

İçsel sürtünme açısı , kohezyon , N değeri , yatay itki katsayısı , birim hacim ağırlık

3) Dalga durumu belirlenmelidir.

4) Tasarım sismik katsayısı dikkate alınmalıdır.(Goda, 1999)

2.2.3.3.3.Yanaşma Yapısı Boyutları

Eğer yanaşacak gemi özellikleri, deniz seviyesi, yük elleçleme ekipmanları özellikleri gibi veriler verilmişse yanaşma yapısı boyutları belirlenir.

1) Yanaşma yeri uzunluğu ve derinliği

2) Tasarım derinliği

Yapının şekline, mevcut derinliğe, yapının ilerideki durumuna bağlı olarak tasarım derinliği belirlenir.

3) Apron Kotu

Gelgit oranı dikkate alınarak boyutlandırılmalıdır.(Goda, 1999)

2.2.3.4 Rıhtımın Bir Bloğunun Boyutu ve Kazıkların Yerleştirilmesi

Bir bloğun boyutuna, kazıklar arası mesafeye, kazıkların yerleştirilme sıralarına karar vermek için aşağıdaki adımlara bakılmalıdır:

1) Apron genişliğine

- 2) Demirleme alanına
- 3) Deniz tabanının stabilitesine, özellikle şev eğimine
- 4) Mevcut kıyı duvarının koşullarına
- 5) Çalışma koşullarının zorluğuna, mesela büyük hacimli beton bloklarının yerleştirilmesine
- 6) Sürşarj yükü, hareketli yükün değerine, yük elleçleme ekipmanlarının boyutlarına bağlıdır.(Goda, 1999)

2.2.3.5 Üst Yapının Boyutları

Üst yapı boyutlarına karar vermek için aşağıdaki koşullar göz önüne alınmalıdır.

- 1) Kazıklar arası uzaklık, kazıkların şekli ve boyutları
- 2) Sürşarj ve hareketli yükün büyüklüğü
- 3) Gelgit seviyesi
- 4) Çalışma koşullarının zorluğu
- 5) Temel zeminin kalitesi
- 6) Bağlantı noktalarının yerleştirilmesi
- 7) Usturmaça boyutları ve düzenlenmelerine bakılmalıdır.(Goda, 1999)

2.2.3.6 Usturmaçaların ve Bağlantı Noktalarının Düzenlenmesi

Bağlantı noktaları ve usturmaçaların düzenlenmesi uygun seçilerek eksantrik kuvvetin mümkün olduğu kadar rıhtım bloğuna az etkimesi sağlanabilir.(Goda, 1999)

2.2.3.6.1. Usturmaça Yerleştirilmesi

Gemilerin yanaşması sırasında rıhtımla doğrudan temasa geçmesinden önce, usturmaçalar geminin yanaşma enerjisini alacak şekilde yerleştirilmelidir.(Goda, 1999)

2.2.3.6.2. Bağlantı Noktalarının Yerleştirilmesi

Bağlantı elemanları baba ve halka olmak üzere ikiye ayrılır. Babalar, yanaşma yapısının her iki tarafında yanaşma yüzeyinden uzakta belli bir mesafeye yerleştirilir. Halkalar ise yanaşma yüzüne yakın yerleştirilir.(Goda, 1999)

2.2.3.7 Dış Kuvvetlerin Hesabı

2.2.3.7.1. Dış Kuvvet Tipleri

Rıhtımın ana gövdesine etkiyen dış kuvvetlerin sınıflandırılması Çizelge 2.6' da verilmiştir. Bu yüklerden , sismik yük , rüzgar yükü ve çekme kuvveti geçici yüklerdir.

Yanaşma kuvveti, yanaşma hızına bağlı olarak beklenen veya beklenmeyen yük olarak adlandırılır.

Kullanılma durumlarına bağlı olarak sürşarj yükü ve hareketli yük bir arada belirlenebilir. (Goda, 1999)

Çizelge 2.6 Rıhtım ana gövdesine etkiyen dış kuvvetler

Düşey Kuvvetler	Yatay Kuvvetler
1- Üst yapı ölü ağırlığı	Üst yapı sismik kuvveti
2- Sürşarj etkisi	Sürşarj sismik kuvveti
3-Hareketli yük	Hareketli yükün sismik kuvveti
3-1 Ray yükü	Hareketli yüke etkiyen rüzgar yükü
3-2 Motorlu araç yükü	Gemi çekme kuvveti
3-3 Elleçlenen yük ağırlığı	Yanaşma kuvveti
3-4 Ekipman yükü	
3-5 Tretuvardaki hareketli yükü	
4- Gemi çekmesi düşey bileşeni	
5- Kaldırma kuvveti	

2.2.3.7.2. Rıhtım Üst Yapısının Öz Ağırlığı

Düşey kazıklı açık tipli rıhtım ön boyut tasarımında, yaklaşık olarak betonarme üst yapının kendi ağırlığının belirlenmesinde planda her bir metre kare için 19 kN/m^2 yük kabul edilebilir. (Goda, 1999)

2.2.3.7.3. Sismik Kuvvet

Sismik kuvvetin hesabı için ; sismik tasarım katsayısıyla ölü yük, sürşarj ve hareketli yük çarpılır.(Goda, 1999)

2.2.3.7.4. Gemi Yanaşma Kuvveti

Genel efektif yanaşma enerjisinin bir usturmağa tarafından absorbe edilmesiyle de yanaşma kuvveti hesaplanabilir.

1) Efektif Yanaşma Enerjisi Hesabı

a) Bir seri usturmağa yerleştirilen rıhtım genel yanaşma metodu kullanılarak tasarlanabilir

$$E = (WV^2) / 4g \quad (2.34)$$

E: Geminin efektif yanaşma enerjisi (kNm)

g: Yerçekimi ivmesi (m/s^2)

W: Geminin fiktif ağırlığı (kN)

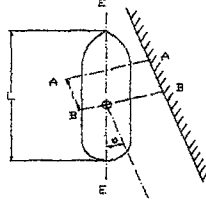
V: Gemi yanaşma hızı (m/s)

b) Usturmağaların ya da dolfenlerin geniş aralıklarla yerleştirilmesi halinde (Şekil 2.26) özel yanaşma metodu kullanılır.

$$E = \frac{W \times V^2}{2g \left[1 + \left(\frac{\ell}{r} \right)^2 \right]} \quad (2.35)$$

E= Geminin efektif yanaşma enerjisi (tm)

ℓ= Geminin temas noktası ile geminin ağırlık merkezi arasındaki mesafe



r = Geminin yatay düzlemde ağırlık merkezinden geçen düşey eksen etrafında dönme yarıçapı

Şekil 2.26 Geminin yanaşması

2) Geminin Fiktif Ağırlığı

Geminin deplasman ağırlığıyla ek su kütlesi ağırlığının toplamıdır. Ek su kütlesi ağırlığı genellikle aşağıdaki formülle hesaplanır.

$$W_a = \pi \times D^2 \times L \times \gamma / 4 \quad (2.36)$$

burada ;

W_a = Ek su ağırlığı

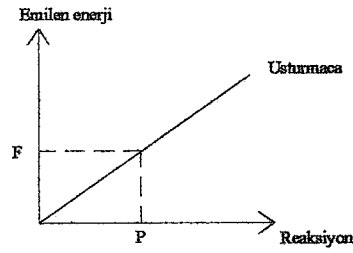
D = Su kesimi (m)

L = Gemi boyu (m)

γ = Deniz suyu özgül ağırlığı (t/m^3)

3) Yanaşma Hesabı

Genellikle, usturmaçanın reaksiyonu ve enerjinin emilmesi arasındaki ilişki aşağıdaki şekilde gibidir. Yanaşma kuvveti P reaksiyonu ile gösterilmiştir. Efektif yanaşma enerjisi E ile gösterilmiş olup (2.34) ifadesi ya da (2.35) ifadesi ile hesaplanır. (Goda, 1999)



Şekil-2.27 Yanaşma kuvvetinin belirlenmesi

2.2.3.7.5. Geminin Çekme Kuvveti

Bağlantı noktalarına etkiyecek çekme kuvveti Çizelge 2.4' te verilmiştir. Bu değer geminin boyutlarına bağlı kuvvettir.

Yatay doğrultuda etkir ve düşey doğrultudaki değeri yatay kuvvetin $\frac{1}{2}$ 'sidir. Babaya her iki doğrultudaki kuvvetler aynı anda etkir.

Halkaya etkiyen çekme kuvvetinin değeri Çizelge 2.4' de verilmiştir. Çekme kuvvetinin halkaya her yönden etkiyeceği hesaplarda göz önünde bulundurulmalıdır.(Goda, 1999)

2.2.3.7.6. Rüzgar Yüğü

Büyük yük elleçleme ekipmanlarına (vinç vs.) etkiyen rüzgar yüğü hesaplamalarda göz önüne alınmalıdır.(Goda, 1999)

2.2.3.8 Deniz Tabanına Ait Varsayımlar

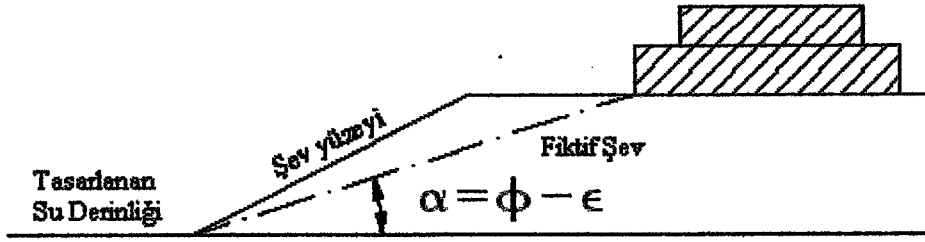
2.2.3.8.1.Şev Eğiminin Belirlenmesi

Şevin arkasına bir istinat yapısı yerleştirilecekse, yapının topuğundan başlayan ve aşağıdaki eğimle geçen istinat duvarı şevinden kaçınılmalıdır.

$$\alpha = \phi - \epsilon$$

burada α şev yüzeyinin yatayla yaptığı açı, ϕ içsel sürtünme açısı, $\epsilon = \tan^{-1} Kh'$ suda yatay

sismik katsayıdır.(Goda, 1999)

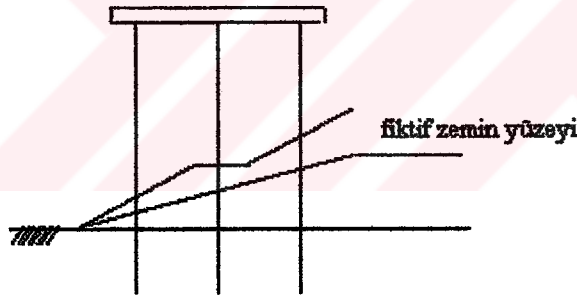


Şekil 2.28 Şev arkasına yerleştirilen istinat duvarı

2.2.3.8.2.Fiktif Zemin Yüzeyi

Düşey kazıklı açık tipli rıhtımların tasarımında kullanılan kazıkların yanal rijitlik ve dayanımlarının hesabı fiktif zemin yüzeyi varsayımıyla yapılır.

Kazılar için fiktif zemin yüzeyleri, rıhtım önündeki ortalama su derinlikleri ve kazıklara ait gerçek zemin yüzeylerinin derinliğidir (Şekil 2.29).



Şekil 2.29 Fiktif zemin yüzeyi

2.2.3.8.3. Zemin Yanal Yatak Katsayısı

k_h , zemin yanal yatak katsayısı, kazıkların yanal dayanım hesabında kullanılır ve yatay yükleme deneyiyle hesaplanabilir. Eğer yükleme deneyi yoksa, katsayı aşağıdaki ifade ile hesaplanmaktadır.

$$k_h = 0,15 \cdot N \quad (2.37)$$

$$\beta = \sqrt{\frac{k_h D}{4EI}} \quad (\text{cm}^{-1}) \quad (2.38)$$

D: Kazığın çapı veya genişliği (cm)

EI = Kazığın eğilme rijitliği (kgf.cm²)

k_h: Yanal yatak katsayısı

N : SPT deneyinde elde edilen darbe sayısı

1/β : Fiktif rijitlik boyu (Goda, 1999)

2.2.3.9 Kazıkların Tasarımı

2.2.3.9.1 Genel

Düşey kazıklı açık tipli rıhtım, bir sıra kazıktan oluşur ve genellikle kazıklarla üst yapı arasındaki bağlantı yerleri rijit çerçeve şeklinde inşa edilir. Bu durumda kazıkların eğilme momenti ve eksenel kuvveti, üst yapının eğilme momenti ve eksenel kuvveti, fiktif zemin yüzeyinden 1/β kadar derinlikteki bir sabit noktada alınan rijit çerçeve yardımıyla hesaplanabilir.(Goda, 1999)

2.2.3.9.2. Fiktif Sabit Nokta

Fiktif sabit nokta fiktif zemin yüzeyinin 1/β kadar aşağısındadır. β (2.38) ifadesinden hesaplanmaktadır.(Goda, 1999)

2.2.3.9.3. Kazıklara Etkiyen Kuvvetler

(1) Kazık başlarına etkiyen yatay yayılı kuvvetler aşağıdaki şekillerde hesaplanabilir.

1) Eğer rıhtım bloklarının burulma etkileri göz önüne alınmayacaksa ;

$$H_i = \frac{K_{H_i} H}{\sum K_{H_i}} \quad (2.39)$$

2) Eğer rıhtım bloklarının burulma rotasyonu (dönme) göz önüne alınacaksa ;

Rıhtım bloğunun, rıhtımın cephe çizgisine göre dik doğrultuda bir simetrik ekseni varsa ve yatay kuvvet simetri eksenine paralel etkiyorsa, yatay kuvvet (2.40) ifadesi ile hesaplanmalıdır(Şekil 2.30).

$$H_i = \frac{K_{Hi} H}{\sum K_{Hi}} + \frac{K_{Hi} X_i}{\sum K_{Hi} X_i} eH \quad (2.40)$$

burada;

H_i = Kazığa etkiyen yatay kuvvet

$$K_{Hi} = 12EI_i / (h_i + 1/\beta_i)^3 = i. \text{ kazığın yatay rijitliği} \quad (2.41)$$

$1/\beta_i$ =Fiktif sabit noktada tanımlanan i. kazığın fiktif zemin yüzeyinden derinliği (m)

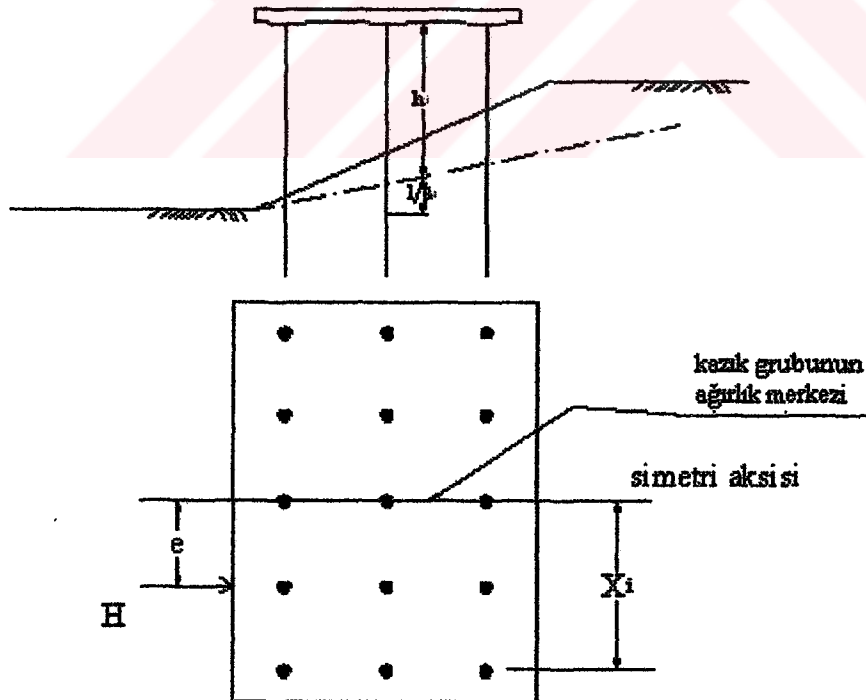
$(EI)_i$ = Eğilme rijitliği (tm^2)

h_i = fiktif zemin yüzeyi üzerindeki kazık uzunluğu

H = Bloğa etkiyen yatay kuvvet

e = Rıhtım bloğunun simetri eksenine, yatay kuvvetin uygulama çizgisi arasındaki dik mesafe (m)

x_i = i. kazıkla, rıhtım bloğunun simetri eksenindeki mesafe (Goda, 1999)



Şekil 2.30 Kazıkların yerleştirilmesi ve yatay kuvvetin uygulama noktası

(2) Rıhtımdaki Yer Değiştirmeler ;

Rıhtımın yatay yer değiştirmesi (Δ) ;

$$\Delta = H / \sum K H_i \quad (2.42)$$

Rıhtımın burulma açısı (radyan) (α) :

$$\alpha = e * H / \sum K_{H_i} * X_i \quad (2.43)$$

Kazık başındaki yerdeğiştirme :

$$\Delta_i = \Delta + \alpha x_i \quad (2.44)$$

(3) Kazık başına etkiyen moment aşağıdaki ifade ile hesaplanır ;

$$M_i = 1 / \alpha * (h_i + 1 / \beta_i) * H_i \quad (2.45)$$

Burada ;

M_i = i. kazığın başındaki moment

(4) Kazığın eksenel kuvveti aşağıdaki ifade ile hesaplanır ;

$$P_i = h * P_i + v * P_i \quad (2.46)$$

vP_i = Düşey yükten ileri gelen eksenel kuvvet

hP_i = Yatay yükten ileri gelen eksenel kuvvet

$$hP_i = S_{i,i-1} + S_{i,i+1} = M_{i-1} + M_{i,i-1} - M_{i,i+1} - M_{i+1,i} / l \quad (2.47)$$

$S_{i,i-1}$: Yatay kuvvetten ileri gelen , (i-1). kazığın yanındaki i. kazık başındaki kiriş kesme kuvveti

$S_{i,i+1}$: Yatay kuvvetten ileri gelen , (i+1). kazığın yanındaki i. kazık başındaki kiriş kesme kuvveti

$M_{i-1,i}$: Yatay kuvvetten ileri gelen , i. kazığın yanındaki (i-1). kazık başındaki kiriş eğilme momenti

$M_{i,i-1}$: Yatay kuvvetten ileri gelen , (i-1). kazığın yanındaki i. kazık başındaki kiriş eğilme momenti

$M_{i,i+1}$: Yatay kuvvetten ileri gelen , (i+1). kazığın yanındaki i. kazık başındaki kiriş eğilme

momenti

$M_{i+1,i}$: : Yatay kuvvetten ileri gelen , i. kazığın yanındaki (i+1). kazık başındaki kiriş eğilme momenti

l =Kiriş açıklığı (m)

Eğer i. kazık başındaki moment M_i , $M_{i,i-1}$ ve $M_{i,i+1}$ ise ortadaki taşıyıcı noktada bu moment (2.48) ifadesi ile hesaplanabilir, ve uç taşıyıcı noktada kazık başındaki moment M_i , kendi başına alınabilir.(bkz Şekil 2.31)

$$M_{i,i-1} = a * M_i$$

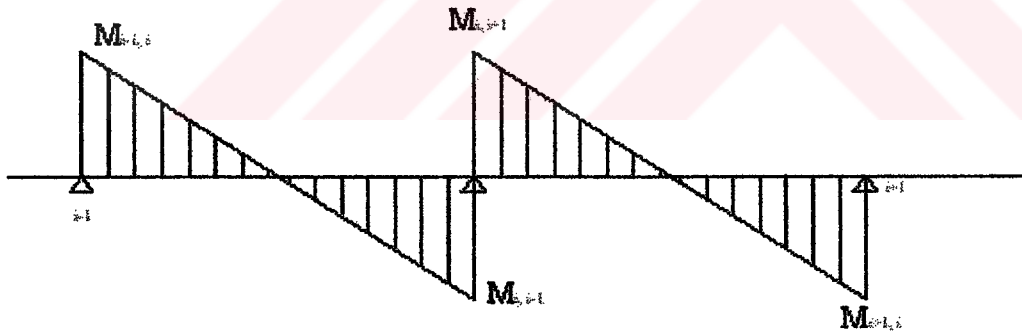
$$M_{i,i+1} = b * M_i \quad (2.48)$$

Burada;

$a = 0,60$, $b = 0,60 \Rightarrow$ 2 açıklıklı olursa

$a = 0,50$, $b = 0,70 \Rightarrow$ 2. kazığın başında

$a = 0,70$, $b = 0,50 \Rightarrow$ 3 açıklıklarda, 3. kazığın başında



Şekil 2.31: Kazık başındaki momentlerin dağılımı

(5) Uyarı

1) Fiktif zemin yüzeyi üstündeki kazık uzunluğu üstyapının altındaki kirişe kadar ölçülür(h_i). (Şekil 2.30)

2) Döşemenin rijitliği kazığın rijitliğinden çok daha büyüktür.

2.2.3.9.4. Kazığın Kesitindeki Gerilme

Kazık kesitindeki gerilme;

$$\sigma = P/A \pm M/Z \quad (2.49)$$

σ : Kazık kesit gerilmesi (kg/cm^2)

A: Kazığın kesit alanı (cm^2)

P: Kazığın eksenel kuvveti

Z : Kazığın mukavemet momenti (cm^3)

M: Kazığın eğilme momenti (kg.cm)

Kazığın kesit modülü ;

Z için , korozyondan sonraki değer kullanılacaktır.

Çelik borular için izin verilen basınç gerilmeleri için Çizelge 2.7' de gösterilen değerler kullanılabilir.(Goda, 1999)

Çizelge 2.7 İzin verilen basınç gerilmeleri

Çelik cinsi	SS41 , SM41		
Gerilme cinsi	SMA41 , STK41	SM50 , STM50	SM50Y , SMA50
İzin verilebilir basınç gerilmesi	$1/r \leq 20$ 1,40 $20 < 1/r < 93$ $1,40-8,4*(1/r-20)$ $1/r \leq 93$ $\frac{12.000.000}{6,7 + (1/r)^2}$	$1/r \leq 15$ 1,90 $15 < 1/r < 80$ $1,90-13*(1/r-15)$ $1/r \leq 80$ $\frac{12.000.000}{5,0 + (1/r)^2}$	$1/r \leq 14$ 2,1 $14 < 1/r < 76$ $2,10-15*(1/r-14)$ $1/r \leq 76$ $\frac{12.000.000}{4,5 + (1/r)^2}$

2.2.3.9.5. Kazıkların Gömülü Boyu

Yanal mukavemet için bulunan gömülü boy ile taşıma gücü için bulunan gömülü boylardan uzun olanı kullanılacaktır.(Goda, 1999)

2.2.3.9.5.1 Yanal Mukavemet İçin Gömülü Boy

Her düşey kazığın gömülü boyu fiktif zemin yüzeyinin $3/\beta$ altında olmalıdır. (Goda, 1999)

2.2.3.9.5.2 Taşıma Gücü İçin Gömülü Boy

Taşıma gücü için gömülü boy, kazıklara etkiyen eksenel kuvveti karşılayacak taşıma gücü için istenilen boydur. Kazığın düşey taşıma gücünün hesabı için, fiktif zemin yüzeyinin altındaki zemine efektif taşıma tabakası olarak bakılmalıdır.

İzin verilen düşey taşıma gücünü bulmak için , nihai düşey taşıma gücünü Çizelge 2.8'de görülen bir güvenlik sayısına bölmek gerekir. (Goda, 1999)

Çizelge-2.8 Taşıma gücü için güvenlik sayıları

	Basma Kuvveti		Çekme Kuvveti
	Uç Kazığı	Sürtünme Kazığı	
Genel Durumlarda	> 2,5	> 2,5	> 3
Özel Durumlarda	> 1,5	> 2,0	> 2,5

1) Tek Kazığın Düşey Taşıma Gücü

Yükleme deneyi ile tek kazığın düşey nihai taşıma gücü elde edilebilir. Ancak bu mümkün değilse aşağıdaki statik taşıma gücü formülü kullanılabilir.

a) Kumlu zemindeki kazığın nihai taşıma gücü

$$R_u = 40 \cdot N \cdot A_p + \frac{\bar{N}}{5} \cdot A_s \quad (2.50)$$

R_u = Kazığın nihai taşıma gücü (t)

A_p = Kazık ucu alanı (m^2)

A_s = Kazığın toplam dairesel yüzey alanı (m^2)

N = Kazık ucundaki zeminin N değeri

$\bar{N}$ = Gömülü boyun ortalama N değeri

$$N = \frac{N_1 + \bar{N}_2}{2} \quad (2.51)$$

N_1 : Kazık ucundaki N değeri ile kazık ucundan 2B kadar aşağıdaki bölgenin ortalama N değerinden küçük olanı.

N_2 : Kazık ucundan 10B aşağıdaki bölgenin ortalama N değeri

B: Kazığın çapı ya da genişliği (m)

Zemin suya doymuş ince kum ya da siltli kum ise ve N değeri 15'den büyükse, N değeri aşağıdaki ifade ile hesaplanabilir.

$$N = 15 + 1/2 (N^1 - 15) \quad (2.52)$$

N^1 = Arazide elde edilen N değeri

b) Kazığın Kohezyonlu Zemindeki Nihai Taşıma Gücü

$$R = 8C_p A_p + C_a A_s \quad (2.53)$$

C_p = Kazık ucundaki drenajsız kayma mukavemeti (t/m^2)

C_a = Kazığın toplam gömülü boyu için ortalama adezyon (t/m^2)

Bu durumda, adezyon aşağıdaki çizelgeden alınabilir.

Çizelge 2.9- Kohezyon ve adezyon arasındaki ilişki

Kazık Cinsi	Drenajsız kayma mukavemeti (t/m^2)	Adhezyon (t/m^2)
Ahşap kazık	0~3,7	0~3,4
Beton kazık	3,7~7,3	3,4~4,9
	7,3~14,6	4,9~6,3
Çelik kazık	0~3,7	0~3,4
	3,7~7,3	3,4~4,9
	7,3~14,6	4,9~5,9

c) Birleşimlerden Dolayı Taşıma Gücünün Azalması:

Kazıklarda birleşimler kullanılacaksa , her birleşim yeri için müsaade edilen düşey taşıma gücü %20 azaltılmalıdır, ancak taşıma gücü yükleme deneyleriyle doğrulanmalıdır. Bununla beraber birleşim yerleri kaynaklanmışsa izin verilebilir eksenel taşıma gücü azaltılmayabilir.

d) Negatif Çevresel Sürtünmenin İncelenmesi:

Taşıyıcı kazıklar konsolide olmuş tabakaya girerse, izin verilen düşey taşıma gücünün elde edilmesi için , negatif çevre sürtünmesi dikkate alınacaktır. Bununla beraber negatif çevre sürtünmesinin etkisi kısa süreli yüklemelerde (deprem) göz önüne alınmayabilir.

Negatif cidar sürtünmesinin incelenmesi hesabında aşağıdaki ifadeler kullanılmaktadır.;

$$R_a + R_{nfmax} < (1/1,2) R_p \quad (2.54)$$

$$R_a + R_{nfmax} \leq \sigma_f * A_e \quad (2.55)$$

Burada;

R_a : İzin verilen eksenel taşıma gücü (t)

R_p : Kazık ucundaki taşıma gücü (nihai değer) (t)

R_{nfmax} : Negatif çevre sürtünmesinin max. değeri (t), (Tek kazığın ya da bir kazık grubunun negatif çevre sürtünmesinin değerlerinden küçük olan alınır.)

σ_f : Kazık malzemesinin akma noktasındaki basınç gerilmesi ya da uzun dönem müsaade edilen basınç gerilmesinin 1,5 katı (t/m^2)

A_e : Kazığın efektif kesit alanı (m^2)

2) Tek Kazığın Çekme Taşıma Gücü

Çekme deneyi ile tek kazığın maksimum çekme direnci bulunabilir. Çekme direnci yükleme deneyi sonuçlarıyla ya da aşağıdaki verilen statik taşıma gücü eşitliğiyle belirlenebilir.

a) Kumlu zeminlerde;

$$R_{ut} = N * A_s / 5 \quad (2.56)$$

b) Kohezyonlu zeminlerde;

$$R_{ut} = C_a \cdot A_s \quad (2.57)$$

R_{ut} : Kazığın max. çekme direnci

N : Kazığın toplam gömülü boyu için ortalama N değeri

A_s : Kazığın toplam çevre alanı (m^2)

C_a : Kazığın toplam gömülü boyu için ortalama adhezyon (t/m^2) (Bkz. Çizelge 2.9)(Goda, 1999)

2.2.3.9.6. Kazık Birleşimlerinin İncelenmesi

Birleşim sabitse, Çizelge 2.6'da gösterilen tasarım kuvvetlerine ve çarpma yükü altında birleşimdeki darbe gerilmelerine karşı güvenliği çok iyi kontrol edilmelidir. Kazığa etkiyen gerilmenin büyük olduğu bölgede eklemlerden kaçınılmalıdır ve eklem yapılacak yerler dikkatlice seçilmelidir.

Eğer eklem kazığa sabitlenmişse, kazık gerilmesi ve taşıma gücünün güvenliği sağlandıktan sonra kesit alanı azaltılabilir.(Goda, 1999)

2.2.3.10 Kaldırmaya Karşı Stabilitenin İncelenmesi

Belli büyüklükteki dalga etkisine maruz alanlarda inşaa edilen rıhtımlar için kazıkların çekme direnci ve kaldırma tahkikinde gerekli geçiş köprü stabilitesi incelenmelidir.(Goda, 1999)

2.2.3.11 Yanaşma Yapısının Tasarımı

Yanaşma yapıları, L tipi blok, beton blok, keson, sandık blok, sandık, keson ya da çelik kazıklı olarak inşa edilebilirler.

Yanaşma yapısının tasarımı her yapı tipine göre değişmektedir.(Goda, 1999)

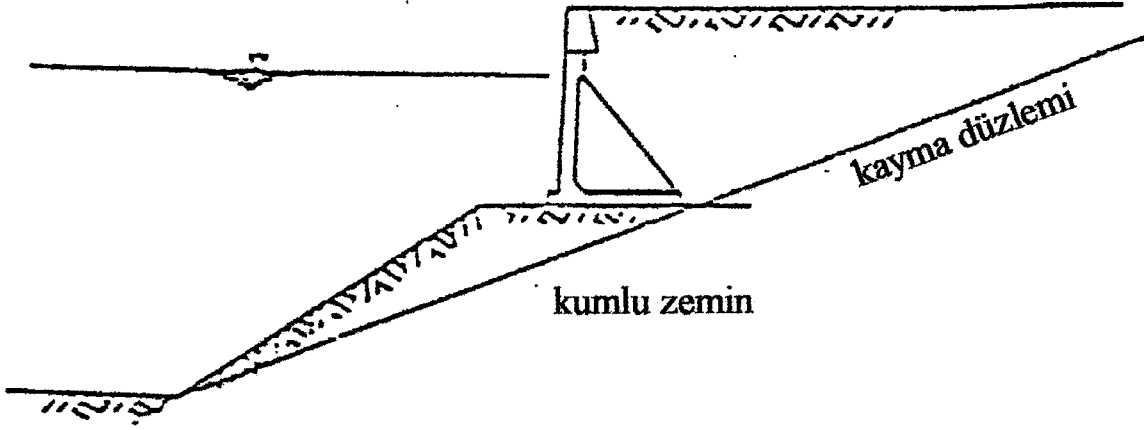
2.2.3.12 Şev Stabilitesi

Şev stabilitesinin incelenmesi genellikle yanaşma yapısının bulunduğu kısım için yapılır. (Goda, 1999)

2.2.3.12.1 Dairesel Kaymanın İncelenmesi

Dairesel kayma rıhtım yanaşma yapısının bulunduğu kısım için incelemektir.

Kaymaya karşı standart güvenlik sayısı en az 1.3'tür. (Goda, 1999)



Şekil 2.32 Düzlem kayma

2.3 Depremden Doğan Dinamik Toprak Basıncının Hesabı

Statik toprak basıncı ile depremden oluşan ek dinamik toprak basıncının toplamını hesaplamak için kullanılacak toplam aktif basınç katsayısı K_{at} , ' Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik(1998)' te aşağıdaki gibi verilmiştir;

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\varphi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (2.58)$$

Bu ifade Okobe-Mononabe formülü olarak bilinmektedir.

C_v = Düşey eşdeğer deprem katsayısı. (Deprem kuvvetinin düşey yöndeki kuvveti göz önüne alınmadığından bu katsayı '0' kabul edilecektir.)

φ = Zeminin içsel sürtünme açısı = 40°

δ = Zeminle duvar arasındaki sürtünme açısı = $\varphi / 3 = 40 / 3 = 13,33^\circ$

i = Aktif veya pasif basınç tarafındaki zemin yüzeyinin yatayla yukarıya doğru yaptığı şev açısı = 0°

α = Duvar-zemin arakesitinin düşeyle aktif veya pasif basınç tarafına doğru yaptığı açı = 0°

λ = Toplam aktif basınç katsayısının hesabında eşdeğer deprem katsayılarına bağlı olarak hesaplanan açı

λ açısı:

a) Kuru zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] \quad (2.59)$$

b) Su seviyesinin altındaki zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \times \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right], \text{dir.} \quad (2.60)$$

C_h = Yatay eşdeğer deprem katsayısı

$$C_h = 0.2 * (I+1) * A_o \rightarrow 1. \text{ derece deprem bölgesi için } I=1 \text{ ve } A_o=0.4 \text{ alınır.} \quad (2.61)$$

Burada A_0 etkin yer ivmesi ve I yapı önem katsayısıdır, bu katsayılar Çizelge 2.10 ve 2.11’de verilmiştir.(İMO, 1998)

Çizelge 2.10 Etkin yer ivmesi katsayısı (İMO, 98)

Deprem bölgesi	A_0
1	0,40
2	0,30
3	0,20
4	0,10

Çizelge 2.11 Yapı önem katsayısı (İMO, 98)

Binanın kullanım amacı veya türü	Bina önem katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanılması gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında acilen 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) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,50
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1,40
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,20
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1,0

Depremlı hal için toplam toprak itki kuvveti, statik halden bulunan kuvvetlere depremden oluşan ek dinamik kuvvet eklenerek bulunur.

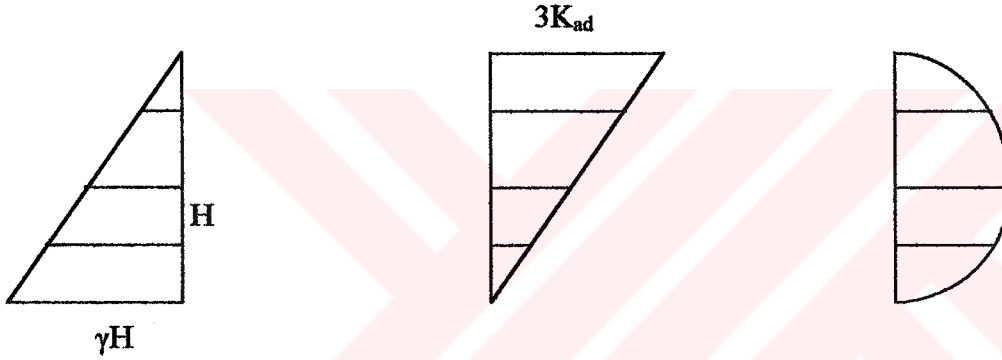
Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda zemin kütlesinden ötürü oluşan ek dinamik aktif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değışimi ;

$$p_{ad}(z) = 3 * K_{ad} * (1 - z/H) * p_v(z) \quad (2.62)$$

Burada H toprak tabakasının toplam yüksekliği, z ise yüzeyden itibaren derinliktir.

$$p_v(z) = \gamma z \quad (2.63)$$

alınarak yukarıdaki denklem zemin yüksekliği boyunca integre edilerek, statik basınca ek olarak depremden oluşan dinamik aktif toprak basıncının pozitif değeri bileşkesi P_{ad} bulunur.



(a)Statik basınç dağılımı(b)Dinamik aktif basınç katsayısı dağılımı(c)Dinamik basınç dağılımı

Şekil 2.33 Basınç dağılımı

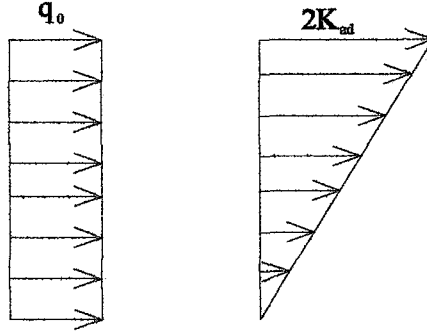
$$P_{ad} = \int_0^H 3K_{ad} * (1 - z/H) * \gamma * dz = 3K_{ad} * \gamma * \int_0^H (z - z/H) * dz = 3K_{ad} * \gamma * (z^2/2 - z^3/3H)$$

$$= 3K_{ad} * \gamma * (H^2/2 - H^3/3H) = 3K_{ad} * \gamma * H^2/6 = 1/2 K_{ad} * H^2 * \gamma$$

$$P_{ad} = \frac{1}{2} K_{ad} * H^2 * \gamma (=1/6 * L * i * k = 1/6 * H * \gamma * \gamma H * 3K_{ad}) \quad (2.64)$$

Elde edilen bu ifade incelenirse(P_{ad}), çarpım tablosunda, iki ters üçgenin çarpımından elde edilen sonucun aynı çıkacağı görülür. Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda düzgün yayılı dış yükten oluşan aktif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişiminde ise;

$$q_{ad}(z) = 2q_0 * K_{ad} * (1 - z/H) * \cos\alpha / \cos(\alpha - 1) \text{ dir.} \quad (2.65)$$



a) Düzgün yayılı dış yük

b) Dinamik aktif basınç katsayısı dağılımı

Şekil 2.34 Düzgün yayılı dış yükten oluşan basınç dağılımı

Statik kuvvet ve depremde oluşacak ek dinamik kuvvetin yeri, dinamik kuvvetin $0.6H$ ' a etkiyeceği, statik kuvvetin ise de üçgen dağılıma uyduğunda $(1/3)H$ 'a etkiyecektir. O halde toplam basınç kuvveti ise $h_{eş}$ (eşdeğer yükseklik)' in yaklaşık olarak $0.5H$ 'ına etkiyeceği AASHTO kaynaklarında belirtilmiştir.

$$h_{eş} = 0.60H * P_{ad} + 1/3H * P_{as} / (P_{ad} + P_{as}) \cong 0.50 h$$

Bu yüzden bu iki kuvvet toplamı yapı yüksekliğinin yarısından etkitilecektir.

3. KAPALI YAPILARIN DEPREMSİZ VE DEPREMLİ HALLERDE BOYUTLANDIRILMASINA AİT ÖRNEK HESAPLAMALAR

3.1 Depremsiz Hal

3.1.1 Beton Bloklı Tipli Yanaşma Yapısı

3 m su derinliğinde :

Tasarım Kriterleri

Zemin özellikleri

$$\gamma_b = \text{Kum zeminin birim hacim ağırlığı} = 1,8 \text{ t/m}^2$$

$$\gamma_s = \text{Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı} = 1,1 \text{ t/m}^2$$

$$\phi = \text{Zeminin içsel sürtünme açısı} = 40^\circ$$

$$\delta = \phi / 3 = 13.33^\circ$$

Yükler :

$$\text{Apron üst kotu} = +1,75 \text{ m}$$

$$\text{Baba aralığı} = 20 \text{ m}$$

$$\text{Baba yüksekliği} = 27,5 \text{ cm}$$

$$\text{Gemi tonajı} = 2000 \text{ t}$$

$$\text{Baba çekmesi} = 10 \text{ t (20m aralıklarla konulduğundan birim genişlikteki değeri } E_0 = 0,50 \text{ t/m}^2 \text{ olarak elde edilir.)}$$

$$q, (\text{ yayılı yük }) = 1,5 \text{ t/m}^2$$

$$\mu = \text{Sürtünme katsayısı} = 0,52$$

Diğer :

$$\gamma_k = \text{Betonun birim hacim ağırlığı} = 2,3 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_w = \text{Betonun su altındaki birim hacim ağırlığı} = 1,30 \text{ t/m}^3$$

$$H = \text{Tasarım dalga yüksekliği} = 2 \text{ m}$$

$$T = \text{Ortalama dalga periyodu} = 8 \text{ sn}$$

Hesaplar

Toprak İtke Katsayısı

K_{as} hesabı:

Deprem yönetmeliğinde yer alan K_{at} formülü kullanılacaktır.

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

K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak bulunur.)

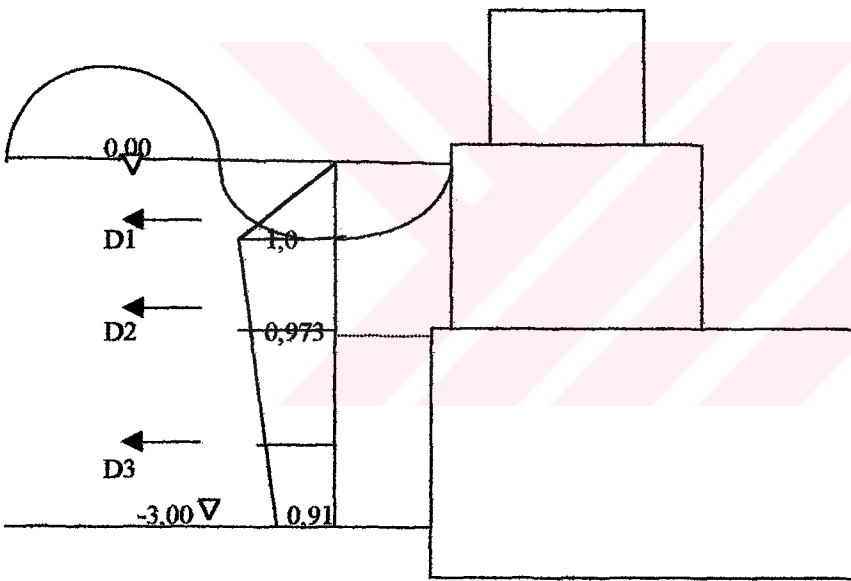
$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ψ ; Duvar-zemin arakesitinin düşeyle aktif veya pasif basınç tarafına doğru yaptığı açısı $= 0^\circ$

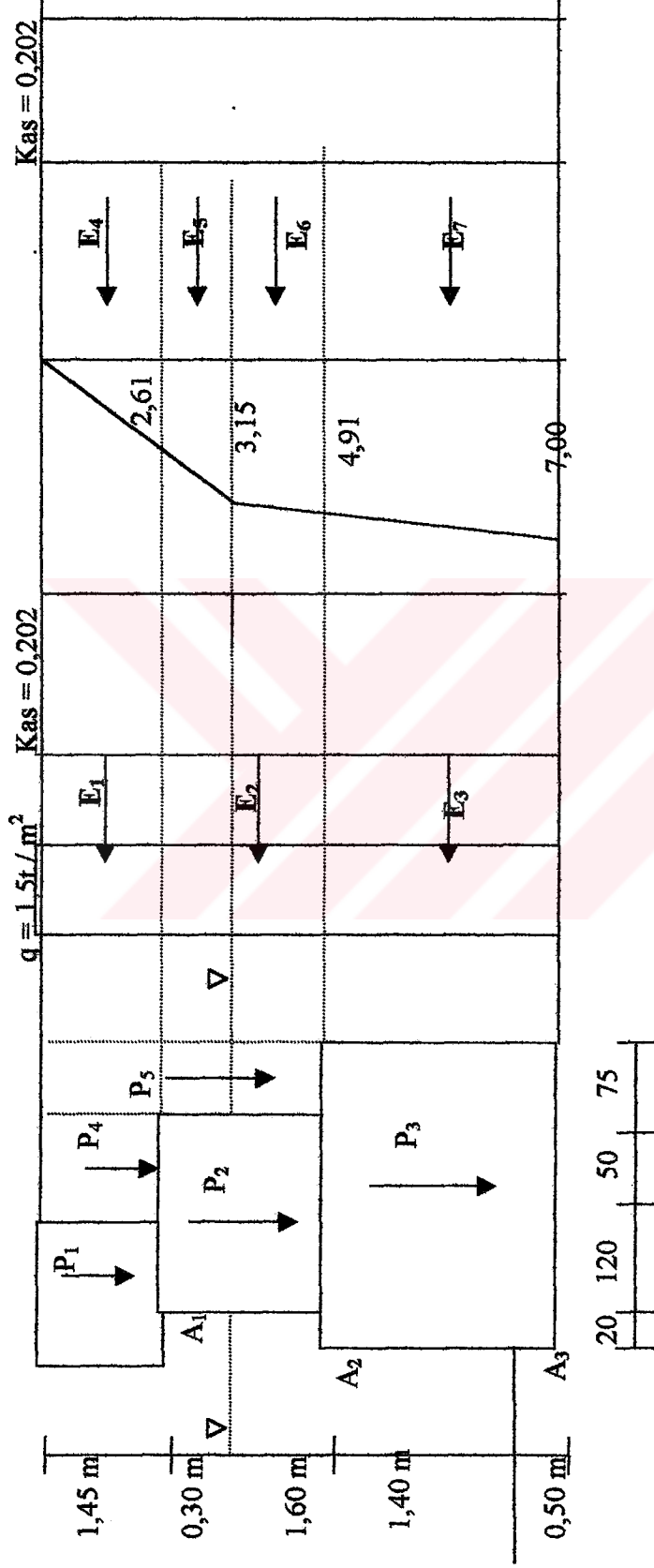
β ; Duvarın arka tarafındaki dolgunun üst yüzeyinin x eksenine ile yaptığı açısı $= 0^\circ$.

$$K_{as} = \frac{\cos^2(40^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cdot \cos(13.333^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.333^\circ) \cdot \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 13.333^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.2019876004 \cong 0.202$$



Şekil 3.1 Dalga çukuru duvarı çekerken
3 m su derinliğinde bloklı yapıda dalga kuvvetleri



Şekil 3.2 3 m su derinliği için bloklı yapıda statik yük dağılımı

Düsey Kuvvetlerin Hesabı

$$P_1 = 1,45 * 1,40 * 2,30 = 4,669 \text{ t}$$

$$P_2 = 0,30 * 1,70 * 2,30 + 1,60 * 1,70 * 1,30 = 4,709 \text{ t}$$

$$P_3 = 2,65 * 1,90 * 1,30 = 6,545 \text{ t}$$

$$P_4 = 0,50 * 1,45 * 1,80 = 1,305 \text{ t}$$

$$P_5 = 0,75 * 1,45 * 1,80 + 0,75 * 1,60 * 1,10 = 3,682 \text{ t}$$

Yanal Kuvvetlerin Hesabı

$$E_1 = 1,45 * 1,50 * 0,202 = 0,44 \text{ t}$$

$$E_2 = 1,90 * 1,50 * 0,202 = 0,576 \text{ t}$$

$$E_3 = 1,90 * 1,50 * 0,202 = 0,576 \text{ t}$$

$$E_4 = 1 / 2 * 1,45 * 2,61 * 0,202 = 0,382 \text{ t}$$

$$E_5 = 1 / 2 * 0,30 * (2,61 + 3,15) * 0,202 = 0,174 \text{ t}$$

$$E_6 = 1 / 2 * 1,60 * (3,15 + 4,91) * 0,202 = 1,302 \text{ t}$$

$$E_7 = 1 / 2 * 1,90 * (4,90 + 7,0) * 0,202 = 2,286 \text{ t}$$

Dalga kuvvetleri Hesabı

Dalga kreti duvarı çekerken ;

$$d = 3 \text{ m}$$

$$d / L_o = 3 / 100 = 0,03$$

$$L_o = 100 \text{ m}$$

$$\cosh kd \text{ (Tablo Ek) } = 1,1$$

$$\gamma * h = 1 * 1 = 1 \text{ t / m}$$

$\gamma * h / \cosh kd = 0,91 \text{ t/m}$ (İkinci bloğun tabanındaki dalga basıncı dağılımındaki benzeşimden bulunmuştur.)

$$D_1 = 1 * 1 * 1 / 2 = 0,5 \text{ t}$$

$$D_2 = (1 + 0,973) * 0,60 * 1 / 2 = 0,592 \text{ t}$$

$$D_3 = (0,973 + 0,91) * 1,40 * 1 / 2 = 1,318 \text{ t}$$

Stabilite Hesabı

-Dalga kreti duvarı iterken yapının stabilitesine pozitif bir etki yaptığından hesaba katılmayacaktır.

-Stabilite hesabının her blok için ayrı ayrı yapılması gerektiğinden , her blok için yapı arkasındaki blok yüksekliğine denk alanlar çarpılmalıdır.

1 . Blokta

1. blokta E_1 ve E_4 kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

Devrilme Güvenliği : A_1 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment : $(M_{D1}) = E_0 * 1,45 + E_1 * 1,45 / 2 + E_4 * 1,45 / 3 = 0,50 * 1,45 + 0,44 * 1,45 / 2 + 0,382 * 1,45 / 3 = 1,229 \text{ tm}$

Karşı koyan moment: $(M_{K1}) = 4,669 * 0,60 = 2,801 \text{ tm}$

Emniyet Katsayısı (SF) = $2,801 / 1,229 = 2,28$

Kayma Güvenliği :

Kaydırıcı kuvvet: $(K_{K1}) = E_0 + E_1 + E_4 = 0,5 + 0,44 + 0,382 = 1,322$

Karşı koyan kuvvet: $4,669 * 0,52 = 2,428 \text{ t}$

Emniyet Katsayısı (SF) = $2,428 / 1,322 = 1,84$

2 . Blokta

1. bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak 2. blokta E_2, E_5, E_6, D_1, D_2 kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

Devrilme Güvenliği : A_2 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment : $(M_{D2}) = M_{D1} + E_2 * H / 2 + E_5 * (H / 2 + 1,60) + E_6 * 1,60 / 2 + D_1 * 0,93 + D_2 * 0,301 + K_{K1} * H$
 $= 1,229 + 0,576 * 1,90 / 2 + 0,174 * (0,30 / 2 + 1,60) + 1,302 * 1,60 / 2 + 0,50 * 0,93 + 0,592 * 0,301 + 1,322 * 1,90 = 6,546 \text{ tm}$

Karşı koyan moment: $(M_{K2}) = (M_{K1}) + P_2 * l_2 + P_4 * l_4 = 2,801 + 1,45 * 1,305 + 4,709 * 0,85 = 8,70 \text{ tm}$

Emniyet Katsayısı (SF) = $8,70 / 6,546 = 1,33$

Kayma Güvenliği :

Kaydırıcı kuvvet: $(K_{K2}) = K_{K1} + E_2 + E_5 + E_6 + D_1 + D_2 = 1,322 + 0,576 + 0,174 + 1,302 + 0,50 + 0,592 = 4,466 \text{ t}$

$$\text{Emniyet Katsayısı (SF)} = 5,555 / 4,466 = 1,24$$

3 . Blokta

1. ve 2. bloklara etkiyen kuvvetlere ek olarak 3. Blokta E_3 , E_7 , D_3 kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

Devrilme Güvenliği : A_3 noktasına göre moment alınırsa ;

$$\text{Deviren moment: } (M_{D3}) = M_{D2} + E_3 * H / 2 + E_7 * H / 2 + D_3 * 1,309 + (D_1 + D_2) * H + K_{K2} * H = 6,546 + 0,576 * 1,90 / 2 + 2,286 * 1,90 / 2 + 1,318 * 1,309 + 4,466 * 1,90 + (0,5 + 0,592) * 1,90 = 21,55 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } (M_{K3}) = M_{K2} + P_3 * l_3 + P_5 * l_5 = 8,70 + 6,545 * 1,325 + 3,682 * 2,275 = 25,749 \text{ tm}$$

$$\text{Emniyet Katsayısı (SF)} = 25,749 / 21,55 = 1,20$$

Kayma Güvenliği :

$$\text{Kaydıran kuvvet: } (K_{K3}) = K_{K2} + E_3 + E_7 + D_7 = 4,466 + 0,576 + 2,286 + 1,318 = 8,646 \text{ t}$$

$$\text{Karşı koyan kuvvet: } (K_{KK3}) = K_{KK2} + P_3 * \mu + P_5 * \mu = 5,555 + (6,545 + 3,682) * 0,52 = 10,873 \text{ t}$$

$$\text{Emniyet Katsayısı (SF)} = 10,873 / 8,646 = 1,26$$

- Benzeri hesaplamalar 7 m , 10 m , 13 m , 17 m ve 20 m su derinliği için aynı dalga ve zemin koşulları için gerçekleştirilmiştir. Tüm hesaplamalara ait etkili kuvvetler ile güvenlik katsayıları çizelge 3.1' de özetlenmiştir.

Çizelge 3.1 Bloklı tip depresız hal için etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları

Derinlik (m)	Blok sayısı	Deviren moment (tm)	Karşı koyan moment (tm)	SF	Kaydıran kuvvet (t)	Karşı koyan kuvvet (t)	SF
3	3	1,229	2,801	2,28	1,322	2,428	1,84
		6,546	8,70	1,33	4,466	5,555	1,24
		21,55	25,749	1,20	8,646	10,873	1,26
7	5	3,129	7,286	2,33	2,322	3,99	1,72
		9,527	15,417	1,62	5,238	7,418	1,42
		24,981	36,021	1,44	10,121	13,22	1,31
		50,87	66,729	1,31	15,75	20,27	1,29
		88,06	114,529	1,30	21,737	29,089	1,34
10	6	3,414	7,648	2,24	2,587	4,186	1,62
		11,478	19,076	1,66	6,03	8,713	1,44
		28,811	45,178	1,57	11,283	15,491	1,37
		61,90	88,313	1,43	18,10	24,505	1,35
		111,40	153,20	1,38	25,876	35,624	1,38
		188,16	232,478	1,24	35,216	48,01	1,36
13	7	12,71	22,412	1,76	6,602	8,476	1,28
		31,628	43,277	1,37	10,882	14,92	1,37
		63,55	84,161	1,32	17,466	23,80	1,36
		111,374	146,31	1,31	25,018	34,59	1,38
		185,86	238,97	1,29	34,54	48,40	1,40
		285,65	369,88	1,29	45,257	65,01	1,44
		412,99	505,56	1,22	56,86	81,22	1,43
17	9	12,71	22,413	1,76	,602	8,476	1,28
		31,628	43,28	1,37	10,822	14,92	1,37
		63,554	84,164	1,32	17,472	23,60	1,35
		111,40	146,31	1,31	25,036	34,39	1,37
		169,03	217,78	1,29	32,578	45,232	1,39
		252,94	325,21	1,29	41,99	59,45	1,42

Çizelge 3.1 Devam

		359,57	462,831	1,29	52,372	75,633	1,44
		506,39	644,49	1,27	65,051	95,03	1,46
		685,78	845,238	1,23	78,671	114,982	1,46
20	10	23,957	73,954	3,09	11,602	14,935	1,29
		54,125	134,125	2,49	15,882	25,962	1,63
		97,30	180,01	1,85	22,457	34,401	1,53
		156,416	225,04	1,44	30,049	42,841	1,43
		224,09	292,75	1,31	37,604	52,84	1,41
		319,33	415,801	1,30	47,03	67,754	1,44
		436,88	569,28	1,30	57,437	84,489	1,47
		596,40	775,83	1,30	70,151	104,98	1,50
		788,57	1026,83	1,30	83,794	127,655	1,52
		1066,81	1257,10	1,18	101,88	148,50	1,46

3.1.2 L Tipi Yanaşma Yapısı

3 m su derinliğinde :

Tasarım Kriterleri

Zemin özellikleri

γ_b = Kum zeminin birim hacim ağırlığı = $1,8 \text{ t/m}^3$

γ_s = Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,1 \text{ t/m}^3$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı = 40°

$\delta = \phi / 3 = 13,33^\circ$

Yükler :

Apron üst kotu = +1,75 m

Baba aralığı = 20 m

Baba yüksekliği = 27,5 cm

Gemi tonajı = 2000 t

Baba çekmesi = 10 t ($E_0 = 0,50 \text{ t/m}^2$)

q_0 (yayılı yük) = $1,5 \text{ t/m}^2$

μ = Sürtünme katsayısı = 0,52

Diğer :

γ_k = Betonun birim hacim ağırlığı = $2,3 \text{ t/m}^3$

γ_w = Betonun su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,30 \text{ t/m}^3$

H = Tasarım dalga yüksekliği = 2 m

T = Ortalama dalga periyodu = 8 sn

Hesaplar

Toprak İtke Katsayısı

K_{as} hesabı:

Deprem yönetmeliğinde yer alan K_{at} formülü kullanılacaktır.

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

K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak bulunur.)

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

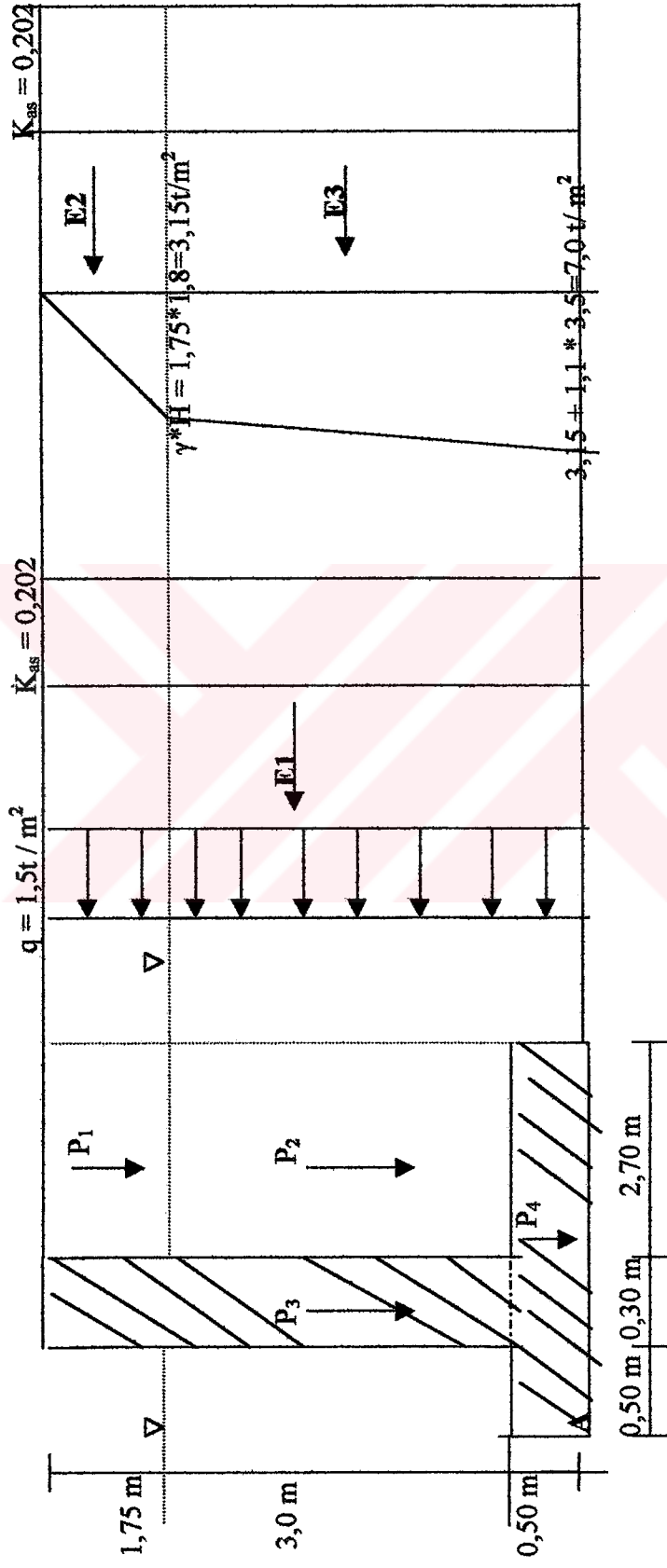
ψ ; Duvar-zemin arakesitinin düşeyle aktif veya pasif basınç tarafına doğru yaptığı açı = 0°

β ; Duvarın arka tarafındaki dolgunun üst yüzeyinin x eksenine ile yaptığı açı = 0° .

$$K_{as} = \frac{\cos^2(40^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cdot \cos(13.333^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.333^\circ) \cdot \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 13.333^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.2019876004 \cong 0.202$$





Şekil 3.4 3 m su derinliği için L tipi yapıda statik yük dağılımları

Düsey Kuvvetlerin Hesabı

$$P_1 = 1,75 * 1,80 * 2,70 = 8,505 \text{ t}$$

$$P_2 = 3,00 * 2,70 * 1,10 = 8,91 \text{ t}$$

$$P_3 = 1,75 * 2,30 * 0,30 + 3,00 * 1,30 * 0,30 = 2,377 \text{ t}$$

$$P_4 = 0,50 * 1,30 * 3,50 = 2,275 \text{ t}$$

Yanal kuvvetlerin Hesabı

$$E_1 = 5,25 * 1,5 * 0,202 = 1,591 \text{ t}$$

$$E_2 = 1 / 2 * 1,75 * 3,15 * 0,202 = 0,557 \text{ t}$$

$$E_3 = 1 / 2 * 3,50 * (3,15 + 7,0) * 0,202 = 3,588 \text{ t}$$

$$\Sigma E = E_1 + E_2 + E_3 + = 1,591 + 0,557 + 3,558 = 5,736 \text{ t}$$

Dalga Kuvvetleri Hesabı

Dalga kreti duvarı çekerken ;

$$d = 3 \text{ m}$$

$$d / L_o = 3 / 100 = 0,03$$

$$L_o = 100 \text{ m}$$

$$\cosh kd \text{ (Tablo Ek)} = 1,1$$

$$\gamma * h = 1 * 1 = 1 \text{ t / m}$$

$$D_1 = 1 * 1 * 1 / 2 = 0,5 \text{ t}$$

$$\gamma * h / \cosh kd = 0,91 \text{ t/m}$$

$$D_2 = (1 + 0,91) / 2 * 2 = 1,91 \text{ t}$$

Stabilite Hesabı

Dalga kreti duvarı iterken yapının stabilitisine pozitif bir etki yaptığından hesaba katılmayacaktır.

Devrilme Güvenliği : A noktasına göre moment alınır ;

$$\text{Deviren moment: } 0,5 * 5,25 + 5,736 * 2,08 + 0,5 * (1 / 3 + 2,50) + 1,91 * (1,02 + 0,5) = 18,88 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } (8,505 + 8,91) * 2,15 + 2,377 * 0,65 + 2,275 * 1,75 = 42,969 \text{ tm}$$

$$SF = 42,969 / 18,88 = 2,28$$

Kayma Güvenliği :

$$\text{Kaydıran kuvvet: } 0,50 + \Sigma E + D_1 + D_2 = 0,5 + 5,736 + 0,5 + 1,91 = 8,646 \text{ t}$$

$$\text{Karşı koyan kuvvet: } (8,505 + 8,91 + 2,377 + 2,275) * 0,52 = 11,475 \text{ t}$$

$$SF = 11,475 / 8,646 = 1,33$$

Benzeri hesaplamalar 7 m , 10 m , 13 m , 17 m ve 20 m su derinliği için aynı dalga ve zemin koşulları için gerçekleştirilmiştir. Tüm hesaplamalara ait etkili kuvvetler ile güvenlik katsayıları izelge 3.2’ de özetlenmiştir.

izelger 3.2 L tipi yapıda deprensiz halde etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları

Derinlik (m)	Deviren moment (tm)	Karşı koyan moment (tm)	SF	Kaydıran kuvvet (t)	Karşı koyan kuvvet (t)	SF
3	18,88	42,969	2,28	8,646	11,475	1,33
7	87,629	148,645	1,70	21,743	28,032	1,29
10	187,37	281,328	1,50	35,291	45,558	1,29
13	412,26	555,52	1,35	56,86	73,824	1,30
17	748,17	850,417	1,14	78,67	101,319	1,29
20	1066,86	1398,96	1,31	102,168	139,48	1,37

3.1.3 Keson Tipi Yanaşma Yapısı

3 m su derinliğinde :

Tasarım Kriterleri

Zemin özellikleri

γ_b = Kum zeminin birim hacim ağırlığı = $1,8 \text{ t/m}^3$

γ_s = Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,1 \text{ t/m}^3$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı = 40°

$\delta = \phi / 3 = 13.33^\circ$

Yükler :

Apron üst kotu = +1,75 m

Baba aralığı = 20 m

Baba yüksekliği = 27.5 cm

Gemi tonajı = 2000 t

Baba çekmesi = 10 t ($E_0 = 0,50 \text{ t/m}^2$)

q (yayılı yük) = $1,5 \text{ t/m}^2$

μ = Sürtünme katsayısı = 0,52

Diğer :

H = Tasarım dalga yüksekliği = 2 m

T = Ortalama dalga periyodu = 8 sn

Rölatif Keson Yoğunluğu

Tecrübelerden , kesondaki beton oranının , genellikle 0,25 olduğu görülür. Betonun birim hacim ağırlığının $2,45 \text{ t/m}^3$, kumun $2,0 \text{ t/m}^3$ olduğu farz edilirse , keson yoğunluğu ;

$2,45 * 0,25 + 2,0 * 0,75 = 2,10 \text{ t/m}^3$ olur.

Hesaplar

Toprak İtki Katsayısı

K_{as} hesabı:

Deprem yönetmeliğinde yer alan K_{at} formülü kullanılacaktır.

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

K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak bulunur.)

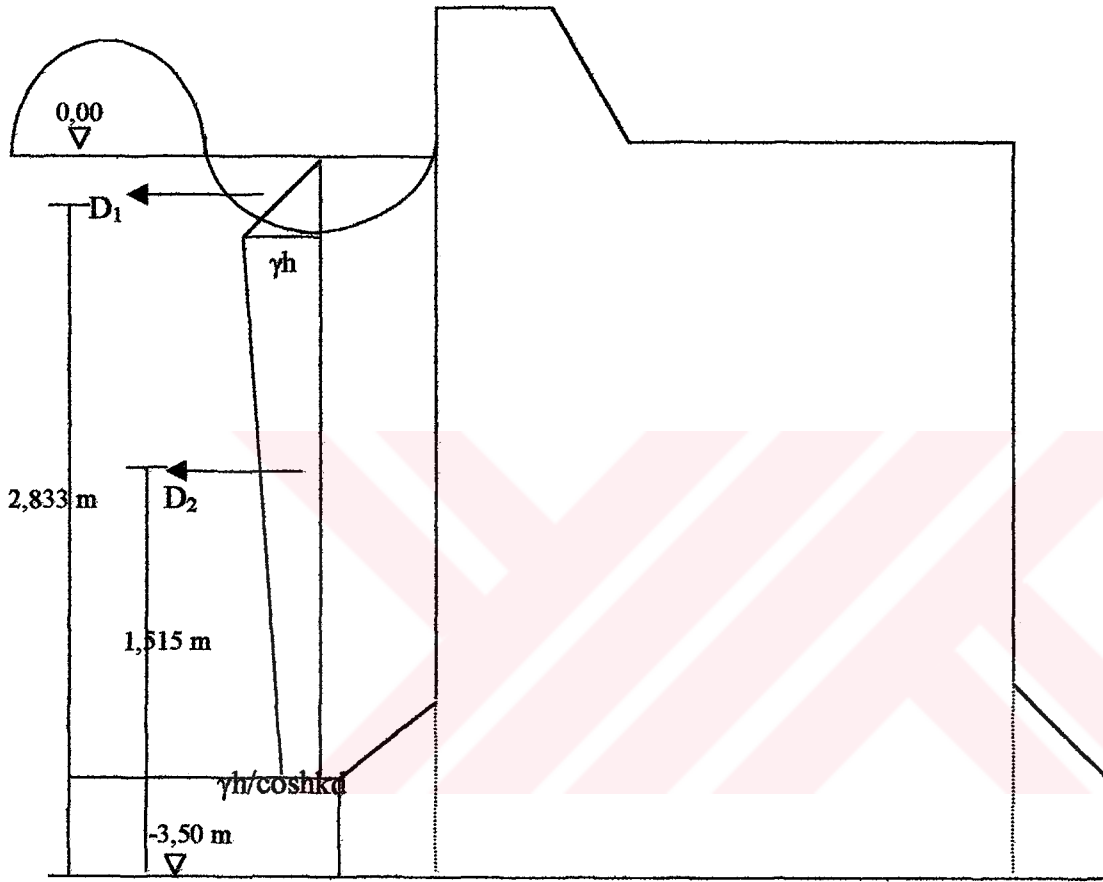
$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2\Psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ψ ; Duvarın y eksenini ile yaptığı açı = 0° .

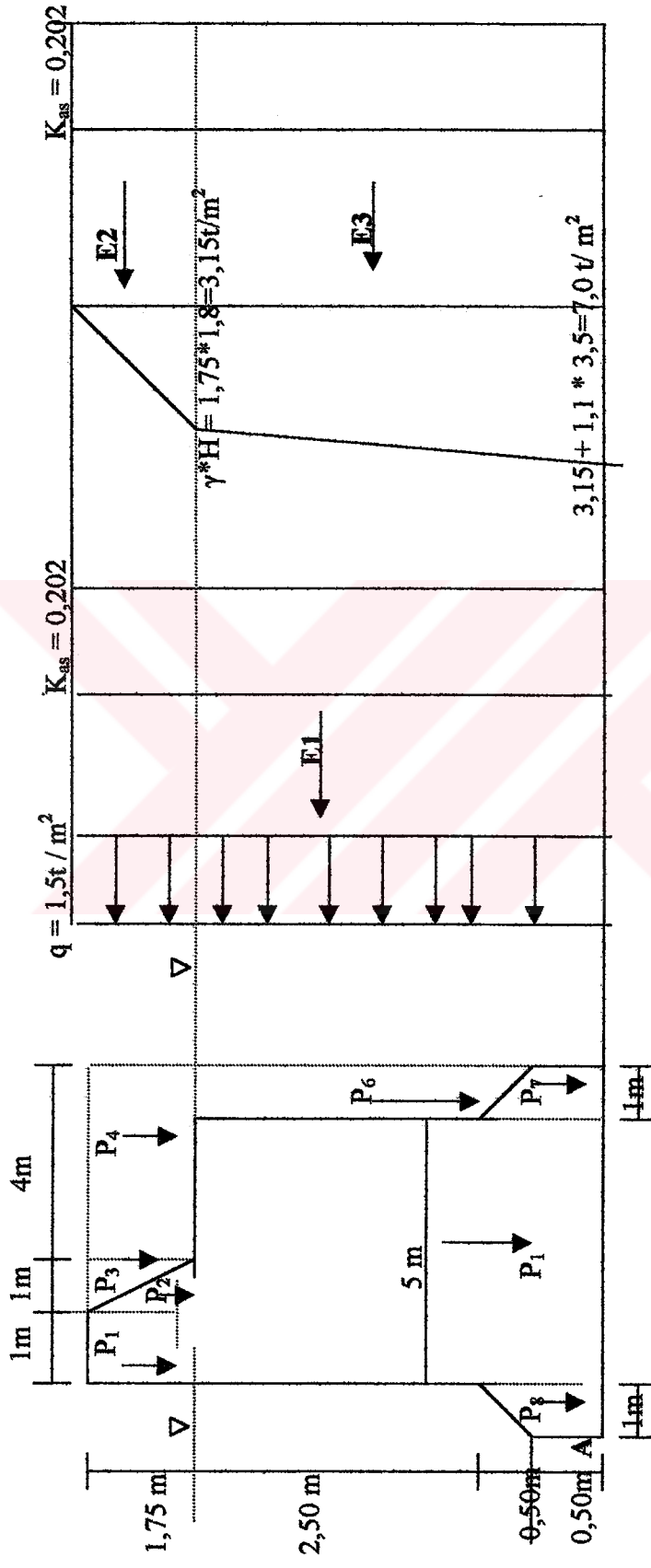
β ; Duvarın arka tarafındaki dolgunun üst yüzeyinin x eksenini ile yaptığı açı = 0° .

$$K_{as} = \frac{\cos^2(40^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cdot \cos(13.333^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.333^\circ) \cdot \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 13.333^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.2019876004 \cong 0.202$$



Şekil 3.5 Dalga kreti duvarı çekerken
3 m su derinliğinde keson tipi yapıda dalga kuvvetleri



Şekil 3.6 3 m su derinliği için keson tipi yapıda statik yük dağılımlar

Düsey Kuvvetlerin Hesabı

$$P_1 = 5,00 * 3,50 * 2,10 = 36,75 \text{ t}$$

$$P_2 = 1,75 * 1,00 * 2,30 = 4,025 \text{ t}$$

$$P_3 = 1 / 2 * 1,75 * 1,00 * 2,30 = 2,0125 \text{ t}$$

$$P_4 = 1 / 2 * 1,75 * 1,00 * 1,80 = 1,575 \text{ t}$$

$$P_5 = 4,00 * 1,75 * 1,80 = 12,60 \text{ t}$$

$$P_6 = 2,50 * 1,00 * 1,10 + 1 / 2 * 0,50 * 1,00 * 1,10 = 3,025 \text{ t}$$

$$P_7 = 1 / 2 * 0,50 * 1,00 * 2,10 + 1,00 * 0,50 * 2,10 = 1,575 \text{ t}$$

$$P_8 = 1 / 2 * 0,50 * 1,00 * 2,10 + 1,00 * 0,50 * 2,10 = 1,575 \text{ t}$$

Yanal kuvvetlerin Hesabı

$$E_1 = 5,25 * 1,5 * 0,202 = 1,591 \text{ t}$$

$$E_2 = 1 / 2 * 1,75 * 3,15 * 0,202 = 0,557 \text{ t}$$

$$E_3 = 1 / 2 * 3,50 * (3,15 + 7,0) * 0,202 = 3,588 \text{ t}$$

$$\Sigma E = E_1 + E_2 + E_3 = 1,591 + 0,557 + 3,588 = 5,736 \text{ t}$$

Dalga Kuvvetleri Hesabı

Dalga kreti duvarı çekerken ;

$$d = 3 \text{ m}$$

$$L_o = 100 \text{ m}$$

$$\gamma * h = 1 * 1 = 1 \text{ t / m}$$

$$\gamma * h / \cosh kd = 0,91 \text{ t/m}$$

$$d / L_o = 3 / 100 = 0,03$$

$$\cosh kd \text{ (Tablo Ek)} = 1,1$$

$$D_1 = 1 * 1 * 1 / 2 = 0,5 \text{ t}$$

$$D_2 = (1 + 0,91) / 2 * 2 = 1,91 \text{ t}$$

Stabilite Hesabı

Dalga kreti duvarı iterken yapının stabilitisine pozitif bir etki yaptığından hesaba katılmayacaktır.

Stabilite Hesabı

Devrilme Güvenliği : A noktasına göre moment alınırsa ;

$$\text{Deviren moment: } 0,5 * 5,25 + 5,736 * 2,08 + 0,5 * (1 / 3 + 2,50) + 1,91 * (1,02 + 0,5) = 18,88 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } P_1 * (5 / 2 + 1) + P_2 * (1 / 2 + 1) + P_3 * (1 / 3 + 1 + 1) + P_4 * (1 * 2 / 3 + 1 + 1)$$

$$+ P_5 * (4/2 + 1 + 1 + 1) + P_6 * (1/2 + 5 + 1) + P_7 * (1/2 + 5 + 1) + P_8 * (1/2)$$

$$= 36,75 * 3,50 + 4,025 * 1,50 + 2,013 * 2,33 + 1,575 * 2,667 + 12,6 * 5,00 + 3,025 * 6,50 +$$

$$1,575 * 6,50 + 1,575 * 0,50 = 237,24 \text{ tm}$$

$$SF = 237,24 / 18,88 = 12,57$$

Kayma Güvenliği :

$$\text{Kaydıran kuvvet: } 0,50 + \Sigma E + D_1 + D_2 = 0,5 + 5,736 + 0,5 + 1,91 = 8,646 \text{ t}$$

$$\text{Karşı koyan kuvvet: } (P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) * \mu$$

$$= (36,75 + 4,025 + 2,013 + 1,575 + 12,6 + 3,025 + 1,575 + 1,575) * 0,52 = 32,83 \text{ t}$$

$$SF = 32,83 / 8,646 = 3,79$$

Benzeri hesaplamalar 7 m , 10 m , 13 m , 17 m ve 20 m su derinliği için aynı dalga ve zemin koşulları için gerçekleştirilmiştir. Tüm hesaplamalara ait etkili kuvvetler ile güvenlik katsayıları Çizelge 3.3' de özetlenmiştir.

Çizelge 3.3 Keson tipi yapıda depresiz halde etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları

Derinlik (m)	Deviren moment (tm)	Karşı koyan moment (tm)	SF	Kaydıran kuvvet (t)	Karşı koyan kuvvet (t)	SF
3	18,88	237,24	12,57	8,646	32,83	3,79
7	87,629	412,84	4,71	21,743	56,96	2,62
10	187,37	566,81	3,03	35,291	78,06	2,21
13	412,26	731,89	1,78	56,86	100,66	1,77
17	748,17	907,50	1,21	78,67	124,79	1,59
20	1066,86	1394,55	1,31	102,168	240,08	2,35

3.2 Depremlı Hal

3.2.1 Beton Bloklı Tıplı Yanaşma Yapısı

3 m su derinliğinde :

Tasarım Kriterleri

Zemin özellikleri

γ_b = Kum zeminin birim hacim ağırlığı = $1,8 \text{ t/m}^3$

γ_s = Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,1 \text{ t/m}^3$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı = 40°

$\delta = \phi / 3 = 13.33^\circ$

Yükler :

Apron üst kotu = +1,75 m

Baba aralığı = 20 m

Baba yüksekliği = 27,5 cm

Gemi tonajı = 2000 t

Baba çekmesi = 10 t (20m aralıklarla konulduğundan birim genişlikteki değeri $E_0 = 0,50 \text{ t/m}^2$ olarak elde edilir.)

q , (yayılı yük) = $1,5 \text{ t/m}^2$

μ = Sürtünme katsayısı = 0,52

Diğer :

γ_k = Betonun birim hacim ağırlığı = $2,3 \text{ t/m}^3$

γ_w = Betonun su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,30 \text{ t/m}^3$

Hesaplar

Toprak İtke Katsayıları

K_{as} hesabı:

Deprem yönetmeliğinde yer alan K_{at} formülü kullanılacaktır.

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

K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak bulunur.)

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\psi + \delta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ψ ; Duvarın y eksenini ile yaptığı açı = 0° .

β ; Duvarın arka tarafındaki dolgunun üst yüzeyinin x eksenini ile yaptığı açı = 0° .

$$K_{as} = \frac{\cos^2(40^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cdot \cos(13.333^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.333^\circ) \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 13.333^\circ) \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.2019876004 \approx 0.202$$

K_{at} hesabı:

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

$$C_v = \frac{2}{3} C_h$$

C_h : yatay eşdeğer deprem katsayı

C_v : düşey eşdeğer deprem katsayı

$$C_h = 0.2(I+1)A_o \rightarrow 1. \text{ deprem bölgesi için } I=1 \text{ ve } A_o=0.4 \text{ alınır}$$

$$C_h = 0.2(I+1)0.4$$

$$C_v = 0$$

$$C_h = 0.16$$

λ açısı:

a) Kuru zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{0.16}{1 + 0} \right] = 9.09^\circ$$

b) Su seviyesinin altındaki zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \times \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{2.1}{1.1} \times \frac{0.16}{(1 + 0.107)} \right] = 16.99^\circ$$

K_{at} hesabı:

a) Kuru zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1 + 0.107) \cos^2(40 - 9,09 - 0)}{\cos 9,09 \cos^2 0 \cos(13.33 + 0 + 9,09)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 13.33) \sin(40 - 9,09 - 0)}{\cos(13.33 + 9,09 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.288$$

b) Su seviyesi altındaki zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1 + 0) \cos^2(40 - 16,99 - 0)}{\cos 16,99 \cos^2 0 \cos(13.33 + 0 + 16,99)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 13.33) \sin(40 - 16,99 - 0)}{\cos(13.33 + 0 + 16,99) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.389$$

$K_{as} \rightarrow$ Statik aktif basınç katsayısı

(K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak elde edilir)

$$K_{as} = \cos^2 \varphi / [\cos \delta (1 + (\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi / \cos \delta)^{1/2})^2]$$

$$K_{as} = 0.202$$

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

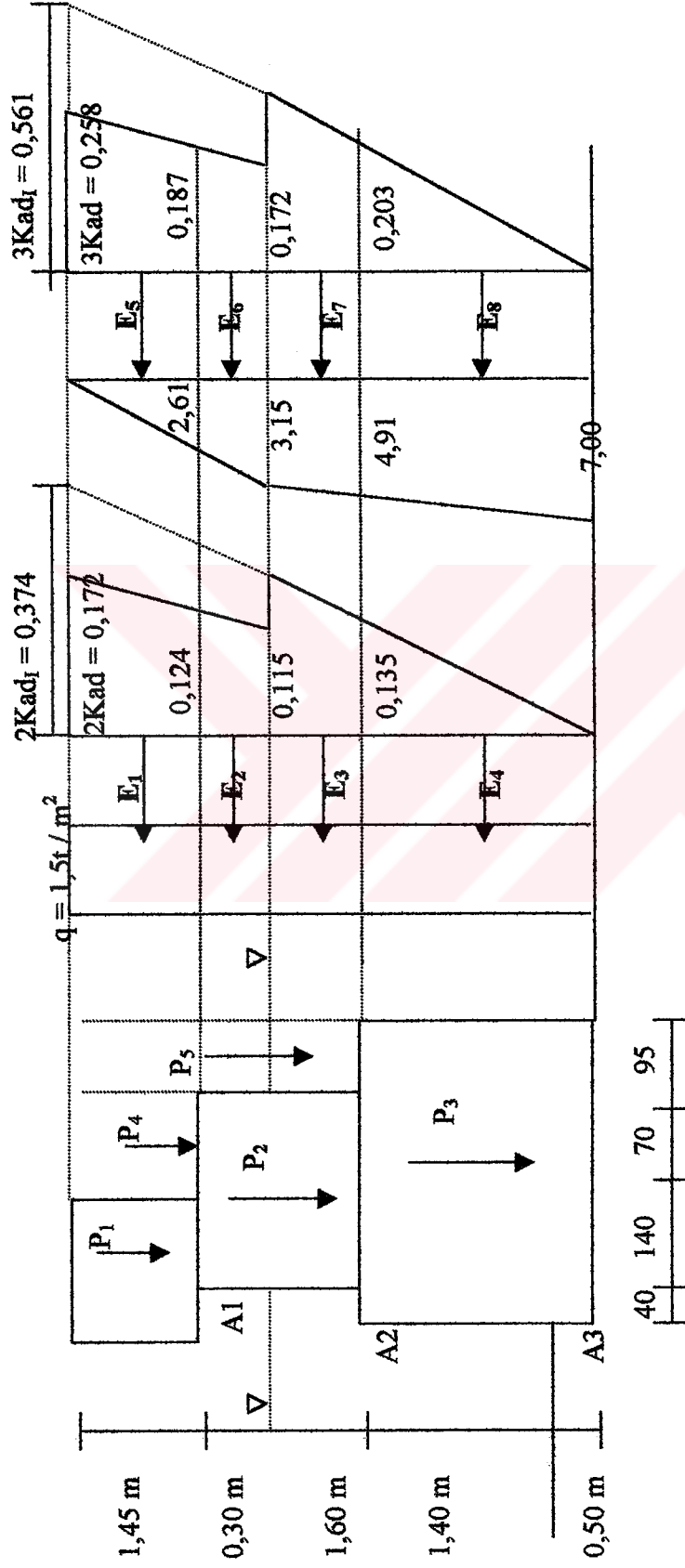
$K_{ad} \rightarrow$ depremten oluşan dinamik aktif basınç katsayısı

1) Kuru zeminlerdeki K_{ad} ;

$$K_{ad} = 0.288 - 0.202 = 0.086$$

2) Su seviyesinin altındaki zeminlerde ;

$$K_{ad} = 0.389 - 0.202 = 0.187$$



Şekil 3.7 3 m su derinliği için bloklu yapıda dinamik yük dağılımı

Düsey Kuvvetlerin Hesabı

$$P_1 = 1,45 * 1,80 * 2,30 = 6,003 \text{ t}$$

$$P_2 = 0,30 * 2,10 * 2,30 + 1,60 * 1,30 * 2,10 = 5,817 \text{ t}$$

$$P_3 = 3,45 * 1,90 * 1,30 = 8,522 \text{ t}$$

$$P_4 = 0,70 * 1,80 * 1,45 = 1,827 \text{ t}$$

$$P_5 = 1,75 * 1,80 * 0,95 + 0,95 * 1,10 * 1,60 = 4,665 \text{ t}$$

Yanal Kuvvetlerin Hesabı

$$E_1 = 1 / 2 * 1,45 * 1,50 * (0,124 + 0,172) = 0,3219 \text{ t}$$

$$E_2 = 1 / 2 * 0,30 * 1,50 * (0,115 + 0,124) = 0,054 \text{ t}$$

$$E_3 = 1 / 2 * 1,60 * 1,50 * (0,135 + 0,249) = 0,4608 \text{ t}$$

$$E_4 = 1 / 2 * 0,135 * 1,90 * 1,50 = 0,192 \text{ t}$$

$$E_5 = 1 / 6 * 1,45 * 2,61 * (2 * 0,187 + 0,258) = 0,399 \text{ t}$$

$$E_6 = 1 / 6 * 0,30 * (2 * 2,61 * 0,172 + 2,61 * 0,187 + 3,15 * 0,172 + 2 * 3,15 * 0,187) = 0,155 \text{ t}$$

$$E_7 = 1 / 6 * 1,60 * (2 * 3,15 * 0,203 + 3,15 * 0,374 + 4,91 * 0,203 + 2 * 4,91 * 0,374) = 1,90 \text{ t}$$

$$E_8 = 1 / 6 * 1,90 * 0,203 * (2 * 4,91 + 7,00) = 1,081 \text{ t}$$

$$\Sigma E_d = 4,484 \text{ t}$$

Toplam Kuvvetlerin Hesabı (Statik Kuvvet + Dinamik Kuvvet)

$$\text{Statik kuvvet} = E_1 + E_4 = 0,44 + 0,382 = 0,822 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_1 + E_5 = 0,3219 + 0,399 = 0,72 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 0,822 + 0,72 = 1,542 \text{ t}$$

Stabilite Hesabı

Stabilite hesabının her blok için ayrı ayrı yapılması gerektiğinden , her blok için yapı arkasındaki blok yüksekliğine denk alanlar (statik kuv. + dinamik kuv.) alınmalıdır.

1 . Bloкта

Devrilme Güvenliği : A_1 noktasına göre moment alınırsa ;

$$\text{Deviren moment : } (M_{D1}) = 0,50 * 1,45 + \Sigma E_t * H / 2 = 0,50 * 1,45 + 1,542 * 1,45 / 2 = 1,84 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } (M_{K1}) = 6,003 * 0,70 = 4,202 \text{ t}$$

$$SF = 4,202 / 1,84 = 2,28$$

Kayma Güvenliği :

$$\text{Kaydırın kuvvet: } (K_{K1}) = 0,5 + \Sigma E_1 = 0,5 + 1,542 = 2,042 \text{ t}$$

$$\text{Karşı koyan kuvvet: } 6,003 * 0,52 = 3,121 \text{ t}$$

$$SF = 3,121 / 2,042 = 1,53$$

2 . Blokta

$$\text{Statik kuvvet} = E_2 + E_5 + E_6 = 0,576 + 0,174 + 1,302 = 2,052 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik kuvvet} = E_2 + E_3 + E_6 + E_7 = 0,054 + 0,4608 + 0,155 + 1,90 = 2,57 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 2,05 + 2,57 = 4,622 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği : A₂ noktasına göre moment alınır ;

$$\text{Deviren moment : } (M_{D2}) = M_{D1} + \Sigma E_t * H / 2 + K_{K1} * H = 1,84 + 4,622 * 1,90 / 2 + 2,042 * 1,90 = 10,11 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } (M_{K2}) = (M_{K1}) + P_2 * l_2 + P_4 * l_4 = 4,202 + 5,817 * 1,05 + 1,827 * 1,45 = 12,96 \text{ tm}$$

$$SF = 12,96 / 10,11 = 1,28$$

Kayma Güvenliği :

$$\text{Kaydırın kuvvet: } (K_{K2}) = K_{K1} + \Sigma E_t = 2,042 + 4,622 = 6,644 \text{ t}$$

$$\text{Karşı koyan kuvvet: } (K_{KK2}) = (K_{KK1}) + P_2 * \mu + P_4 * \mu = 3,121 + 5,817 * 0,52 + 1,827 * 0,52 = 7,10 \text{ t}$$

$$SF = 7,10 / 6,644 = 1,07$$

3 . Blokta

$$\text{Statik kuvvet} = E_3 + E_7 = 0,576 + 2,286 = 2,862 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik kuvvet} = E_4 + E_8 = 0,192 + 1,081 = 1,273 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 2,862 + 1,273 = 4,135 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği : A₃ noktasına göre moment alınır ;

Deviren moment: : $(M_{D3}) = M_{D2} + \Sigma E_t * H / 2 + K_{K2} * H = 10,11 + 4,135 * 1,90 / 2 + 6,644 * 1,90 = 26,66 \text{ tm}$

Karşı koyan moment: ($M_{K3}) = M_{K2} + P_3 * l_3 + P_5 * l_5 = 12,96 + 8,522 * 1,725 + 4,665 * 2,975 = 41,54 \text{ tm}$

$$SF = 41,54 / 26,66 = 1,56$$

Kayma Güvenliği :

Kaydıran kuvvet: ($K_{K3}) = K_{K2} + \Sigma E_t = 6,644 + 4,135 = 10,779 \text{ t}$

Karşı koyan kuvvet: ($K_{KK3}) = K_{KK2} + P_3 * \mu + P_5 * \mu = 7,10 + (8,522 + 4,665) * 0,52 = 13,957 \text{ t}$

$$SF = 13,957 / 10,779 = 1,29$$

Benzeri hesaplamalar 7 m , 10 m , 13 m , 17 m ve 20 m su derinliği için aynı dalga ve zemin koşulları için gerçekleştirilmiştir. Tüm hesaplamalara ait etkili kuvvetler ile güvenlik katsayıları Çizelge 3.4' de özetlenmiştir.

Çizelge 3.4 Bloklı tipyapıda depremlı halde etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları

Derinlik (m)	Blok sayısı	Deviren moment (tm)	Karşı koyan moment (tm)	SF	Kaydıran kuvvet (t)	Karşı koyan kuvvet (t)	SF
3	3	1,84	4,202	2,28	2,042	3,121	1,53
		10,11	12,96	1,28	6,644	7,10	1,07
		26,66	41,54	1,56	10,779	13,957	1,29
7	5	3,338	10,35	3,05	3,104	4,68	1,51
		13,693	22,58	1,65	8,346	8,93	1,07
		37,604	53,04	1,41	15,565	16,044	1,03
		75,968	100,61	1,32	22,799	24,91	1,09
		127,66	179,65	1,41	28,891	36,31	1,26
10	6	4,509	9,66	2,14	3,653	5,023	1,38
		18,557	26,153	1,41	10,395	10,53	1,01
		48,223	63,74	1,32	19,27	19,71	1,02
		103,70	127,761	1,23	30,04	30,77	1,02

		48,223	63,74	1,32	19,27	19,71	1,02
		103,70	127,761	1,23	30,04	30,77	1,02
		183,136	225,463	1,23	40,57	44,49	1,10
		296,98	365,03	1,23	50,465	61,577	1,22
13	7	14,864	28,93	1,95	8,212	9,553	1,16
		43,376	57,52	1,33	17,132	17,182	1,01
		95,65	130,42	1,36	29,33	29,63	1,01
		176,617	231,45	1,31	42,641	43,483	1,02
		302,21	374,28	1,24	57,837	60,903	1,05
		464,811	580,82	1,25	72,244	81,755	1,13
		660,86	814,27	1,23	84,597	103,166	1,22
17	9	14,895	28,934	1,94	8,24	9,553	1,16
		43,788	57,518	1,31	17,443	17,479	1,01
		97,772	140,287	1,43	30,543	30,659	1,01
		183,07	261,99	1,43	45,278	46,11	1,02
		287,637	390,44	1,36	59,29	60,64	1,03
		439,258	585,55	1,33	75,484	79,823	1,06
		627,07	828,23	1,32	91,462	101,165	1,11
		876,58	1145,44	1,31	108,144	126,69	1,17
		1165,11	1493,43	1,28	122,676	153,06	1,25
20	10	26,16	85,45	3,27	13,253	16,011	1,21
		66,532	178,82	2,69	22,633	29,831	1,32
		132,50	257,07	1,94	36,009	41,174	1,14
		230,897	335,32	1,45	51,455	52,52	1,02
		348,79	451,085	1,29	66,438	66,44	1,01
		518,24	630,83	1,22	84,185	84,66	1,01
		728,02	858,02	1,18	102,228	105,263	1,03
		1008,52	1166,28	1,16	122,11	130,45	1,07
		1337,17	1508,48	1,13	140,812	158,44	1,13
		1789,21	1883,41	1,05	160,546	184,388	1,15

3.2.2 L Tipi Yanaşma Yapısı

3 m su derinliğinde :

Tasarım Kriterleri

Zemin özellikleri

γ_b = Kum zeminin birim hacim ağırlığı = $1,8 \text{ t/m}^3$

γ_s = Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,1 \text{ t/m}^3$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı = 40°

$\delta = \phi / 3 = 13.33^\circ$

Yükler :

Apron üst kotu = +1,75 m

Baba aralığı = 20 m

Baba yüksekliği = 27,5 cm

Gemi tonajı = 2000 t

Baba çekmesi = 10 t ($E_0 = 0,50 \text{ t/m}^2$)

q , (yayılı yük) = $1,5 \text{ t/m}^2$

μ = Sürtünme katsayısı = 0,52

Diğer :

γ_k = Betonun birim hacim ağırlığı = $2,3 \text{ t/m}^3$

γ_w = Betonun su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,30 \text{ t/m}^3$

Hesaplar

1-Toprak İtke Katsayıları

K_{as} hesabı:

Deprem yönetmeliğinde yer alan K_{at} formülü kullanılacaktır.

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

K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak bulunur.)

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2 \Psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\psi + \delta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ψ ; Duvarın y eksenine ile yaptığı açı = 0° .

β ; Duvarın arka tarafındaki dolgunun üst yüzeyinin x eksenine ile yaptığı açı $= 0^\circ$.

$$K_{as} = \frac{\cos^2(40^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cos(13.333^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.333^\circ) \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 13.333^\circ) \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.2019876004 \approx 0.202$$

K_{at} hesabı:

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

$$C_v = \frac{2}{3} C_h$$

C_h : yatay eşdeğer deprem katsayı

C_v : düşey eşdeğer deprem katsayı

$C_h = 0.2(I+1)A_0 \rightarrow$ 1. deprem bölgesi için $I=1$ ve $A_0=0.4$ alınır

$$C_h = 0.2(I+1)0.4$$

$$C_v = 0$$

$$C_h = 0.16$$

λ açısı:

a) Kuru zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{0.16}{1+0} \right] = 9.09^\circ$$

b) Su seviyesinin altındaki zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \times \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{2.1}{1.1} \times \frac{0.16}{(1+0.107)} \right] = 16.99^\circ$$

K_{at} hesabı:

a) Kuru zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1 + 0.107) \cos^2(40 - 9.09 - 0)}{\cos 9.09 \cos^2 0 \cos(13.33 + 0 + 9.09)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 13.33) \sin(40 - 9.09 - 0)}{\cos(13.33 + 9.09 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.288$$

b) Su seviyesi altındaki zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1+0)\cos^2(40-16,99-0)}{\cos 16,99 \cos^2 0 \cos(13,33+0+16,99)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40+13,33)\sin(40-16,99-0)}{\cos(13,33+0+16,99)\cos(0-0)}}\right]^2}$$

$$= 0.389$$

$K_{as} \rightarrow$ Statik aktif basıç katsayısı

(K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak elde edilir)

$$K_{as} = \cos^2 \varphi / [\cos \delta (1 + (\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi / \cos \delta)^{1/2})^2]$$

$$K_{as} = 0.202$$

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

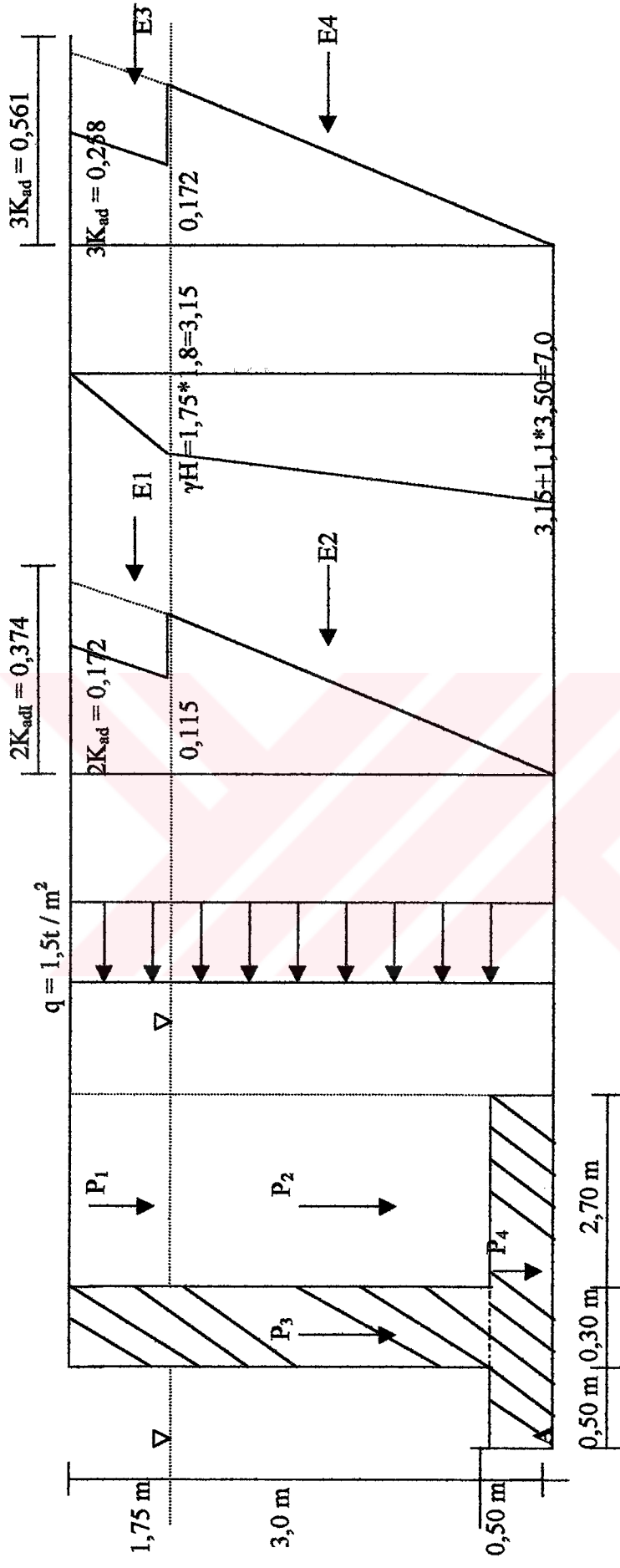
$K_{ad} \rightarrow$ depremten oluşan dinamik aktif basınc katsayısı

1) Kuru zeminlerdeki K_{ad} ;

$$K_{ad} = 0.288 - 0.202 = 0.086$$

2) Su seviyesinin altındaki zeminlerde ;

$$K_{ad} = 0.389 - 0.202 = 0.187$$



Şekil 3.8 3 m su derinliği için L tipi yapıda dinamik yük dağılımı

Düsey Kuvvetlerin Hesabı

$$P_1 = 1,75 * 1,80 * 2,70 = 8,505 \text{ t}$$

$$P_2 = 3,00 * 2,70 * 1,10 = 8,91 \text{ t}$$

$$P_3 = 1,75 * 2,30 * 0,30 + 3,00 * 1,30 * 0,30 = 2,377 \text{ t}$$

$$P_4 = 0,50 * 1,30 * 3,50 = 2,275 \text{ t}$$

Yanal kuvvetlerin Hesabı

$$E_1 = 1 / 2 * 1,75 * 1,50 * (0,115 + 0,172) = 0,376 \text{ t}$$

$$E_2 = 1 / 2 * 0,249 * 3,50 * 1,50 = 0,6536 \text{ t}$$

$$E_3 = 1 / 6 * 1,75 * 3,15 * (2 * 0,172 + 0,258) = 0,5531 \text{ t}$$

$$E_4 = 1 / 6 * 3,50 * 0,374 * (2 * 3,15 + 7,00) = 2,9016 \text{ t}$$

$$\Sigma E_d = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 = 0,376 + 0,6536 + 0,5531 + 2,9016 = 4,484 \text{ t}$$

Toplam Kuvvetlerin Hesabı (Statik Kuvvet + Dinamik Kuvvet)

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 5,376 + 4,484 = 10,22 \text{ t}$$

Stabilite Hesabı

Devrilme Güvenliği : A noktasına göre moment alınır ;

$$\text{Deviren moment: } 0,5 * 5,25 + \Sigma E_t * H / 2 = 0,5 * 5,25 + 10,22 * 5,25 / 2 = 29,453 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } (8,505 + 8,91) * 2,15 + 2,377 * 0,65 + 2,275 * 1,75 = 42,969 \text{ tm}$$

$$SF = 42,969 / 29,453 = 1,46$$

Kayma Güvenliği :

$$\text{Kaydıran kuvvet: } 0,50 + \Sigma E_t = 0,5 + 10,22 = 10,72 \text{ t}$$

$$\text{Karşı koyan kuvvet: } (8,505 + 8,91 + 2,377 + 2,275) * 0,52 = 11,475 \text{ t}$$

$$SF = 11,475 / 10,72 = 1,07$$

Benzeri hesaplamalar 7 m , 10 m , 13 m , 17 m ve 20 m su derinliği için aynı dalga ve zemin koşulları için gerçekleştirilmiştir. Tüm hesaplamalara ait etkili kuvvetler ile güvenlik katsayıları çizelge 3.5’ de özetlenmiştir.

Çizelge 3.5 L tipi yapıda depremli halde etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları

Derinlik (m)	Deviren moment (tm)	Karşı koyan moment (tm)	SF	Kaydıran kuvvet (t)	Karşı koyan kuvvet (t)	SF
3	29,453	42,969	1,46	10,72	11,475	1,07
7	139,59	160,60	1,15	28,682	29,228	1,02
10	330,08	361,72	1,10	50,277	52,09	1,04
13	736,85	767,27	1,04	84,315	85,96	1,02
17	1304,61	1387,012	1,06	122,279	126,93	1,04
20	1999,94	2151,35	1,08	160,208	171,184	1,07

3.2.3 Keson Tipi Yanaşma Yapısı

3 m su derinliğinde :

Tasarım Kriterleri

Zemin özellikleri

γ_b = Kum zeminin birim hacim ağırlığı = $1,8 \text{ t/m}^3$

γ_s = Kum zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı = $1,1 \text{ t/m}^3$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı = 40°

$\delta = \phi / 3 = 13.33^\circ$

Yükler :

Apron üst kotu = +1,75 m

Baba aralığı = 20 m

Baba yüksekliği = 27.5 cm

Gemi tonajı = 2000 t

Baba çekmesi = 10 t ($E_0 = 0,50 \text{ t/m}^2$)

q , (yayılı yük) = $1,5 \text{ t/m}^2$

μ = Sürtünme katsayısı = 0,52

Rölatif Keson Yoğunluğu

Tecrübelerden , kesondaki beton oranının , genellikle 0,25 olduğu görülür. Betonun birim hacim ağırlığının $2,45 \text{ t/m}^3$, kumun $2,0 \text{ t/m}^3$ olduğu farz edilirse , keson yoğunluğu ;
 $2,45 * 0,25 + 2,0 * 0,75 = 2,10 \text{ t/m}^3$ olur.

Hesaplar

1-Toprak İtke Katsayıları

K_{as} hesabı:

Deprem yönetmeliğinde yer alan K_{at} formülü kullanılacaktır.

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

K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde $\lambda = 0$ ve $C_v = 0$ konularak bulunur.)

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \Psi)}{\cos^2\Psi \cdot \cos(\delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\psi + \delta) \cdot \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ψ ; Duvarın y eksenini ile yaptığı açı = 0° .

β ; Duvarın arka tarafındaki dolgunun üst yüzeyinin x eksenini ile yaptığı açı = 0° .

$$K_{as} = \frac{\cos^2(40^\circ - 0^\circ)}{\cos^2(0^\circ) \cos(13.333^\circ + 0^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 13.333^\circ) \cdot \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(0^\circ + 13.333^\circ) \cdot \cos(0^\circ - 0^\circ)}} \right]^2}$$

$$K_{as} = 0.2019876004 \cong 0.202$$

K_{at} hesabı:

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

$$C_v = \frac{2}{3} C_h$$

C_h : yatay eşdeğer deprem katsayısı

C_v : düşey eşdeğer deprem katsayısı

$$C_h = 0.2(I+1)A_o \rightarrow 1. \text{ deprem bölgesi için } I=1 \text{ ve } A_o=0.4 \text{ alınır}$$

$$C_h = 0.2(I+1)0.4$$

$$C_v = 0$$

$$C_h = 0.16$$

λ açısı:

a) Kuru zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{0.16}{1+0} \right] = 9.09^\circ$$

b) Su seviyesinin altındaki zeminlerde;

$$\lambda = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \times \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{2.1}{1.1} \times \frac{0.16}{(1+0.107)} \right] = 16.99^\circ$$

K_{at} hesabı:

a) Kuru zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1 + 0.107) \cos^2(40 - 9,09 - 0)}{\cos 9,09 \cos^2 0 \cos(13.33 + 0 + 9,09)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 13.33) \sin(40 - 9,09 - 0)}{\cos(13.33 + 9,09 + 0) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.288$$

b) Su seviyesi altındaki zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1 + 0) \cos^2(40 - 16,99 - 0)}{\cos 16,99 \cos^2 0 \cos(13.33 + 0 + 16,99)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 13.33) \sin(40 - 16,99 - 0)}{\cos(13.33 + 0 + 16,99) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0.389$$

K_{as} → Statik aktif basıç katsayısı

(K_{at} ifadesinde λ = 0 ve C_v = 0 konularak elde edilir)

$$K_{as} = \cos^2 \varphi / [\cos \delta (1 + (\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi / \cos \delta)^{1/2})^2]$$

$$K_{as} = 0.202$$

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

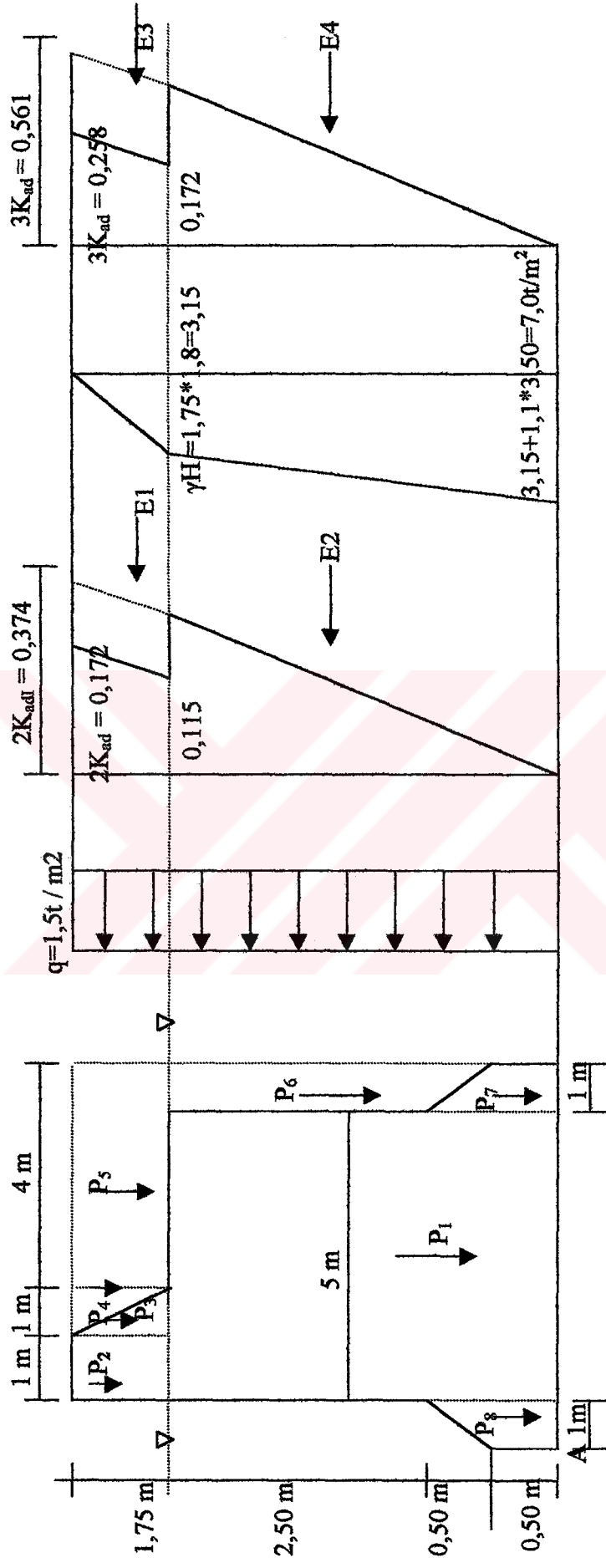
K_{ad} → depremten oluşan dinamik aktif basınç katsayısı

1) Kuru zeminlerdeki K_{ad} ;

$$K_{ad} = 0.288 - 0.202 = 0.086$$

2) Su seviyesinin altındaki zeminlerde ;

$$K_{ad} = 0.389 - 0.202 = 0.187$$



Şekil 3.9 3 m su derinliği için keson yapıda dinamik yük dağılımı

Düsey Kuvvetlerin Hesabı

$$P_1 = 5,00 * 3,50 * 2,10 = 36,75 \text{ t}$$

$$P_2 = 1,75 * 1,00 * 2,30 = 4,025 \text{ t}$$

$$P_3 = 1 / 2 * 1,75 * 1,00 * 2,30 = 2,0125 \text{ t}$$

$$P_4 = 1 / 2 * 1,75 * 1,00 * 1,80 = 1,575 \text{ t}$$

$$P_5 = 4,00 * 1,75 * 1,80 = 12,60 \text{ t}$$

$$P_6 = 2,50 * 1,00 * 1,10 + 1 / 2 * 0,50 * 1,00 * 1,10 = 3,025 \text{ t}$$

$$P_7 = 1 / 2 * 0,50 * 1,00 * 2,10 + 1,00 * 0,50 * 2,10 = 1,575 \text{ t}$$

$$P_8 = 1 / 2 * 0,50 * 1,00 * 2,10 + 1,00 * 0,50 * 2,10 = 1,575 \text{ t}$$

Yanal kuvvetlerin Hesabı

$$E_1 = 1 / 2 * 1,75 * 1,50 * (0,115 + 0,172) = 0,376 \text{ t}$$

$$E_2 = 1 / 2 * 0,249 * 3,50 * 1,50 = 0,6536 \text{ t}$$

$$E_3 = 1 / 6 * 1,75 * 3,15 * (2 * 0,172 + 0,258) = 0,5531 \text{ t}$$

$$E_4 = 1 / 6 * 3,50 * 0,374 * (2 * 3,15 + 7,00) = 2,9016 \text{ t}$$

$$\Sigma E_d = E_1 + E_2 + E_3 + E_4 = 0,376 + 0,6536 + 0,5531 + 2,9016 = 4,484 \text{ t}$$

Toplam Kuvvetlerin Hesabı (Statik Kuvvet + Dinamik Kuvvet)

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 5,376 + 4,484 = 10,22 \text{ t}$$

Stabilite Hesabı

Devrilme Güvenliği : A noktasına göre moment alınırsa ;

$$\text{Deviren moment: } 0,5 * 5,25 + \Sigma E_t * H / 2 = 0,5 * 5,25 + 10,22 * 5,25 / 2 = 29,453 \text{ tm}$$

$$\text{Karşı koyan moment: } P_1 * (5 / 2 + 1) + P_2 * (1 / 2 + 1) + P_3 * (1 / 3 + 1 + 1) + P_4 * (1 * 2 / 3 + 1 + 1) + P_5 * (4 / 2 + 1 + 1 + 1) + P_6 * (1 / 2 + 5 + 1) + P_7 * (1 / 2 + 5 + 1) + P_8 * (1 / 2)$$

$$= 36,75 * 3,50 + 4,025 * 1,50 + 2,013 * 2,33 + 1,575 * 2,667 + 12,6 * 5,00 + 3,025 * 6,50 + 1,575 * 6,50 + 1,575 * 0,50 = 237,24 \text{ tm}$$

$$SF = 237,24 / 29,453 = 8,05$$

Kayma Güvenliği :

Kaydıran kuvvet: $0,50 + \Sigma E_t = 0,5 + 10,22 = 10,72 \text{ t}$

Karşı koyan kuvvet: $(P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6 + P_7 + P_8) * \mu$

$$= (36,75 + 4,025 + 2,013 + 1,575 + 12,6 + 3,025 + 1,575 + 1,575) * 0,52 = 32,83 \text{ t}$$

$$SF = 32,83 / 10,72 = 3,06$$

Benzeri hesaplamalar 7 m , 10 m , 13 m , 17 m ve 20 m su derinliği için aynı dalga ve zemin koşulları için gerçekleştirilmiştir. Tüm hesaplamalara ait etkili kuvvetler ile güvenlik katsayıları Çizelge 3.6' de özetlenmiştir.

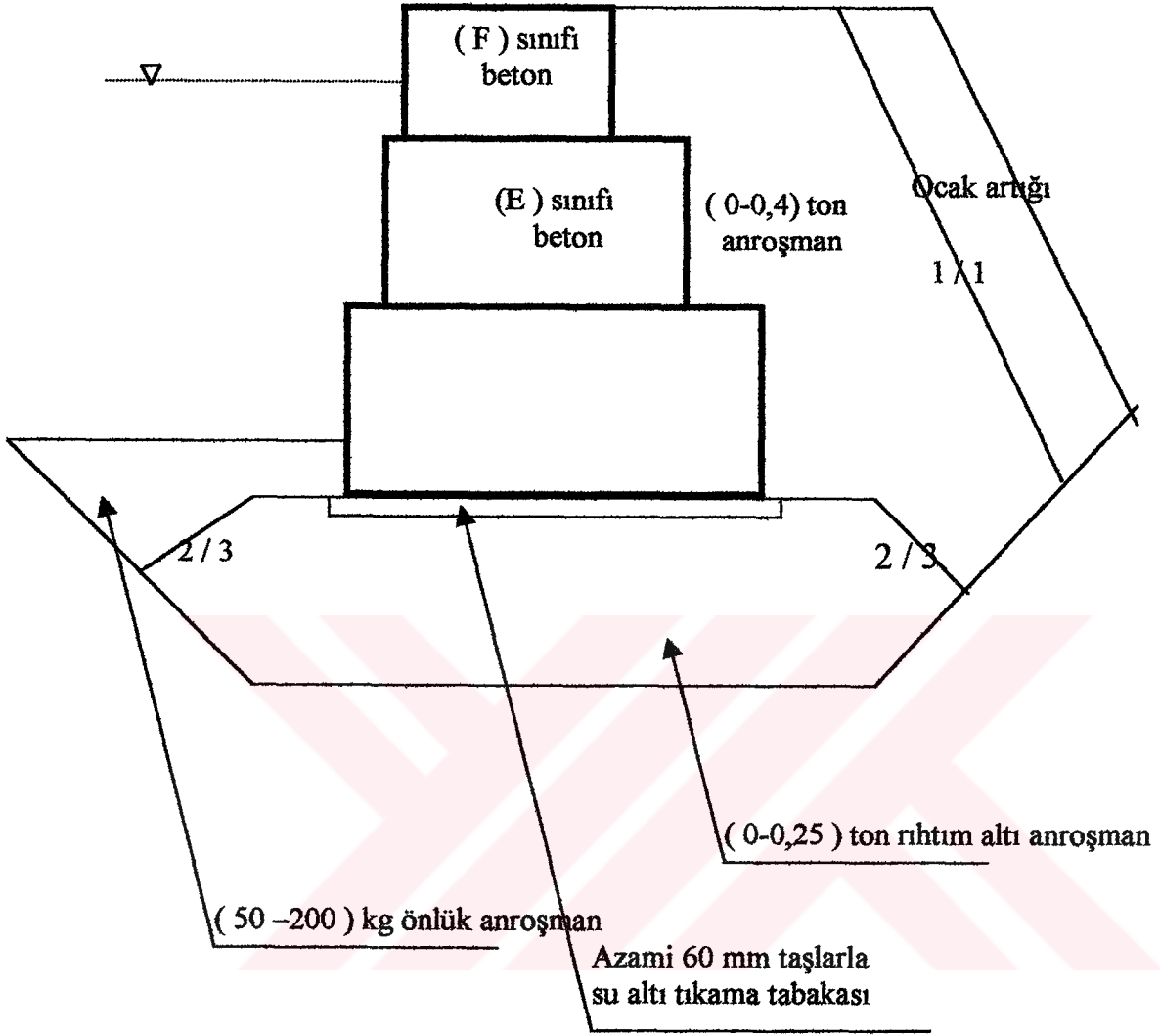
Çizelge 3.6 Keson tipi yapıda depremli halde etkili kuvvetler ve güvenlik katsayıları

Derinlik (m)	Deviren moment (tm)	Karşı koyan moment (tm)	SF	Kaydıran kuvvet (t)	Karşı koyan kuvvet (t)	SF
3	29,453	237,24	8,05	10,72	32,83	3,06
7	139,59	412,84	2,96	28,682	56,96	1,99
10	330,08	566,81	1,72	50,277	78,06	1,55
13	736,85	847,88	1,15	84,315	109,434	1,30
17	1304,61	1516,011	1,16	122,279	168,623	1,38
20	1999,94	2215,44	1,11	160,208	218,465	1,36

4. MALİYET ANALİZİ

4.1 Beton Bloklı Rıhtım Yaklaşık Maliyet Hesabı

İş Kalemleri:(DLH Birim Fiyat Listesi, 2000)	Poz no.	Birimi	Fiyatı (TL)
1) (F) sınıfı kronman betonu	16014 / 1	m ³	20,106 725
2) Kronman kalıbı	21020	m ²	2,534,152
3) (E) sınıfı beton	16003 / 1	m ³	18,780,371
4) Beton blok kalıbı	21011	m ²	3,249,190
5) Beton blok taşınması ve yerine konulması	16103	m ³	5,320,712
6) Tıkama tabakası	34013 / 1	m ²	5,054,316
7) (0 – 0,25) ton rıhtım altı anroşman	34015 / 1	ton	1,653,833
8) (50 – 200) kg önlük anroşmanı	34016 / 1	ton	1,492,553
9) (0 – 0,40) ton anroşman	34006	ton	1,285,085
10) Ocak artığı ile dolgu yapılması	34213	m ³	571,505



Şekil 4.1 Beton bloklı rıhtım en kesiti

3 m su derinliğinde ;

1) (F) sınıfı kronman betonu

$$1,80 * 1,45 * 1,0 = 2,61 \text{ m}^3$$

$$2,61 * 20,106,725 = 52,478,552 \text{ TL}$$

2) Kronman kalıbı

$$(2 * 1,45 + 0,40) * 1,0 + (1 / 10 + 1) * 1,45 * 1,80 = 6,171 \text{ m}^2$$

$$6,171 * 2,534,152 = 15,638,252 \text{ TL}$$

3) (E) sınıfı beton

$$2. \text{ blok} = 1,90 * 2,10 * 1,0 = 3,99 \text{ m}^3$$

$$3. \text{ blok} = 1,90 * 3,45 * 1,0 = 6,555 \text{ m}^3$$

$$\text{Toplam beton hacmi} = 3,99 + 6,555 = 10,545 \text{ m}^3$$

$$10,545 * 18,780,371 = 198,039,012 \text{ TL}$$

4) Beton blok kalıbı

$$2. \text{ blok} = 2 * 1,90 * 1,0 + 2 * 1,90 * 2,10 = 11,78 \text{ m}^2$$

$$3. \text{ blok} = 2 * 1,90 * 1,0 + 2 * 1,90 * 3,45 = 16,91 \text{ m}^2$$

$$\text{Toplam blok kalıbı} = 11,78 + 16,91 = 28,69 \text{ m}^2$$

$$28,69 * 3,249,190 = 93,219,261 \text{ TL}$$

5) Beton blok taşınması ve yerine konması

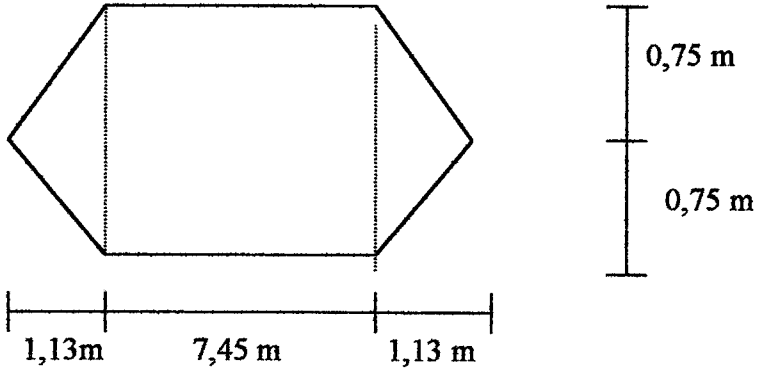
$$10,545 * 5,320,712 = 56,106,908 \text{ TL}$$

6) Tıkama tabakası

$$3,80 * 1,0 = 3,80 \text{ m}^2$$

$$3,80 * 5,054 * 316 = 19,206,400 \text{ TL}$$

7) (0 – 0,25) ton rıhtım altı anroşman

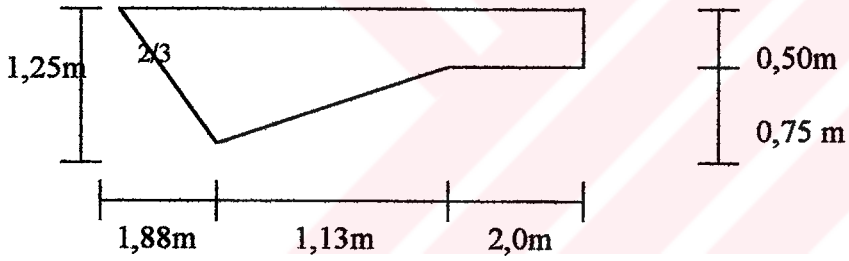


$$S = 7,45 * 1,50 + 4 * 1,13 * 0,75 / 2 = 12,87 \text{ m}^2$$

$$G = 12,87 * 1,0 * 1,80 = 23,166 \text{ ton}$$

$$23,166 * 1,653,833 = 38,312,695 \text{ TL}$$

8) (50 – 200) kg önlük anroşmanı

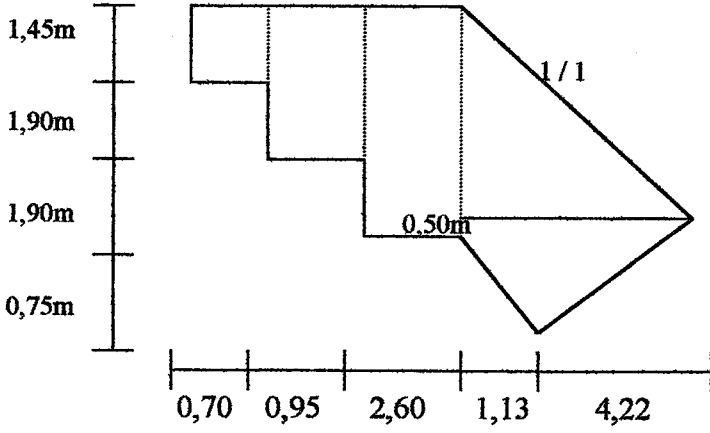


$$S = 1,25 * 1,88 / 2 + 1,13 * 0,75 / 2 + (2,0 + 1,13) * 0,50 = 3,164 \text{ m}^2$$

$$G = 3,164 * 1,0 * 1,80 = 5,695 \text{ ton}$$

$$5,695 * 1,492,553 = 8,500,089 \text{ TL}$$

9) (0 – 0,40) ton anroşman

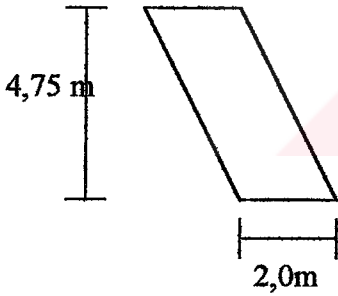


$$S = 0,70 * 1,45 + 0,95 * 3,35 + 2,0 * 5,25 + 4,75 * 4,75 / 2 + 4,22 * 1,25 / 2 + (0,50 + 1,25 / 2) * 1,13 = 32,455 \text{ m}^3$$

$$G = 32,455 * 1,0 * 1,80 = 58,419 \text{ ton}$$

$$58,419 * 1,285,085 = 75,073,380 \text{ TL}$$

10) Ocak artığı ile dolgu yapılması



$$S = 4,75 * 2,0 = 9,5 \text{ m}^2$$

$$V = 9,5 * 1,0 = 9,5 \text{ m}^3$$

$$9,5 * 571,505 = 5,429,297 \text{ TL}$$

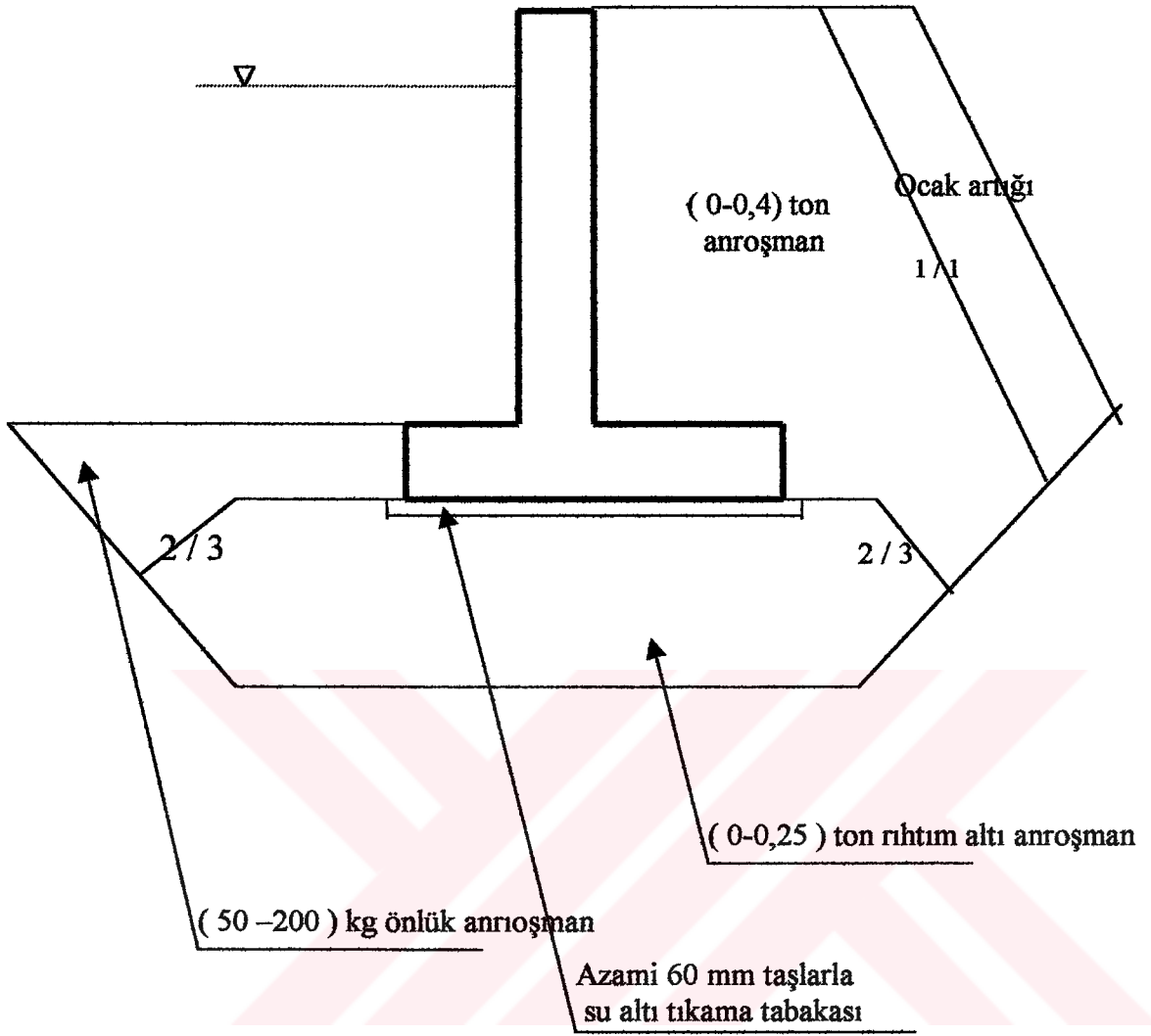
$$\text{TOPLAM} = 562,003,846 \text{ TL}$$

Çizelge 4.1 Depremli halde beton blok maliyetleri

Derinlik (m)	Maliyet (TL)	Maliyet (\$)
3	562,003,846	1021,83
7	1,456,954,464	2657,32
10	2,316,948,978	4212,64
13	3,916,023,761	7120,04
17	5,810,176,096	10563,96
20	7,471,944,753	13585,35

4.2 L Tipi Rıhtım için Yaklaşık Maliyet Hesabı

İş Kalemleri: (DLH Birim Fiyat Listesi, 2000)	Poz no.	Birimi	Fiyatı (TL)
1) (F) sınıfı kronman betonu	16014 / 1	m ³	20,106 725
2) Kronman kalıbı	21020	m ²	2,534,152
3) (B) sınıfı beton	16032 / 2A	m ³	23,519,155
4) Beton blok kalıbı	21011	m ²	3,249,190
5) Betonarme için Ø14mm-Ø16mm kalın nervürlü çeliğin bükülüp yerine takılması	23015	m ³	220,677,250
6) Beton blok taşınması ve yerine konması	16103	m ³	5,320,712
7) Tıkama tabakası	34013 / 1	m ²	5,054,316
8) (0 – 0,25) ton rıhtım altı anroşman	34015 / 1	ton	1,653,833
9) (50 – 200) kg önlük anroşmanı	34016 / 1	ton	1,492,553
10) (0 – 0,40) ton anroşman	34006	ton	1,285,085
11) Ocak artığı ile dolgu yapılması	34213	m ³	571,505



Şekil 4.2 L tipi rıhtım en kesiti

3 m su derinliğinde ;**1) (F) sınıfı kronman betonu**

$$0,50 * 1,0 * 20 = 10 \text{ m}^3$$

$$10 * 20,106,725 = 201,067,250 \text{ TL}$$

2) Kronman kalıbı

$$2 * 1,0 * 20 = 40 \text{ m}^2$$

$$40 * 2,534,152 = 101,366,080 \text{ TL}$$

3) (B) sınıfı beton

$$4,75 * 0,30 * 20 + 3,50 * 0,50 * 20 = 63,50 \text{ m}^3$$

$$\text{Payanda} = 6 * (4,75 * 2,70 / 2) * 0,25 = 9,619 \text{ m}^3$$

$$\text{Toplam} = 63,50 + 9,619 = 73,119 \text{ m}^3$$

$$73,119 * 23,519,155 = 1,719,697,094 \text{ TL}$$

4) Beton blok kalıbı

$$2 * 4,75 * 20 + 2 * 0,50 * 20 = 210 \text{ m}^2$$

$$\text{Payanda} = 6 * (4,75 * 2,70 / 2) * 2 = 76,95 \text{ m}^2$$

$$\text{Toplam} = 210 + 76,95 = 286,95 \text{ m}^2$$

$$286,95 * 3,249,190 = 932,355,070 \text{ TL}$$

5) Betonarme için Ø14mm-Ø16mm kalın nervürlü çeliğin bükülüp yerine takılması

1 m3'e 150 kg donatı koyulduğu kabul edilirse ;

$$\text{Toplam beton} = (B) \text{ sınıfı beton} + (F) \text{ sınıfı kronman betonu}$$

$$= 73,119 + 10 = 83,119 \text{ m}^3 * 150 = 12,468 \text{ ton}$$

$$12,468 * 220,677,250 = 2,751,403,953 \text{ TL}$$

6) Beton blok taşınması ve yerine konması

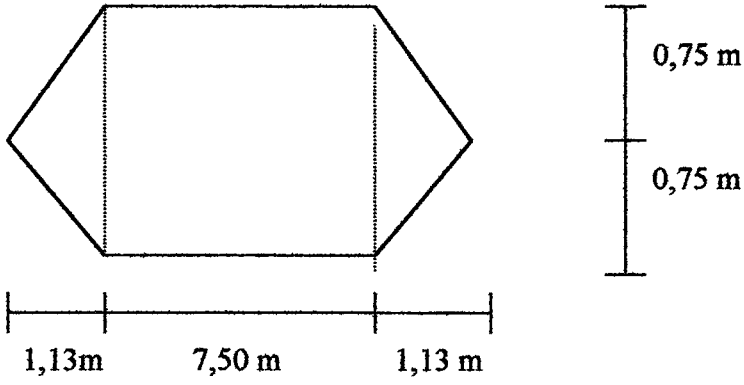
$$73,119 * 5,320,712 = 389,045,140 \text{ TL}$$

7) Tıkama tabakası

$$4,50 * 1,0 * 20 = 90 \text{ m}^2$$

$$90 * 5,054,316 = 454,888,440 \text{ TL}$$

8) (0 – 0,25) ton rıhtım altı anroşman

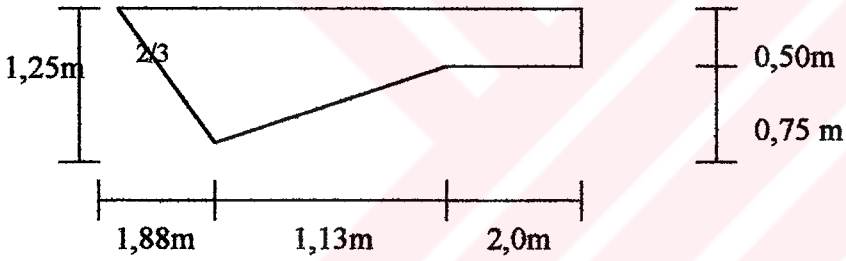


$$S = 7,50 * 1,50 + 4 * 1,13 * 0,75 / 2 = 12,945 \text{ m}^2$$

$$G = 12,945 * 20 * 1,80 = 466,02 \text{ ton}$$

$$466,02 * 1,653,833 = 770,719,254 \text{ TL}$$

9) (50 – 200) kg önlük anroşmanı

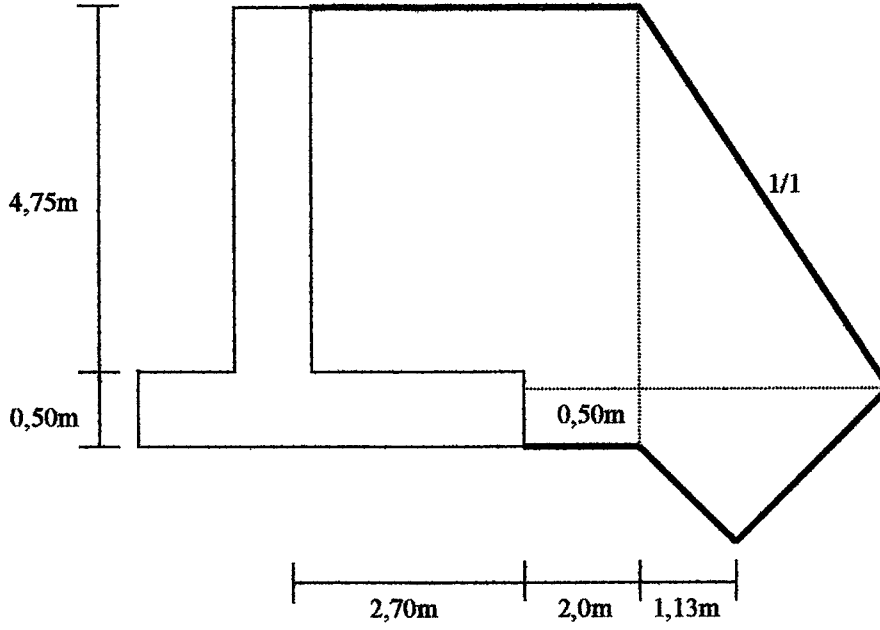


$$S = 1,25 * 1,88 / 2 + 1,13 * 0,75 / 2 + (2,0 + 1,13) * 0,50 = 3,164 \text{ m}^2$$

$$G = 3,164 * 20 * 1,80 = 113,904 \text{ ton}$$

$$113,904 * 1,492,553 = 170,007,756 \text{ TL}$$

10) (0 – 0,40) ton anroşman

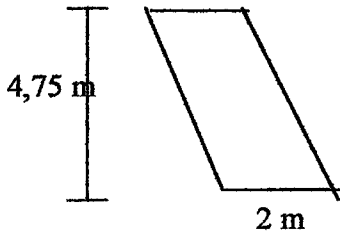


$$S = 2,70 * 4,75 + 2,0 * 5,25 + 4,75 * 4,75 / 2 + 3,62 * 1,25 / 2 + (0,50 + 1,25 / 2) * 1,13 = 37,857 \text{ m}^2 * 20 = 757,14 \text{ m}^3$$

$$G = (S - \text{Payanda hacmi}) * 1,8 = (757,14 - 9,619) * 1,8 = 1345,54 \text{ ton}$$

$$1345,54 * 1,285,085 = 1,729,133,271 \text{ TL}$$

11) Ocak artığı ile dolgu yapılması



$$S = 4,75 * 2,0 = 9,5 \text{ m}^2$$

$$V = 9,5 * 20 = 190 \text{ m}^3$$

$$190 * 571,505 = 108,585,950 \text{ TL}$$

$$\text{TOPLAM} = 9,331,269,258 \text{ TL (20 m için)}$$

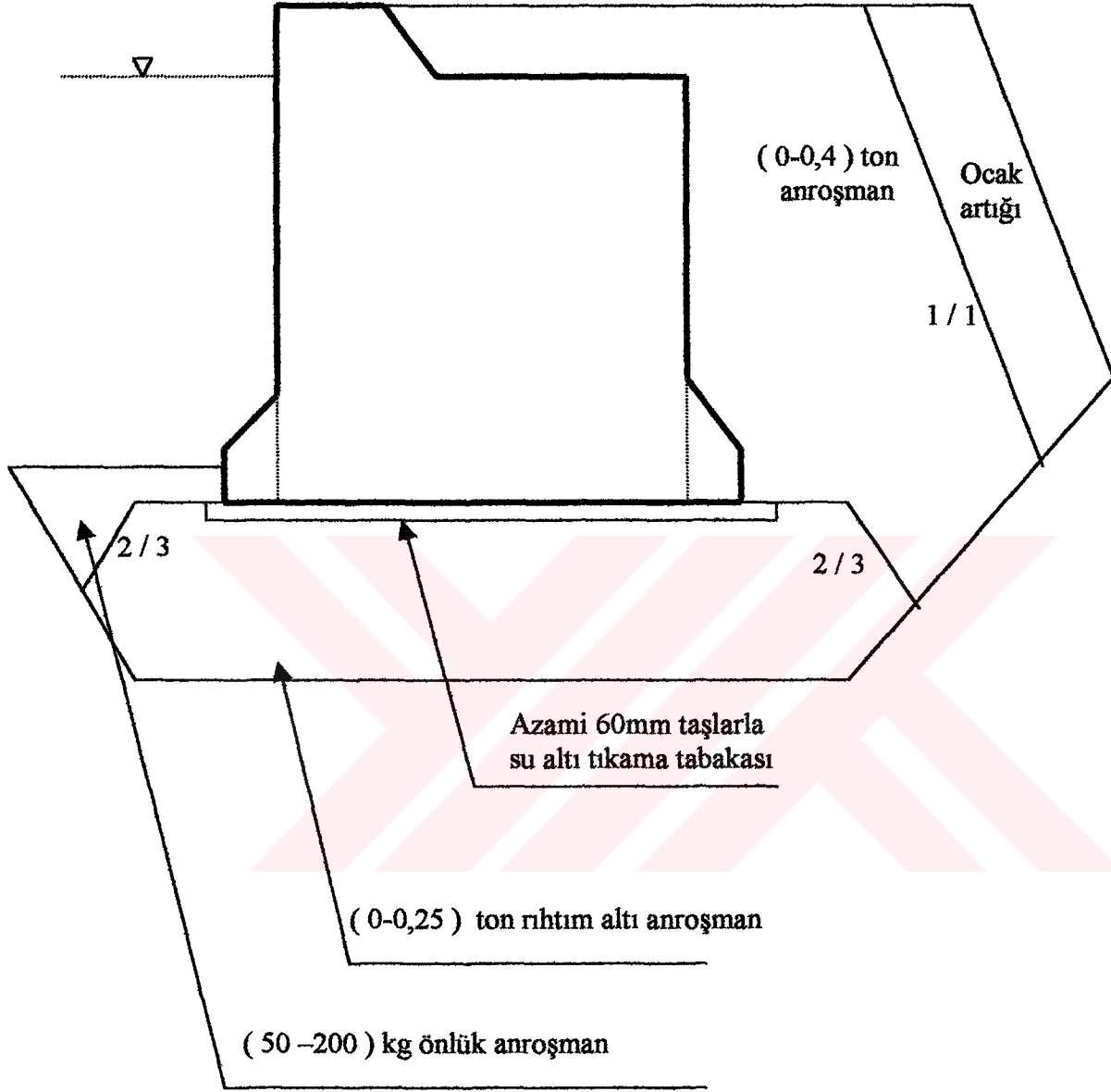
$$= 466,563,463 \text{ TL (1 m için)}$$

Çizelge 4.2 Depremli halde L tipi rıhtım maliyetleri

Derinlik (m)	Maliyet (TL)	Maliyet (\$)
3	466,563,463	848,3
7	932,863,035	1696,12
10	1,416,972,407	2576,31
13	2,240,420,284	4073,49
17	3,471,463,940	6311,75
20	4,210,745,794	7655,9

4.3 Keson Tipi Rıhtım Yaklaşık Maliyet Hesabı

İş Kalemleri: (DLH Birim Fiyat Listesi, 2000)	Poz no.	Birimi	Fiyatı (TL)
1) (F) sınıfı kronman betonu	16014 / 1	m ³	20,106 725
2) Kronman kalıbı	21020	m ²	2,534,152
3) (A) sınıfı beton	16023 / 2	m ³	24,290,441
4) Su içinde kum-çakıl serilmesi	15151/1	m ³	2,113,731
5) Beton blok kalıbı	21011	m ²	3,249,190
6) Betonarme için Ø14mm-Ø16mm kalın nervürlü çeliğin bükülüp yerine takılması	23015	m ³	220,677,250
7) Beton blok taşınması ve yerine konması	16103	m ³	5,320,712
8) Tıkama tabakası	34013 / 1	m ²	5,054,316
9) (0 – 0,25) ton rıhtım altı anroşman	34015 / 1	ton	1,653,833
10) (50 – 200) kg önlük anroşmanı	34016 / 1	ton	1,492,553
11) (0 – 0,40) ton anroşman	34006	ton	1,285,085
12) Ocak artığı ile dolgu yapılması	34213	m ³	571,505



Şekil 4.3 Keson tipi rıhtım en kesiti

3 m su derinliğinde ;

1) (F) sınıfı kronman betonu

$$(1,0 * 1,75 + 1,0 * 1,75 / 2) * 1,0 = 2,625 \text{ m}^3$$

$$2,625 * 20,106,725 = 52,780,153 \text{ TL}$$

2) Kronman kalıbı

$$(1,75 + 2,016) * 1,0 = 3,766 \text{ m}^2$$

$$3,766 * 2,534,152 = 9,543,616 \text{ TL}$$

3) (A) sınıfı beton

$$3,50 * 5,0 * 1,0 + 2 * (0,50 + 1,0) / 2 * 1,0 * 1,0 = 19 \text{ m}^3 (\% 75 \text{ kum} + \% 25 \text{ beton})$$

$$19 * 0,75 = 14,25 \text{ m}^3 (\text{kum}) \rightarrow 14,25 * 2,113,731 = 30,120,666 \text{ TL}$$

$$19 * 0,25 = 4,75 \text{ m}^3 (\text{beton}) \rightarrow 4,75 * 24,290,441 = 115,379,594 \text{ TL}$$

4) Beton blok kalıbı

$$2 * (2,50 + 1,118 + 0,50) * 1,0 = 8,236 \text{ m}^2$$

$$8,236 * 3,249,190 = 26,760,328 \text{ TL}$$

5) Betonarme için Ø14mm-Ø16mm kalın nervürlü çeliğin bükülüp yerine takılması

1 m³'e 150 kg donatı koyulduğu kabul edilirse ;

Toplam beton = (A) sınıfı beton + (F) sınıfı kronman betonu

$$= 4,75 + 2,625 = 7,375 \text{ m}^3 * 150 = 1,1063 \text{ ton}$$

$$1,1063 * 220,677,250 = 244,135,241 \text{ TL}$$

6) Beton blok taşınması ve yerine konması

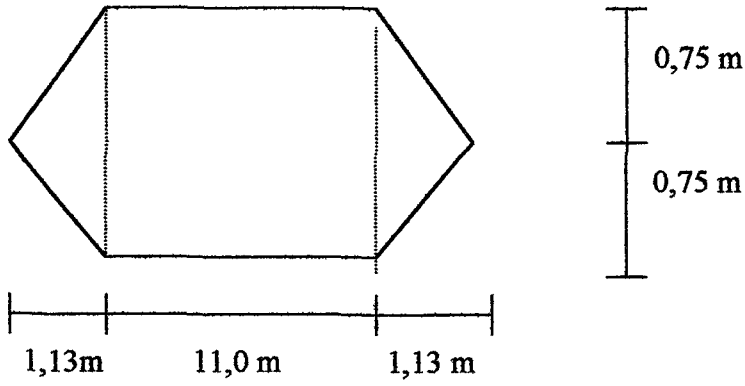
$$4,75 * 5,320,712 = 25,273,382 \text{ TL}$$

6) Tıkama tabakası

$$8,0 * 1,0 = 8,0 \text{ m}^2$$

$$8,0 * 5,054,316 = 40,434,528 \text{ TL}$$

7) (0 – 0,25) ton rıhtım altı anroşman

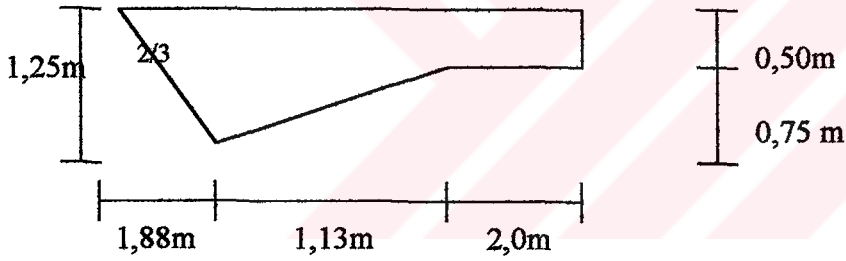


$$S = 11,0 * 1,50 + 4 * 1,13 * 0,75 / 2 = 18,195 \text{ m}^2$$

$$G = 18,195 * 1,0 * 1,80 = 32,751 \text{ ton}$$

$$32,751 * 1,653,833 = 54,164,685 \text{ TL}$$

8) (50 – 200) kg önlük anroşmanı

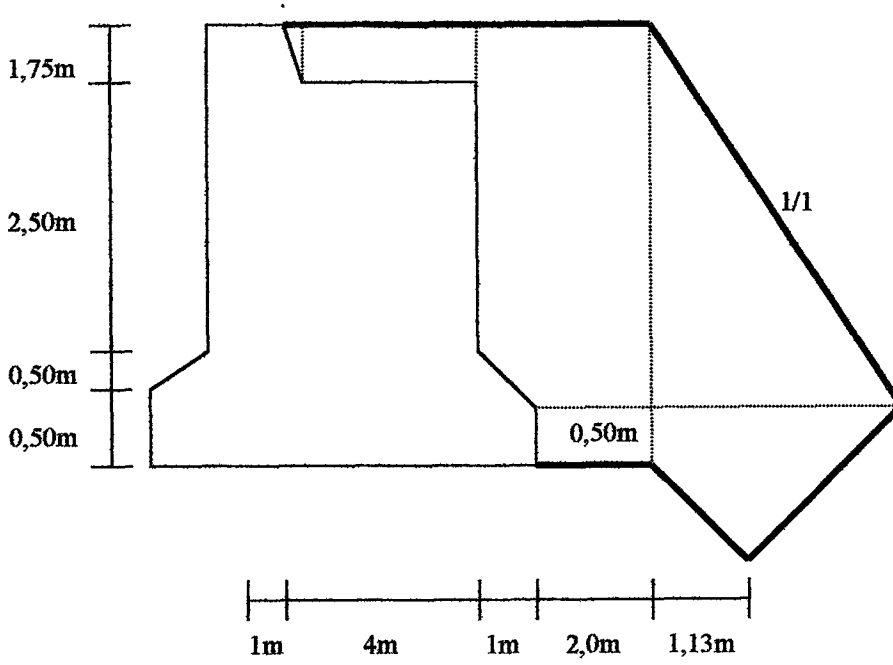


$$S = 1,25 * 1,88 / 2 + 1,13 * 0,75 / 2 + (2,0 + 1,13) * 0,50 = 3,164 \text{ m}^2$$

$$G = 3,164 * 1,0 * 1,80 = 5,695 \text{ ton}$$

$$5,695 * 1,492,553 = 8,500,089 \text{ TL}$$

9) (0 – 0,40) ton anroşman

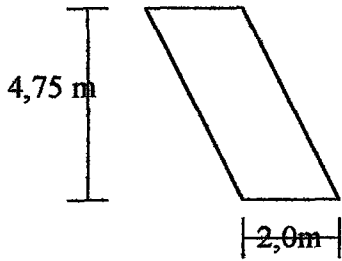


$$S = 1,0 * 1,75 / 2 + 4 * 1,75 + (4,25 + 4,75 / 2) * 1,0 + 5,25 * 2,0 + 4,75 * 4,75 / 2 + (0,50 + 1,25 / 2 * 1,13 + 3,62 * 1,25 / 2 = 37,408 \text{ m}^2 * 1,0 = 37,408 \text{ m}^3$$

$$G = 37,408 * 1,0 * 1,80 = 67,334 \text{ ton}$$

$$67.334 * 1.285.085 = 86.528.913 \text{ TL}$$

10) Ocak artığı ile dolgu yapılması



$$S = 4,75 * 2,0 = 9,5 \text{ m}^2$$

$$V = 9,5 * 1,0 = 9,5 \text{ m}^3$$

$$9,5 * 571,505 = 5,429,297 \text{ TL}$$

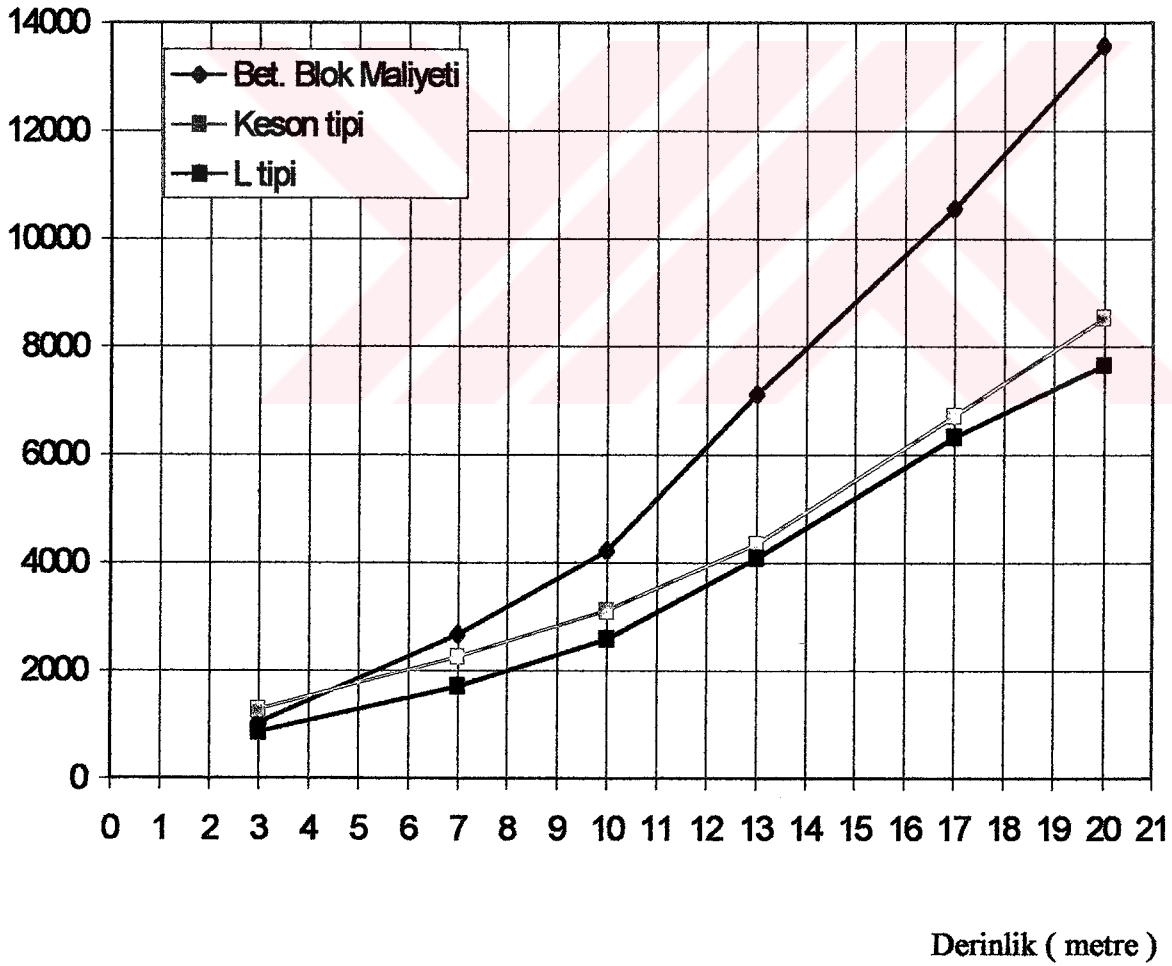
$$\text{TOPLAM} = 699,051,495 \text{ TL}$$

Çizelge 4.3 Depremlı halde keson rıhtım maliyetleri

Derinlik (m)	Maliyet (TL)	Maliyet (\$)
3	699,051,495	1271
7	1,230,872,227	2237,95
10	1,708,178,113	3105,78
13	2,380,820,972	4328,77
17	3,689,142,611	6707,53
20	4,694,616,125	8535,67

4.4 Kapalı Yapılar için Maliyetin Derinlikle Değişimi

Maliyet (\$)



Şekil 4.4 Maliyet – Derinlik diyagramı (1x1 m boyutlarında bir ano için)

3 , 7 , 10 , 13 , 17 ve 20 m olmak üzere altı farklı rıhtım su derinliğinde beton blok , L tipi ve keson tip kapalı yanaşma yapısının deprem yüklerinin de etkisi dikkate alınarak maliyet

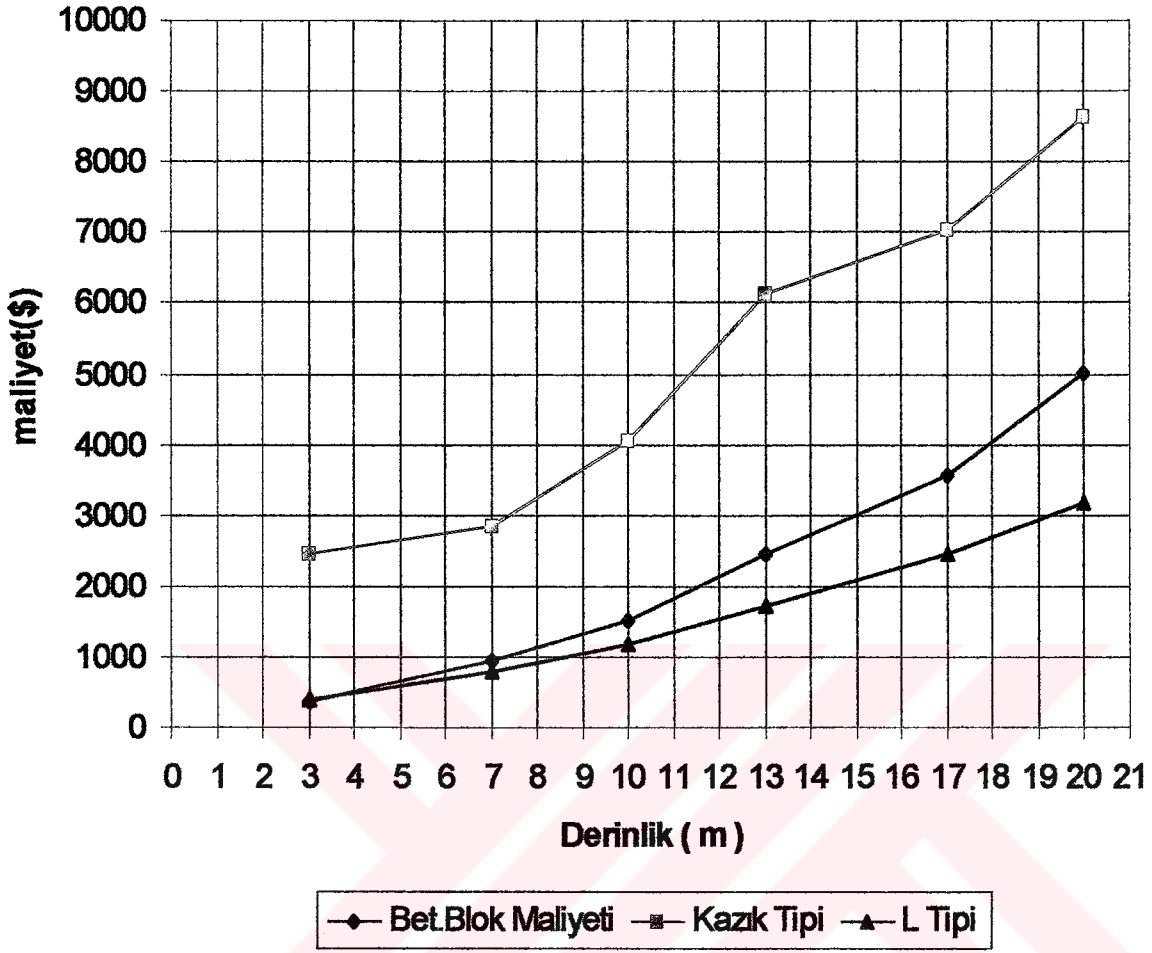
analizi yapılarak 1x1 m boyutlarındaki bir ano için US \$ cinsinden elde edilen maliyetlerin derinlikle değişimleri Şekil 4.4' te gösterilmiştir. Şekil 4.4 incelendiğinde her derinlik için en ucuz yapının L tipi olduğu görülmektedir. Ancak 10 m su derinliğine kadar hemen hemen paralel giden maliyetlerde 10 m su derinliğinden sonra , beton blok için maliyetteki artım eğilimi büyümektedir. Nispeten daha sık suda beton blok ile L tipi birbirine yakın maliyetlerdedir. Maliyetlerdeki bu görünümün beton blok için derinlik artık beton hacminin artması ve kalıp maliyetlerinin büyümesinden kaynaklanmaktadır.

Hasanoğlu (1999) tarafından deprem etkisi göz ardı edilerek aynı zemin şartları için beton blok , L tipi ve kazıklı yavaşma yapıları için yaptığı ekonomik analiz sonucunda da en ucuz yavaşma yapısının L tipi olduğu belirlenmiştir. (Şekil 4.5)

Her ne kadar L tipi yavaşma en ucuz rıhtım tipi gibi görünse de zemin şartları , imalat ve yerine taşıma inşa maliyetine etkiyen diğer faktörler olduğundan , bunların projelendirmede göz önüne alınarak da maliyet analizi yapılması gerekir.



Maliyet- Derinlik
Diyagramı (1m x 1 m ano için)



Şekil 4.5 Deprem etkileri göz ardı edilerek L tipi,

beton blok ve kazıklı yapılarda Maliyet – Derinlik diyagramı (Hasanoğlu , 1999)

Aynı zemin ve dalga koşulları altında depremli ve depremsiz şartlarda üç farklı kapalı yanaşma yapısı bu çalışmada dikkate alınmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir.

5. SONUÇLAR

1) Depremden doğan ek dinamik kuvveti (Pad) bulabilmek için;

Yönetmelikte verilen Pad formülü zemin tabakasının yüksekliği boyunca integre edilmelidir.

2) Kapalı tipten beton blok , L tipi ve keson gibi yanaşma yapılarının tasarımında , özellikle deprem bölgelerinde söz konusu deprem yüklerinin hesabında , dinamik toprak basıncı için statik basınç dağılımının dinamik aktif basınç katsayısı dağılımı ile çarpımından elde edilen sonucun statik çarpım tablosu kullanılarak bulunabilmektedir. Benzeri işlem , düzgün yayılı dış yükün dinamik dağılımı için de yapılabilir.

3) 1. Derece deprem bölgesinde inşa edilecek beton blok, L tipi ve keson tipi kapalı yanaşma yapılarının 3 m' den 20 m' ye kadar değişen derinlikler için maliyetlerinin belirlenmesi sonucunda , en ucuz yapı L tipi yanaşma yapısı olduğu belirlenmiştir.

4) Beton ağırlık blok tipi yapılar düşük derinliklerde , (13 m' ye kadar) L tipine paralel maliyete sahip olduğu ancak bu derinlikten sonra maliyetindeki artışın büyüdüğü görülmüştür. Bunun nedeni artan beton hacmi ve kalıp maliyetidir.

5) Su derinliğinin çok fazla olduğu rıhtımlarda ise L tipi yanaşma yapısının imalatındaki güçlük ve gerilmelere karşı dayanımı nedeniyle paralel maliyete sahip keson tipi yanaşma yapısı tercih edilmektedir.

6) En ucuz yanaşma yapısının L tipi rıhtım olduğu belirlenmesine rağmen , uygulamada her zaman bu yapının ekonomik olacağı anlamına gelmemelidir. Çünkü zemin ,yapı tipi seçiminde önemli bir faktördür. Ayrıca büyük boyutlardaki L tipi bloklarda taşıma ve kaldırma problemi söz konusudur, buna karşın kesonlar yüzdürülerek yerine yerleştirilebilmektedir.

7) Çalışma açık yapılar içinde (kazıklı rıhtımlar gibi) yapılarak maliyet karşılaştırılması yapılmalıdır.

KAYNAKLAR

Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir Şubesi, Yayın No:25

“Birim Fiyat Cetveli”, DLH, 2000

Goda, Y., (1999) “Design of Gravity Type of Port Structures”, Japan

Goda, Y., (1999) “Design of Open Type of Port Structures”, Japan

Hasanoğlu, C. K., (1999) “Gemi Yanaşma Tipleri, Hesap Esasları ve En Ekonomik Rıhtım Seçimi”, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü

Özmen H., (1990) “Çakma Kazıklı Yanaşma Yapılarının Projelendirilmesi”, İstanbul

Yüksel, Y., Çevik, E., Çelikoğlu, Y., (1998) “Kıyı ve Liman Mühendisliği”, İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara



EKLER

Ek 1 Ağırlık Dalgaları Karakteristiklerinin Değişim Tablosu

Ek 2 Statik Çarpım Tablosu



d/L_n	d/L	kd	$\tanh kd$	$\sinh kd$	$\cosh kd$	K_s	n
0	0	0	0	0	1	∞	1
.005	.02836	.1782	.1764	.1791	.0159	1.692	.9896
.010	.04032	.2533	.2480	.2560	.0322	1.435	.9792
.015	.04964	.3119	.3022	.3170	.0490	1.307	.9690
.020	.05763	.3621	.3470	.3701	.0663	1.226	.9588
.025	.06478	.4070	.3860	.4184	.0840	1.168	.9488
.030	.07135	.4483	.4205	.4634	.1021	1.125	.9388
.035	.07748	.4868	.4517	.5064	.1209	1.092	.9289
.040	.08329	.5233	.4802	.5475	.1401	1.064	.9192
.045	.08883	.5581	.5066	.5876	.1599	1.042	.9095
.050	.09416	.5916	.5310	.6267	.1802	1.023	.8999
.055	.09930	.6239	.5538	.6652	.2011	1.007	.8905
.060	.1043	.6553	.5753	.7033	.2225	.9932	.8811
.065	.1092	.6860	.5954	.7411	.2447	.9815	.8719
.070	.1139	.7157	.6144	.7783	.2672	.9713	.8627
.075	.1186	.7453	.6324	.8162	.2908	.9624	.8537
.080	.1232	.7741	.6493	.8538	.3149	.9548	.8448
.085	.1277	.8026	.6655	.8915	.3397	.9481	.8360
.090	.1322	.8306	.6808	.9295	.3653	.9422	.8273
.095	.1366	.8583	.6953	.9677	.3917	.9371	.8187
.100	.1410	.8858	.7093	1.006	.4187	.9327	.8103
.110	.1496	.9400	.7352	1.085	.4752	.9257	.7937
.120	.1581	.9936	.7589	1.165	.5356	.9204	.7776
.130	.1665	1.046	.7804	1.248	.5990	.9169	.7621
.140	.1749	1.099	.8002	1.334	.667	.9146	.7471
.150	.1833	1.052	.8183	1.424	.740	.9133	.7325
.160	.1917	1.204	.8349	1.517	.817	.9130	.7184
.170	.2000	1.257	.8501	1.614	.899	.9134	.7050
.180	.2083	1.309	.8640	1.716	.986	.9145	.6920
.190	.2167	1.362	.8767	1.823	2.079	.9161	.6796
.200	.2251	1.414	.8884	1.935	2.178	.9181	.6677
.210	.2336	1.468	.8991	2.055	2.285	.9205	.6563
.220	.2421	1.521	.9088	2.178	2.397	.9231	.6456
.230	.2506	1.575	.9178	2.311	2.518	.9261	.6353
.240	.2592	1.629	.9259	2.450	2.647	.9291	.6256
.250	.2679	1.683	.9332	2.599	2.784	.9323	.6164
.260	.2766	1.738	.9400	2.755	2.931	.9356	.6076
.270	.2854	1.793	.9461	2.921	3.088	.9390	.5994
.280	.2942	1.849	.9516	3.097	3.254	.9423	.5917
.290	.3031	1.905	.9567	3.284	3.433	.9456	.5845
.300	.3121	1.961	.9611	3.483	3.624	.9490	.5777
.320	.3302	2.075	.9690	3.919	4.045	.9553	.5655
.340	.3468	2.190	.9753	4.413	4.525	.9613	.5548
.360	.3672	2.307	.9804	4.974	5.072	.9667	.5457
.380	.3860	2.435	.9845	5.609	5.697	.9717	.5380
.400	.4050	2.544	.9877	6.329	6.407	.9761	.5214
.420	.4241	2.665	.9904	7.146	7.215	.9798	.5258
.440	.4434	2.786	.9924	8.075	8.136	.9832	.5212
.460	.4628	2.908	.9941	9.132	9.186	.9860	.5173
.480	.4822	3.030	.9953	10.32	10.37	.9885	.5142
.500	.5018	3.153	.9964	11.68	11.72	.9905	.5115

Tablo: 1	$I = \int i(x) k(x) dx$	integral değerleri	(sabit kesitli çubuklarda)

Eğriler 2° parabolüdür. k_1 veya k_2 den biri negatifse formül değeri negatif olan ordinat formülde işaretiyle yerine konur.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum Tarihi 22..09.1976

Doğum Yeri Diyarbakır

Lise 1990-1994 Özel Amid Lisesi

Lisans 1995-1999 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Çalıştığı Kurum

2001- Devam ediyor LİMAK A.Ş



Y. C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANLARIYON MERKEZİ