

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**DENİZ YAPILARINDA SİSMİK TASARIM ve DERİNCE
LİMANI ÖRNEĞİ**

İnşaat Müh. Emre TONGUÇ

106319

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

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı

: Prof. Dr. Yalçın YÜKSEL

[Signature]
[Signature]

Prof Dr Yalçın Yüksel

Doç Dr Esin Çevik

İSTANBUL, 2001

[Signature]

Prof Dr Sedat Kahdaşlı

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

İÇİNDEKİLER

SİMGE LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
ÇİZELGE LİSTESİ	ix
ÖNSÖZ	x
ÖZET	xi
ABSTRACT	xii

Sayfa

1.	İZMİT KÖRFEZİNİN GENEL ÖZELLİKLERİ ve DOĞU MARMARA DEPREMİ	1
1.1	Coğrafi Konum ve Morfolojik Yapı.....	1
1.1.1	Topografya	1
1.1.2	Batimetri	1
1.2	Jeoloji.....	2
1.3	Güncel Tektonik	3
1.4	Doğu Marmara Depremi	4
2.	KAPALI VE AÇIK RIHTIM YAPILARINDA TASARIM KRİTERLERİ.....	7
2.1	Ağırlık Tipi Rihtım Duvarlarının Tasarımı.....	7
2.1.1	Ağırlık Tipi Rihtım Duvarlarının Genel Özellikleri.....	7
2.1.2	Ağırlık Tipi Rihtım Duvarlarının Çeşitleri ve Karakteristikleri	8
2.1.2.1	Keson Tip Rihtım Duvarları (Şekil 2.1)	8
2.1.2.2	L-Tipi Rihtım Duvarları (Şekil 2.2)	8
2.1.2.3	Sandık Blok Tip Rihtım Duvarları (Şekil 2.3)	9
2.1.2.4	Bloklı Rihtım Duvarları (Şekil 2.4).....	9
2.1.2.5	Yerinde Dökme Tipi Rihtım Duvarları (Şekil 2.5)	9
2.1.2.6	Delikli Perfore Beton Blok Tipi Rihtım Duvarları (Şekil 2.6).....	10
2.1.3	Tasarım Kriterleri	14
2.1.3.1	Tasarım sırası	14
2.1.3.2	Tasarım Koşulları	15
2.1.3.3	Dış Kuvvetler ve Yükler	20
2.1.3.4	Kayma Tahkiki:	33
2.1.3.5	Dönme Tahkiki:.....	34
2.1.3.6	Taşıma Gücü Tahkiki:	35
2.1.3.7	Şev Stabilesinin Tahkiki:	40
2.2	Açık Yüzlü Rihtımların Tasarımı.....	43
2.2.1	Yapısal Tipleri ve Genel Karakterleri	43
2.2.1.1	İskeleler.....	43
2.2.1.2	Açık Tipli Rihtımlar	43
2.2.2	Açık Yüzlü Rihtımın Tipleri ve Özellikleri	43

2.2.2.1	Kazıklı Açık Yüzlü Rıhtımlar (Şekil 2.22)	43
2.2.2.2	Dairesel veya Dörtgen Kesitli Beton Tipli Rıhtımlar (Şekil 2.23).....	44
2.2.2.3	Dairesel Kesitli Kazıklar Üzerindeki Açık Yüzlü Rıhtımlar (Şekil 2.24)	44
2.2.3	Düşey Kazıklı Açık Tipli Rıhtımların Tasarımı.....	46
2.2.3.1	Tasarım Yöntemleri.....	46
2.2.3.2	Tasarım Sırası.....	46
2.2.3.3	Tasarım Şartları.....	47
2.2.3.4	Rıhtımın Bir Bloğunun Boyutu ve Kazıkların Yerleştirilmesi	48
2.2.3.5	Üst Yapının Boyutları.....	49
2.2.3.6	Usturmacaların ve Bağlantı Noktalarının Düzenlenmesi	49
2.2.3.7	Dış Kuvvetlerin Hesabı.....	50
2.2.3.8	Deniz Tabanına Ait Varsayımlar	53
2.2.3.9	Kazıkların Tasarımı	55
2.2.3.10	Kaldırmaya Karşı Stabilitenin İncelenmesi	63
2.2.3.11	Yanasma Yapısının Tasarımı	63
2.2.3.12	Şev Stabilitesi.....	63
2.3	Depremden Doğan Dinamik Toprak Basıncının Hesabı	64
3.	LİMAN YAPILARI İÇİN SİSMİK TASARIM STANDARTI PIANC, 2001	69
3.1	Giriş	69
3.2	Depremler ve Liman Yapıları	72
3.2.1	Deprem Hareketleri	72
3.2.2	Sıvılaşma.....	74
3.2.3	Tsunami (Depreşim Dalgası)	77
3.2.4	Liman Yapıları	79
3.2.5	Sismik Hasar Özellikleri	81
3.3	Tasarım Felsefesi.....	89
3.3.1	Performansa dayalı sistem	89
3.3.2	Deprem hareketlerinin referans düzeyleri.....	92
3.3.3	Performans değerlendirilmesi	92
3.4	Hasar Kriteri.....	95
3.4.1	Ağırlık tipi rıhtım duvarları.....	96
3.4.2	Palplanş tipi rıhtım duvarları.....	99
3.4.3	Kazıklı rıhtımlar	103
3.4.4	Keson tipi rıhtım duvarları.....	108
3.4.5	Kreyinli rıhtım duvarları	111
3.4.6	Dalgakıranlar.....	116
3.5	Sismik Analiz	120
3.5.1	Analiz Tipleri	120
3.5.2	Konumsal Mukabele / Sıvılaşma Analizi	122
3.5.3	Liman Yapılarının Analizi	124
3.5.4	Analizin Girdi ve Çıktıları	128
4.	DERİNCE LİMANI ÖRNEĞİ.....	134
4.1	Derince Limanının Tanımı.....	134
4.2	Hasar Tesbiti	142
4.3	Kapalı Yanasma Yapılarının Boyutlandırılması	145
4.3.1	Vinç Yüklü Etkisi Gözönüne Alınmadan 1975 Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırma.....	145
4.3.2	Vinç Yüklü Etkisi Gözönüne Alınarak 1975 Deprem yönetmeliğine Göre Boyutlandırma	145

4.3.3	Vinç Yüğü Etkisi Gözönüne Alınmadan 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırma.....	159
4.3.4	Vinç Yüğü Etkisi Gözönüne Alınarak 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırma.....	188
4.3.5	Mevcut Boyutlandırma ile Karşılaştırma.....	194
5.	SONUÇLAR	198
KAYNAKLAR.....		200
ÖZGEÇMİŞ		202



SİMGE LİSTESİ

K_t	Toplam aktif basınç katsayısı
K_{as}	Statik aktif basınç katsayısı
K_{ad}	Depremden oluşan dinamik aktif basınç katsayısı
$\bar{C}_v$	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_g	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
G_S	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 1.1 İzmit Körfezi batimetrik yapısı (Güneysu, 1999 ve Alpar ve diğ., 1999).....	2
Şekil 1.2 Sahanın yakın çevresinin jeoloji haritası (MTA, 1987).	3
Şekil 1.3 İzmit Körfezinde 17 Ağustos 1999 da kırılan doğrultu atımlı fay (kırmızı) (Alpar ve diğ., 1999).....	5
Şekil 1.4 Marmara Bölgesi deprem etkinliği ve Doğu Marmara (kırmızı) ve Düzce (sarı) depremlerinin artçı dağılımı. Siyah noktalar Doğu Marmara ve Düzce depremlerinden önceki sismik aktiviteleri göstermektedir (Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli deprem Araştırma Enstitüsü, Sismoloji Laboratuvarı).	6
Şekil 2.1 Bir keşon tip rıhtım duvarı	11
Şekil 2.2 Bir L tipi rıhtım duvarı.....	11
Şekil 2.4 Bloklı bir rıhtım duvarı.....	12
Şekil 2.6 Perfore blok tip rıhtım duvarı	13
Şekil 2.8 Ağırlık tipi rıhtım duvarlarında duvar biçimleri.....	21
Şekil 2.9 Duvarın yüzme biçimi.....	22
Şekil 2.10 Blok tipli rıhtım duvarlar için kayma tahkiki	22
Şekil 2.11 Blok tipli rıhtım duvarlar için dönme tahkiki	23
Şekil 2.12 Duvara etkiyen toprak basıncı	28
Şekil 2.13 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve aktif toprak katsayısı.....	29
Şekil 2.14 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve pasif toprak katsayısı	30
Şekil 2.14 Devam	31
Şekil 2.15 Deprem esnasında deniz yatağı altında toprak basıncı dağılımını elde etme metodu.....	32
Şekil 2.16. Kalıcı su basıncı.....	33
Şekil 2.17 Zemin taşıma gücü	35
Şekil 2.19 İçsel sürtünme açısı	38
Şekil 2.20	40
Şekil 2.21 Dairesel şev.....	42
Şekil 2.22 Kazıklı açık yüzlü rıhtımlar	44
Şekil 2.23 Dairesel veya dörtgen kesitli beton tipli rıhtımlar	45
Şekil 2.24 Dairesel kesitli kazıklar üzerindeki açık yüzlü rıhtımlar.....	45
Şekil 2.25 Düşey kazıklı açık tipli rıhtımların tasarım sırası	47
Şekil 2.26 Geminin yavaşması	52
Şekil-2.27 Yavaşma kıvrımının belirlenmesi.....	53
Şekil 2.28 Şev arkasına yerleştirilen istinat duvarı.....	54

Şekil 2.29 Fiktif zemin yüzeyi	54
Şekil 2.30 Kazıkların yerleştirilmesi ve yatay kuvvetin uygulama noktası.....	56
Şekil 2.31: Kazık başındaki momentlerin dağılımı	58
Şekil 2.32 Düzlem kayma	63
Şekil 2.33 Basınç dağılımı	67
Şekil 2.34 Düzgün yayılı dış yükten oluşan basınç dağılımı	68
Şekil 3.1 Ortalama deprem oluşumlarına göre Dünya bölgeleri	71
Şekil 3.2 Sismik dalgaların yayılması.....	72
Şekil 3.3 Değişik dönüş periyotlarına göre pik yatay ana kaya ivmeleri	73
Şekil 3.4 Sıvılaşma mekanizması	75
Şekil 3.5 1993 Hokkaido-Nansei-oki depremi, Hakodate Limanı sıvılaşma nedeniyle kum fışkırması	77
Şekil 3.6 1993 Hokkaido-Nansei-oki depremi, Okushiri Limanı dalgakıran hasarı	78
Şekil 3.7 Tipik liman yapıları.....	80
Şekil 3.8 Kobe Limanı rıhtımındaki hasar (1995 Büyük Hanshin Depremi)	81
Şekil 3.9 Kobe Limanı keson duvarın kesiti	82
Şekil 3.10 Japonya Akita limanı palplanş rıhtım hasarı (1983)	83
Şekil 3.11 Akita Limanı palplanş rıhtım kesiti (Ohama rıhtımı)	83
Şekil 3.12 Akita Limanı palplanş rıhtım hasarı.....	84
Şekil 3.13 Akita Limanı palplanş rıhtım kesiti (Shimohama rıhtımı)	84
Şekil 3.14 Kobe limanı Takahama rıhtımı kazıklı rıhtım kesiti	85
Şekil 3.15 Kobe Limanı Takahama rıhtımı hasarlı kazıkları	85
Şekil 3.16 Kobe Limanı hasarlı vinçler (1995)	86
Şekil 3.17 Kobe Limanı kompozit dalgakıran hasarı (1995)	87
Şekil 3.18 Patras Limanı (Yunanistan, 1984) taş dolgu dalgakıran hasarı	88
Şekil 3.19 Sismik performans değerlendirmesi için akış şeması	91
Şekil 3.20 S, A, B ve C performans mertebelerinin şematik şekli	93
Şekil 3.21 Sismik performans değerlendirmesinin örnekleri	94
Şekil 3.22 Ağırlık tipi rıhtım duvarının deformasyon / hasar modları	97
Şekil 3.23 ağırlık tipi rıhtım duvarı için tanımlanmış hasar kriteri için parametreler	98
Şekil 3.24 Palplanş rıhtımının deformasyon / hasar modları	99
Şekil 3.24 Devam	100
Şekil 3.25 Palplanş rıhtım için tanımlanmış hasar kriterleri için parametreler	100
Şekil 3.25 Devam	101
Şekil 3.26 Palplanş rıhtımındaki eğilmede hasar sırası	102

Şekil 3.27 Kazıklı rıhtımın deformasyon / hasar modları.....	105
Şekil 3.27 Devam	105
Şekil 3.28 Kazıklı rıhtımın tanımlanmış hasar kriteri için parametreler	106
Şekil 3.28 Devam	106
Şekil 3.29 Kazıklı rıhtımın eğilmesinde hasar sırası	107
Şekil 3.30 Keson duvarın deformasyon / hasar modları.....	109
Şekil 3.31 Keson duvarın en kesit deformasyonlarını içeren deformasyon / hasar modları..	109
Şekil 3.32 Kesonun tanımlanmış hasar kriteri için parametreler	110
Şekil 3.33 Gentry kreynin şematik şekli	112
Şekil 3.34 Gentry kreynin deformasyon modları	113
Şekil 3.35 Kreynin tanımlanmış hasar kriteri için parametreler	114
Şekil 3.37 Dalgakıranlarda deformasyon / hasar modları.....	116
Şekil 3.37 Devam	117
Şekil 3.38 Dalgakıran arkasında yanaşma örnekleri	118
Şekil 4.1 Derince limanı genel vaziyet planı	134
Şekil 4.2 (-10.00) m'lik 7 no'lu rıhtım	135
Şekil 4.3 (-12.00) m'lik 6 no'lu rıhtım	136
Şekil 4.4 (-4.00) m'lik 8 no'lu rıhtım	136
Şekil 4.5 5 no'lu rıhtım.....	137
Şekil 4.6 3-4 no'lu rıhtım rıhtım	137
Şekil 4.7 Sondaj vaziyet planı	138
Şekil 4.8 II-II kesitinde zemin profili (6 no'lu rıhtım)	139
Şekil 4.9 I-I kesitinde zemin profili.....	140
Şekil 4.10 III-III kesitinde zemin profili (7 no'lu rıhtım).....	141
Şekil 4.11 IV-IV kesitinde zemin profili (8 no'lu rıhtım)	141
Şekil 4.12 Ambarlar ve sıvılaşma.....	142
Şekil 4.13 Bloklu rıhtımlarda denize doğru eğilme.....	143
Şekil 4.14 Rıhtım 4 ve 5 arasında bulunan Ro Ro iskelesi altında rıhtımdan 4. sırada bulunan hasarlı kazık başlarından birinin su düzeyinden görünüşü.....	144
Şekil 4.15 Vinç yükleri	146
Şekil 4.16 -12 m'lik rıhtım kesitinde vinç yükleri.....	148
Şekil 4.17 -12 m'lik rıhtım kesitinde statik yük durumu	166
Şekil 4.18 -12 m'lik rıhtımda deprem yükleri durumu	167
Şekil 4.19 Sıvılaşma limitleri	197

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Standart yanaşma yerleri derinlikleri	16
Çizelge 2.2 Apron kotunun standart değerleri	17
Çizelge 2.3 Kabul edilen sürşarj yüklerinin örnekleri	18
Çizelge 2.4 Baba ve halka üzerinde gemi çekme kuvvetleri	19
Çizelge 2.5 Şekil katsayısı	39
Çizelge 2.6 Rıhtım ana gövdesine etkileyen dış kuvvetler	50
Çizelge 2.7 İzin verilen basınç gerilmeleri	59
Çizelge-2.8 Taşıma gücü için güvenlik sayıları	60
Çizelge 2.9- Kohezyon ve adhezyon arasındaki ilişki	61
Çizelge 2.10 Etkin yer ivmesi katsayısı	65
Çizelge 2.11 Yapı önem katsayısı	66
Çizelge 3.1 Performansa dayalı tasarımda kabul edilebilir hasar büyüklüğü	94
Çizelge 3.2 S, A, B ve C performans mertebeleri	95
Çizelge 3.3 Liman yapılarının önemine dayanan performans mertebesi	95
Çizelge 3.4 Ağırlık tipi rıhtım duvarları için öngörülen hasar kriterleri	98
Çizelge 3.5 Palplanş tipi rıhtım duvarları için öngörülen hasar kriterleri (ankrajın onarımının duvarından zor olduğunda)	103
Çizelge 3.6 Kazıklı rıhtımlar için öngörülen hasar kriteri	108
Çizelge 3.7 Keson tipi rıhtım duvarları için öngörülen hasar kriterleri	111
Çizelge 3.8 Kreyinler için öngörülen hasar kriterleri	119
Çizelge 3.9 Konteyner kreyinlerinin olağan bakımları için toleranslar	119
Çizelge 3.11 Konumsal mukabele analizi ve sınırlama potansiyeli tahmini için metotlar ...	123
Çizelge 3.12 Liman Yapılarının Analiz Yöntemleri	125
Çizelge 3.13 Referanslar ve analiz metotlarının listesi	129
Çizelge 3.14 Analiz için başlıca girdi parametreleri	130
Çizelge 3.14 Devam	131
Çizelge 3.15 Çıktı analizi	132
Çizelge 3.16 Dinamik analizden çıkan sonuçlar	133
Çizelge 4.1 5 tonluk vinç girişinin rıhtıma etkisi hesabı	147
Çizelge 4.2 Vinç yükü etkisi gözönüne alınmadan yapılan hesaplarla bulunan güvenlik sayılarının karşılaştırılması	195

ÖNSÖZ

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

Lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca katkılarından dolayı hocam Doç. Dr. Esin ÇEVİK'e, teşekkürü bir borç bilirim

Çalışmalarım sırasında, kendi bilgi ve tecrübelerini, sahip oldukları kaynakları benimle paylaşmayı esirgemeyen DLH'nın değerli mühendisleri İnş. Müh. Dr. Haluk İbrahim ÖZMEN'e ve Jeo. Yük. Müh. Oya ÖZGÜVEN'e ve Sayın İnş. Yük. Müh. Osman Müesser'e (STFA) bize vermiş olduğu değerli katkılardan ötürü teşekkürlerimi sunarım.

Ayrıca çalışmalarım boyunca yardımlarını esirgemeyen ve bana karşı büyük sabır gösteren Araş. Gör. arkadaşlarım Serbülent GÜRER'e, Ayşe YÜKSEL'e ve Tuba BOSTAN'a çok teşekkür ederim.

25 yıllık hayatım boyunca her konuda maddi ve manevi desteğini esirgemeyen, karşılaştığım her zorlukta yanımda olan ve bugünlere gelmemde en büyük pay sahibi olan aileme tüm kalbimle teşekkür ederim.



ÖZET

17 Ağustos 1999 tarihinde Gölcük merkezli 7.4 büyüklüğünde meydana gelen “Doğu Marmara Depremi” can kaybının yanı sıra ülke ekonomisini de etkileyecek büyüklükte yapısal hasarlara neden olmuştur.

Bu çalışmada, öncelikle yavaşma yapıları projelendirme kriterleri özetlenmiş, sismik tasarım kriterleri ele alınmış ve Derince Limanında meydana gelen hasarlar değerlendirilmiştir. Böylece bu limandaki hasar nedenleri bulunmaya çalışılmıştır. Hasarlar yapıların genel vaziyet planları ve geoteknik durumları dikkate alınarak özetlenmeye çalışılmıştır. Ayrıca bu çalışmada körfez bölgesinin jeolojik ve hidrodinamik yapısı izah edilmiştir.

Derince Limanı bloklu yavaşma yapıları 1997 deprem şartnamesinden önce tasarlanmış ve deprem bölge katsayıları Doğu Marmara depremi yer ivmesine göre düşük alınmıştır. Bu durum güvenliklerin küçük olmasına neden olmuştur. O halde zemin şartları ve yapı tipi ile tasarım kriterleri deniz yapılarının depreme karşı sismik performanslarını etkilemiştir. Bu durumda Doğu Marmara depreminin bu çalışmada özetlenen deniz yapıları hasar durumları da dikkate alınarak, 1997 deprem şartnamesindeki katsayılara göre gelecekte planlanacak ve inşa edilecek yapıların projelendirmeleri gerekmektedir. Bu amaçla deniz yapıları için bir şartnameye ihtiyaç duyulduğu açıktır.

Ağırlık tipi blok rıhtımlar genellikle düşey deplasman yerine denize doğru yatay deplasman yapmışlardır, bunun nedeni ise geri dolgularında kullanılan zemin dolgu malzemesi kalitesi ve sıvılaşmadır. Ayrıca bu tip yapıların, deprem katsayılarının küçük alınarak tasarlanmış olmaları kaymaya karşı güvenilirliklerinin küçük olmasına neden olmuştur.

Çalışmanın amacı ülkemizi acıya boğan bu depremden mümkün olduğunca fazla ders alabilmektir. Böylece ileride meydana gelebilecek depremlere karşı daha hazırlıklı olabilecek ve en az zararla bu afetten kurtulabilecek tasarımlara esas teşkil etmektir.

Anahtar Kelimeler: Sismik tasarım, deniz yapıları, blok tipli rıhtım, Derince Limanı

ABSTRACT

The East Marmara Earthquake which occurred centrally in Gölçük in 17th August 1999 (magnitude 7.4) caused lots of fatalities and structural damages that impacts social life and national economy.

In this research, first of all berthing structures' design criterias are summerized, seismic design criterias and damage in Derince Port are dealt with. So the reason of damages in this port is tried to find. Damages are taken into consideration with structures' general layer plan and geotechnical conditions. In addition İzmit Bay's geological and hydrodynamic formatin is explained.

Derin Port block type berthing structures were designed before 1997 earthquake specifications and site coefficients were taken smaller than the East Marmara Earthquake ground acceleration into calculations. This situations caused smaller factor of safetys. In that case, soil conditions and type of structure with design criterias had effected the seismic performance. Also taken into consideration port structure damages of the East Marmara Earthquake as summerized, the structures that will be planned and constructed in the future should be projected with the coefficients in 1997 earthquake specifications.

Gravity type quay walls usually exhibited horizontal displacements towards the sea instead of backfill material quality and liquefaction. In addition this type of structures designed as taken smaller earthquake coefficients cause smaller factor of safety against sliding.

This research's aim is to take lessons from EME disaster that is sorrowful for our country. Thus, to constitute basis for the designs that will be prepared against earthquakes in the future and be able to deal with them by minimum hazard.

Keywords: Seismic design, port structures, block type quay walls, Derince Port

1. İZMİT KÖRFEZİNİN GENEL ÖZELLİKLERİ ve DOĞU MARMARA DEPREMİ

1.1 Coğrafi Konum ve Morfolojik Yapı

Marmara Denizinin bir uzantısı şeklinde Darıca'dan doğuya doğru yaklaşık 50 km uzanan İzmit Körfezi, yıllardan beri coğrafi konumu, jeolojik ve yapısal özellikleri bakımından bir çok yerli ve yabancı araştırmacının dikkatini çekmiştir.

1.1.1 Topografya

Kuzey ve güney yamaçları dağlarla çevrili, birbirlerine dar boğazlarla bağlanmış geniş tekneler şeklindedir. Kıyılar, genişlikleri 1 ile 4 km arasında değişen sahil düzlükleriyle çevrelenmiştir. Kuzey kıyısında Derince, Yarımca, Dil Deresi ve güney kıyısında Değirmendere, Başiskele, Karamürsel bölgelerinde %0.5 eğimli düzlükler yer almaktadır. Kuzeydeki toprakların esasını kil, gre ve marn teşkil etmektedir. Sahil düzlükleri iç kesimlere gidildikçe 1000 metreyi geçecek şekilde yükselti kazanırlar.

Körfezin güneyi de dağlık olup, yükseklikleri 1500 metreyi geçmektedir. Yukarı Değirmendere'de arazi çok engebelerlidir ve eğimler %40'a ulaşmaktadır. Körfezin güneyinde organik maddece zengin topraklar çoğunluktadır.

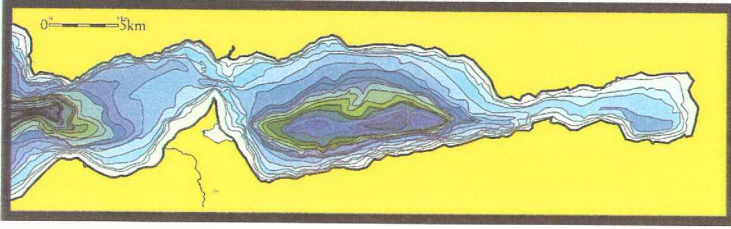
Körfez ile Sapanca Gölü arasında alüvyonlu ovalar, deltalar ve birikinti konileri mevcuttur. Dere ve taşkınların dağlık araziden getirdikleri erozyon kalıntıları birikinti konileri yaratmaktadır.

Büyük hacimli delta oluşumları barındırmayan kuzey kıyılarına karşılık, güney kıyısının ortasında geniş alanda önemli bir morfolojik yapı oluşturan Hersek Burnu, Yalakdere'nin taşıdığı alüvyonlar ile oluşmuştur (Ergin ve Yörük 1990, Koral ve diğ. 1995). Körfezin Dil Burnu ve Kara Burnu arasında önemli derecede daralmasına neden olan Hersek Deltası, Türk boğazlarının açılma evrelerini tamamlamaları sonrasında (5-6 bin yıl önce) son buzul çağını takip eden transgresyon ile şekillenmiştir (Erol, 1981).

1.1.2 Batimetri

Genişliği 1800 m (Tütünçiftlik ve Yüzbaşılar, Gölcük arası) ile 9800 m (Hereke ve Karamürsel arası) arasında değişen İzmit Körfezi, en doğudaki İzmit havzasından ayrı olarak, biri Hersek burnunun batısında, diğeri ise doğusundaki fay kontrollü iki derin deniz çukurundan oluşmaktadır (Şekil 1.1). Hersek burnunun doğusundaki Karamürsel havzası

yaklaşık olarak 18 km uzunluğunda 10 km genişliğindedir. Doğudaki çukurluğun en derin yeri Ulaşlı açıklarında 204 metredir. Güney kesimi kuzeyine göre daha eğimlidir. Batıdaki Çınarcık havzası ise Marmara Denizi'nin en büyük havzasıdır. Bu çukurluklar Pliyosen'de oluşan sismik aktivitenin denetiminde gelişmişlerdir (Ergün ve Yörük 1990).

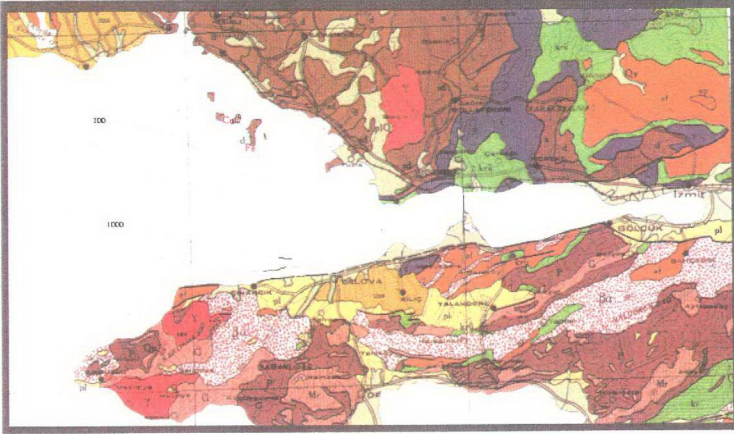


Şekil 1.1 İzmit Körfezi batimetrik yapısı (Güneysu, 1999 ve Alpar ve diğ., 1999)

1.2 Jeoloji

Kızıldeniz'deki açılma nedeniyle kuzeye doğru hareket eden Arap levhasının Anadolu levhasını sıkıştırması sonucu Bitlis Kenet Kuşağı oluşmuştur. Sıkıştırmanın halen sürmesi nedeniyle Anadolu levhası kuzey ve güneydeki fay hatları boyunca batıya doğru hareket etmektedir. Anadolu levhasının kuzey sınırını Kuzey Anadolu Fayı, güney sınırını ise Helen-Kıbrıs Yayı ve Doğu Anadolu Fayı oluşturmaktadır. 17 Ağustos Kocaeli depremi de, Anadolu levhasının kuzey sınırında bulunan İzmit Körfezi üzerinde meydana gelmiştir.

İzmit Körfezi ve civarında birçok kurum, kuruluş ve üniversite jeolojik çalışmalar yapmıştır. İzmit Körfezinin çevresindeki yamaçlarda ve su toplama havzalarında, jeolojik yaş ve litolojik oluşumlar yönünden farklılıklar vardır (Şekil 1.2). Bölge Paleozoik'ten beri çeşitli yerkabuğu hareketleri geçirmiş ve bunun sonucunda değişik tektonik çizgisellikler meydana gelmiştir.



Şekil 1.2 Sahanın yakın çevresinin jeoloji haritası (MTA, 1987).

Bölge geç Eosen'de kıvrımlanarak su üzerine çıkmış ve Alpin sistemdeki yerini almıştır. Karamürsel ile Değirmendere arasında Eosen flişleri geniş yayılım göstermektedir. Sarmasiyen-Ponsiyen'de acı su, Geç Miyosen sonları ile Erken Pleyistosen'de akarsu-göl sedimantasyonu oluşmuştur. Körfezin güneyinde Miyosen yaşlı tabakaların varlığı bu dönemde denizin doğuya kadar sokulduğunun göstergesidir.

Pliyosen'de başlayan etkili jeolojik hareketler Pleyistosen boyunca sürmüştür ve Doğu-Batı doğrultulu faylar etkili olmuştur. Körfezin doğusundaki gölsel ve akarsu ortamlarına ait kırıntılı çökeller Erken/Orta Pleistosen yaşlıdır. Geç Pleistosen'de Akdeniz suları tarafından işgal edilen körfez, denizel depolanma alanı durumuna gelmiş ve denizel kaynaklı kırıntılı çökeller depolanmıştır. Denizel depolanmanın ardından Holosen'de altıviyal yelpaze, akarsu, kıyı ovası-plaj ve delta sedimantasyonu (güncel çökeller) oluşmuştur (Özhan ve diğ., 1985; Sakinç ve Bargu, 1989; Seymen, 1995; Alpar ve Güneysu, 1999).

1.3 Güncel Tektonik

Yaklaşık 1500 km olan sağ-yanal atımlı Kuzey Anadolu Transform Fay Zonu (KAF) Marmara Denizinin doğusunda üç kola ayrılmaktadır. Güney kol Yenişehir ile Edremit arasındadır. Orta kol Geyve'den Bandırma'ya kadar Marmara kıyı çizgisini izler ve

geçerek Saroz Körfezine doğru yönelir (Crampin ve Evans 1986; Barka ve Kadinsky Cade, 1988; Barka, 1992).

İzmit Körfezindeki havzalar aktif zonlarda kinematik blok hareketlerine tepki olarak Doğu-Batı yönlü sıkışma ve Kuzey-Güney yönlü gerilmeler sonucunda oluşan tektonik havzalardır (Brinkmann, 1976; Ketin 1983; Barka ve Kadinsky-Cade 1988; Barka, 1992; Wong, 1995). Körfezde Geç Pleistosen ve Holosen'de, fay kontrollü olarak gelişen depolanma işlemi günümüzde de aynı şekilde devam etmektedir. Bölgedeki jeolojik formasyonlar genç epirojenik hareketler ile hem yanal hem de normal atımlı fayların kontrolü altında gelişmektedir. Aktif tektonizma denizel ortamdaki genç çökeltileri de etkilemektedir.

1.4 Doğu Marmara Depremi

17 Ağustos 1999 tarihinde saat 03:02'de, Kuzey Anadolu Fay Zonunun, Adapazarı, Kocaeli, Gölcük segmenti üzerinde yaklaşık 45 saniye süren şiddetli bir deprem meydana gelmiştir. Deprem büyüklüğü hakkında çeşitli görüşler vardır. Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli Rasathanesi büyüklüğü önce 6.7 ve daha sonra 7.4 olarak değerlendirmiştir. Amerikan kaynakları ise büyüklüğü 7.8 olarak belirlemiştir. Arazi gözlemleri ise depremin 7.4 ± 0.1 civarında olduğunu göstermiştir. Bu farklar değerlendirme yöntemlerinin farklı olmasından kaynaklanmıştır. Sonuç olarak depremin moment büyüklüğünün 7.4 ve yüzey dalgası büyüklüğünün ise 7.8 olduğu söylenebilir. Depremin hakim yönü ise E-W'dir.

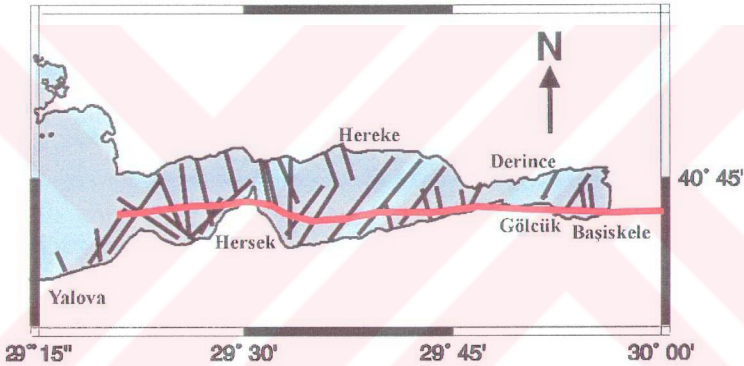
Odak derinliği 10-15 km dir. Yüzeydeki yırtılmanın uzunluğu 120 km civarındadır. Uzun süreli GPS ölçümlerinin Kuzey Anadolu Fay Zonunun depremde çalışan segmentleri için yılda 10-15 mm (Barka, 1992) ilerleme gösterdiği, çeşitli araştırmacılar tarafından yüzey kırığı üzerinde yapılan gözlemlerden 5 metre kadar sağ-yanal yer değiştirmeler rapor edildiği bilindiğine göre, basitçe bu kadar bir yer değiştirmenin oluşabilmesi için gereken enerjinin 333 ile 500 yıl arasında depolanabileceği söylenebilir. Kocaeli Depremi fay hattı üzerinde 350-400 mG mertebesinde yer ivmelerine neden olmuştur.

Kocaeli Depreminin İzmit Körfezinde yırttığı fay yüksek çözünürlü sığ sismik verilerden yararlanılarak çalışılmıştır (Alpar ve diğ., 1999; Alpar, 1999; Altınok ve diğ., 1999). Bu çalışmalara göre, Başiskele mevkiinde karadan denize giren fay transtansiyonel bir etkiye sahiptir. Bu transtansiyonel karakter fay hattı üzerinde yer alan yerleşimlerdeki hasarın biçimi üzerinde rol oynamıştır. Güneyde sentetik kuzeyde antitetik faylanmalar kıyı alanlarında çökmelere neden olmuştur. Fay bu noktadan batıya doğru Gölcük, Değirmendere, Karamürsel ve Yalova'da kıyıyı izlemiş ve aynı transtansiyonel karakteri göstererek Marmara Denizi

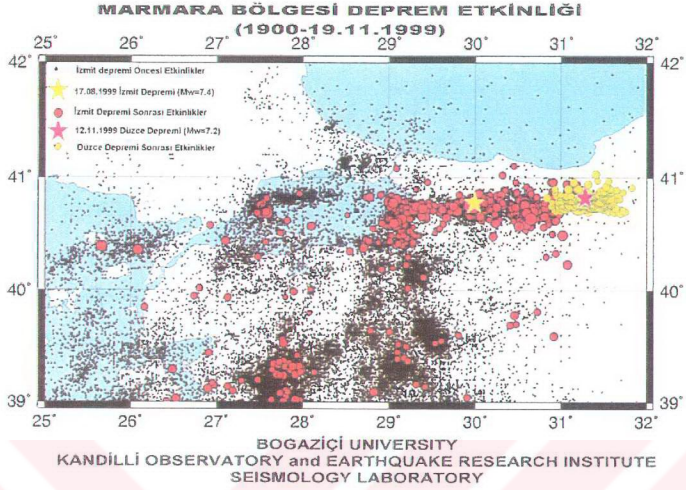
ve Yalova'da kıyıyı izlemiş ve aynı transtansiyonel karakteri göstererek Marmara Denizi içinde kaybolmuştur (Şekil 1.3). Kavaklı ve Gölcük kıyılarının çökmesine neden olan bu fay, her ne kadar Hersek Deltasındaki lagünün altından geçiyorsa da, delta üzerinde fazla bir deformasyona neden olmamıştır.

Kocaeli Depremi periyodu bir dakikadan biraz daha az olan bir tsunami de yaratmıştır. Ortalama tırmanma yüksekliği 2.5 metreye kadar çıkan dalgaların körfezin kuzey kıyılara varış zamanı birkaç dakika iken, güney kıyılara olan varış zamanı bir dakika mertebesinde (Yalçiner ve diğ., 1999; Altınok ve diğ., 1999).

Ana deprem dalgasının ardından çok sayıda artçı depremler meydana gelmiş ve bunları 12 Kasım Düzce depremi ($M_s 7.2$) izlemiştir (Şekil 1.4).



Şekil 1.3 İzmit Körfezinde 17 Ağustos 1999 da kırılan doğrultu atımlı fay (kırmızı) (Alpar ve diğ., 1999).



Şekil 1.4 Marmara Bölgesi deprem etkinliği ve Doğu Marmara (kırmızı) ve Düzce (sarı) depremlerinin artçı dağılımı. Siyah noktalar Doğu Marmara ve Düzce depremlerinden önceki sismik aktiviteleri göstermektedir (Boğaziçi Üniversitesi, Kandilli deprem Araştırma Enstitüsü, Sismoloji Laboratuvarı).

2. KAPALI VE AÇIK RIHTIM YAPILARINDA TASARIM KRİTERLERİ

2.1 Ağırlık Tipi Rihtım Duvarlarının Tasarımı

2.1.1 Ağırlık Tipi Rihtım Duvarlarının Genel Özellikleri

Ağırlık tipi rihtım 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 rihtım 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 yapım olanakları gereklidir. Buna göre kısa süreli ve küçük çapta olan inşaatlarda, yukarıda bahsedilen olanakların bulunmaması durumunda, ağırlık tipi rihtım duvarları ekonomik olmayacaktır.
- 6) Bu tip rihtım 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.

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 blokluk tip olarak 6 şekilde sınıflandırılabilirler.

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 olmadığına bu elemanların yapılması ekonomik olmamaktadır.
- 5) Keson yerleştirme alanı önünde yeterli su derinliği ve kesonu yerleştirebilmek için uygun 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:

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

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 sıkıştırılmış temeller üzerine yerleştirildiklerinde dolgu malzemesinin hareketini önleyici tedbirler alınmalıdır.

2.1.2.3 Sandık Blok Tip Rıhtım Duvarları (Şekil 2.3)

Bu tip yapılar genellikle tabanı olmayan oyuk hücresel 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.

2.1.2.4 Bloklı 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.

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 kren 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.

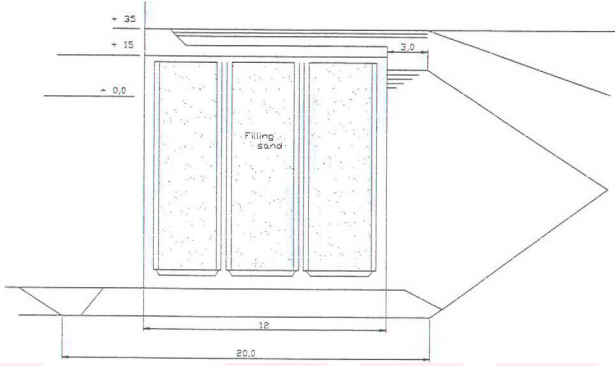
2.1.2.6 Delikli Perfore Beton Blok Tipi Rıhtım Duvarları (Şekil 2.6)

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

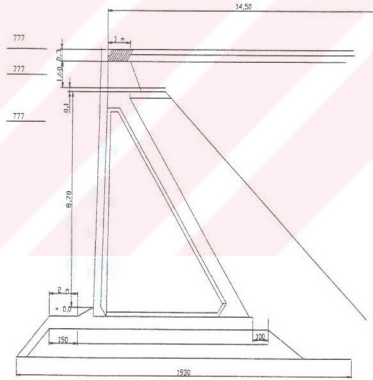
Stabilite ile ilgili karakteristikleri kesonlar veya bloklu rıhtım duvarları gibidir. Değişik türde yapılar, yukarıda sözü edilen mekanizmaların birleştirilmesiyle geliştirilmiştir. Bu tipin tasarım ve uygulama karakteristikleri şöyledir:

- 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 teçhizatların bağlandığı eleman karmaşıklıdır.
- 5) Genel olarak yapım maliyeti yüksektir.

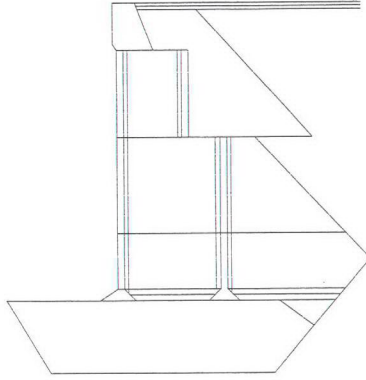
6) Hala bu tip duvarların bir çok çeşiti için yapım tasarımında çözülememiş problemler vardır.



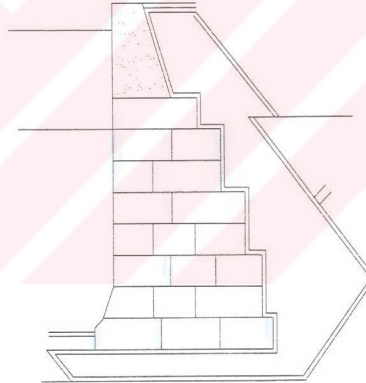
Şekil 2.1 Bir keson tip rıhtım duvarı



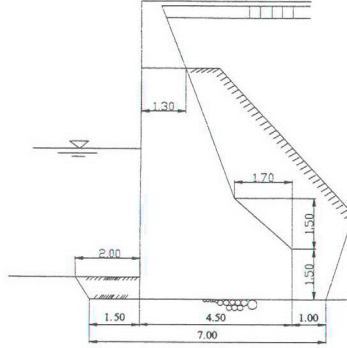
Şekil 2.2 Bir L tipi rıhtım duvarı



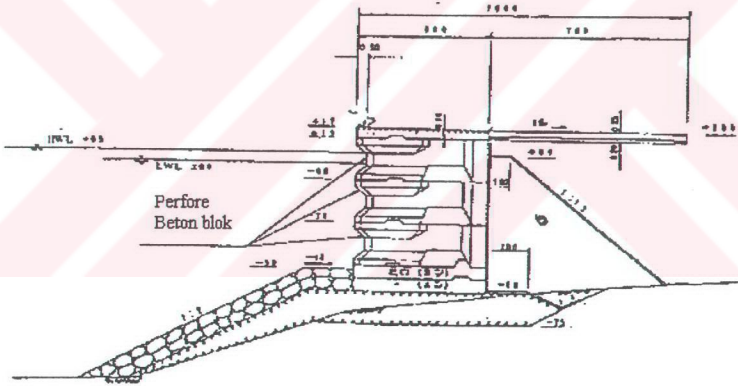
Şekil 2.3 Bir sandık tipi rıhtım duvarı



Şekil 2.4 Bloklı bir rıhtım duvarı



Şekil 2.5 Bir yerinde dökme tipi rıhtım duvarı

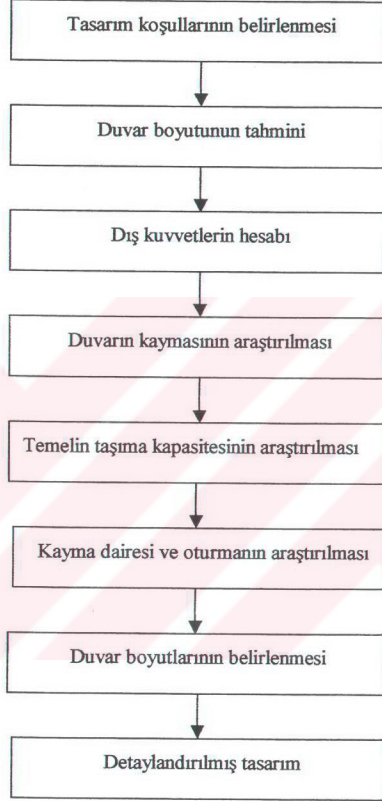


Şekil 2.6 Perfore blok tip rıhtım duvarı

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.

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 uzunluğu (m)	Gemi tonajı (DWT)
Yolu 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 merkezine yatay olarak etkir.

Tasarım hesapları maksimum sismik kuvvetin bir statik kuvvet gibi etkidığı varsayımı üzerine

kurulmuştur. Deprem olduğunda malzemenin müsaade edilen gerilmesi ve yapı stabilitesinin güvenlik faktörü bu varsayımdan farklı değerler alabilmektedir.

5) Gemi çekme kuvveti:

Babalar üzerine etkileyen geminin yatay çekim kuvveti Çizelge 2.4 kullanılarak belirlenebilir. Bu durumda aynı anda yatay kuvvetin yarısının düşey kuvvet olarak etki ettiği varsayılmaktadır.

Çizelge 2.4 Baba ve halka üzerinde gemi çekme kuvvetleri

Gemi Ağırlığı GT	Baba (t)	Halka (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 düşünülmektedir (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.

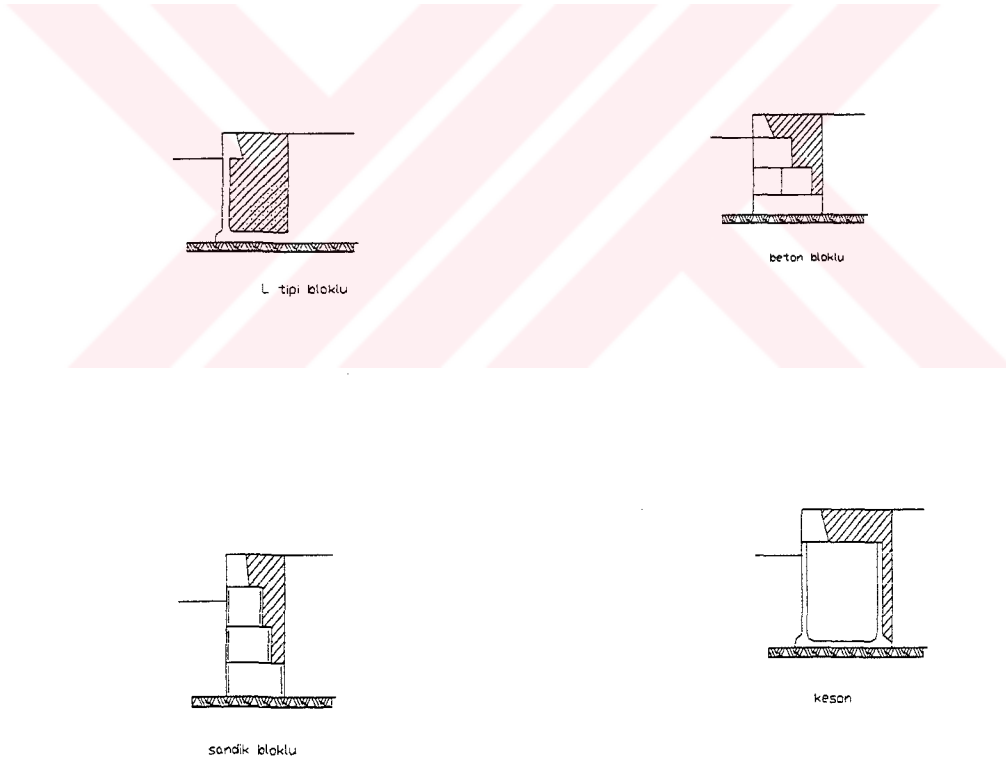
5) Kayma tahkikinde, bloğun arka topuğundan geçen düşey düzlemin önündeki kısım duvar olarak düşünülmelidir (Şekil 2.10).

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)

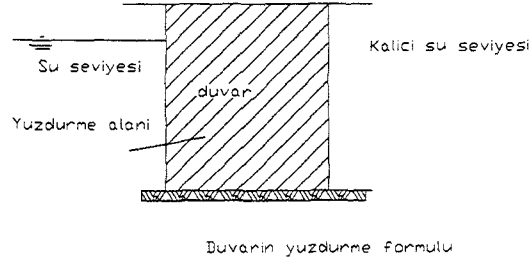
7) Taşıma kapasitesi tahkikinde, taşıma kapasitesinin güvenlik faktörü, devrilme tahkikindeki gibi zahiri duvar kullanılarak hesap yapıldığında çok küçülür. Eğer duvarın ağırlığı zeminde yerel olarak yoğunlaşmışsa oturma o kısımda oluşur. Bu nedenle, yükün aşırı yoğunlaşmasından çok geniş bir alana dağılması 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.

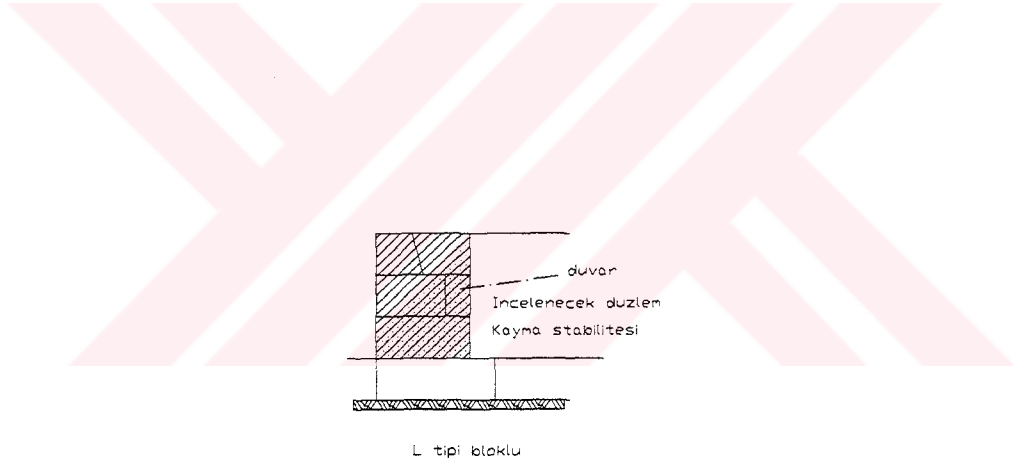
Permeabilite, gerçek durumundan daha az olduğunda veya zamanla azalması beklendiğinde, kalıcı su seviyesinin uygun değerinin tespit edilmesi gereklidir. Rıhtım duvarı önündeki dalga hareketinden oluşan kalıcı suyun göz önüne alınmasına gerek yoktur.



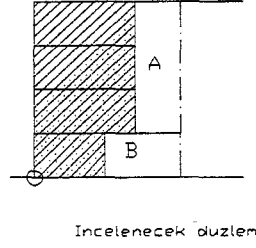
Şekil 2.8 Ağırlık tipi rıhtım duvarlarında duvar biçimleri



Şekil 2.9 Duvarın yüzme biçimi



Şekil 2.10 Blok tipli rıhtım duvarlar için kayma tahkiki



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.

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

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

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

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

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

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

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 doymun 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 karşılaşılır. 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.

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

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

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

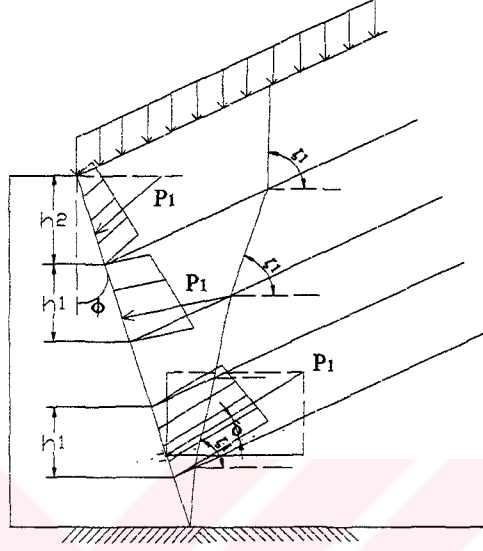
$$\zeta_p = \tan^{-1} \sqrt{1 - \left(\frac{\sum \gamma h + 2w}{2c} \right) \tan \theta} \quad (2.19)$$

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

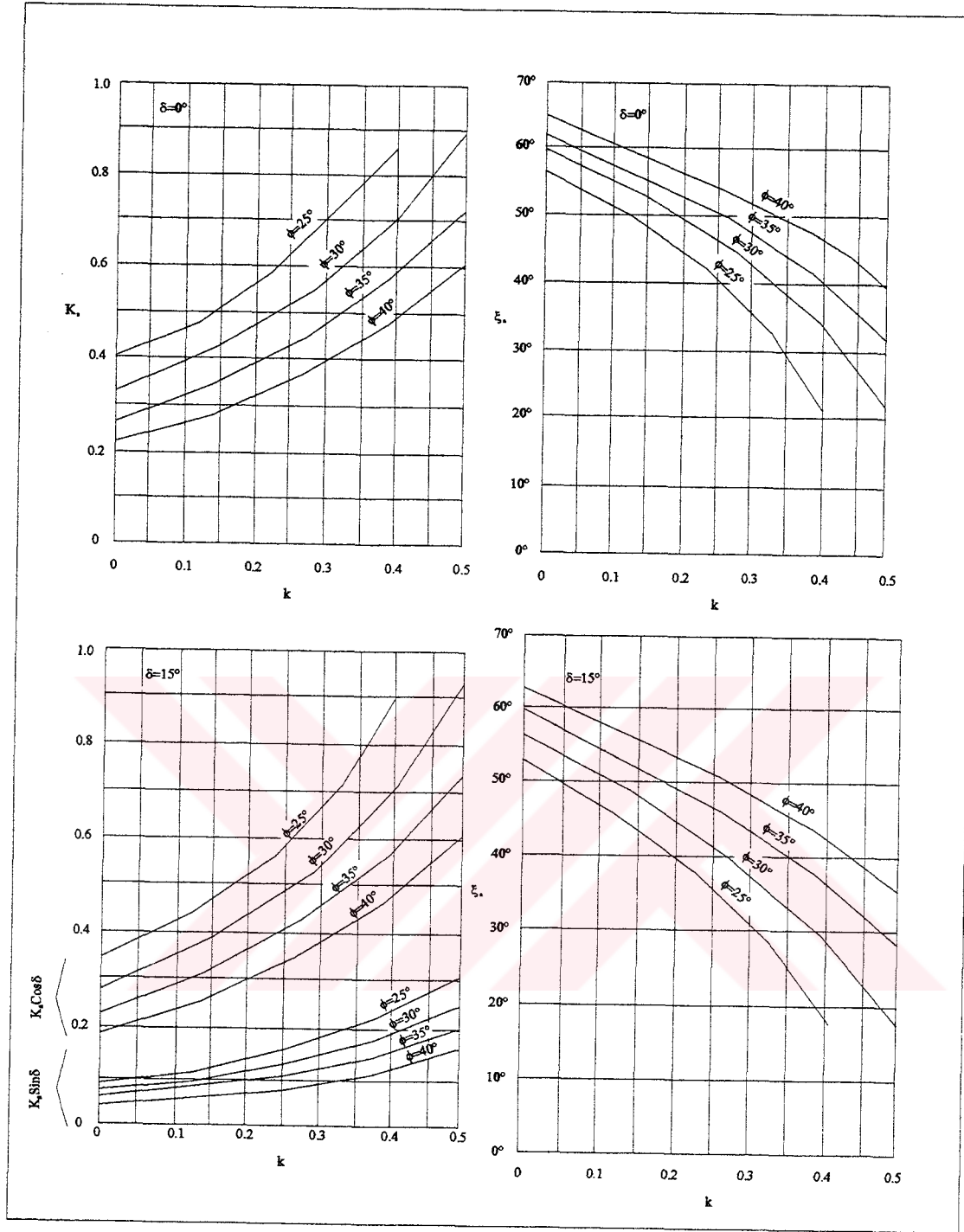
ζ = Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı

Diğer semboller daha önce bahsedilen formüllerdekilerle aynıdır.

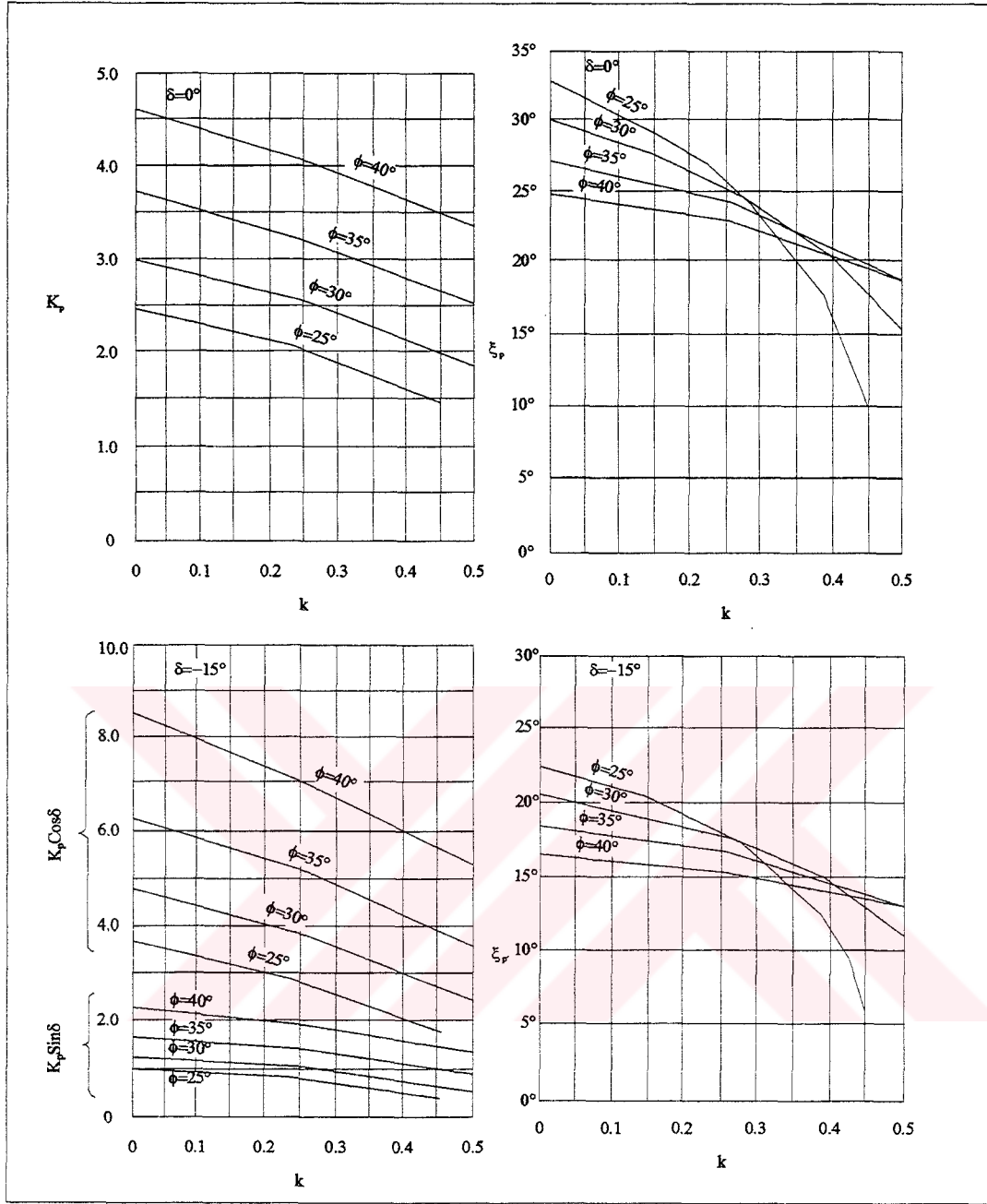
Toprak basıncını hesaplamak için (2.16) ve (2.18) no'lu formüller kullanılırken, deniz tabanı seviyesi üzerinde K veya K' sismik katsayıları kullanılır. Fakat deniz tabanı altındaki tabakanın kalınlığının 10m'den fazla olması durumunda toprak basıncı sismik katsayı ihmal edilerek hesaplanmalıdır.



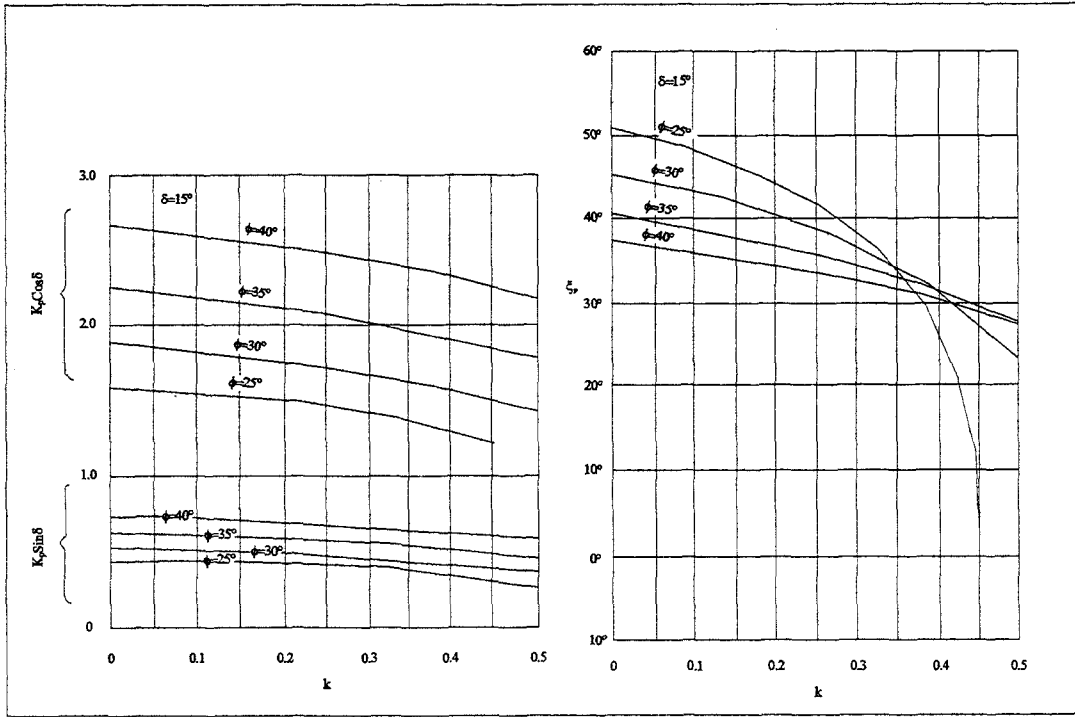
Şekil 2.12 Duvara etkiyen toprak basıncı



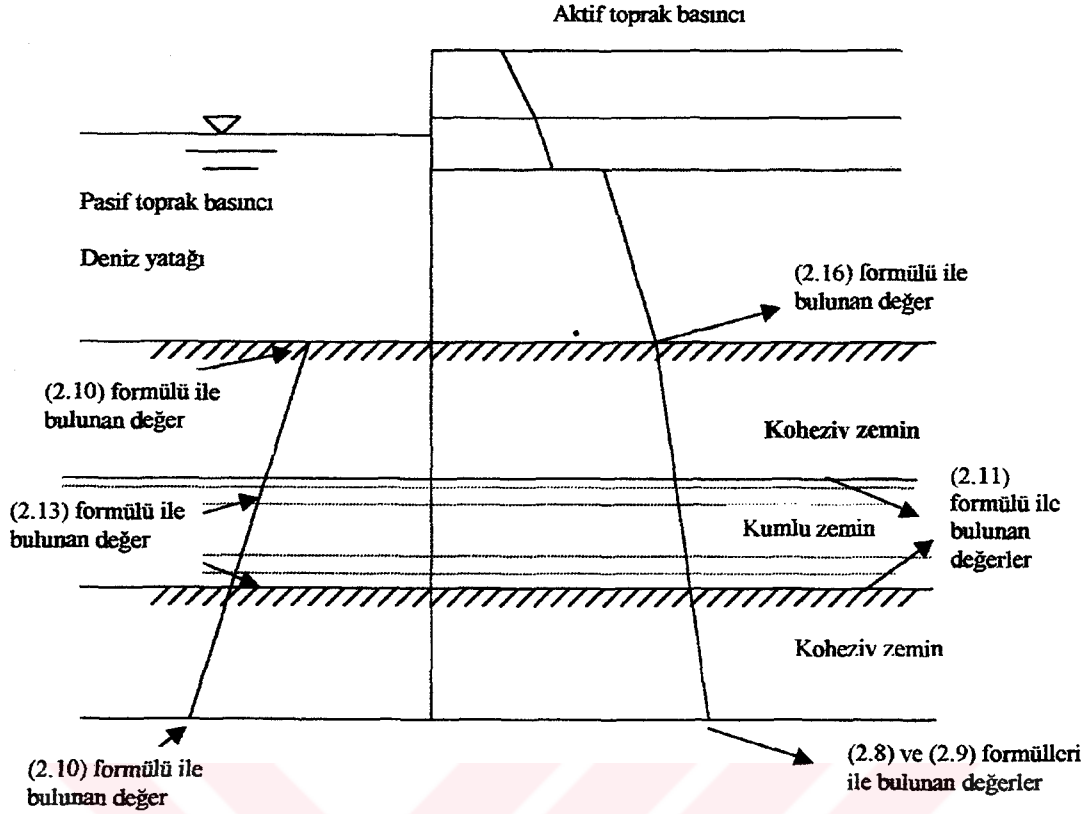
Şekil 2.13 Kum zeminde içsel sürtünme açısı ve aktif toprak katsayısı



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).

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

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

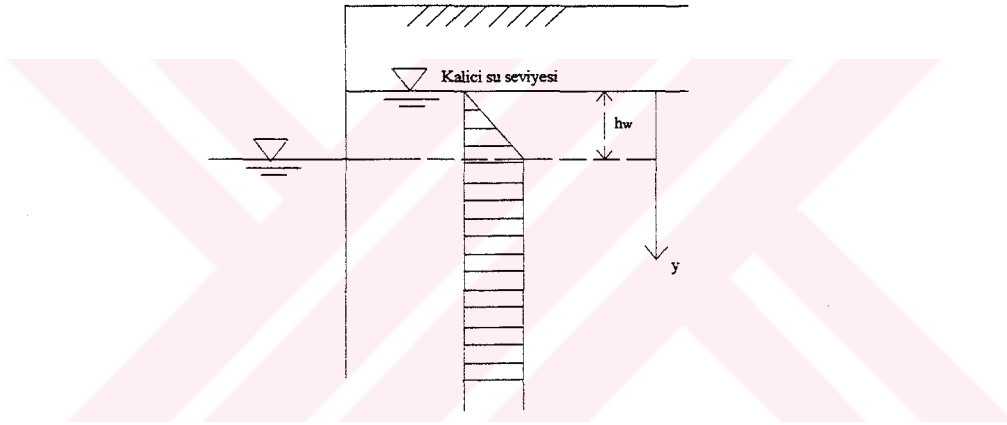
P_w : Kalıcı su basıncı (t/m^2)

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.



Şekil 2.16. Kalıcı su basıncı

2.1.3.4 Kayma Tahkiki:

Kayma tahkikinde aşağıdaki koşulun sağlanması yeterlidir:

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

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 kilitleme etkisini arttırmak için, bağlantılar yeterince güçlü olmalıdır.Duvarın önünde oluşabilecek yerel erezyon olayına ve duvarın uyguladığı kuvvete karşın anroşman ile koruma yapılmalıdır.

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:

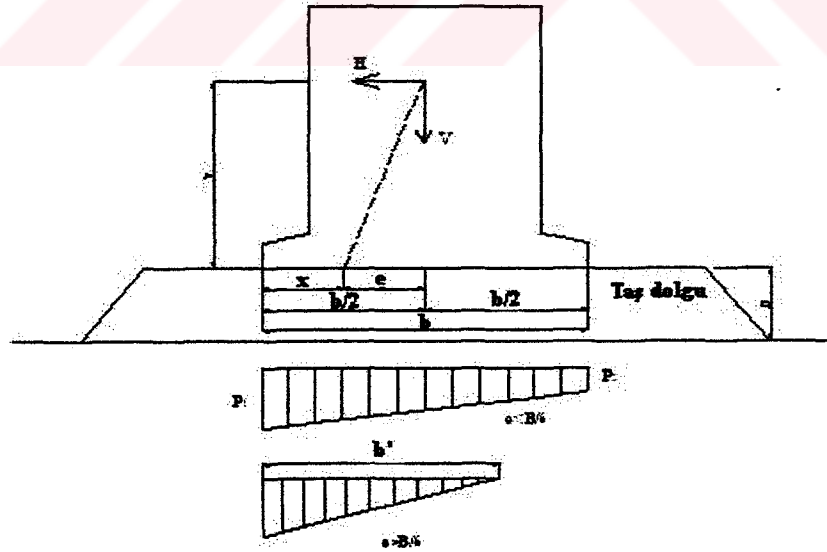
Ağırlık tipi rıhtım duvarlarına ve dalgakıranlara etkiyen dış kuvvetlerin bileşkesi eksantrik ve eğiktir. Bu yüzden, taşıma kapasitesi eksantrik ve eğik bir kuvvete göre yapılmalıdır.

Tahkik için yük dağılımı metodu iyi bir 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 tahkididir. 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.



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.

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

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

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

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

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

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

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

burada,

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

A: Temel alanı (m^2)

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;

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

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

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

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

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

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

minimum reaksiyon $P_2' = r_1' D$ (2.29)

burada;

P_1' : Deniz tabanındaki maksimum reaksiyon (t/m^2)

P_2' : Deniz tabanındaki minimum reaksiyon (t/m^2)

L: Deniz tabanındaki dağılım genişliği (m)

r_1' : Taş dolgunun birim hacim ağırlığı (t/m^2)

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 (daireseel 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)

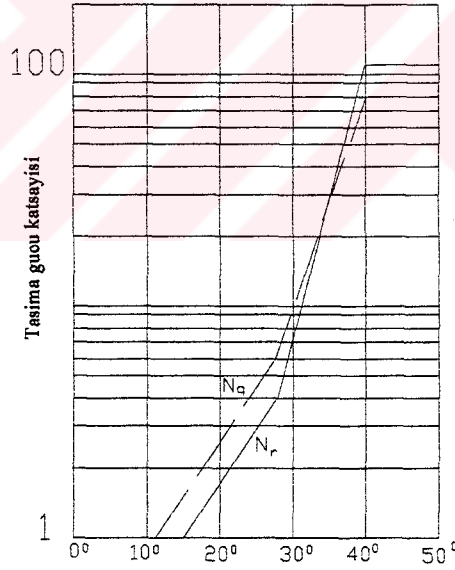
N_r, N_q : Taşıma kapasitesi katsayıları (Şekil 19)

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.

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

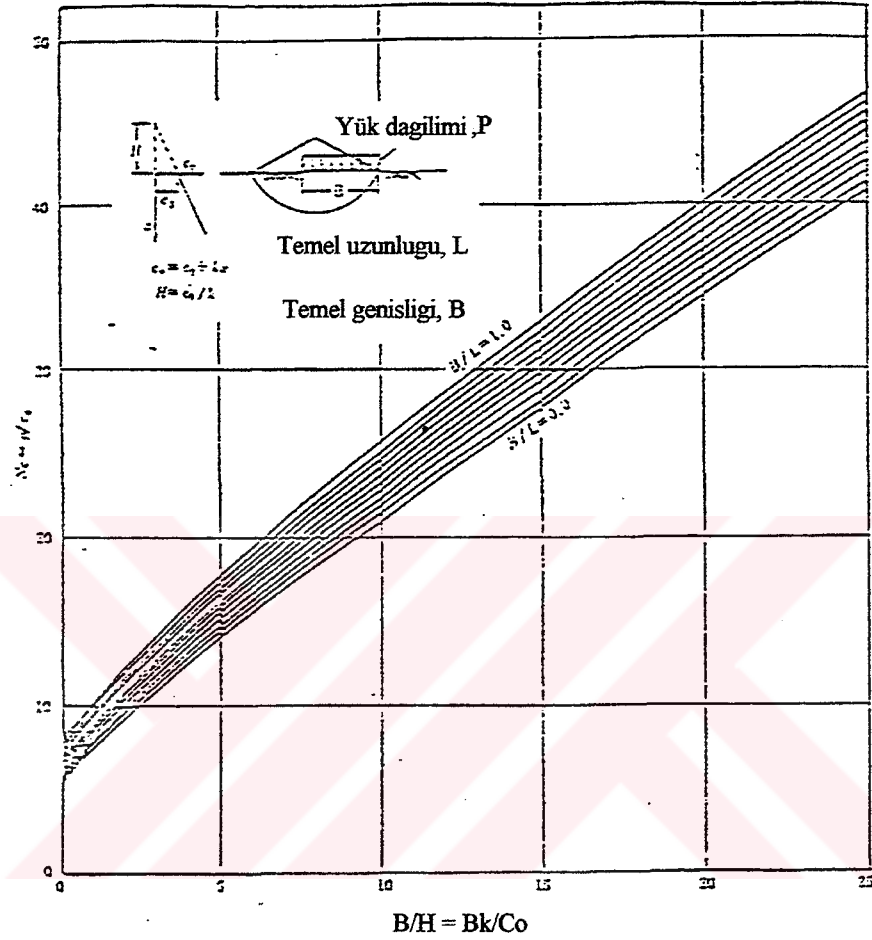
$$q_a = \frac{1}{F} (1.18k_B + 6.94C_o) + r_2 D \quad H/B < 0.4 \quad (2.32)$$

k : Zeminin kohezyon büyütme katsayısı

B : Temelin minimum genişliği (m)

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

H : Co/k (m)



Şekil 2.20

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.

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

F : Güvenlik faktörü

R : Dairenin yarıçapı (m)

c: Zeminin kohezyonu (t/m²)

ϕ : Zeminin içsel sürtünme açısı (°)

l : Kayma yüzeyinin uzunluğu (m)

b : Kayma yüzeyinin genişliği (m)

W' : Efektif kayma yüzeyi ağırlığı (t/m²)

W : Kayma yüzeyinin toplam ağırlığı (t/m²)

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)

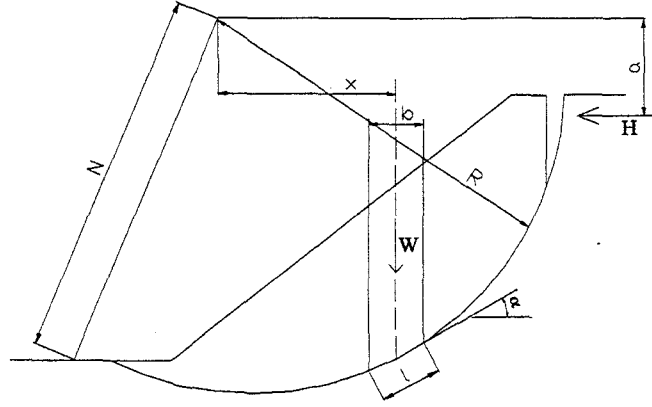
Şevin kaymaya karşı stabilitesi şu yöntemlerle bulunur:

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.

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;

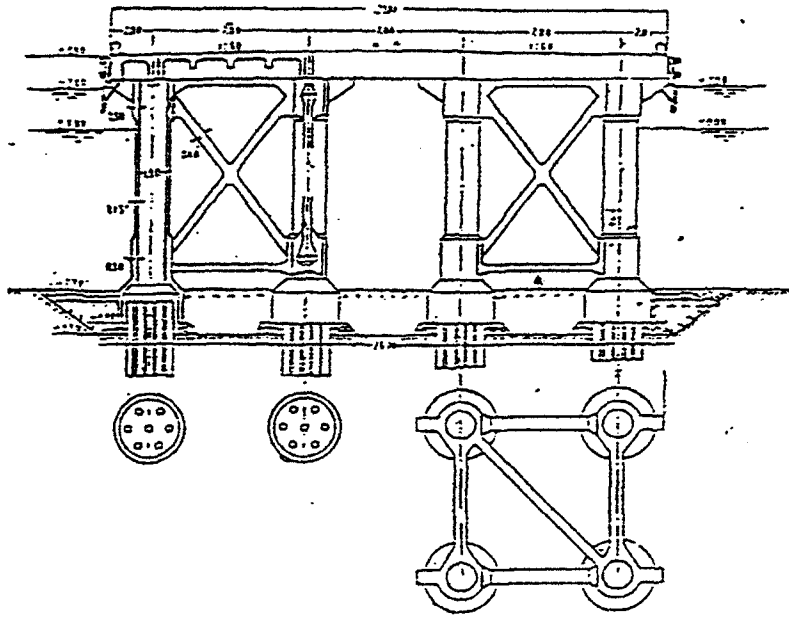
- 1) Zemin taşıma gücünün az olduğu ve temelin zayıf olduğu yerlerde uygundur. Kaplamanın ön yüzü düşey duvar şeklinde inşa edilir.
- 2) Var olan kaplamanın ön yüzüne, ya da sığ rıhtımı derinleştirmek amacıyla bu tip rıhtım yapılabilir.
- 3) Yanaşma yapısı ve iskeleden oluşur, bu nedenle sistem daha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

2.2.2 Açık Yüzlü Rıhtımın Tipleri ve Özellikleri

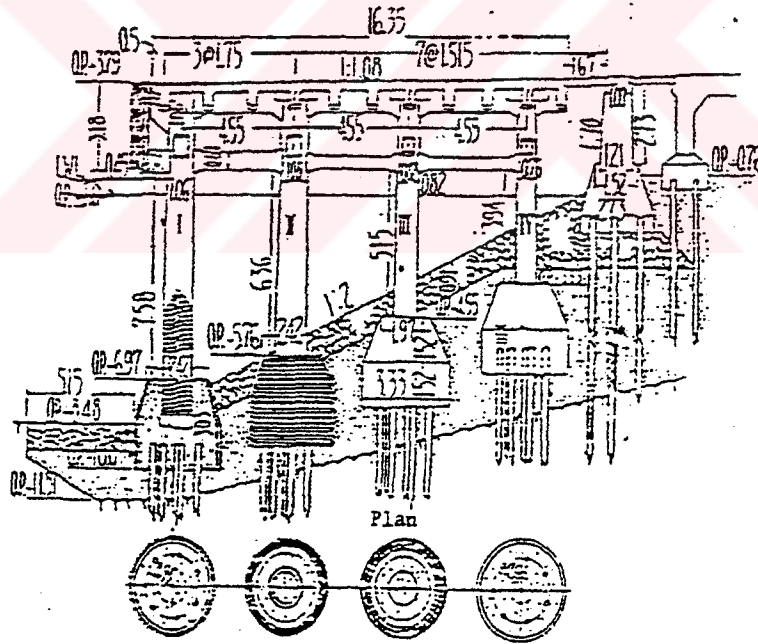
Döşeme plaklarına göre sınıflandırılacaktır.

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 yüzlü rıhtımlar

2.2.3 Düşey Kazıklı Açık Tipli Rıhtımların Tasarımı

2.2.3.1 Tasarım Yöntemleri

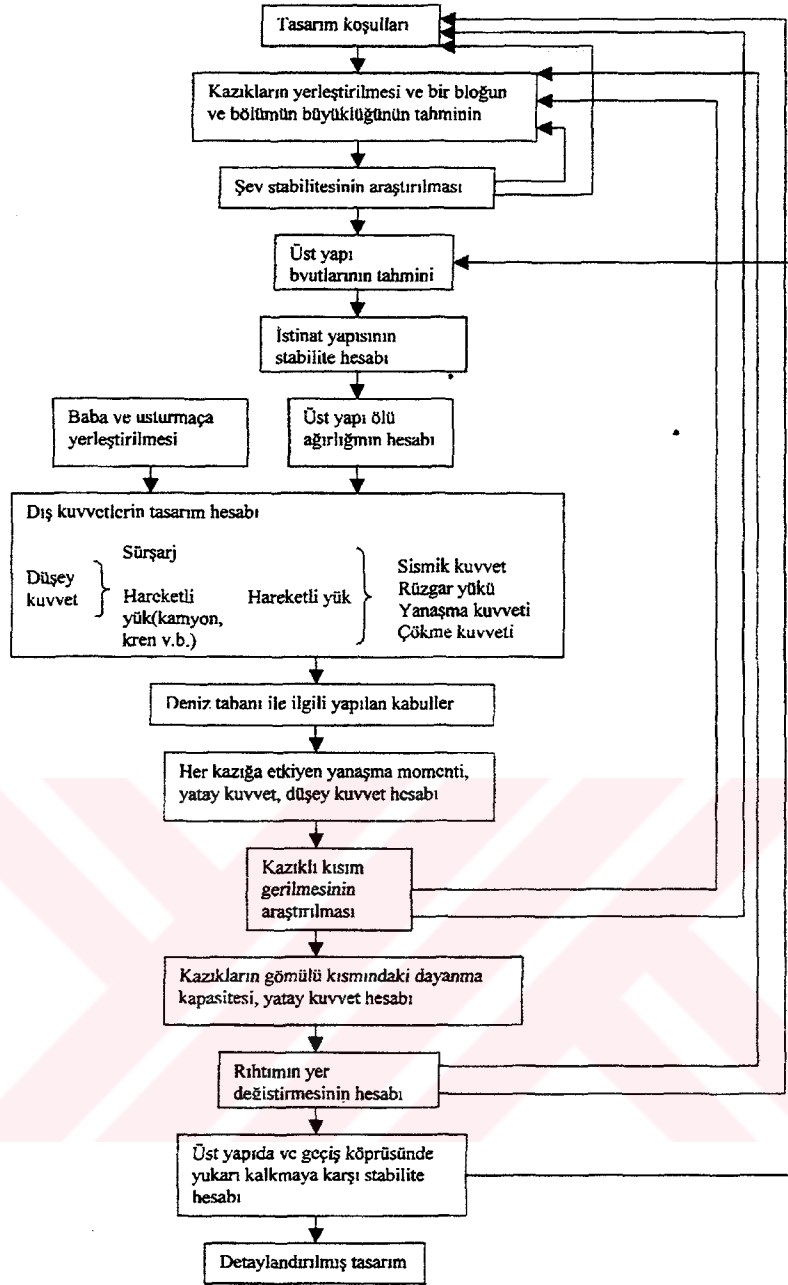
Ağırlık tipi rıhtımlara göre kazıklı açık tip rıhtımlar oldukça esnek (narin) yapılardır. Deprem hesabı için sismik katsayı metodu kullanılmakla birlikte çok önemli rıhtımlarda veya büyük yük elleçleme rıhtımlarında dinamik analiz metodu ile uygulanmalıdır.

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.

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.



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.

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.

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.

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.

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.

2.2.3.6.1. Usturmaça Yerleştirilmesi

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

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.

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.

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 tasarımı, yaklaşık olarak betonarme üst yapının kendi ağırlığının belirlenmesinde planda her bir metre kare için 19 kN/m^2 yük kabul edilebilir.

2.2.3.7.3. Sismik Kuvvet

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

2.2.3.7.4. Gemi Yanaşma Kuvveti

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

1) Efektif Yanaşma Enerjisi Hesabı

a) Bir seri usturmaça 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)

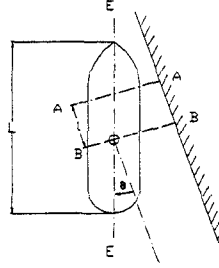
b) Usturmaçaların ya da dolfenlerin geniş aralıklarla yerleştirilmesi halinde (Şekil 2.26) özel yanaşma metodu kullanılır.

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

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

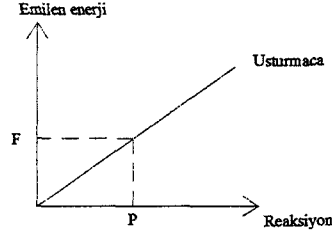
D = Su kesimi (m)

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.



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.

2.2.3.7.6. Rüzgar Yüğü

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

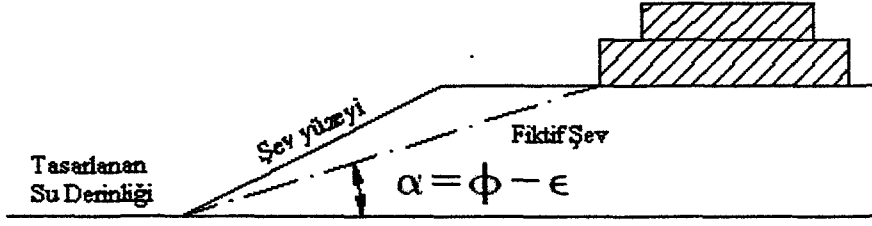
2.2.3.8 Deniz Tabanına Ait Varsayımlar

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.

$$\alpha = \phi - \varepsilon$$

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

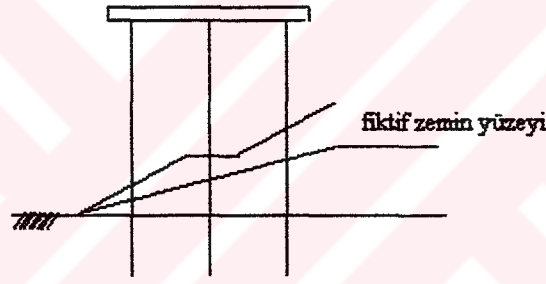


Şekil 2.28 Şev arkasına yerleştirilen istinat duvarı

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_{hs} : Yanal yatak katsayısı

N : SPT deneyinde elde edilen darbe sayısı

$1/\beta$: Fiktif rijitlik boyu

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 $1/\beta$ kadar derinlikteki bir sabit noktada alınan rijit çerçeve yardımıyla hesaplanabilir.

2.2.3.9.2. Fiktif Sabit Nokta

Fiktif sabit nokta fiktif zemin yüzeyinin $1/\beta$ kadar aşağısındadır. β (2.38) ifadesinden hesaplanmaktadır.

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 ;

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

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)

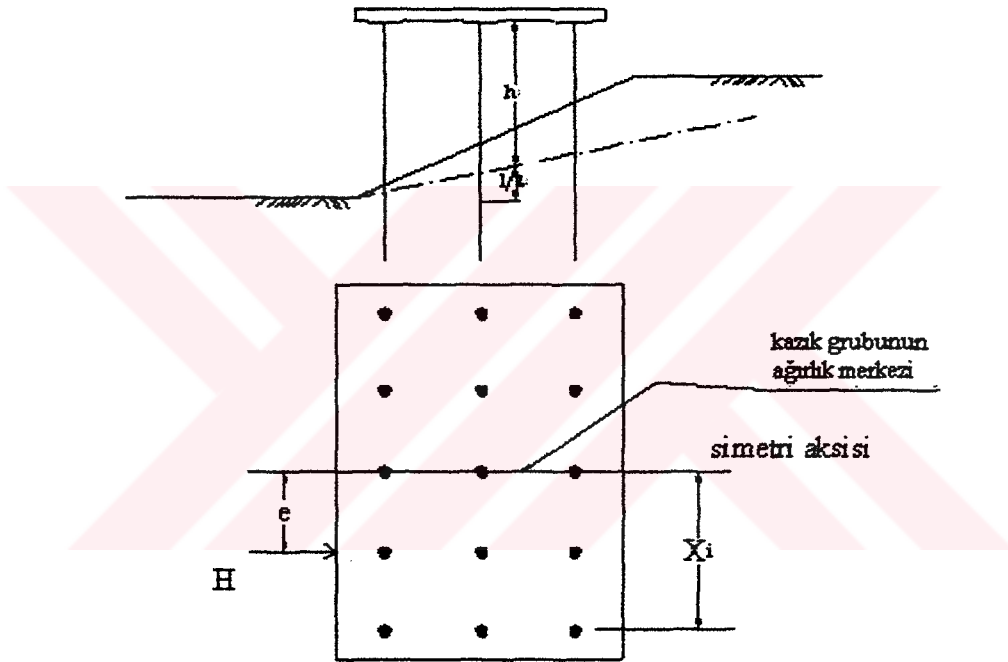
$(EI)_i$ = Eğilme rijitliği (tm^2)

h_i = fiktif zemin yüzeyi üzerindeki kazık uzunluğu

H = Bloğa etkiyen yatay kuvvet

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

x_i = i. kazıkla, rıhtım bloğunun simetri eksenindeki mesafe



Şekil 2.30 Kazıkların yerleştirlmesi ve yatay kuvvetin uygulama noktası

(2) Rıhtımdaki Yer Değiştirmeler ;

Rıhtımın yatay yer değiştirmesi (Δ) ;

$$\Delta = H / \sum K_{Hi} \quad (2.42)$$

Rıhtımın burulma açısı (radyan) (α) :

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

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 aksenal kuvveti aşağıdaki ifade ile hesaplanır ;

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

vP_i = Düşey yükten ileri gelen aksenal kuvvet

hP_i = Yatay yükten ileri gelen aksenal 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)

$$M_{i,i-1} = a \cdot M_i$$

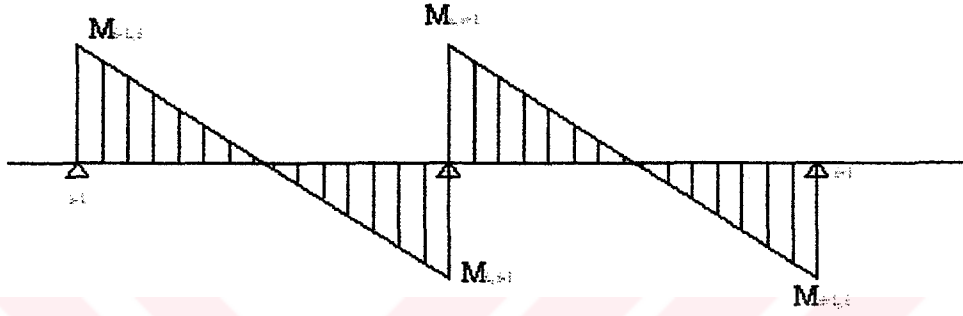
$$M_{i,i+1} = b \cdot M_i \quad (2.48)$$

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_1).

(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

Çizelge 2.7 İzin verilen basınç gerilmeleri

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

2.2.3.9.5. Kazıkların Gömülü Boyu

Yanal mukavemet için bulunan gömülü boy ile taşıma gücü için bulunan gömülü boylardan uzun olanı kullanılacaktır.

2.2.3.9.5.1 Yanal Mukavemet İçin Gömülü Boy

Her düşey kazığın gömülü boyu fiktif zemin yüzeyinin $3/\beta$ altında olmalıdır.

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.

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

$$\bar{N} = \frac{N_1 + N_2}{2} \quad (2.51)$$

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.

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

N^t = 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;

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

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)

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.

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.

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.

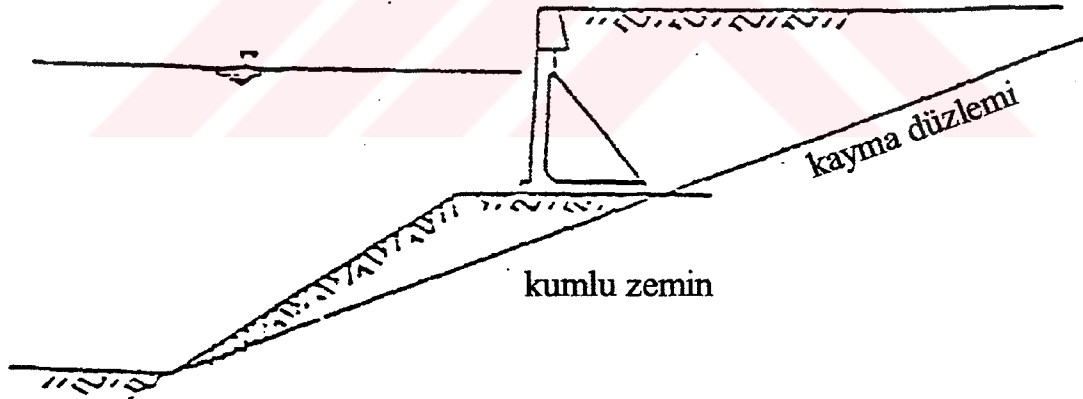
2.2.3.12 Şev Stabilitesi

Şev stabilitesinin incelenmesi genellikle yanaşma yapısının bulunduğu kısım için yapılır.

2.2.3.12.1 Dairesel Kaymanın İncelenmesi

Dairesel kayma rıhtım yanaşma yapısının bulunduğu kısım için incelenecektir.

Kaymaya karşı standart güvenlik sayısı en az 1.3'tür.



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.

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.

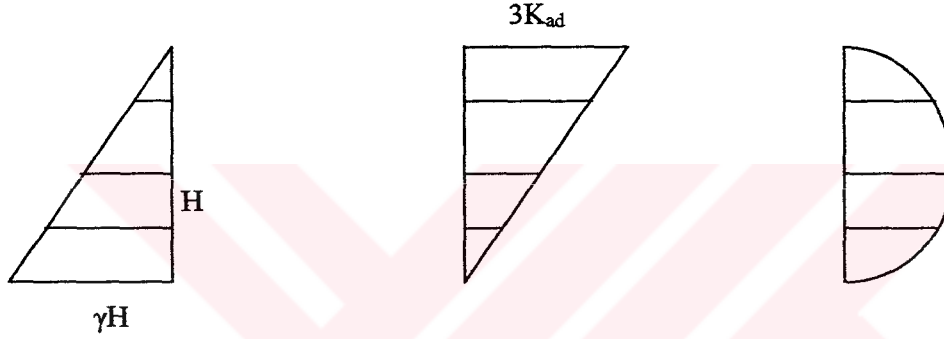
Statik toprak basıncına ek olarak deprem durumunda zemin kütlesinden ötürü oluşan ek dinamik aktif toprak basıncının zemin yüksekliği boyunca değişimi ;

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

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 değerli bileşkesi P_{ad} bulunur.



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

Şekil 2.33 Basınç dağılımı

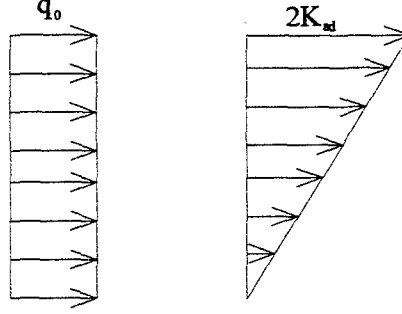
$$P_{ad} = \int_0^H 3K_{ad} * (1 - z / H) * \gamma * dz = 3K_{ad} * \gamma * \int_0^H (z - z / H) * dz = 3K_{ad} * \gamma * (z^2 / 2 - z^3 / 3H)$$

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

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

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 $0.5H'$ 'na 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 toplanıp yapı yüksekliğinin yarısından etkitilecektir.

3. LİMAN YAPILARI İÇİN SİSMİK TASARIM STANDARDI PIANC, 2001

3.1 Giriş

Şiddetli bir depremin büyük bir kentin yakınında meydana gelmesi nadir görülen bir olay olabilir. Fakat bunun sosyal ve ekonomik etkileri ulusal boyut açısından yıkıcı olabilir. 1994 Los Angeles, ABD depremi (61 ölü ve 30 milyar\$ maddi zarar); 1995 Kobe, Japonya depremi (6,400'ün üzerinde ölü ve 100 milyar\$ maddi zarar); 1999 Kocaeli, Türkiye depremi (15,000'in üzerinde ölü ve 20 milyar\$ maddi zarar); 1999 Atina, Yunanistan depremi (143 ölü ve 2 milyar\$ maddi zarar) ve 1999 Tayvan depremi (2,300'ün üzerinde ölü ve 9 milyar\$ maddi zarar) son yıllardaki örneklerdir. Sismik aktivitenin Şekil 3.1'de gösterildiği gibi kıyı bölgelerinde farklılık göstermesine rağmen deprem felaketleri sadece dünyanın sismik aktif bölgelerinde değil, şekildeki 1. ve 2. bölgelerdeki gibi daha sakin bölgelerde de görülmektedir. Deprem felaketlerinin sonuçlarının hafifletilmesi dünya çapında bir sorundur.

Depremler yüzünden oluşan zarar ve kayıpların azaltılması amacıyla, sismik tasarım yöntemleri, 20.yy'ın başlarından itibaren birçok bölgede kurallar ve standartlar ile tasarım uygulamaları geliştirilmiş ve gerçekleştirilmiştir. Bu metotların çoğu yerçekimi ivmesiyle tanımlanan sismik kuvvetin tanımlanan bir seviyesine direnç gösterecek şekilde tasarlanan yapılardaki kuvvet dengesi yaklaşımına dayanmaktadır. Bu metotlar, özellikle deprem hareketlerinin, tanımlanan tasarım seviyesinin az çok içinde olması durumunda liman yapılarının kabul edilebilecek ölçüdeki sismik performanslarına katkıda bulunmaktadır. Deprem felaketleri oluşmaya devam edecektir, Bu felaketler, genellikle sismik bölgelerin yakınlarındaki güçlü deprem hareketleri veya zemin göçmesi dolayısıyla oluşacak hasarın, sismik tasarımın göz önüne alınmadığı bölgelerdeki orta büyüklükteki deprem hareketlerinde bile meydana gelmektedir.

Burada deniz yapıları için sunulan sismik tasarım standardının amacı hali hazırda geleneksel tasarımdaki sınırlı sayıdaki sunumlara yön vermek ve yeni bir tasarım yaklaşımına çerçeve oluşturmaktır.

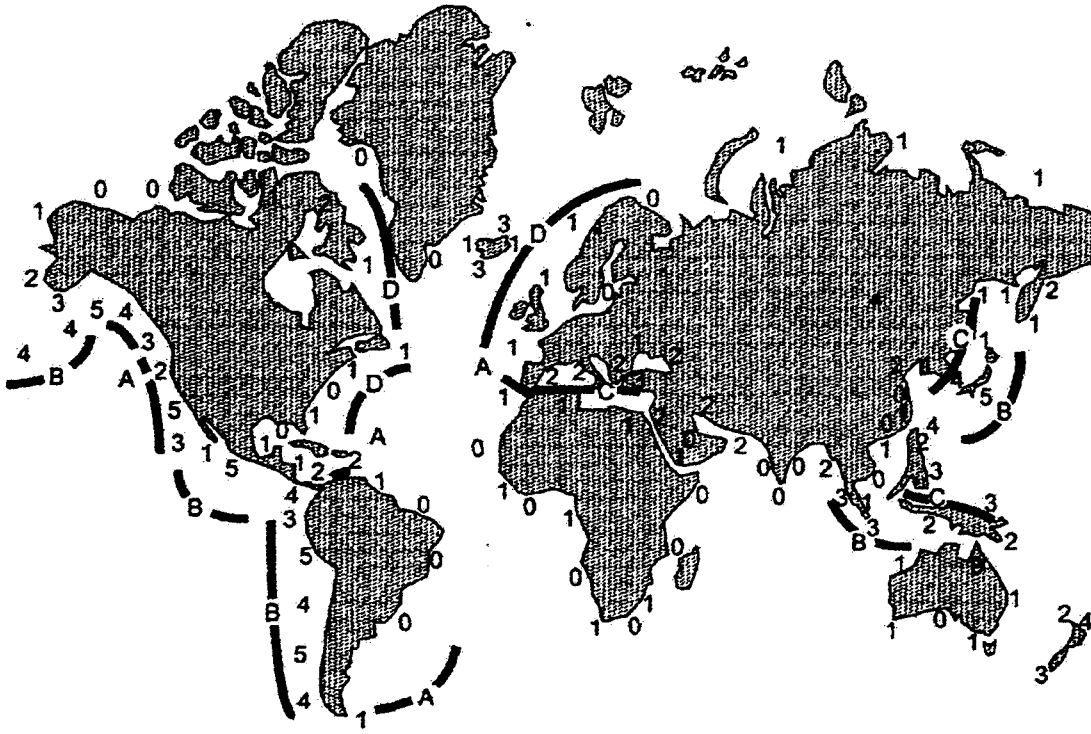
Standartlar genellikle:

- performansa dayalı, bir liman yapısının davranışına ait karakteristikleri ve özel fonksiyonları ile bölgedeki deprem olasılığına bağlı olarak belli derecede bir hasara izin verebilmeli,
- tasarım mühendislerine yapının sismik performansını hesaplamak için, basitten karmaşığa doğru analiz metotlarının seçimini sunmalı ve

- liman yapılarında istenen fonksiyonları; ekonomik, sosyal çevre ve bölgeden bölgeye farklılık gösterebilen sismik aktiviteye göre dünyanın her tarafında yeterince genelleştirebilecek mertebede faydalı olmalıdır.

Bu standardın, tasarım mühendisleri, liman yetkilileri ve deprem mühendisliği uzmanları tarafından kullanılması beklenmektedir. Standardın uygulanabilirliği, pratikte bölgesel standartları tamamlayacaklardır. Eğer bir bölgenin liman yapıları tasarımı için sismik standartları ve kuralları yoksa standart, o bölgeye uygulanabilecek yeni bir sismik tasarım metodu veya kurallarının geliştirilmesine esas teşkil edecektir. Eğer bir bölge sismik kurallarını, standartlarını geliştirmiş veya tasarım uygulamasını belirlemişse, standart bu tasarım ve analiz işlemlerine ilave olarak kullanılabilir. Bu standardı hazırlayanların amacı; mevcut kurallar ve standartlar veya tespit edilmiş tasarım uygulamalarının yerine geçebilecek bir standart oluşturmak değildir. Bununla beraber, bu standartta yapılacak değişiklikler ve gelişimler liman yapılarındaki sismik hasarın azaltılmasına, böylece yeni ve kullanışlı esasların oluşturulmasına katkı sağlayacağı düşünülmektedir. Sonuçta standardın tavsiye edilen bir sismik tasarım çalışması olarak dünya çapında kabul göreceği de beklenebilir.

Deprem mühendisliği çeşitli disiplinlerde bilgi birikimi gerektirmektedir. Bu bilgi birikimi standardı anlamak için bir ön şart olmamasına rağmen, okuyuculara bazı kaynaklar tavsiye edilebilir. Örnek olarak, Kramer(1996)'ın Geoteknik Deprem Mühendisliği ve Tsinker(1997)'in Liman Yapıları verilebilir. Bu özet rapor, sismik tasarım standardı için bir görüş sağlamaktadır.



DEPREM ŞİDDETİ

bölge 0 = 0,00 - 0,05 g

bölge 1 = 0,05 - 0,15 g

bölge 2 = 0,15 - 0,25 g

bölge 3 = 0,25 - 0,35 g

bölge 4 = 0,35 - 0,45 g

bölge 5 = 0,45 - 0,55 g

SİSMOTEKTONİK TİP

A = Sağ fay bölgeleri

B = Derin borulama bölgeleri

C = Sağ fay ve derin borulama bölgeleri

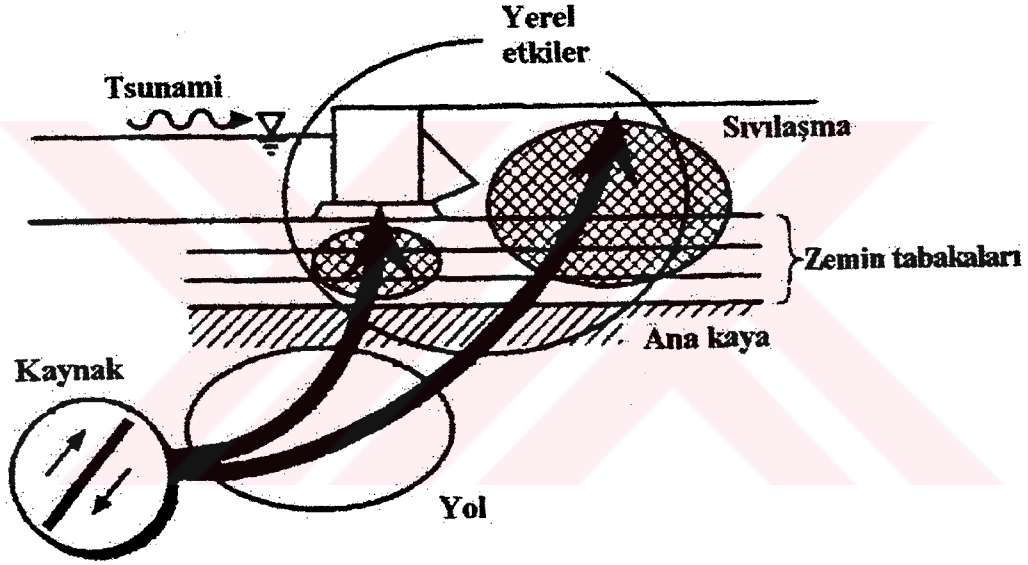
D = İç tabaka bölgeleri

NOT : İvme değerleri, 475 senelik bir dönüş aralığına karşılık gelmektedir.
Sismik hasar ortalaması düşük olan bazı bölgeler geçmişte büyük yıkıcı depremlere maruz kalmıştır.

Şekil 3.1 Ortalama deprem oluşumlarına göre Dünya bölgeleri

3.2 Depremler ve Liman Yapıları

Bu bölümde, liman yapılarına tesir eden sismik etkilerin anlaşılması için temel kavramlar anlatılacaktır. Şekil 3.2’de gösterildiği gibi, sismik dalgalar bir kabuğu ayıran fay tarafından üretilir ve dikkate alınan bölgede ana kayanın yüzeyine hareket ederek üstteki kabuk boyunca yayılır. Yer hareketleri daha sonra yer yüzeyine ulaşarak, yerel dolgu zemine doğru yayılır ve yapıları etkilerler. Zemin koşullarına ve sarsıntının büyüklüğüne bağlı olarak zemin yüzeyine yakın tabakaların sıvılaşması ve buna bağlı olarak zemindeki göçmeler liman yapılarını önemli ölçüde etkileyebilecek şekilde meydana gelebilmektedir. Eğer kıyının açığında bir fay hareketi deniz yatağının düşey tektonik yer değiştirmesine yol açarsa, tsunami de oluşabilir. Bu olağan dışı durumlar mühendislik açısından liman yapılarında sismik etkilerin değerlendirilmesi açısından önemlidir.



Şekil 3.2 Sismik dalgaların yayılması

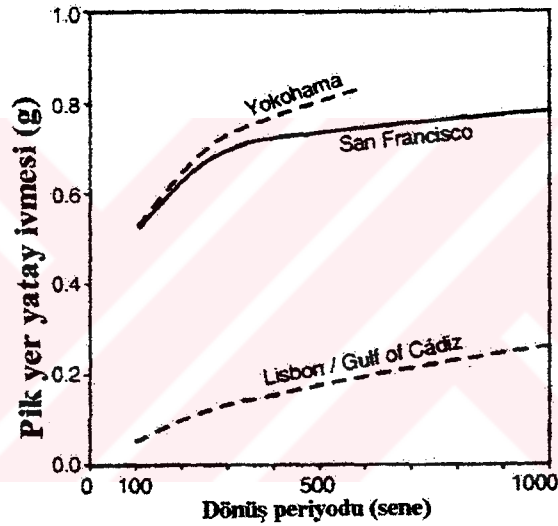
3.2.1 Deprem Hareketleri

1- Ana kayanın hareketi

Belli bir bölgedeki ana kayanın hareketi sismik hasar analizi yardımıyla karakterize edilir. Eğer sismik hasar analizinde belirli bir deprem senaryosu varsayımı yapılırsa, ana kaya hareketi deprem kaynak parametreleri ve kaynaktan bölgeye doğru bir yol boyunca dalga yayılma etkileri ile deterministik olarak ifade edilir. Yine de genellikle, ana kayanın hareketi, oluşma frekansı ve depremin yeri ile ilgili belirsizlikleri de hesaba katarak sismik hasar

analizi yardımıyla ifade edilir.

Mühendislik tasarım uygulamasındaki temel parametrelerden biri de, pik yer yatay ivmesi (PGA) veya bazı koşullarda pik yer yatay hızına (PGV) göre tanımlanan ana kayanın hareketinin seviyesidir. Bu parametre ya kendi başına veya davranış spektrumu ilgili bir ölçek ya da zaman serisi olarak kullanılır. Olası sismik hasar analizinde, ana kayanın hareketinin düzeyi dönüş periyodunun veya tanımlanan bir oluşma zamanı boyunca aşılma olasılığının bir fonksiyonu olarak tariflenir. Şekil 3.3’de verilen örnekteki gibi pik yer yatay ivmeleri göz önüne alınan bölgedeki jeolojik, tektonik ve tarihsel sismik aktivite verilerine dayanmaktadır. Şekil 3.3’de gösterildiği gibi sismik hasar analizlerinin sonuçları, metotlara ve kullanılan verilere bağlı olmakla beraber bunlar yapılan son araştırmalara dayanarak zaman içinde yeniden yetkililer veya uzmanlar tarafından yenilenmelidir. Tavsiye edilen bir dönüş periyodunda ana kayanın hareketi için çoğu kez bölgenin kuralları ve standartları kullanılır.



Şekil 3.3 Değişik dönüş periyotlarına göre pik yatay ana kaya ivmeleri

2- Yerel etkiler

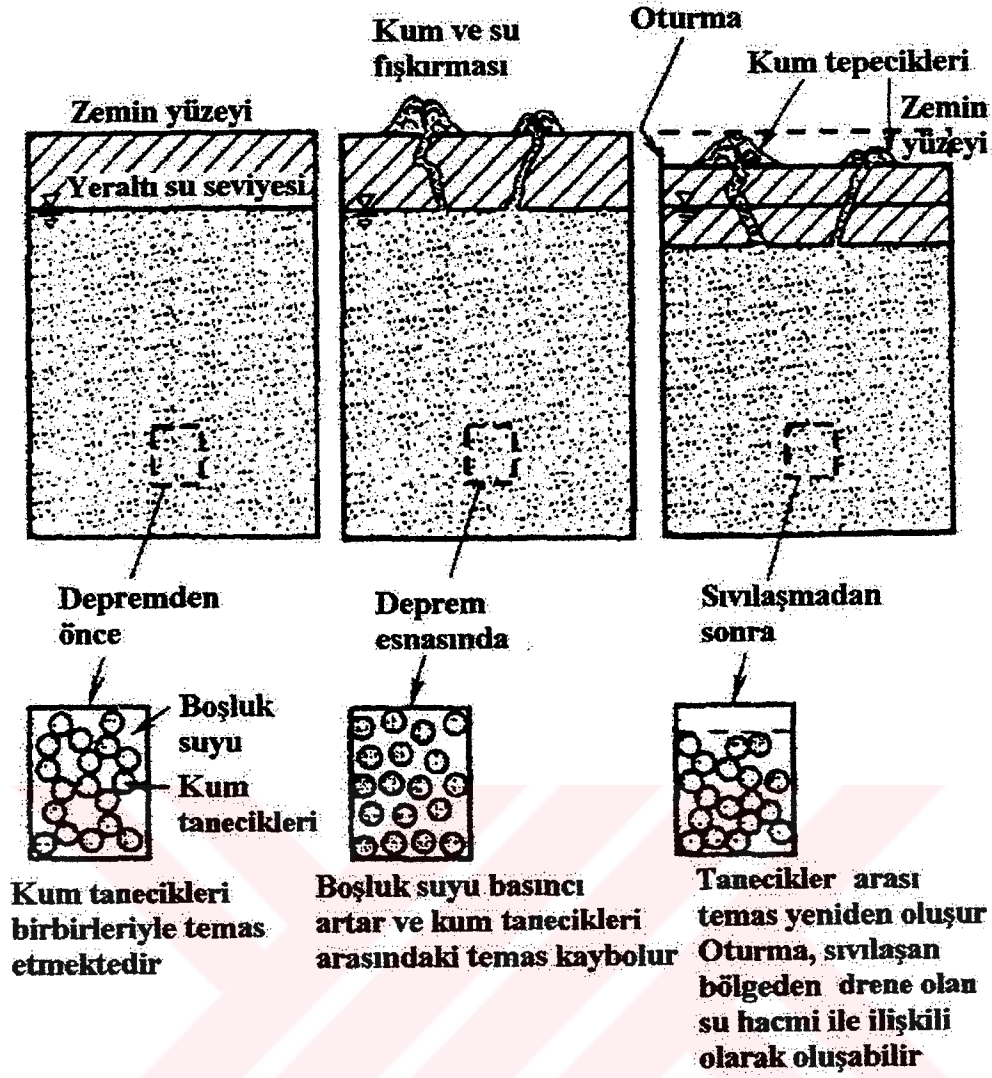
Belirli bir bölgedeki dolgu alan, genliği, frekans içeriğini ve süreyi değiştirerek ana kayanın hareketini önemli bir şekilde farklılaştırabilir. Bunun sebebi zeminin dinamik davranış karakteristikleridir ve “yerel etki” olarak adlandırılır. Yerel etkiler, zemin altındaki malzemenin özelliklerine ve tabakalaşmasına bağlı olduğu kadar yer hareketinin büyüklüğüne ve frekans özelliklerine de bağlıdır.

Güçlü yer hareketi yer yüzeyine doğru artarak yayılırken, dolgu alanlarının azalan gerilme ve rijitliği sarsıntı etkilerinin büyümesine neden olmaktadır. Derinliklerine ve özelliklerine bağlı olarak, yumuşak tabakalar hareketin belirli frekanslarının büyümesine sebep olabilirler. Çok yumuşak zeminler için, sarsıntı hareketinin şiddeti azaltılabilir ve büyük gerilmeler dolgu alanın gerilmesinin dairesel kayma gerilmesine ulaştığı yere kadar artabilir. Yerel davranış analizinin zemin gerilmesine uygun yapılmasına özen gösterilmelidir.

Mühendislik uygulamalarında, yerel etkiler ya mevcut olan verilerin istatistiksel analizine esas alan bölge büyütme faktörlerinin tahmini kullanılır ya da bölgeye has davranış analizi kullanılarak değerlendirilir. Bölge büyütme faktörleri genellikle kurallar ve standartlarda belirtilir ve zemin yüzeyinde uygun değerleri elde etmek için ana kayanın PGA veya PGV’sinin bir ölçüsü veya zemin yüzeyi davranış spektrumlarını tanımlamak için ana kaya davranış spektrum ölçeği kullanılır. Yatay olarak tabakalaşmış zeminlerin bölgesel davranış analizi genel olarak, zemin yüzeyi hareketinin zaman serisi elde etmek üzere tek boyutlu model kullanılarak yerine getirilir. Zeminin lineer olmayan davranışı çoğunlukla eşdeğer lineer modellerle idealleştirilir, bunda kayma modülü ve sönümleme oranı gibi gerilmeye bağımlı malzeme parametrelerinin lineer olmayan davranışı ve enerji harcanımını tasarım yer hareketleriyle idealleştirilerek tanımlanmaktadır.

3.2.2 Sıvılaşma

Zemin tanecikleri sarsma hareketi ile hızlı bir şekilde birbirlerinden uzaklaşırlar ve zemindeki boşluk suyu basıncı artmaya başlar. Gevşek doymuş kumlu zeminlerde, boşluk suyu basıncı hızla yükselebilir ve öyle bir seviyeye ulaşabilir ki tanecikler ayrı ayrı yüzer ve zemin gerilmesi ve direnci geçici olarak kaybolur. Bu, zemin sıvılaşması denilen durumdur ve Şekil 3.4’te gösterilmiştir.



Şekil 3.4 Sıvılaşma mekanizması

Zemin direnci, tanecikler arasındaki sürtünme ve kenetlenme ile oluşur. Yerin altındaki herhangi bir derinlikte deprem öncesinde, zemin ağırlığı ve üzerindeki yükler kısmen toprak tanecikleri arasında kısmen de boşluk suyu tarafından taşınmaktadır. Gevsek zemin sarsıldığında, sıkışmaya veya bir araya gelmeye çalışır. Kompaksiyonun oluşması için drene edilmesi gereken su, yukarıdaki olayın hemen oluşmasını önler. Sonuç olarak, yukarıdaki yükün gittikçe daha fazla kısmı boşluk suyuna aktarılır ve zemin tanecikleri arasındaki yük azalır. Sonunda boşluk suyu basıncı öyle bir seviyeye ulaşabilir ki suyun üst tabakalardan dışarı doğru fışkırmasına sebep olur ve yukarıdaki malzemenin ağırlığının tümü boşluk suyuna aktarılabilir. Bu durumda sıvılaşmış zemin yoğun akışkan gibi davranır ve büyük

zemin hareketleri meydana gelebilir. Bu durum, yüksek boşluk suyu basıncı tekrar drene olana ve zemin tanecikleri arasındaki temas tekrar kurulana kadar devam eder. Bu işlemin sonucu olarak bazı tabakalar sıkılaşacak ve zemin oturmaları gözlemlenecektir. Diğer tabakalar ise çok gevşek bir halde kalacak ve gelecek depremlerde sıvılaşmaya yatkın olacaktır.

Deprem sebebiyle sıvılaşma potansiyeli, zeminin yüksek boşluk suyu basıncı oluşumuna direnci ve zeminin maruz kaldığı tekrarlı kesme gerilmeleri/birim deformasyonlarının büyüklüğü ve süresi ile ilişkilidir. Kohezyonsuz zeminin tekrarlı kesme gerilmeleri/birim deformasyonlarına dayanımı esas olarak zeminin sıkılığına, geçirimsizliğine ve malzemeye etkiyen efektif çevre gerilmelerine bağlıdır. Bu faktörlerin SPT, CPT ve kayma dalga hızı (V_s) gibi saha deney sonuçları üzerindeki etkileri araştırılır, bu geoteknik araştırmalar zeminin tekrarlı direncinin belirlenmesinde kullanılır. Yüksek nitelikli numunelerin drenajsız koşullarda tekrarlı yüklenmesini içeren laboratuvar deney yöntemleri de zeminin sıvılaşma direncinin belirlenmesinde kullanılmaktadır.

Bir zeminin sıvılaşma hassasiyetini yeterli derecede saptamak için, malzemenin dairesel dayanımı ve istenen tasarım düzeyindeki deprem hareketinin zemin üzerindeki sismik etkisi incelenmelidir. Sismik etki deprem hareketlerinin yoğunluğu ve süresi ile ifade edilir. Bu bilgi daha önce anlatıldığı gibi bölge davranış analizinden elde edilir. En gelişmiş sıvılaşma analizlerinde sıvılaşma etkileri, boşluk suyu basıncı artımı ve dağılım modellerini bir sonlu elemanlar veya hesaplamalı sonlu farklar şeması ile problemin efektif gerilme formüllerini dikkate alır.

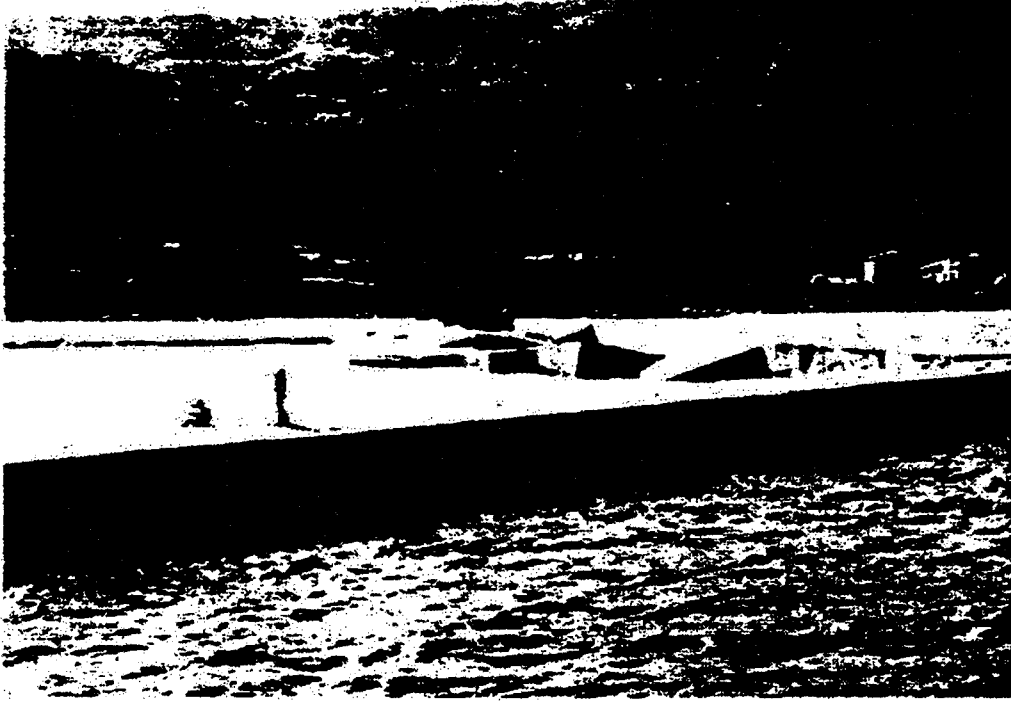
Deprem sebebiyle oluşan dinamik boşluk suyu basınçları, toprak kütlesi içindeki hidrolik gradyanların artmasına neden olduğu için önemlidir. Sonuç olarak, boşluk suyu serbest drenaj yüzeylerine doğru hızlıca ilerler. Sıvılaşmanın bu yönü, zemindeki kum fıskırması, su çıkması ve çatlama gibi görünümünün sebebidir. Sıvılaşma ile ilgili diğer bir olay ise bir sedde tepesinin tabanında sıvılaşmış kum tabakanın mevcut olduğunu ortaya koyan yanıl yayılma ve zemindeki akıştır.



Şekil 3.5 1993 Hokkaido-Nansei-oki depremi, Hakodate Limanı sivilaşma nedeniyle kum fişkırması

3.2.3 Tsunami (Depreşim Dalgası)

Tsunamiler düşey taban hareketlerinden doğan uzun periyodlu dalgalardır. Bunlar çoğu kez ani fay hareketleriyle zaman zaman da deniz tabanındaki toprak kaymasıyla oluşur. Açık denizde dalga genliğinin küçük olmasına rağmen dalga yüksekliği sığ suya yaklaşırken artar. Ayrıca tsunamilerin dalga yükseklikleri V-tipli körfezlerin sonuna doğru artar. Tsunamilerin etkin dalga periyotları yakın civarda oluşabilen depremde dolayı 5-10 dakikayı bulabilir. Tsunamiler Pasifik Okyanusunu geçebilecek şekilde uzun mesafelere yayılabilirler. Bu durumda etkili dalga periyodu 40 dakika ile 2 saat arasında olur. Pasifik Okyanusu boyunca ilerleyen tsunamilerin karşı kıyıya varması yerel olarak oluşanlar için 5 dakikalık, uzak mesafede oluşanlar için 1 günlük zaman zarfları içinde meydana gelir. Tsunamilerin yıkıcı gücü çok büyük olabilir. Dalgakıranlara verdiği bir zarara bir örnek Şekil 3.6'da gösterilmiştir. 1993'de meydana gelen Hokkaido-Nansei-oki depreminden oluşan tsunamiler Okushiri Adası'na 5 dakika içinde ulaşarak 200 kişinin can vermesine sebep olmuştur.



Şekil 3.6 1993 Hokkaido-Nansei-oki depremi, Okushiri Limanı dalgakıran hasarı

Tsunami kaynaklı felaketlerin azaltılması için mühendislik çalışmaları, tsunami uyarıları yapılması ya da körfez girişlerinde ve kıyılarda ölçümler üzerinde yoğunlaşmaktadır. Uzak mesafedeki tsunamiler için Hawaii'deki Pasifik Tsunami Uyarı Merkezi (PTWC), Pasifik'teki Tsunami Uyarı Sistemi (TWSP)'nin operasyon merkezi olarak işlev görmektedir.

Yakın bir bölgedeki deprem sebebiyle oluşan tsunamiler için bölgesel tsunami uyarı merkezleri yerel yönetimlere ve halka uyarı yayınları yapar. Örnek olarak Japonya'da bölgesel tsunami uyarı merkezi olarak işlev gören ileri teknolojiye sahip Japon Meteorolojik Ajansı (JMA) kurulmuştur. Bir depremin hemen akabinde, JMA Japonya'nın her yerine yayılmış olan sismik hareket yayın ağından elde edilen verilerle tsunaminin merkezini ve büyüklüğünü hesaplar ve üç dakika içinde uyarı yayınlar. Uyarı bütün Japon sahili boyunca 66 bölgeye yayılmaktadır. Tsunaminin yüksekliği ve varış zamanı ayrıca belirtilir. Uyarı, Japonya içinde 100,000 fay düzlemi modeli kabul edilerek varsayılan tsunamilerin bilgisayar simülasyon sonuçlarını esas alan bir dijital olarak yayınlanır. Tsunaminin kıyıdaki dalga yüksekliği (H), Green'in formülüyle açık denizdeki dalga yüksekliği (H_0) ve su derinliği (h_0) kullanılarak hesaplanmaktadır.

$$H = (h_0 / h)^{\frac{1}{4}} \times H_0 \quad (3.1)$$

Uyarılar genelde Richter ölçeğinde büyüklüğü 6.5'den fazla ve merkezi 60 km'den daha sığ

derinliklerde yapılır ve halka ulusal TV aracılığıyla anında ulaştırılır. Deniz altındaki toprak kaymalarının ve depremlerin sebep olduğu tsunamiler için uyarı yapılması altındaki zorluk, bunların yavaş sismik fay hareketlerinden dolayı oluşmasıdır. Her ikisinin göze çarpan özelliği deniz tabanının güçlü bir sarsıntı olmaksızın hareket etmesidir. 1886 yılında Japonya’da olan Meiji-sanriku depremi (7.2M) tipik bir örnektir. Bu depremde gözle görülür bir yer hareketi olmamasına rağmen 22,000 kişi can vermiştir. 1992 Nikaragua depremi aletler yardımıyla tespit edilen ve tanımlanan tsunami depremlerine ilk örnektir.

Tsunami felaketlerini azaltmak için yapılması gereken mühendislik ölçümleri taahhüt edilmektedir. Örnek olarak, 2 km uzunluğunda ve 63 m. su derinliğinde bir körfez girişindeki kompozit dalgakıranın yapımı 1978’den beri sürmektedir. Bu dalgakıran körfezin sonunda yüksekliği 2.9 m’ye kadar varan tsunamilerin yüksekliğini azaltmak için tasarlanmıştır. Ayrıca bu dalgakıranla beraber potansiyel bir tsunami felaketini önlemek için körfezde sahil boyunca 4 m. yüksekliğinde dalga duvarı inşa edilmiştir.

3.2.4 Liman Yapıları

Mühendislik açısından bakıldığında, liman yapıları değişik yapı ve temel tiplerinin kombinasyonlarını içeren zemin-yapı sistemleridir. Tipik liman yapıları Şekil 3.7’de gösterilmiştir. Bu şekilde görüldüğü gibi bazı liman yapıları “karma” sistemlerdir ve tek bir yapı ve temel tipi veya stabilite mekanizması ile ifade edilemezler. Ayrıca yapının, büyük zemin hareketleriyle oluşacak hasara karşı hassasiyetine dayanan alternatif bir tanımlama üretmek de oldukça zordur. Bu, zemin dolgu durumunun, yapının sismik performansı üzerindeki göreceli etkisinden kaynaklanmaktadır. Aslında bu rapordaki önemli sonuçlardan biri de belirli yapısal ve geoteknik koşullara bağlı olan liman yapılarının sismik performansının nasıl değerlendirileceğidir. Liman alanlarında inşa edilmiş çeşitli yapılar, üzerinde kreyn olan veya olmayan rıhtım duvarları ve dalgakıranlar incelenecek ve liman yapıları olarak adlandırılacaktır. Rıhtım duvarları olarak, ağırlık, palplanş, kazıklı rıhtım ve hücre tipi ve diğer karmaşık yapıların da dahil olduğu yapılar incelenecektir. Dalgakıranların ise düşey yüzlü ve taş dolgu tipi olanları incelenecektir.

Rıhtım duvarları / İskeleler

Keson

- Yekpare, ağırlık, istinat yapıları
- Taş dolgu ve zemin veya kaya üzerinde temel

Masif

- Yekpare, ağırlık, istinat yapıları
- Taş dolgu ve zemin veya kaya üzerinde temel

Konsol

- Yekpare, ağırlık, istinat yapıları
- Taş dolgu ve zemin veya kaya üzerinde temel

Bloku

- Bloku, ağırlık, istinat yapıları
- Taş dolgu ve zemin veya kaya üzerinde temel

Palplans

- Ankrāj için yardımcı yapılarla palplans istinat yapısı
- Palplans, dolgu zemin temel

Platformlu palplans

- Yatay kazık destekli tabiiyeli palplans istinat yapısı
- Palplans, kazık, dolgu zemin temel

Kazık

- Kazık yapı, çoğunlukla ankrāj için yardımcı ve istinat yapısı
- Kazık temeli

Kolon

- Yatay kavved emmek için yardımcı yapılarla kolonlar üzerinde oluşturulan yapı. Bazı hallerde istinat yapısı olarak da kullanılır.
- Kolon temeli

Kazıklı iskele

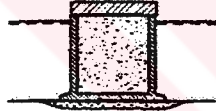
- Çakma kazıklı veya çakma kazıksız yapı
- Kazık temeli

Hücresel palplans

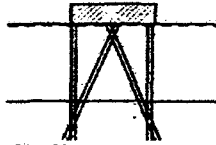
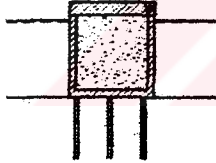
- Ağırlık, istinat yapısı
- Palplans, dolgu zemin temel

Dolfinler

Bağlanma ve yanaşma dolfinleri



- Yekpare ağırlık yapısı
- Taş dolgu ve zemin veya kaya üzerinde temel. Bazı durumlarda kazıklı temel



- Kazıklı yapı
- Kazıklı temel

Dalgakıranlar

Düşey yüzü keson dalgakıranlar

- Yekpare ağırlık yapısı
- Taş dolgu tabaka veya kaya üzerinde temel

"Düşey kompozit" keson dalgakıranlar

- Yekpare ağırlık yapısı
- Yüksek taş dolgu üzerinde temel

"Yatay kompozit" keson dalgakıranlar

- Tek tarafında blok yığını yekpare ağırlık yapısı
- Temel tabakası ve zemin veya kaya üzerinde temel

"Blok birleşimli" dalgakıran

- Blok birleşimli ağırlık yapısı
- Temel tabakası veya taş dolgu ve zemin veya kaya üzerinde temel

Kazıklı dalgakıran

- Kazıklı yapı
- Kazıklı temel

Çok tabakalı taş dolgu dalgakıran

- Yekpare parapet duvarlı veya duvarsız sed
- Temel üzerinde sed

Veniden biçimlendirilmiş taş dolgu dalgakıranlar

- Üst yapı sed
- Temel üzerinde sed

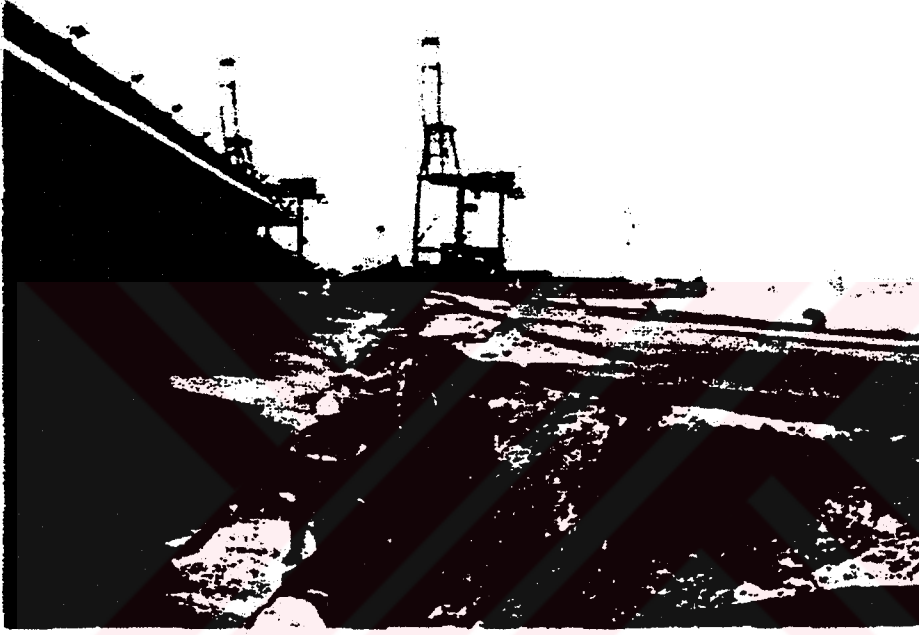
Şekil 3.7 Tipik liman yapıları

3.2.5 Sismik Hasar Özellikleri

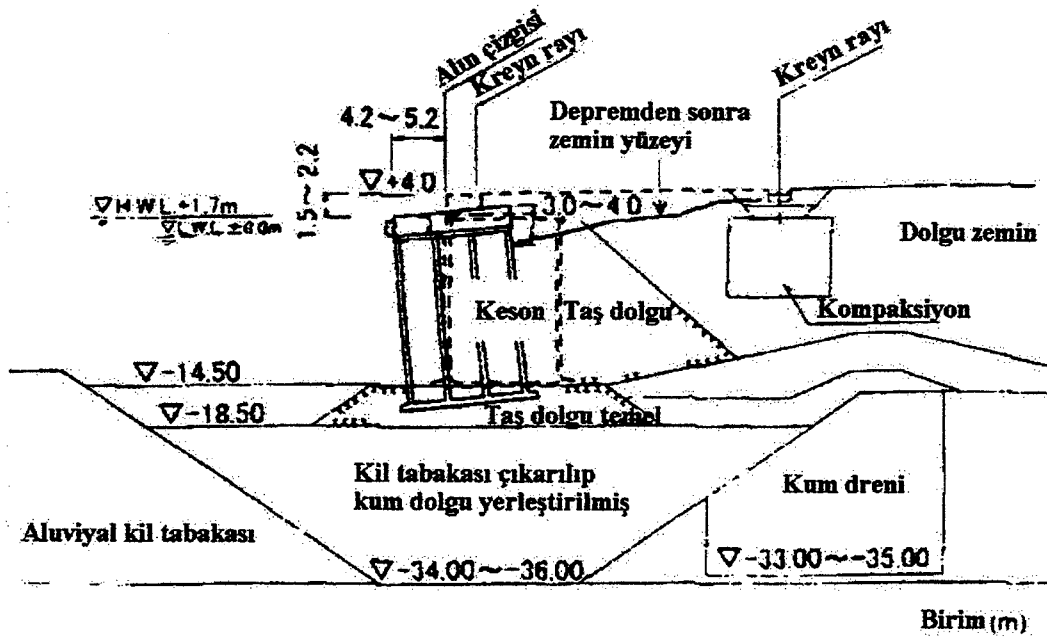
Liman yapılarında oluşan sismik hasar örnekleri bu bölümde incelenmektedir.

1- Ağırılık tipi rıhtım duvarlarındaki hasarlar

Bu tip hasarlar Şekil 3.8 ve 3.9’da gösterilmiştir. Bu rıhtım duvarı Japonya’daki Kobe Limanı’nda bulunmaktadır ve 1995 Büyük Hanshin depremine maruz kalmıştır. Hasar, denize doğru büyük yer değiştirme, oturma ve eğilme şeklinde olmuştur. Hasarın ana sebebi keson duvarı altındaki gevşek tabakalı zeminin deformasyonudur.



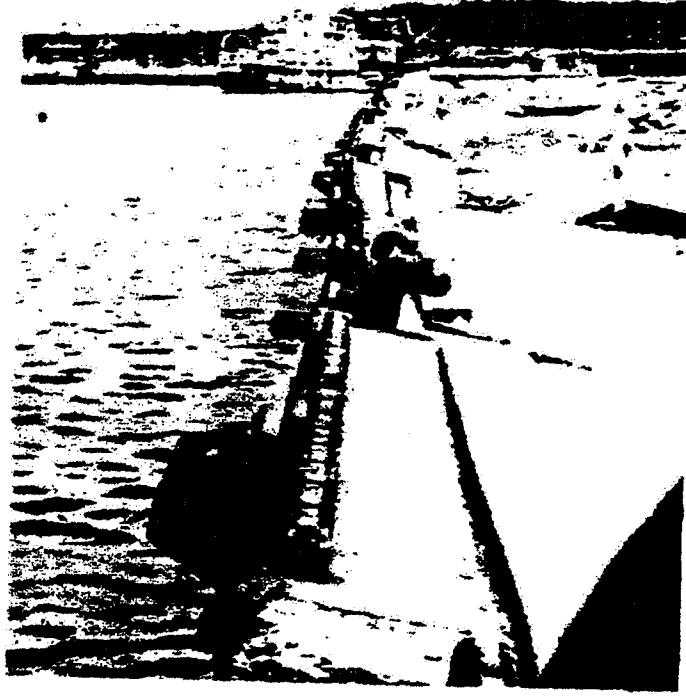
Şekil 3.8 Kobe Limanı rıhtımındaki hasar (1995 Büyük Hanshin Depremi)



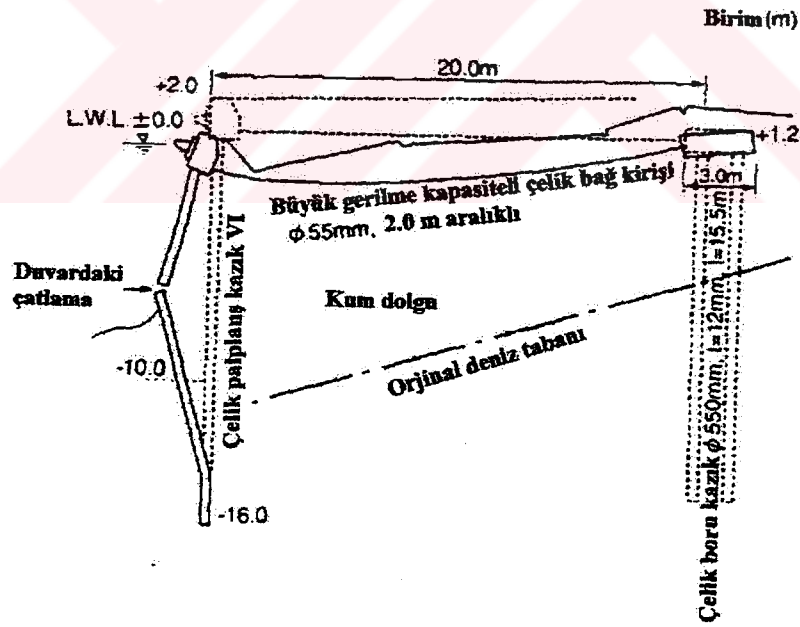
Şekil 3.9 Kobe Limanı keson duvarın kesiti

2- Palplanş rıhtımlardaki hasarlar

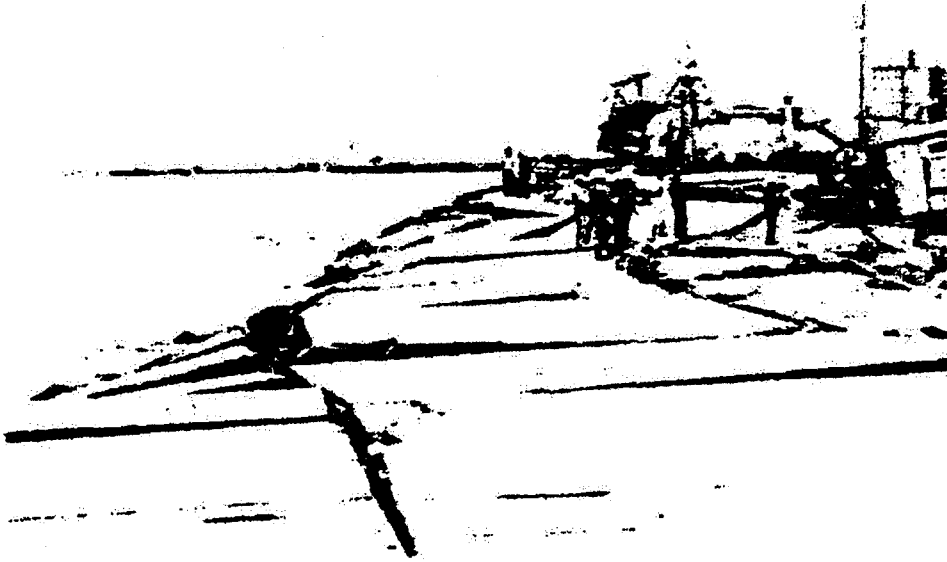
Palplanş rıhtım duvarlarının hasarına ilişkin örnek Şekil 3.10 ve 3.11’de verilmiştir. Şekildeki bu rıhtım duvarı Japonya’daki Akita Limanı’nda bulunmaktadır ve 1983 Nihonkai-Chubu depremini geçirmiştir. Hasarın ana sebebi palplanş duvarına etkiyen sıvılaşmış dolgu kumunun yaptığı büyük ölçüdeki basınçtır. Eğilme momentinin artışından dolayı palplanş duvarda çatlama oluşmuştur. Başka bir palplanş rıhtım duvarındaki hasar Şekil 3.12 ve 3.13’de gösterilmiştir. Bu rıhtım duvarı da aynı limanda olup benzer büyüklükteki yer hareketlerine maruz kalmıştır. Palplanşın gergi çubuğu toprağa gömülü olduğundan şekillerde görüldüğü gibi tüm rıhtım deformasyona uğramıştır. Bu iki örnek hasar şekilleri rıhtım duvarının geoteknik ve yapısal özelliklerine göre belirgin şekilde farklılık göstermektedir.



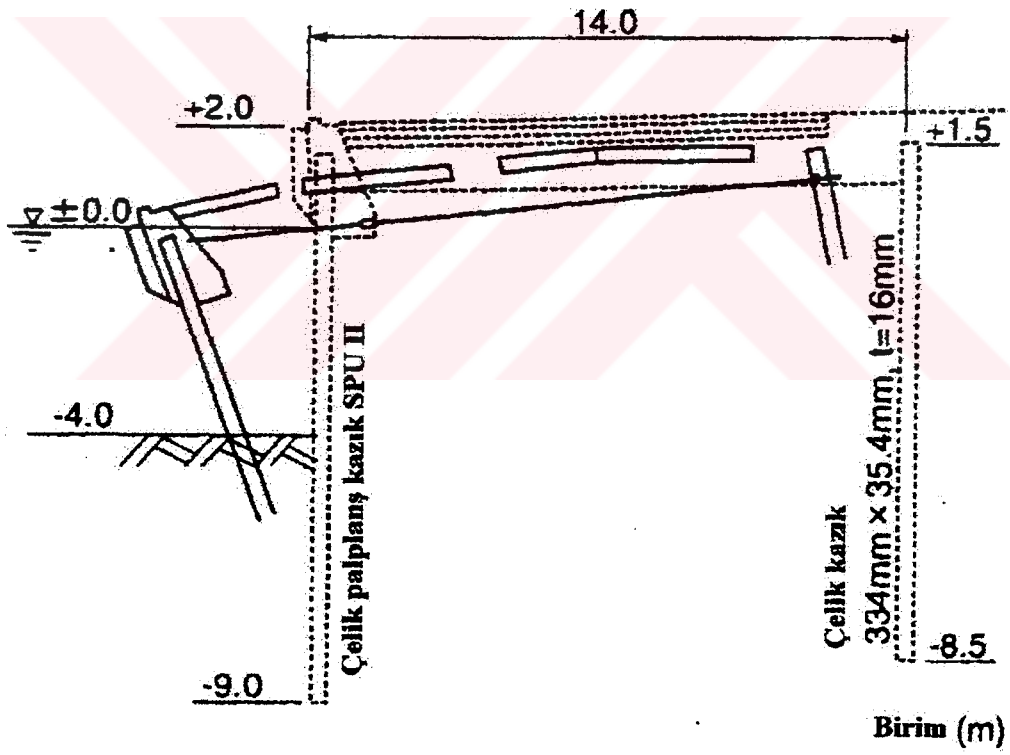
Şekil 3.10 Japonya Akita limanı palplanş rıhtım hasarı (1983)



Şekil 3.11 Akita Limanı palplanş rıhtım kesiti (Ohama rıhtımı)



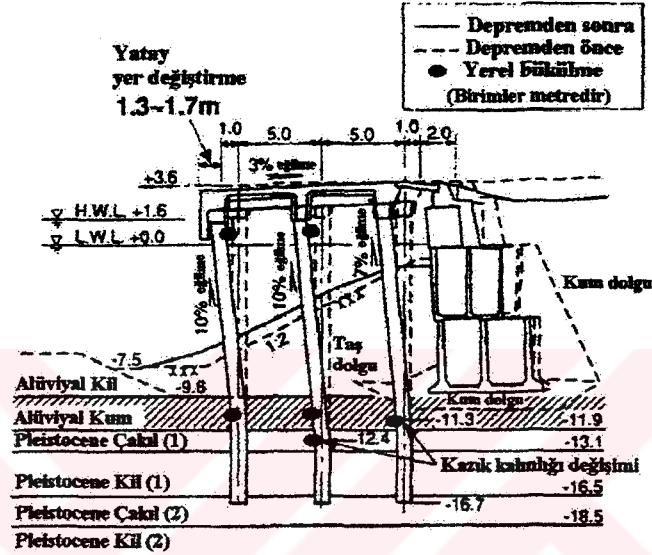
Şekil 3.12 Akita Limanı palplanş rıtım hasarı



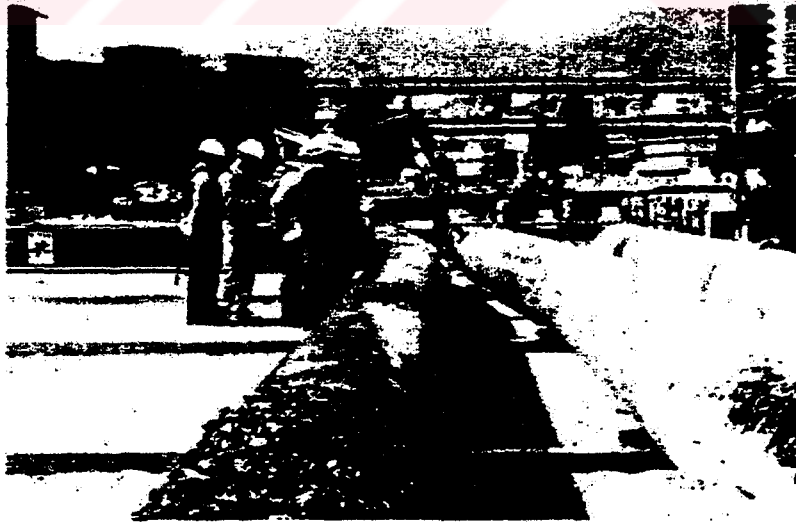
Şekil 3.13 Akita Limanı palplanş rıhtım kesiti (Shimohama rıhtımı)

3- Kazıklı rıhtımlarda hasarlar

Kazıklı rıhtımlardaki hasara ilişkin örnek Şekil 3.14'te verilmiştir. Bu rıhtım Japonya'daki Kobe Limanı'nda olup 1995 Büyük Hanshin depremini geçirmiştir. Hasar, sıvılaşabilir zemin üzerindeki seddenin denize doğru olan büyük miktardaki deplasmanından dolayı oluşmuştur. Kazıklardaki eğilme momenti büyük ölçüde artarak hem kazık başlık birleşiminde hem de kazığın gömülü kısmı içinde plastik mafsallaşmaya sebep olmuştur. Depremden sonra araştırma için çıkarılan kazıkların gömülü kısımlarındaki hasar izleri Şekil 3.15'te görülmektedir.



Şekil 3.14 Kobe limanı Takahama rıhtımı kazıklı rıhtım kesiti



Şekil 3.15 Kobe Limanı Takahama rıhtımı hasarlı kazıkları

4- Vinçlerdeki hasarlar

Raylar üzerindeki bir vince ilişkin hasar Şekil 3.16’te verilmiştir. Bu vinç Japonya’daki Kobe Limanı’nda bulunmaktadır ve 1995 Büyük Hanshin depremini geçirmiştir. Hasar sadece güçlü sarsıntıdan değil ayrıca vincin bacaklarında plastik mafsallaşmaya sebep olan keson rıhtım duvarının denize doğru hareketinden de oluşmuştur.



(a) Yakından görünüş



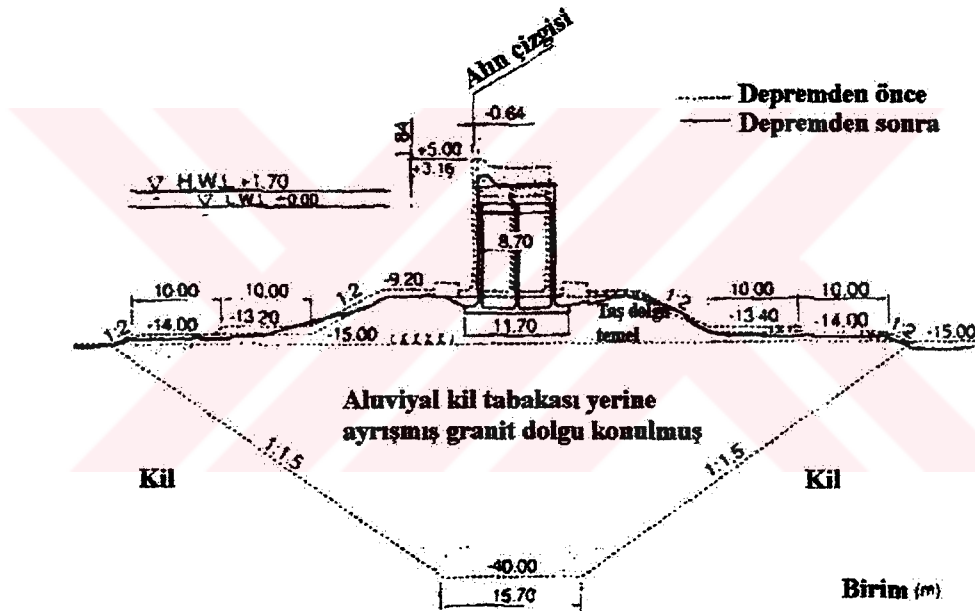
(b) Genel görünüş

Şekil 3.16 Kobe Limanı hasarlı vinçler (1995)

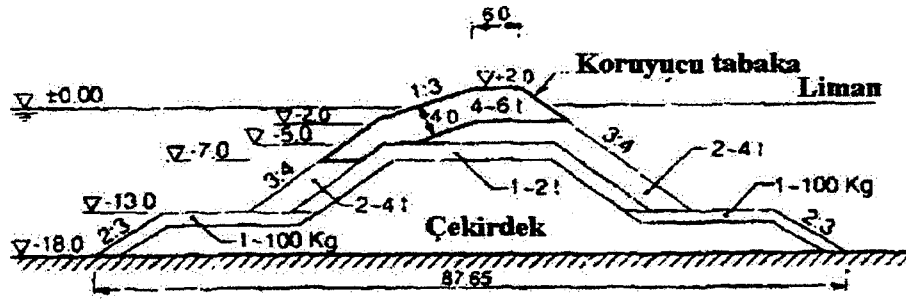
5- Dalgakıranlardaki hasarlar

Kompozit bir dalgakırana ait hasar Şekil 3.17’de verilmiştir. Bu dalgakıran Japonya’daki Kobe Limanı’nda bulunmaktadır ve 1995 Büyük Hanshin depremini geçirmiştir. Hasar bilhassa dalgakıran altındaki gevşek dolgu zeminin önemli miktardaki deformasyonundan oluşan büyük oturma şeklindedir

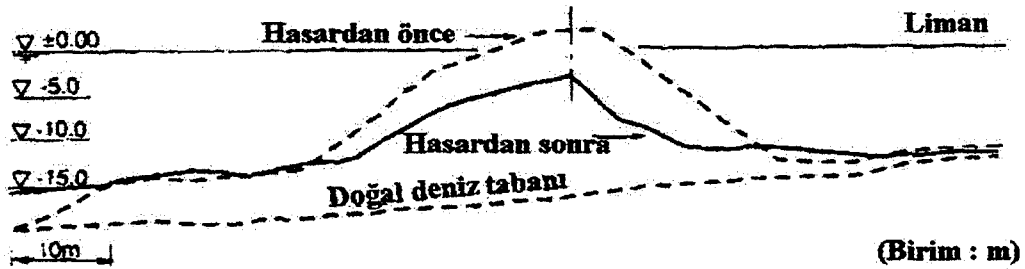
Taş dolgu dalgakırana ilişkin hasar, Şekil 3.18’de gösterilmiştir. Bölge, Yunanistan’daki Patras Limanı’na ait dalgakıranın güney uzantısıdır. Burada 3-4 m.’lik oturmalar olmuştur. Bunlar, 1984 yılında yerel geoteknik koşullar sebebiyle büyük ölçüde artan orta büyüklükteki bir seri depremten dolayı oluşmuştur. Hasar özellikle, kesitteki yassılaşıma şeklinde ve daha alt seviyedeki malzemenin yumuşak kile doğru akışı şeklinde olmuştur.



Şekil 3.17 Kobe Limanı kompozit dalgakıran hasarı (1995)



(a) Tipik en kesit



(b) Hasardan önceki ve sonraki en kesit

Şekil 3.18 Patras Limanı (Yunanistan, 1984) taş dolgu dalgakıran hasarı

6- Liman yapılarındaki genel hasar çeşitleri

Daha önce söz edilen liman yapılarındaki hasar kanıtları şunları akla getirmektedir;

- liman yapılarındaki hasarların bir çoğunun, genellikle yumuşak veya sıvılaştırılabilir bir dolgu zeminin önemli miktardaki deformasyonları ile oluşmaktadır. Bu nedenle eğer sıvılaşma bir sorunsa, sıvılaşmaya karşı uygun tedbirlerin yerine getirilmesi liman yapılarının sismik performansını belirli bir şekilde arttırmak için etkili bir yaklaşım olabilir.
- pratikte liman yapılarındaki kusurların bir çoğu, afetlerden dolayı oluşan yıkılmalardan değil de aşırı oturmalarla oluşmaktadır. Bu nedenle, liman yapılarının sismik performansını etrafıca tanımlamak için yer değiştirmelere ve azami gerilme durumlarına dayanan tasarım metotları geleneksel kuvvet tasarım metotlarında daha çok aranır ve,
- liman yapılarındaki hasarların bir çoğu zemin- yapı etkileşiminin sonucudur. Bu nedenle, tasarım ve analiz işlemleri liman yapılarının hem geoteknik hem de yapısal durumlarına dahil edilmelidir.

3.3 Tasarım Felsefesi

Liman yapıları için tasarım felsefesi şu gözlemleri esas almaktadır;

- zemin ve temeldeki deformasyonlara uyumlu yapısal deformasyon ve gerilme durumları tasarım için anahtar parametrelerdir,
- geleneksel limit denge metotları bu parametreleri değerlendirmek için çok uygun değildirler,
- bazı kalıcı deformasyonlar kabul edilebilir.

Performansa dayalı sistem bu tasarım felsefesinin uygulamaya yönelik standartlarıyla bütünlük sağlamalıdır.

3.3.1 Performansa dayalı sistem

Performansa dayalı tasarım, 1990'lardaki depremlerden öğrenilen derslerle ortaya çıkan yeni bir sistemdir. Amaç, geleneksel sismik tasarımdaki sınırlamaların üstesinden gelmektir. Geleneksel sismik tasarım yapı standartları, tasarım sismik kuvvetine direnç göstermeye yöneliktir. Fakat kuvvet dengesi sınırı aşıldığında yapının performansı hakkında bilgi edinilemez. Eğer geleneksel tasarımda nadir bir sismik olayla ortaya çıkan nispeten büyük yer hareketleri için limit denge sınırının aşılmamasını istersek, yapım maliyeti çok fazla olacaktır. Eğer kuvvet-denge tasarımı sık rastlanan bir sismik olaya dayanıyorsa, yapının sismik performansını tasarımda yararlanılan yer hareketlerinin daha büyüklerine bağlı olarak belirlemek zorlaşır.

Performansa dayalı tasarımda, deprem tasarım hareketleri uygun biçimde tanımlanmalı ve kabul edilebilecek yapısal hasar sınırları açıkça belirtilmelidir. Deprem hareketlerinin düzeyleri tipik olarak şöyle ifade edilir:

1.Düzey (L1): Yapının ekonomik ömrü boyunca oluşması muhtemel deprem hareketlerinin seviyesi

2.Düzey (L2): Çok güçlü yer sarsıntısına sebep olan seyrek olaylarla ortaya çıkan deprem hareketlerinin seviyesi

Kabul edilebilir hasar mertebesi, tesislerin, mal sahibi ve/veya kullanıcıların belirli ihtiyaçlarına göre ve Çizelge 3.1'de gösterilen yapının kabul edilebilir hasar mertebesi ve işletme hasarına göre tanımlanabilir. Bu çizelgedeki yapısal hasar kategorisi doğrudan yapının fonksiyonel kapasitesini restore edebilmek için yapılması gereken iş miktarıyla ilişkilidir.

İşletme hasar kategorisi, yapının tam veya kısmen servis vermesini sağlayacak şekilde onarmak için gerekli iş miktarı ile ilişkilidir. Servis imkanının azalmasıyla ortaya çıkan ekonomik kayıplardan, dolaylı kayıplar olarak söz edilir. Deniz taşımacılığı için temel fonksiyonlara ilaveten, liman yapılarının fonksiyonlarına mal ve insan hayatını korumak, taşıma için acil bir üs olarak işlev görmek ve çevresel tehlikelerden korumak ilave edilebilir. Eğer uygulanabilirse bu konulardaki etkiler, Çizelge 3.1’de gösterilen kabul edilebilir hasarın mertebesine ilaveten dikkate alınmalıdır.

Tasarım deprem seviyeleri ve kabul edilebilir hasar düzeyleri uygun biçimde tanımlandıktan sonra yapının istenen performansı Çizelge 3.2’de gösterildiği üzere S, A, B veya C gibi uygun performans mertebeleri tanımlanabilir. Performansa dayalı tasarımda, yapı bu mertebelerle örtüşecek şekilde tasarlanır.

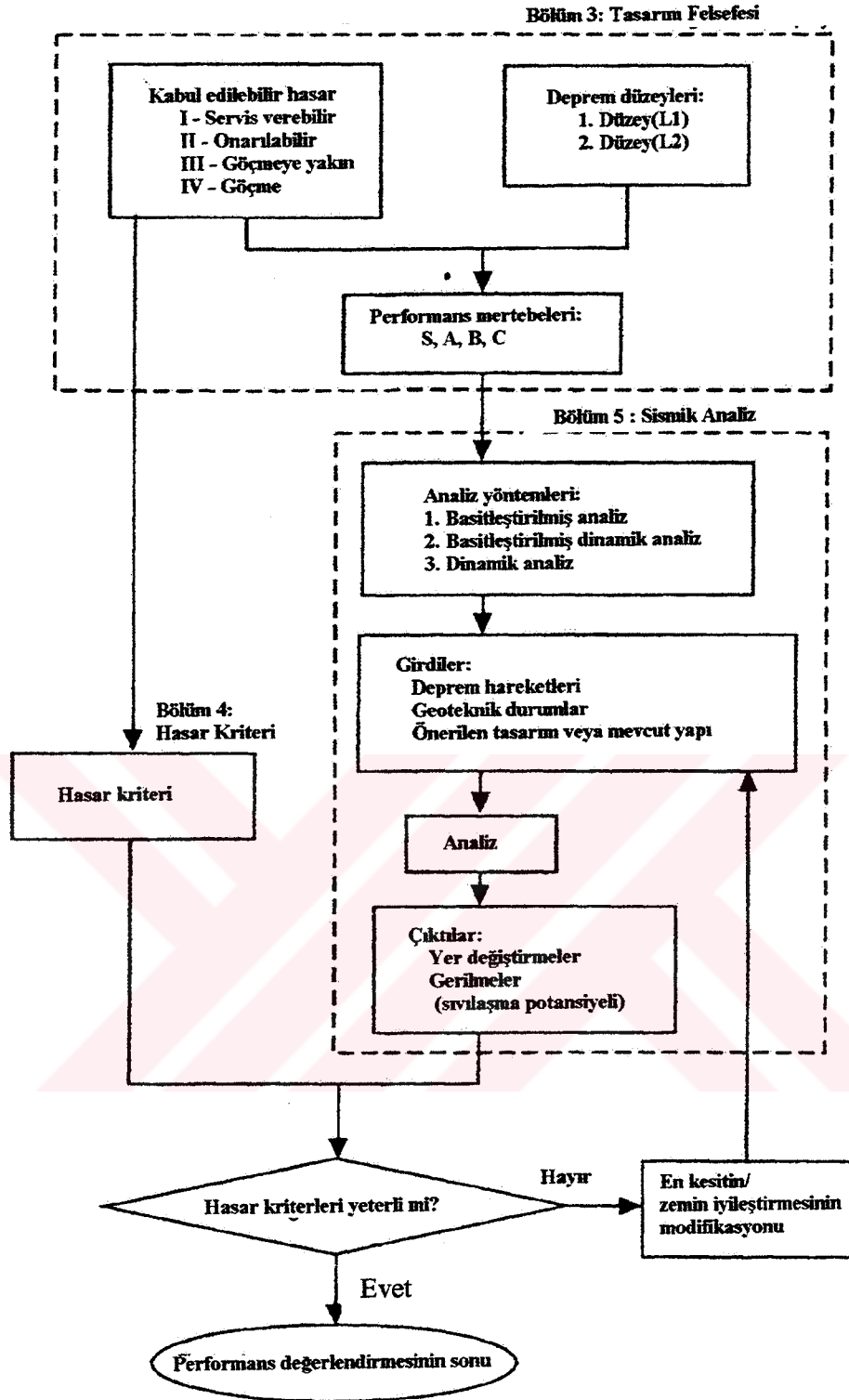
Performansa dayalı tasarımda alınan esas adımlar Şekil 3.19’daki akış şemasında gösterilmiştir:

1) S, A, B ve C performans mertebelerinden biri seçilir. Bu adım, Çizelge 3.1 ve 3.2 referans alınarak ve kullanıcının ve/veya işverenin ihtiyaçlarına göre mutabakat için hasar seviyesi seçilerek gerçekleştirilir. Performans mertebesinin seçilmesinin başka bir yolu da bu mertebenin yapının önemine dayandırmaktır. Önem dereceleri birçok sismik şartnamede ve standartta tanımlanmıştır. Bu işlem Çizelge 3.3’te verilmiştir. Eğer uygulanabilirse, S, A, B veya C performans mertebelerinden başka, kullanıcı ve/veya işverenin özel ihtiyaçlarını karşılayacak yeni bir performans mertebesi tanımlanabilir.

2) Hasar kriterinin tanımı: Bu adım, deplasman limit gerilme durumları ve düktilite gibi mühendislik parametrelerinde kabul edilebilir hasarın büyüklüğünü belirtmektir. Detaylara Bölüm 3.4’te değinilmiştir.

3) Yapının sismik performansının değerlendirilmesi: Bu adım, yapının sismik analizinden bulunan davranış mertebesinin hasar kriteri ile karşılaştırılmasıyla olur. Eğer analiz sonuçları hasar kriterini karşılamıyorsa, önerilen tasarım veya varolan yapı yeniden düzenlenmelidir. Bu aşamada, sivilaşmaya karşı iyileştirme ölçümlerini de içeren zemin iyileştirmesi yapmak gerekebilir.

Deprem tasarım hareketi ve performans değerlendirmesine ait detaylardan ilerleyen bölümlerde bahsedilecektir.



Şekil 3.19 Sismik performans değerlendirmesi için akış şeması

3.3.2 Deprem hareketlerinin referans düzeyleri

1.Düzey (L1) deprem hareketi tipik olarak yapının ekonomik ömrü süresince %50 olasılıkla aşılacak hareket olarak tanımlanır. 2.Düzey (L2) deprem hareketi tipik olarak yapının ekonomik ömrü süresince %10 olasılıkla aşılacak hareket olarak tanımlanır. Bu hareketleri tanımlamada, eğer fay hattı yakın bir bölgede ise bu aktif fay hattı yakınlarında oluşacak seyrek olaylar da dikkate alınmalıdır. Eğer bir liman yapısının ekonomik ömrü 50 yıl ise L1 ve L2 için dönüş aralıkları sırasıyla 75 ve 475 yıldır.

Sismik hareketlerin düşük olduğu bölgelerde, L1 nispeten küçük ve mühendislik açısından daha az bir önem taşıyabilir. Bu durumda sadece L2, uygun bir biçimde tanımlanmış hasar kriteriyle kullanılır. İşte burada L2 için yeterli performans, beklenen L1 hareketi altında istenen performans tam olarak sağlanacaktır. Dikkat edildiği gibi bu tek düzeyli yaklaşım klasik tasarım uygulamasına benzerdir, sadece fark yapı, hasarın kabul edilir düzeyde uygulamak suretiyle tasarlanır.

L1 ve L2 düzeyleri kullanılarak yapılan yaklaşım şunlara ulaşmaya çalışır:

- 1) L1 için güvenlik ve servisin sağlanması için belirli bir düzeyi sağlamak,
- 2) L2 için sismik hasar büyüklüğü ve kontrol edilmiş yöntemleri belirlemek. Bu ikili düzey yaklaşımı özellikle L1 süresince L2 için belirli hasar kriteri istenilen güvenlik ve servis imkanı derecesini sağlayamadığı veya L1 için performans standardının L2'nin belirli standart performansını sağlamaya yeterli olmadığı durumlarda kullanışlıdır. Burada şuna dikkat edilmelidir; daha güçlü L2 uygulaması sadece son tasarımı dikte etmek için gerekli olmayacaktır, burada L1 için yüksek performansla büyük bir etki veya etkinlik vardır.

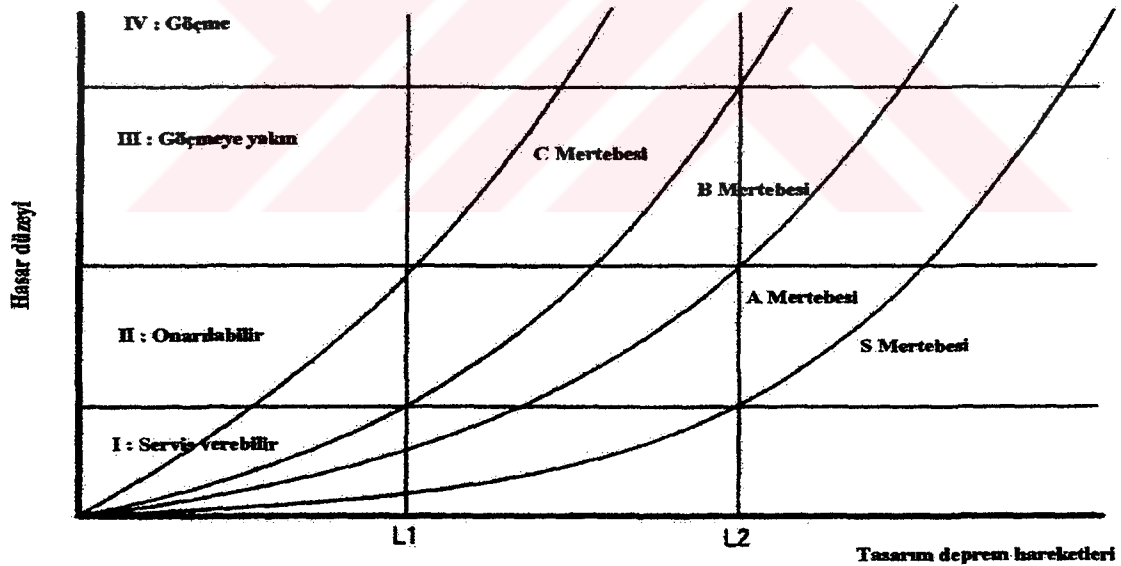
Bu raporun bundan sonraki kısmında, ikili düzey yaklaşımına dikkat çekilecektir. Tekil düzey yaklaşımıyla ilgili bilgiye, L1 ile ilişkili sonuçların dahil edilmemesiyle ulaşılabilecektir.

3.3.3 Performans değerlendirilmesi

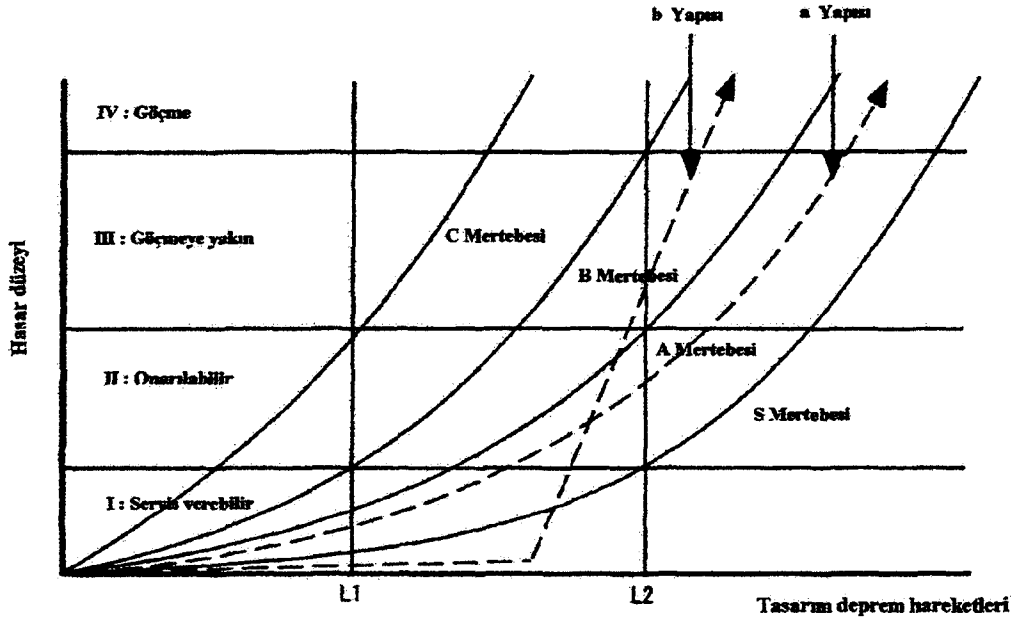
Belirli bir limandaki performans kriterini değerlendiren bir standart olarak hasar derecesi ile deprem hareketi arasındaki ilişki Şekil 3.2'de gösterilmiştir. Şekildeki eğriler performans değerlendirme işlemi için esas oluşturmaktadır. Bu şekil, Çizelge 3.2'deki performans mertebelerinin özelliklerine dayanmaktadır. Şekil 3.2'deki eğriler tasarlanmış L1 ve L2 hareketlerini de içeren deprem hareketlerinin sürekli değişen düzeyleri üzerinde kabul edilebilir hasar büyüklüğünü tanımlamak için üst limitleri göstermektedir.

Bu şekildeki her eğri Çizelge 3.2’de tanımlanan L1 ve L2 için hasar büyüklüğünün üst limitlerine uygun iki kontrol noktası ile tanımlanmaktadır. Örnek olarak B mertebesi için üst sınırı ifade eden eğri, L1 hareketi için I . hasar derecesinin üst sınırını ifade eden bir noktadan ve L2 hareketi için III . hasar derecesinin üst sınırını ifade eden bir noktadan geçmelidir. Eğrilerin şekli kontrol noktalarından geçecek çizgi parçaları yardımıyla elde edilebilir veya liman yapılarının lineer olmayan sismik analizinin sonuçlarına başvurularak geliştirilebilir.

Şekil 3.20’deki düşey koordinatlar deplasman gerilme veya duktilite faktörleri gibi Bölüm 3.4’te incelenen hasar kriteriyle belirtilen mühendislik parametrelerine dönüştürülmüştür. Bu dönüşüm yapının sismik davranışıyla istenen performansı arasında doğrudan bir karşılaştırmaya izin vermektedir. Yapının sismik davranışı L1 ve L2 hareketleri üzerinden sismik analiz vasıtasıyla değerlendirilmiş ve bu şekilde “sismik davranış eğrisi” olarak gösterilmiştir. Minimum talep olarak, analiz L1 ve L2 deprem hareketleri için yapılmalıdır. Örnek olarak yapı Şekil 3.21’de “a” sismik davranış eğrisiyle değerlendirilir veya tasarlanırsa, eğri A mertebesini ifade eden eğrinin altında yer alır Bu nedenle bu tasarım, A performans mertebesini sağlar. Eğer alternatif bir yapısal konfigürasyon Şekil 3.21’de “b” sismik performans eğrisine yer verirse ve eğrinin bir kısmı A mertebesi için üst sınırı aşarsa bu tasarım sadece B performans derecesini sağlayacaktır.



Şekil 3.20 S, A, B ve C performans mertebelerinin şematik şekli



Şekil 3.21 Sismik performans değerlendirmesinin örnekleri

Çizelge 3.1 Performansa dayalı tasarımda kabul edilebilir hasar büyüklüğü*

Kabul edilebilir hasar büyüklüğü	Yapı	İşletme
I . derece Servis verebilir	Hasar küçük veya yok	Servis kaybı az veya çok
II . derece Onarılabilir	Kontrollü hasar**	Kısa süreli servis kaybı****
III . derece Göçmeye yakın	Büyük ölçüde hasar	Uzun süreli veya tamamen servis kaybı
IV . derece Göçme **	Yapının tamamen yıkılması	Servis imkanının tamamen ortadan kalkması

* : Can ve mal kaybının önlenmesi, ulaştırma için acil bir merkez olarak ve zarar verici dış etkenlerden korumak için hizmet vermek, eğer uygulanabilirse hasar kriterinin ifade edilmesinde dikkate alınmalıdır

** : Çevrede önemli etkiler olmadan

*** : Sınırlı elastik olmayan davranış ve/veya kalıcı deformasyon

**** : Yapı kısa bir süre için hizmet dışı kalır

Çizelge 3.2 S, A, B ve C performans mertebeleri

Performans mertebesi	Tasarım deprem düzeyi	
	Düzye I (L1)	Düzye II (L2)
S	I . derece: Servis verilebilir	I . derece: Servis verilebilir
A	I . derece: Servis verilebilir	II . derece : Onarılabilir
B	I . derece: Servis verilebilir	III . derece : Göçmeye yakın
C	II . derece : Onarılabilir	IV . derece : Göçme

Çizelge 3.3 Liman yapılarının önemine dayanan performans mertebesi

Performans mertebesi	Yapıdaki sismik etkileri esas alan tanım	Liman yapılarının Japon şartnamesinde önerilen önem kategorisi
S	1) Sismik hasarla büyük ölçüde can ve mal kaybına yol açacak kritik yapılar 2) Deprem felaketinden sonra servis verecek şekilde tasarlanan önemli yapılar 3) Tehlikeli maddeleri taşımada kullanılan kritik yapılar 4) Zarar görüldüğünde deprem bölgesindeki ekonomik ve sosyal aktiviteleri olumsuz etkileyecek kritik yapılar	Özel sınıf
A	S mertebesindeki yapılara göre daha az zarar gören 1'den 4'e kadar olan yapılar veya 5) Zarar gördüğünde onarımı zor olan yapılar	Özel sınıf veya A sınıfı
B	S, A ve C mertebelerindeki yapılara göre daha sıradan yapılar	A sınıfı veya B sınıfı
C	Kolayca onarılabilen yapılar	B sınıfı veya C sınıfı

3.4 Hasar Kriteri

Performansa dayalı tasarımda, kabul edilen hasar miktarı yani hasar kriteri; yapının görevine ve sismik mukabelesine dayanan deplasman, limit gerilme durumu ve düktilite/çekme sınırı gibi mühendislik terimleriyle tanımlanmalıdır. Hasar kriteri, tasarım mühendisleri tarafından yapının ve tesislerin, kullanıcı ve işverenin yardım ve önerileriyle tespit edilebilir. Tipik rıhtım duvarları için hasar kriterlerinin tespit edilmesi 3.4.1'den 3.4.4'e kadar olan kısımlarda anlatılmıştır. Bu bölümde tartışılan hasar kriteri şu aşağıdaki özel durumlar için saptanmıştır:

1) Önceki bölümde Çizelge 3.1'deki işletme hasar kriteri I . dereceyi dikte ederken yapısal hasar kriteri II . dereceden IV . dereceye kadar müsaade etmektedir.

2) Burada göz önüne alınan rıhtım duvarları sismik hasarın insan hayatını tehdit etmediği, kreynsiz hiçbir tehlikeli maddenin taşınmadığı ve rıhtım duvarı önündeki deniz mesafesinin sınırsız olduğu durumdur.

Kısım 3.4.5'te üzerinde kreyn çalışan rıhtımlar için ek öneriler bulunmaktadır. Dalgakıranlar için hasar kriteri kısım 3.4.6'da tanımlanmaktadır.

3.4.1 Ağırılık tipi rıhtım duvarları

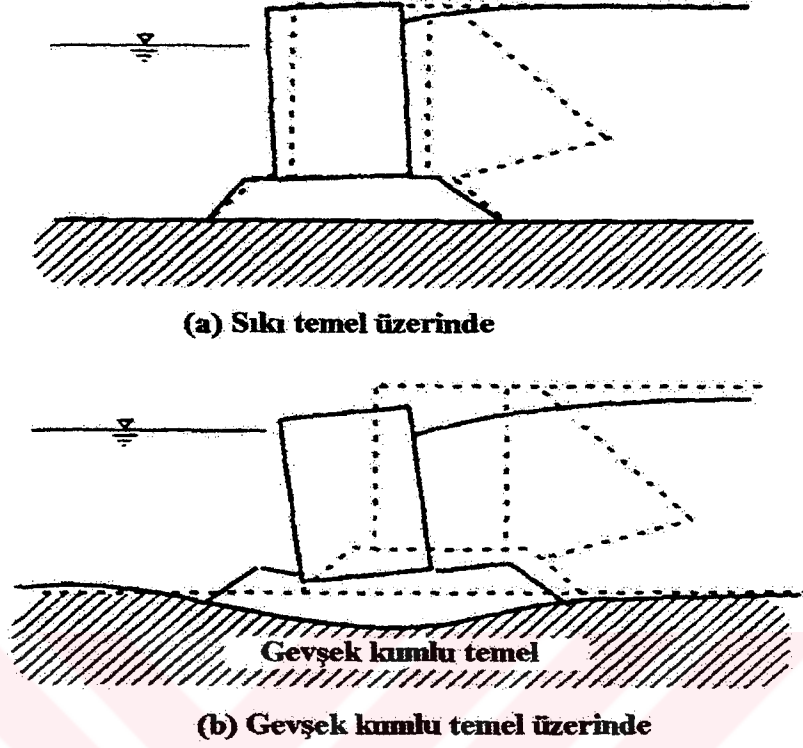
1- Ağırılık tipi rıhtım duvarlarının sismik davranışı

Ağırılık tipi rıhtım duvarı, bir keson veya diğer tipteki yapıların deniz tabanı üzerine oturtulmasıyla oluşur. Duvar arkasındaki dolgudan oluşan toprak basıncına karşı stabilite duvar ağırlığı ve tabandaki sürtünme kuvvetiyle sağlanmaktadır. Şekil 3.22(a)'da gösterildiği gibi, sağlam temeller üzerindeki rıhtım duvarları için tipik hasarlar denize doğru hareket ve yana eğilmesidir. Gevşek dolgu veya doğal gevşek kumlu temeller üzerindeki yapılar için denize doğru yer değiştirmeye, eğilmeye ve oturmalara sebep olan, duvar altındaki zeminin toptan deformasyonudur. Yüksekliğine göre genişliği göreceli olarak küçük olan (genişlik/yükseklik oranı 0.75'ten az) duvarlarda yatay yer değiştirmelere göre daha fazla göze çarpan bir eğilme söz konusu olmaktadır.

Tasarımın başlangıcında, rıhtım duvarının stabilitesini arttırmak için çeşitli seçenekler uygulanabilir. Duvar arkasında toprak basıncını azaltmanın bariz bir yolu içsel sürtünme açısı büyük dolgu kullanmaktır. Taş dolgu ve benzeri malzemeler bu tip kullanımlar için gevşek kumlara tercih edilmelidir. Toptan hareketlenme ve sıvılaşma gibi riskler böyle bir uygulamayla azaltılabilir. Rıhtım duvarlarının stabilitesini arttırmanın diğer yolları ise duvarın ağırılık merkezini kara tarafına çekme suretiyle karşı koyan momenti arttırmak ve taban temel arasında daha büyük bir sürtünme açısı yaratmaktır. Bu önlemlerden ilki, düşey yüzey boyunca prekast blokların uygun şekilde yerleştirilmesi ile sağlanabilir. Diğer önlem ise kaymayı önleyici özel bir şekilde dökülen beton bir temel tabakası oluşturmak veya temelde ve duvarın daha üst kısımlarında yatay yerine eğimli temas yüzeyleri tasarlamaktır.

Ağırılık tipi bir rıhtım duvarının yatay yer değiştirmesi ve düşey oturması stabilitenin kalıcı durumunu önemli ölçüde azaltmayabilir ve genel olarak yapısal olarak kabul edilebilir. Bununla birlikte, duvarın eğilmesi kalıcı stabiliteyi önemli ölçüde azaltabilir ve kabul edilmeyecek bir yapısal stabilite problemiyle sonuçlanabilir. Beton blok tipi duvarlarda

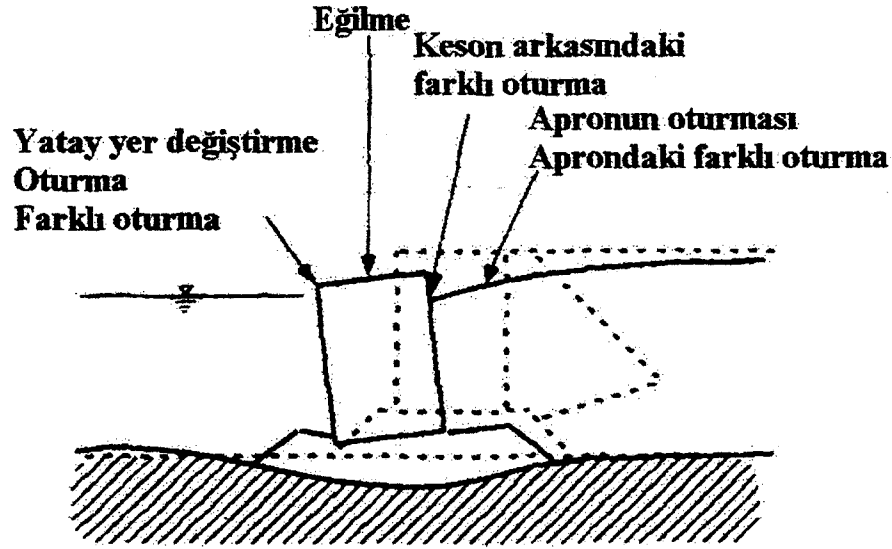
eğilme meydana geldiğinde duvarların devrildiği, yıkıldığı görülmüştür. Bu tip duvarlarda devrilme/yıkılma olabileceği dikkate alınarak tasarlanmalıdır.



Şekil 3.22 Ağırılık tipi rıhtım duvarının deformasyon / hasar modları

2- Ağırılık tipi rıhtım duvarları için hasar kriterini tanımlayan parametreler

Ağırılık tipi bir rıhtım duvarının sismik performansı, güvenli yanaşma, tekerlekli araçların güvenli işletilmesi ve yük elleçlenmesi, taşkın ve deplasman ile eğilmeden oluşan yapısal hasar düzeyi (blokların birbirine göre hareketleri de dahil olmak üzere) gibi servis verebilme özelliklerine bağlı olarak belirtilir. Hasar kriterini belirlemek için kullanılabilecek parametreler, deplasman, oturmalar, eğilme ve duvarın alın çizgisi boyunca farklı deplasmanlarla, aprondaki oturma ile apronun arkasındaki farklı oturma ve eğilmeyi içermektedir(Şekil 3.23). Hasar kriteri yukarıda bahsedilen parametrelerden uygun olanların seçilmesi tanımlanmasıyla oluşturulmalıdır. Daha fazla bilgi gelecek kısımda verilmiştir.



Şekil 3.23 Ağırlık tipi rıhtım duvarı için tanımlanmış hasar kriteri için parametreler

3- Ağırlık tipi rıhtım duvarları için hasar kriteri

Bu bölümün başında bahsedilen koşulların sağlanması mümkün olursa, hasar kriterini tespit etmek için Çizelge 3.4'e başvurulabilir. Çizelge 3.4'deki kriter, minimum koşullar içindir. Bu nedenle; sismik performansın değişik parametreleri esas alan hasar kriterine başvurularak değerlendirilmesinde, en büyük hasar derecesi değerlendirmenin son neticesi olmalıdır.

Çizelge 3.4 Ağırlık tipi rıhtım duvarları için öngörülen hasar kriterleri

Hasarın büyüklüğü		I . Derece	II . Derece	III . Derece	IV . Derece
Ağırlık Duvarı	Normalleştirilmiş kalıcı yatay deplasman (d/H)*	%1.5'ten az**	%1.5-5	%5-10	%10'dan fazla
	Denize doğru kalıcı eğilme	3°'den az	3°-5°	5°-8°	8°'den büyük
Apron	Aprondaki oturma farkı	0.03-0.1 m'den az	-	-	-
	Apron ve diğer alanlar arasındaki farklı oturma	0.3-0.7 m'den az	-	-	-
	Denize doğru kalıcı eğilme	2°-3°'den az	-	-	-

* d : duvar üst kotundaki kalıcı yatay deplasman H : duvar yüksekliği

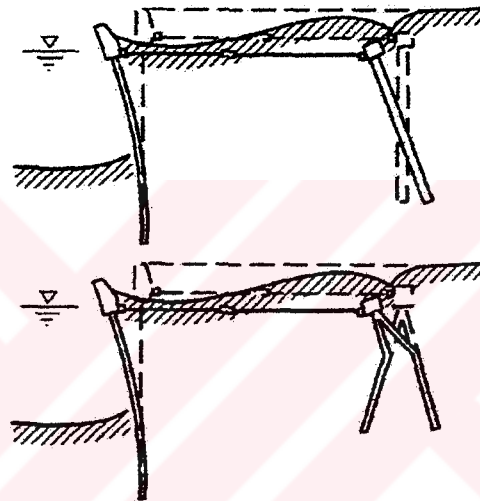
** : 30 cm'den az yatay deplasman farkı ile ilgili olarak önerilen alternatif kriter

3.4.2 Palplanş tipi rıhtım duvarları

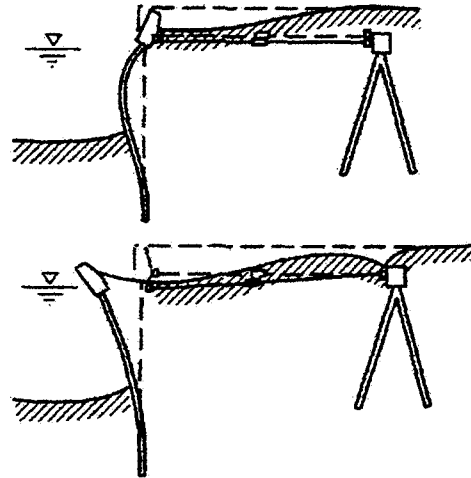
1- Palplanş tipi rıhtım duvarlarının sismik tepkileri

Palplanş rıhtım duvarları birbirine geçen palplanşlardan, çelik halat ve ankrajlardan oluşur. Yapı, üst kısımda ankrajlarla, alt kısımda ise zemin içine gömülme suretiyle desteklenir. Depremde, yapısal ve geoteknik koşullara bağlı olan hasar durumları Şekil 3.24'te gösterilmiştir.

Palplanş rıhtım duvarlarında yapısal hasar, deplasmandan fazla gerilme/basınç durumlarıyla oluşur. Kompozit palplanş rıhtım duvarlarında meydana gelebilecek nihai durumların istenilen sırada ve derecede olmasının kontrolü önemlidir.

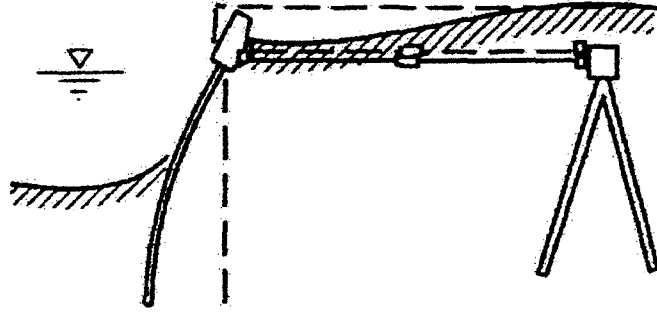


(a) Ankrajdaki deformasyon / hasar



(b) Palplanş rıhtım duvarı / bağlama kirişindeki hasar

Şekil 3.24 Palplanş rıhtımının deformasyon / hasar modları

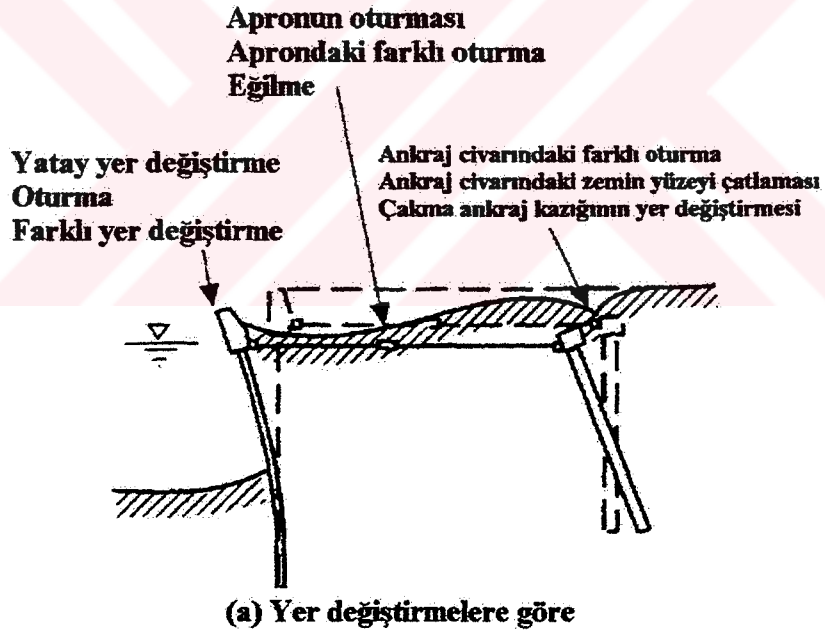


(c) G6m6ll6 kısımdaki hasar

Şekil 3.24 Devam

2- Palplanş tipi rıhtım duvarları için hasar kriterini tanımlayan parametreler

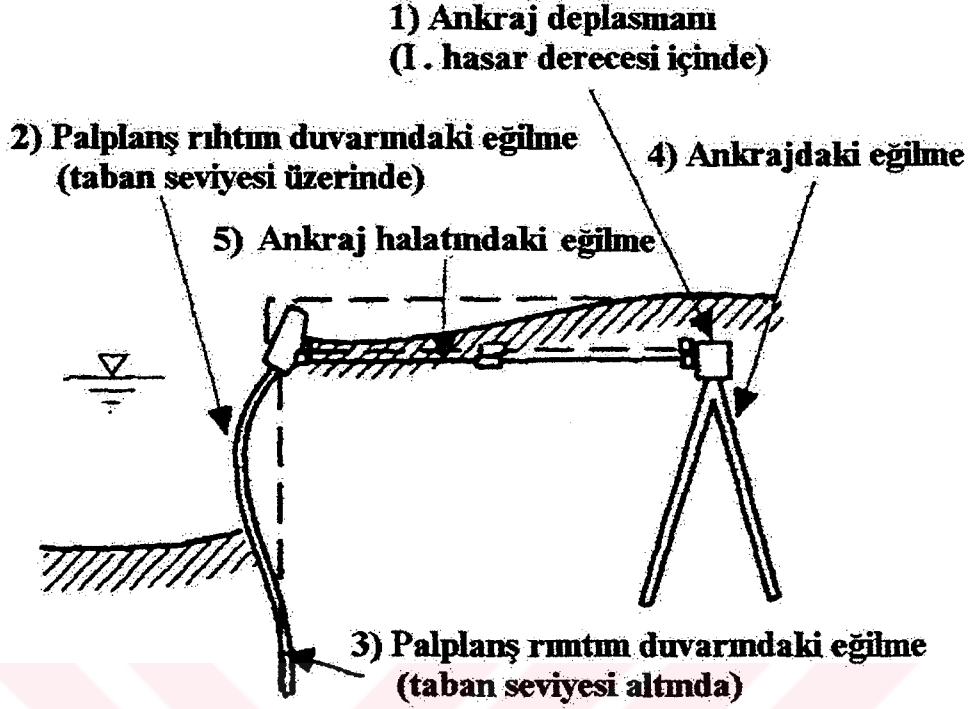
Palplanş rıhtım duvarlarının sismik performansı, ağırlık tipi rıhtım duvarlarındakine benzer olarak servis verme imkanı ve deplasmanlar gibi gerilme durumlarını da dikkate alan yapısal hasar dayanarak açıklanmaktadır. Hasar kriterinin belirtilmesi için parametreler şöyledir(Çizelge 3.7'den):



(a) Yer değiştirmelere göre

Şekil 3.25 Palplanş rıhtım için tanımlanmış hasar kriterleri için parametreler

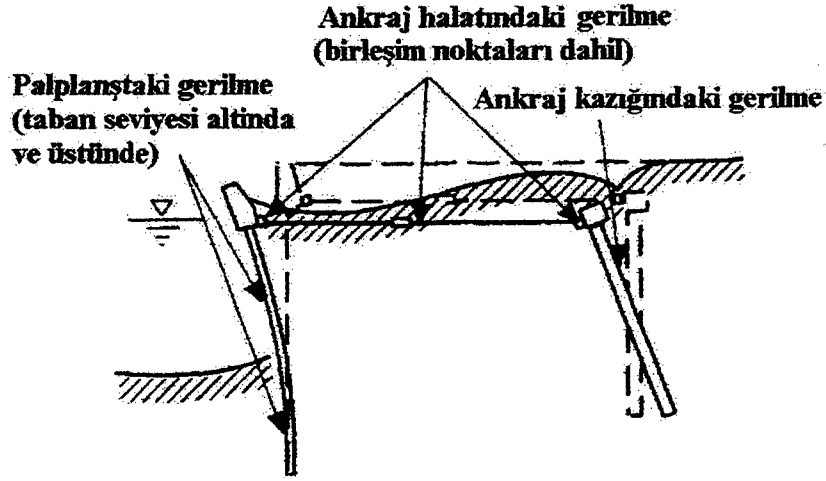
ankrajdaki eğilmeden öncelikli olmalıdır.



Şekil 3.26 Palplanş rıhtımındaki eğilmede hasar sırası

3- Palplanş tipi rıhtım duvarları için hasar kriteri

Bu bölümün başında sözü edilen koşullar uygulanabilirse, palplanş tipi rıhtım duvarları için hasar kriteri Çizelge 3.5'e göre tespit edilebilir. Yer değiştirme ve gerilme durumları içinde en olumsuz olanı, hasar kriteri olarak belirlenmelidir. Palplanşın gömülü kısmındaki hasarın onarımı genelde zordur ve bu nedenle daha büyük sismik dayanım gerektirir. Palplanşın gevrek kırılması, bağlama halatının kopması ve ankrajın göçmesi, kaçınılması gerekli durumlardır.



(b) Gerilmelere göre

Şekil 3.25 Devam

Deplasmanlar:

- palplanş duvar ve apron : ağırlık tipi rıhtım duvarlarına ilişkin parametrelerdir
- ankraj : farklı oturmalar , ankraj civarında zemin yüzeyi çatlaması, çakma ankraj kazığının yer değiştirmesi

Gerilmeler:

- palplanş (tarama çizgisinin altında ve üstünde)
- ankraj halatı (birleşim noktaları dahil)
- ankraj

Hasar kriteri, yukarıda bahsedilenler içinden uygun parametreler seçilerek ve tanımlanarak saptanmalıdır. Sismik yükün düzeyinin arttırılmasıyla nihai duruma ulaşmak için istenen sıra uygun bir şekilde palplanş tipi rıhtım duvarları için belirtilmelidir. Eğer hasarlı bir ankrajın onarılması bir palplanş rıhtım duvarlarından daha zorsa, uygun sıra aşağıdaki gibi olabilir(Şekil 3.26'ya göre):

- 1) Ankraj deplasmanı (I . hasar derecesi içinde)
- 2) Palplanş rıhtım duvarlarında eğilme (taban seviyesi üzerinde)
- 3) Palplanş rıhtım duvarlarında eğilme (taban seviyesi altında)
- 4) Ankrajda eğilme
- 5) Bağlama halatındaki eğilme

Eğer hasarlı bir palplanşın onarımı, bir ankrajın onarımından zorsa palplanştaki eğilme,

Çizelge 3.5 Palplanş tipi rıhtım duvarları için öngörülen hasar kriterleri

(ankrajın onarımının duvarından zor olduğunda)

Hasarın Büyüklüğü			I. derece	II. derece	III. derece	IV. derece
Kalıcı Deplasmanlar	Palplanş rıhtım duvarı	Normalleştirilmiş kalıcı yatay yer değiştirme (d/H)*	%1.5'tan az**	-	-	-
		Denize doğru kalıcı eğilme	3 ° 'den az	-	-	-
	Apron	Aprondaki farklı oturma	0.03-0.1 m'den az	-	-	-
		Apron ve diğer alanlar arasındaki oturma farkı	0.3-0.7 m'den az	-	-	-
		Denize doğru kalıcı eğilme	2 ° -3 ° 'den az	-	-	-
Maksimum Gerilme/birim deformasyonlar	Palplanş rıhtım duvarı	Deniz tabanı seviyesi üzerinde	Elastik	Plastik(deniz tabanı seviyesi üzerinde düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha az)	Plastik(deniz tabanı seviyesi üzerinde düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha az)	Plastik(deniz tabanı seviyesi üzerinde düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha fazla)
		Deniz tabanı seviyesi altında	Elastik	Elastik	Plastik(deniz tabanı seviyesi altında düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha az)	Plastik(deniz tabanı seviyesi üzerinde düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha fazla)
	Bağlama kirişi		Elastik	Elastik	Plastik(bağlama halatı için düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha az)	Plastik(bağlama halatı için düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha fazla)
	Ankraj		Elastik	Elastik	Plastik(ankraj için düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha az)	Plastik(ankraj için düktilite faktörü/birim deformasyon sınırından daha fazla)

* d : duvar üst kotundaki kalıcı yatay deplasman H : duvar yüksekliği (deniz tabanından)

** : 30 cm'den az yatay deplasman farkı ile ilgili olarak önerilen alternatif kriter

3.4.3 Kazıklı Rıhtımlar

1- Kazıklı rıhtımların sismik tepkisi

Bir kazıklı rıhtım, kazıkları içeren bir altyapı ile desteklenen tabliye ve bir sedde/şev'den oluşmuştur. Sedde/şev yüzeyi üzerindeki desteklenmiş kazık uzunluğu değişkendir. Sedde yapımı için uygun olan taş dolgu ekonomik değilse, bir ağırlık veya palplanş tipi destek yapısı seddenin bir kısmının yerini alacak şekilde inşa edilir. Kazıklı rıhtımların sismik davranışı, yer sarsıntısı sırasında zemin-yapı arasındaki karmaşık olan etkileşimin tesirinde kalmaktadır.

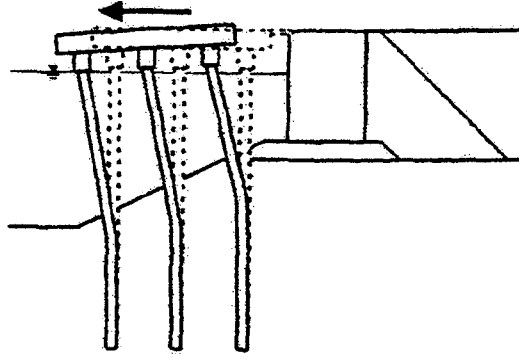
Deprem esnasındaki tipik hasar biçimleri zemin yer değiştirmesine göreceli olarak atalet momentinin büyüklüğüne bağlıdır(Şekil 3.27). Özellikle Şekil 3.27(c)'de gösterildiği gibi zemin yer değiştirmesiyle ilgili hasar, uygun tasarımın geoteknik yönden istendiğini akla getirir.

Kazıklı rıhtımdaki çeşitli yapısal bileşenler arasında, eğik kazık uygulamasına dikkat edilmelidir. Eğik kazıklar, gemi yanaşma, bağlama ve kreyn hareketlerinden dolayı oluşan yanal yüklere karşı dayanımda en etkili yapısal elemandır. Bununla birlikte, eğik kazık-tabliye sistemi tek bir düşey kazıktan daha rijit bir çerçeve sistemi oluşturur. Büyük gerilme birikimleri ve betonarme eğik kazıkların kesme kuvvetinden oluşan hasarlar deprem esnasında gözlemlenmiştir(Örneğin; 1989 Loma Prieta depremi ve 1994 Northridge depremi). Bu biçimdeki kazık hasarları, sismik aktivitenin yüksek olduğu bölgelerde kullanılan eğik kazıkların yapısal tasarımında yer değiştirme ve uygun düktilite göz önünde bulundurulmalıdır.

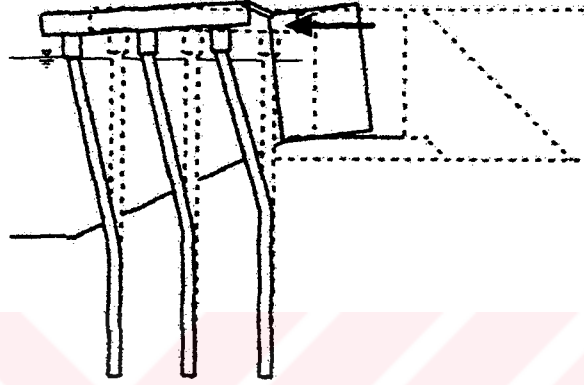
Sismik aktivitenin yüksek olduğu alanlarda, betonarme kazıklarla desteklenen rıhtımların sadece dik kazıklarla tasarlanması yaygınlaşmaktadır. Bu yapısal sistem, depremin sebep olduğu yanal yüklere/yer değiştirmelere, kazıkların eğilmesiyle ve bu eğilmeyle oluşan momentlerle karşı koyar. Büyük deprem hareketleri sırasında, eğilme sebebiyle, kazıklarda orta seviyede yapısal hasar kaçınılmaz olabilir. Bununla beraber kazık başındaki eğilme dolayısıyla oluşacak hasar, kazık-tabliye bağlantısındaki kesme kuvvetinden doğacak hasara nazaran tercih edilir çünkü onarılması daha kolaydır.

Yenilik getiren yapısal tasarım ve kazık-tabliye bağlantılarının detaylandırılması kazıklı rıhtımlar için eğik kazıkların kullanımına fırsat vermektedir. Tasarım düşüncesi kazık başında onarılabilir bir başlık yapısını içermektedir. Bu başlık, rutin liman çalışmaları esnasında oluşacak yanal yüklere karşı koyacak kadar sağlam yük sınırlama ekipmanı veya zayıf bir bağ olarak hizmet verir fakat güçlü deprem hareketleriyle eğilmek suretiyle rıhtım tabliyesine zarar vermesine engel olur. Yük sınırlama ekipmanı, kayma sürtünmesinde güvenilecek bir bileşen olarak veya kesme kuvvetiyle eğilen ve kolayca değiştirilebilen bir “başlık” olarak tasarlanabilir.

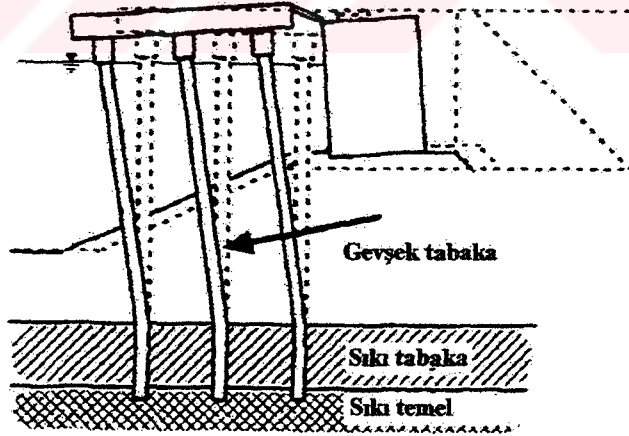
Kazıklı rıhtımlardaki hasarlar, yer değiştirmelerden çok gerilme durumlarıyla ortaya çıkar. İstenilen sıranın ve kompozit sistemde oluşacak nihai durumun derecesinin tayini oldukça önemlidir.



(a) Atalet kuvvetinden dolayı
tabliye de oluşan deformasyon



(b) İstinat duvarından gelen yatay yükten dolayı
oluşan deformasyon



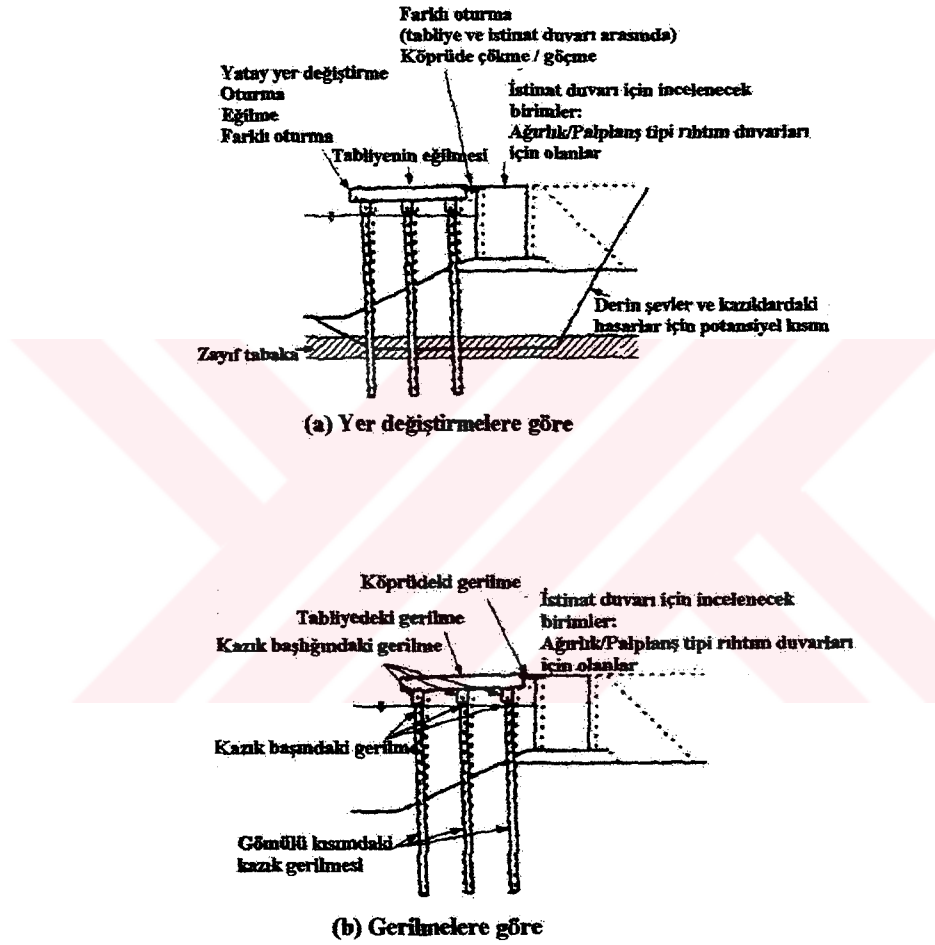
(c) Gevşek tabakanın yatay yer değiştirmesinden
dolayı oluşan deformasyon

Şekil 3.27 Kazıklı rıhtım/deformasyon hasar modları

2- Kazıklı rıhtımlar için hasar kriterini tanımlayan parametreler

Kazıklı bir rıhtım, tabliye/kazık sistemi ve bir sedde/şev/istinat duvarından oluşmuştur. Sedde/şev/istinat duvarının sismik performansı ağırlık rıhtım duvarları ve palplanş rıhtım duvarlarının sismik performansını esas almaktadır. Zemin yer değiştirmelerinin etkileri, tabliyenin altında istinat duvarı ve sedde/şev hareketlerinin, sistemin performansı için dikkatlice değerlendirilmesi gerekir.

Sistemin sismik performansı servis verme imkanına ve yapısal hasara göre belirtilir. Tabliyesi ve kazıklar için hasar kriteri belirlenmesindeki parametreler şöyledir (Şekil 3.28'e göre).



Şekil 3.28 Kazıklı rıhtımın tanımlanmış hasar kriteri için parametreler

Deplasmanlar:

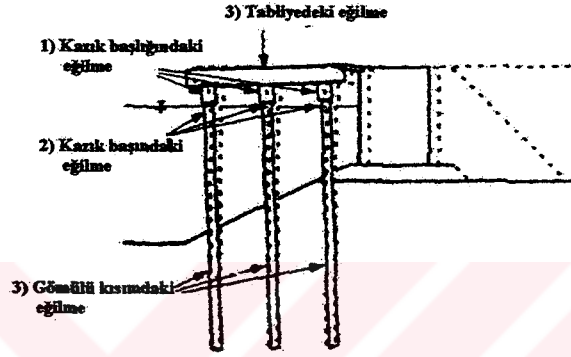
- tabliye ve kazıklar: oturma, eğilme, farklı yer değiştirmeler
- apron(tabliye ve rıhtım gerisindeki yükleme boşaltma alanı): tabliye istinat duvarı arasında farklı oturma, eğilme, köprünün çökmesi/yıkılması

Gerilmeler:

- kazıklar (zemin seviyesinde veya sedde/eğimli yüzeyin altında ve üstündeki kazık)
- tabliye (tabliye gövdesi, kazık başlığı)
- köprü

Hasar kriteri, yukarıda sözü edilen parametreler içinden uygun parametrelerin seçilmesi ve belirtilmesiyle değerlendirilmelidir.

Bir depremden sonra onarım işlerinin kolaylanması ile ilgili olarak, sismik yük düzeyini arttırarak nihai duruma ulaşmak için istenen sıra, kazıklı rıhtımlar için şöyle ifade edilebilir(Şekil 3.29'a göre):



Şekil 3.29 Kazıklı rıhtımın eğilmesinde hasar sırası

1) Kazık başlığı

2) Kazık başı

3) Tabliye ve sedde/şev yüzeyi veya deniz tabanı altındaki kazık(izin verilen duktilite sınırı içinde)

Rıhtım ve istinat duvarını birbirine bağlayan bölgede devrilmeyi önleyici bir eleman veya onarımı kolay olan bir yapı gibi detaylar da önemlidir ve eğer uygulanabilirse, istinat duvarındaki yer değiştirmeleri önleyecek bir yapı önerilebilir. Bu kazıklı rıhtımlar için enerji emici ekipmanların geliştirilmesine öncülük edebilecektir.

3- Kazıklı rıhtımlar için hasar kriteri

Kazıklı bir rıhtımın istinat duvarı için kriter, ağırlık tipi rıhtım duvarlar ve palplanş tipi rıhtım duvarlar için hasar kriteri esas alınarak tespit edilebilir. Tabliye altındaki sedde/şev için hasar kriteri, kazıklar ve sedde/şev arasındaki etkileşimden dolayı daha küçük olarak belirlenir.

Bu bölümün başında sözü edilen koşullar uygulandığından, kazıklar ve kazıklı rıhtımlar için kriter Çizelge 3.6'ya göre tespit edilebilir. Yer değiştirmeler ve gerilmeler arasında en olumsuz olan hasar kriteri olarak seçilmelidir.

Bir kazığın gömülü kısmındaki yapısal hasarın onarımı, genellikle zordur ve kazıklı rıhtımın çökmesini tetikleyebilir. Bu yüzden tasarım için daha kısıtlayıcı bir düktilite faktörü kullanılmalıdır. Deprem sırasında çelik kazıkların gevrek kırılmasına ait bir olay belirtilmemiştir. Bununla beraber, 1995 Kobe depreminde görülen kalın çelik kazıkların gevrek kırılması, çelik kazıklarla ilgili bu hususun hala incelenmesi gerektirdiğini göstermektedir.

Çizelge 3.6 Kazıklı rıhtımlar için öngörülen hasar kriteri *

Hasarın büyüklüğü		I . derece	II . derece	III . derece	IV . derece
Kalıcı yer değiştirmeler	Rıhtım ve arazi arasındaki farklı oturmalar	0.1-0.3 m'den az	-	-	-
	Denize doğru kalıcı eğilme	2° -3°'den az	-	-	-
Maksimum davranış	Kazıklar**	Küçük veya "0" kalıcı deformasyonla elastik davranış	Kontrollü sınırlanmış elastik olmayan düktilite tepkisi ve yapının onarılabileceği ölçüde deformasyon	Göçmeye yakın düktilite davranışı (çift plastik mafsallı kazıkların sınırlı miktarında veya birinde meydana gelebilir)	III . dereceden fazla

* : Çizelge sadece kazıklar ve tabliye içindir

** : Yapısal bileşenlerde eğilmeden dolayı oluşan hasar kesme kuvvetinden oluşan hasardan önce gelmelidir

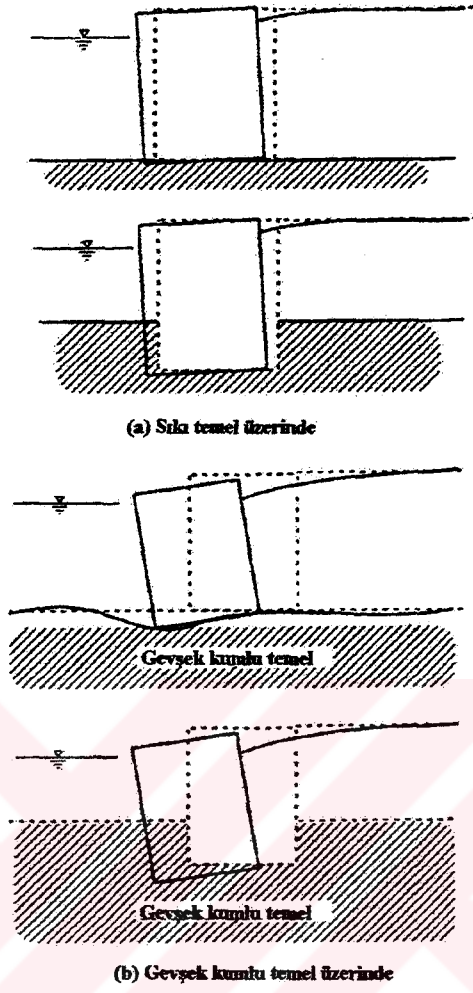
3.4.4 Keson tipi rıhtım duvarları

1- Keson tipi rıhtım duvarlarının sismik davranışı

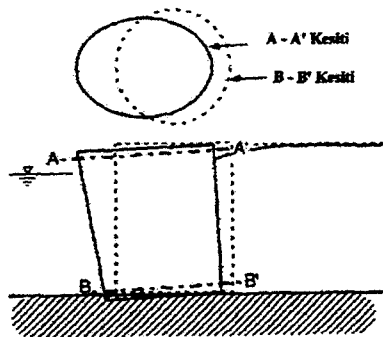
Keson tipi bir rıhtım duvarı, çelik levha veya palplanş hücre içine kum veya diğer dolgu malzemesinin doldurulmasından oluşmaktadır. Atalet kuvvetleri ve toprak basınçlarına karşı dayanım, gömülü olmayan hücre için hücrenin dolgu tabanla olan sürtünmesiyle veya kesonun gömülü olduğu yerin altındaki toprağın dayanımıyla sağlanır. Deprem esnasındaki hasar modları Şekil 3.30'da görüldüğü gibi kesonun gömülme ve geoteknik koşullarına bağlıdır.

Rıhtım duvarlarındaki yapısal hasarlara, gerilme durumları olduğu kadar deplasmanlar da tesir eder. İstenen sıranın ve kompozit hücre tipi rıhtım duvarlarında oluşacak nihai durumun derecesinin tayini oldukça önemlidir. 1995 Kobe depremi, Şekil 3.31'de gösterildiği gibi

hücrenin yatay kesiti boyunca oluşan deformasyonunu da içeren bir hasar şekli meydana gelmiştir.



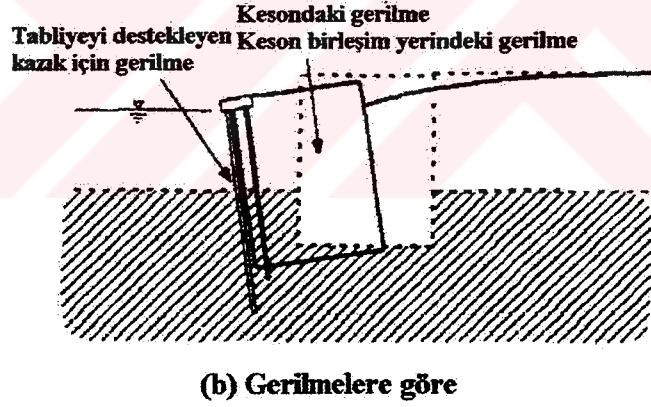
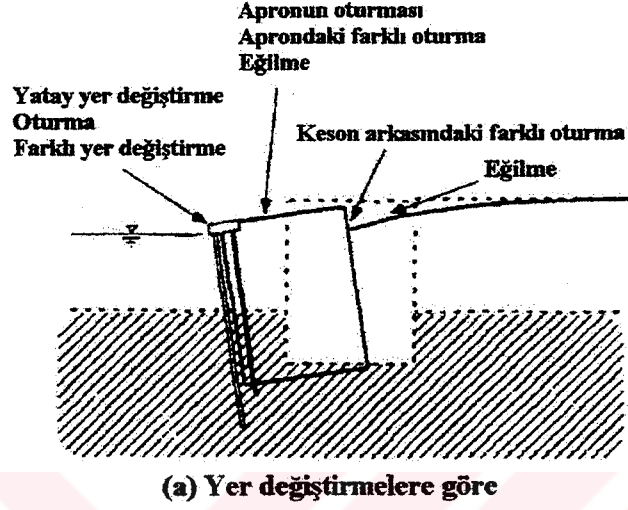
Şekil 3.30 Keson duvarın deformasyon / hasar modları



Şekil 3.31 Keson duvarın en kesit deformasyonlarını içeren deformasyon / hasar modları

2- Keson tipi rıhtım duvarları için hasar kriterini tanımlayan parametreler

Keson tipi rıhtım duvarlarının sismik performansı, ağırlık tipi rıhtım duvarlarına benzer olarak servis verme imkanı ve deplasmanlar gibi gerilme durumlarını da dikkate alan yapısal hasara dayanarak açıklanmaktadır. Gerilmeleri dikkate alan parametrelere, keson ve keson birleşim yerlerindeki gerilme durumları da dahildir (Şekil 3.32).



Şekil 3.32 Kesonun tanımlanmış hasar kriteri için parametreler

3- Keson tipi rıhtım duvarları için hasar kriteri

Bu bölümün başında sözü edilen koşullar uygulanabilirse, keson tipi rıhtım duvarları için hasar kriteri Çizelge 3.7'e göre tespit edilebilir. Yer değiştirme ve gerilme durumları içinde en olumsuz olanı, hasar kriteri olarak belirlenmelidir.

Çizelge 3.7 Keson tipi rıhtım duvarları için öngörülen hasar kriterleri

Hasarın Büyüklüğü			I. derece	II. derece	III. derece	IV. derece
Kalıcı Deplasman	Keson rıhtım duvarı	Normalleştirilmiş kalıcı yatay yer değiştirme (d/H)*	%1.5'tan az**	% 1.5 – 5	% 5 – 10	% 10'dan fazla
		Denize doğru kalıcı eğilme	3 ° 'den az	3 ° - 5 °	5 ° - 8 °	8 ° 'den fazla
	Apron	Aprondaki oturma farkı	0.03-0.1 m'den az	-	-	-
		Apron ve diğer alanlar arasındaki oturma farkı	0.3-0.7 m'den az	-	-	-
		Denize doğru kalıcı eğilme	2 ° -3 ° 'den az	-	-	-
Maksimum Basınç/gerilme	Keson		Elastik	Elastik	Plastik (hücre için gerilme sınırından az)	Plastik (hücre için gerilme sınırından fazla)
	Keson birleşim yeri		Elastik	Plastik (hücre birleşim yeri için gerilme sınırından az)	Plastik (hücre birleşim yeri için gerilme sınırından fazla)	Plastik (hücre birleşim yeri için gerilme sınırından fazla)

* d : duvar üst kotundaki kalıcı yatay deplasman H : duvar yüksekliği

** : 30 cm'den az yatay deplasman farkı ile ilgili olarak önerilen alternatif kriter

3.4.5 Kreyanlı rıhtım duvarları

Depremden sonra da servis verebilmesi için rıhtım duvarları raylar üzerinde işleyen kreyn gibi ekipmanlarla donanmalıdır veya feribot ekipmanlarına genel amaçlı rıhtım duvarı servisine ilaveten bu tip ekipmanlar da işletme servisi verebilmelidir. Güvenlik ve insan hayatı garanti altına alınmalıdır. Bu nedenle, kreynlerle donatılan rıhtım duvarlarında kabul edilebilen hasar için kriter 3.4.1'den 3.4.4'e kadar olan kısımlarda anlatılan esaslara dayanmalıdır. Örneğin, taşıyıcı bantlı rıhtım duvarlarının servis imkanı, deplasman ve oturma farklarından çok fazla etkilenir. Feribot rıhtımları için rıhtım duvarlarındaki deplasman düşüncesi ve yolcu köprüleri için göçme-emniyet tertibatının yerine getirilmesi, yolcu güvenliği ve yolcu transferi işletminin güvenliğini sağlamak için gereklidir. Konteyner kreynleri gibi kreynlere sahip rıhtım duvarları için ilave kriterler de bu bölümde anlatılacaktır. Bu kriterler 3.4.1'den 3.4.4'e kadar olan kısımlardakilere ilave olacaktır.

1- Kreynlerin sismik davranışı

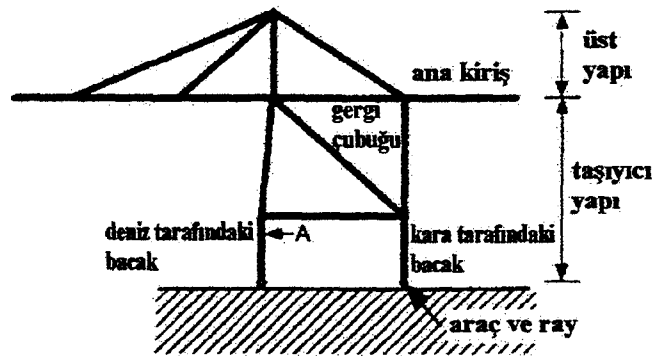
Bir kreyn, yük aktarımı için bir üst yapı ve bu üst yapıyı taşıyıp yerinde tutan bir taşıyıcı yapıdan meydana gelir(Şekil 3.33). Kreynler genellikle çelik bir kafesten yapılır. Taşıyıcı yapı, rijit bir çerçeve veya Şekil 3.33'de gösterildiği gibi A seviyesinde mafsallı bir ayaktır. Taşıyıcı yapı raylar üzerinde oturur.

Oturmakta olan bir kreyn, raylar üzerine veya rıhtım duvarına kilit veya ankrajlarla bağlanır.

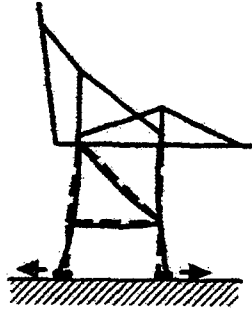
Bu bağlanma gücü kreyn üst yapısının dış etkilere dayanımını sağlar. Bununla beraber çalışmakta olan bir kreyn kilit veya ankrajlarla desteklenmez ve kreynin dış kuvvetlere karşı yanal dayanımı sürtünme ve tekerlek taban yüzeyleriyle sağlanır.

Deprem esnasındaki tipik hasarlar tekerleklerin raydan çıkması, aracın yoldan çıkması, kilitlerin ve ankrajların kopması, bükülme ve devrilmedir. Şekil 3.34(a)'da gösterildiği gibi bacaklar arasındaki açıklığın rıhtım duvarlarındaki deformasyon sonucu artmasıyla raydan çıkma ve bacakların bükülmesi gibi hasarlar meydana gelir. Buna karşın Şekil 3.34(b)'de gösterildiği gibi bacaklar arasındaki açıklığın azalması, kreynin sallanma davranışı sebebiyle meydana gelebilir. Bunun sebebi rıhtım duvarında yatay kuvvet bileşeninin bacaklardan birinin kaldırılmasına sebep olan sallanma hareketi boyunca yaptığı birbirini izleyen hareketidir. Tekerleğin raydan çıkması ve ayrılması ayrıca sallanma hareketiyle de olabilir. Şekil 3.34(c)'de gösterildiği gibi bir rıhtım duvarında kreyn altındaki zeminde farklı oturmalarla dolay, kreyn eğilebilir veya devrilebilir. Eğer kreyn tek mafsallı tipte bacaklara sahipse, Şekil 3.34(d)'de gösterildiği gibi raydan çıkmasına, kreynin eğilmesine ve devrilmesine sebebiyet verebilir. Kenetlerin veya ankrajların dış kuvvet etkilerine karşı daha fazla dayanım sağlayacak olmalarına karşın, kilitlerin olmadığı durumlara göre kreyn çerçevesinde daha büyük içsel gerilmeler oluşacak ve bu sallanma davranışlarına izin verecektir.

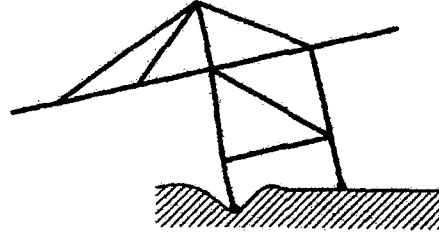
Kreyn rayları çoğunlukla doğrudan istinat duvarının bir kısmıyla veya kazıklı rıhtımın tabliyesiyle taşınırlar. Ağırlık duvarının genişliği az ise veya rıhtım duvarı, bir palplanş tipi veya keson tipi ise raylar için genelde kazıklı ayrı bir temel yapılır. Kreynli rıhtım duvarlarının istenen sismik performansı sağlaması için ray temellerinde özel önlemler alınmalıdır.



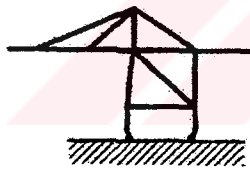
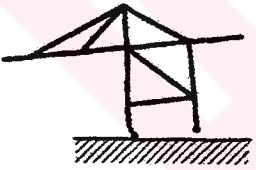
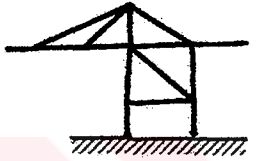
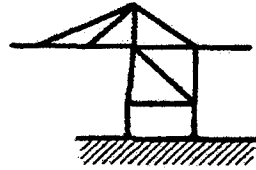
Şekil 3.33 Gentry kreynin şematik şekli



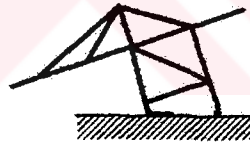
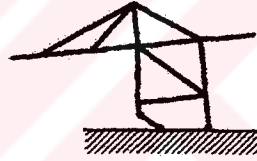
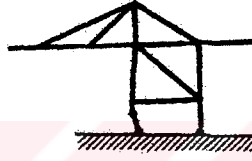
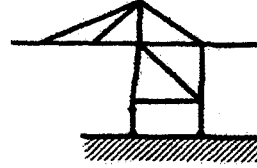
(a) Bacaklar arası açıklığın artması



(c) Temeldeki farklı oturmalar sonucu kreyin eğilmesi



(b) Sallanma hareketi sonucu bacaklar arası açıklığın azalması



(d) Sallanma / kayma hareketi sonucu tek bacakta mafsallı kreyin devrilmesi

Şekil 3.34 Gentry kreyin deformasyon modları

2-Kreyinli rıhtım duvarları için hasar kriterini tanımlayan parametreler

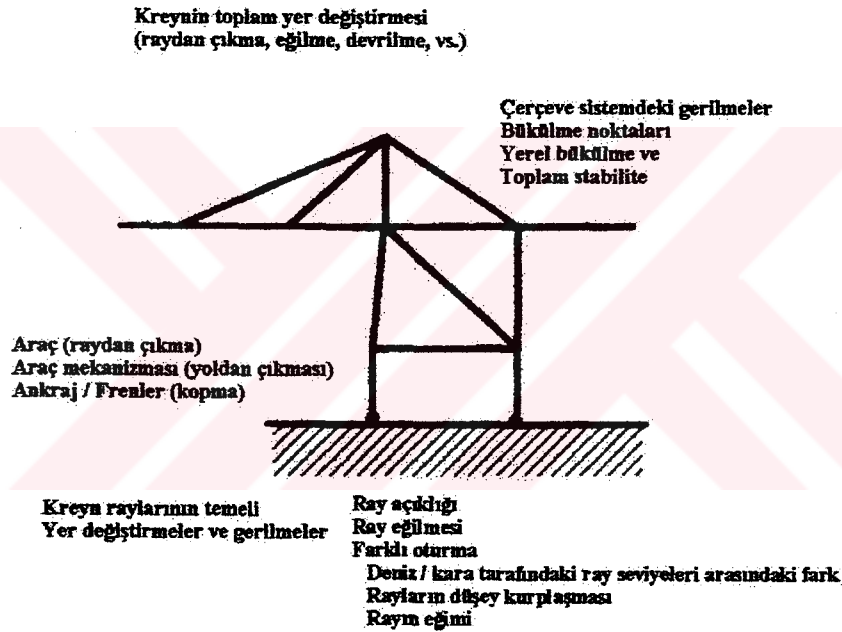
Kreyinli rıhtım duvarlarının sismik performansı kreyinin servis verebileceği gerekli koşullara ve muhtemel hasarlara bağlıdır. Kreyinin servis verebilmesi üst yapının fonksiyonunu (örneğin, yük elleçlenmesi) ve buna bağlı olarak taşıyıcı yapının fonksiyonunu (örneğin, üst yapının taşınması ve desteklenmesi) dikkate alarak belirtilir. Kreyindeki yapısal hasar yalnız deplasmanlar, raydan çıkma, eğilme ve kreyin çerçevesindeki gerilmelerle belirtilmez ayrıca, raylardaki ve temeldeki deplasmanlar ve gerilmelerde de dikkate alınır. Kreyinin servis

vermesi de dikkate alınarak güç kaynağının sağlanması ayrıca göz önünde bulundurulmalıdır.

Hasar kriterini tanımlamak için parametreler ise şöyledir(Şekil 3.35'e göre):

Raylar ve temel için, parametrelere ray doğrultusunun bozulması (süreksizlik de dahil), farklı oturmalar (ray seviyeleri arasındaki farklar; ray boyunca farklı seviyeler, yatıklıklar ve düşey süreksizlikler) ve ray temelindeki gerilmeler ve deplasmanlar dahildir. Kreyinler için, parametrelere tekerleklerin raydan çıkması, aracın yoldan ayrılması, kenetlerin ve ankrajaların kopması, kreyinin yer değiştirmesi (raydan çıkma, eğilme ve devrilme) ve çerçeve sistemdeki gerilmeler (gerilme seviyeleri, bükülme noktaları, göçme ihtimali).

Hasar kriteri, yukarıda sözü edilen parametrelerden uygun olanların seçilmesi ve belirtilmesiyle tanımlanmalıdır.



Şekil 3.35 Kreyinin tanımlanmış hasar kriteri için parametreler

3- Kreyinli rıhtım duvarları için hasar kriteri

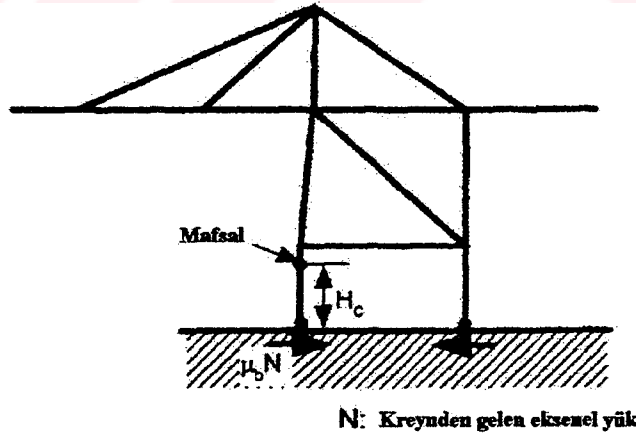
Daha önce bahsedildiği üzere, hasar kriteri yalnız rıhtım duvarında değil ayrıca kreynde ve ray temelinde servis imkanı ve yapısal hasar göz önüne alınarak tanımlanır. Kreyindeki yapısal hasarı sınırlaması istenen, rıhtım için hasar kriteri aşağıda anlatılmıştır. Rıhtım duvarları için kriter, ray temeline nazaran hem kreyin hem de rıhtım duvarı için hasar kriterine göre tanımlanmalıdır.

Bu bölümün başında sözü edilen koşullar uygulanabilirse, bir kreyin için hasar kriteri Çizelge

3.8'e göre tespit edilebilir. Yer deşiştirmeler ve gerilmeler arasında en olumsuz olanı, hasar kriteri olarak seçilmelidir.

Kreynli rıhtım duvarları için hasar kriteri aşağıdaki şekilde tespit edilebilir:

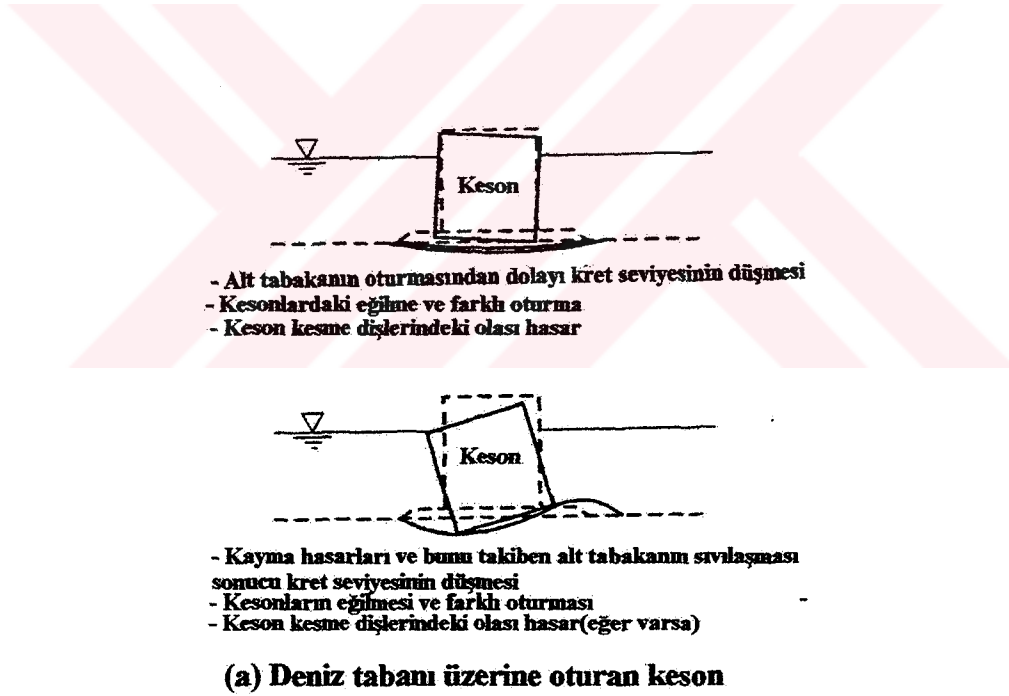
- 1) Rıhtım duvarlarının I . derece hasarı, kreyn taşıyıcı yapısını elastik sınırlar içinde tutacak şekilde deplasmanlara izin vermelidir. Bazı durumlar için bu limit, 30 m'lik ray açıklığına sahip rijit bir kreyn çerçevesi için 1m kadar bacak açıklığına karşılık gelebilir. Tek bacakta mafsallı kreynler için I . hasar derecesinin sınırı yoktur çünkü bu tip kreynler kolaylıkla bacak açıklığındaki değişimi karşılayabilir.
- 2) Rıhtım duvarının II . derece hasarı, kreyn taşıyıcı yapısının eğilmesine izin verilebilecek deplasmanlara müsaade edilmektedir fakat, gerilme miktarı taşıyıcı sistemin ana iskeleti için izin verilen düktilite faktöründen daha aşağıda tutulmalıdır.
- 3) Rıhtım duvarının III . derece hasarı, raylar ve farklı oturmalar arasındaki seviye farkını korumalı ve kreyn için aprondaki eğilmeyi devrilme sınırları içinde tutmalıdır. Buna ek olarak, aprondaki yüzey sürtünmesini bir miktar arttırmak raydan çıkmış tek bacakta mafsallı bir kreynin veya plastik mafsallı bir kreynin devrilme limitini arttırabilir. Gerekli sürtünme katsayısı " $\mu_b \geq d/H$ " ile verilmiştir. Burada, μ_b : sürtünme katsayısı, d: bacak açıklığı(m), H: mafsalın aprondan itibaren yüksekliği(m) (şekil 3.36'ya göre)
- 4) Rıhtım duvarının IV . derece hasarı, III . derece hasarının üst sınırından daha fazla bir durum olmalıdır.



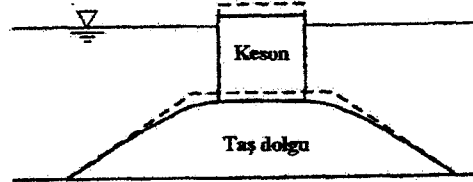
şekil 3.36 Kreynin devrilmesinin değerlendirilmesi için parametreler

3.4.6 Dalgakıranlar

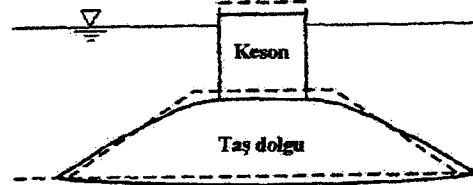
Bir dalgakıran genellikle taş dolgudan, keson gibi yekpare bir yapıdan veya deniz tabanına oturacak şekilde ikisinin bir kombinasyonundan oluşur. Yatay bir dış yüke karşı stabilite, taş dolgunun kesme mukavemeti ile keson tabanındaki sürtünmeyle ve dönmeye karşı mukavemet ve taşıma kapasitesindeki çökmeye ilişkilidir. Deprem esnasında beklenen tipik hasar durumları Şekil 3.37’de gösterilmiştir. Dalgakıranlar çoğunlukla belirli tasarım fırtınası süresince dalgaanın nüfuz etmesini ve dalga aşmasını sınırlamak ve aynı zamanda ilgili dalga yüklerine karşı dayanım için tasarlanırlar. Büyük bir depremle aynı anda tasarım deniz durumunun meydana gelmesi muhtemel değildir çünkü bu iki olay ilişkili değildir. Bu nedenle tasarım fırtınası dalga hareketi ve deprem oluşması, iki bağımsız yükleme durumu gibi ele alınabilir. Sadece ortalama bir deniz durumundan dalga yükleri, tasarım depremleriyle birlikte düşünülmelidir. Bu deniz durumu ile ilgili karar, fırtınanın bölgeye ait uzun dönem istatistiği ile verilmelidir.



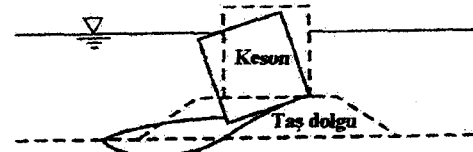
Şekil 3.37 Dalgakıranlarda deformasyon / hasar modları



- Taş dolgu temelın sallanmasından dolayı kret seviyesinin düşmesi
- Kesonların farklı oturması

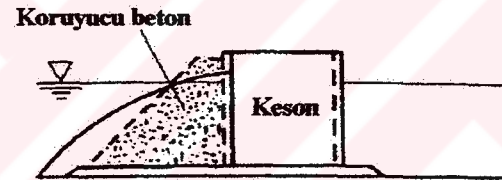


- Alt tabakanın sıvılaşması / oturması sebebiyle yanal yayılma ve kret seviyesinde düşme
- Kesonların farklı oturması



- Kayma hasarları ve bunu takiben alt tabakanın sıvılaşması sonucu kret seviyesinin düşmesi
- Kesonların eğilmesi ve farklı oturması
- Keson kesme dışlarındaki olası hasar (eğer varsa)

(b) "Düşey kompozit" keson dalgakıranlar



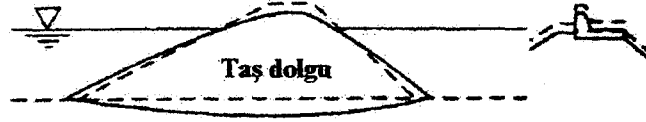
- Narin tipli beton koruma birimlerindeki hasar
- Birbirini takip eden, artan aşma ve kesonun yer değiştirme riski

(c) "Yatay kompozit" keson dalgakıranlar

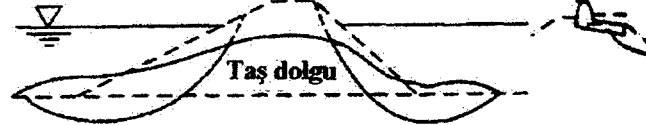


- Taş dolgu malzemenin sarsılmasından dolayı kret seviyesinin düşmesi
- Üst yapı elemanlarının farklı oturması

Şekil 3.37 Devam



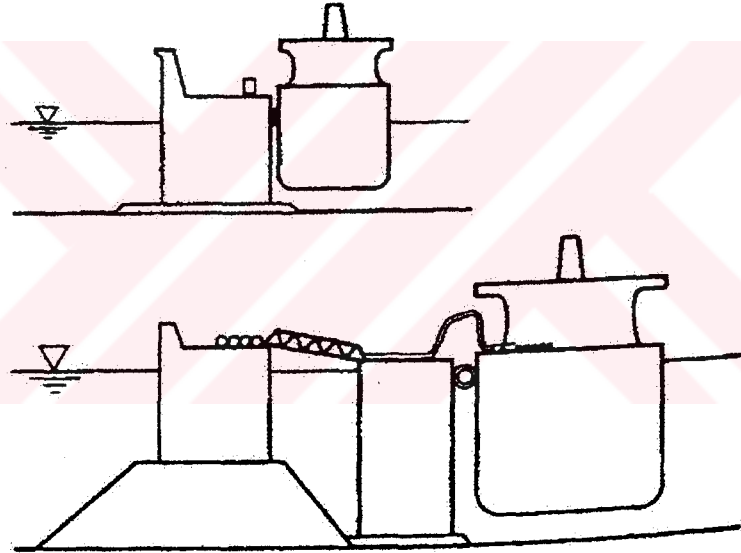
- Alt tabakanın sıvılaşması / oturması sebebiyle yanal yayılma ve kret seviyesinde düşme
- Üst yapı elemanlarının farklı oturması



- Alt tabakanın sıvılaşmasından dolayı oluşan hasarlar
- Bunu takiben kret seviyesinin düşmesi
- Üst yapı elemanlarının olası eğilmesi ve yer değiştirmesi

(d) Taş dolgu dalgakıranlar

Şekil 3.37 Devam



Şekil 3.38 Dalgakıran arkasında yanaşma örnekleri

Çizelge 3.8 Kreynler için öngörülen hasar kriterleri

Hasarın büyüklüğü		I . derece	II . derece	III . derece	IV . derece
Deplasmanlar		Raydan çıkmamış	Raydan çıkmış	Devrilmemiş	Devrilmiş
Maksimum basınç/gerilme	Üst yapı	Elastik	Elastik	Plastik(üst yapı için düktilite faktörü/gerilme sınırından az)	Plastik(üst yapı için düktilite faktörü/gerilme sınırından fazla)
	Taşıyıcı yapının ana iskeleti	Elastik	Plastik(üst yapı için düktilite faktörü/gerilme sınırından az)	Göçme yok	Göçme
	Topuk	Elastik	Topukta hasar(aracın yoldan ayrılması, ankraj/fren kırılması)	Topukta hasar(aracın yoldan ayrılması, ankraj/fren kırılması)	Topukta hasar(aracın yoldan ayrılması, ankraj/fren kırılması)

Çizelge 3.9 Konteyner kreynlerinin olağan bakımları için toleranslar

Parametreler	Tolerans
Ray açıklığı → L (L < 25 m)	± 10 mm
(25 m ≤ L ≤ 40 m)	± 15 mm
Deniz ile kara tarafındaki raylar arasındaki seviye farkı	L / 100
Düşey doğrultudaki kurp	5 mm / 10 m
Yatay doğrultudaki kurp	5 mm / 10 m
Eğim	1 / 500
Ray birleşimi farklı deplasmanlar (düşey ve yatay)	1 mm
Derz	5 mm*

* : orjinal plana göre değişebilir

Uygun hasar kriterinin seçimi, dalgakıranın fonksiyonlarına ve depremde dolayı oluşan hasar biçimlerine bağlıdır. Bununla birlikte bütün dalgakıranlar için ana kriter, kret seviyesinde izin verilen oturmadır çünkü bu aşma ve dalga nüfuz miktarını belirler. Üzerinden yol ve tesisat geçen dalgakıranlarda izin verilen farklı oturmalar, eğilme, üst yapı ve keson yer değiştirmeleri için ek kriterlere ihtiyaç vardır.

Dalgakıranın sallanması, beton koruma tabakasında hasara sebebiyet verebilir. Kriter, dalgakıran hizmet verebilir durumda iken oluşabilecek maksimum zarar için hasar gören birimler cinsinden verilmiştir. Aynı kriter depremle ilgili hasar için de kabul edilebilir.

Halihazırda dalgakıranlar için hasar kriteri tam olarak geliştirilemediği için, performans

mertebesi aşağıdaki gibi birincil ve ikincil dalgakıran fonksiyonlarına göre dalgakıranın değişen çeşitleri için geliştirilmiş olan, mücadele edilen göreceli hasar kriterlerini tarifleyecektir:

- basenlere dalga nüfuzunu azaltmak (C mertebesi)
- dinlenme alanları (insanların kullanımı için) (C mertebesi)
- dalgakıranın liman tarafında ve ilgili geçiş yollarında gemi yanaşmasının sağlanması (B mertebesi) (Şekil 3.38)
- dalgakırandaki taşıyıcı bantların, petrol (A mertebesi) ve sıvı gaz (S derecesi) için boru hatlarının da içinde olduğu yük elleçleme aletlerinin tesis edilmesi

3.5 Sismik Analiz

Liman yapılarının sismik analizi üç adımda yapılır. Bunlar; bölge sismolojisinin değerlendirilmesi, jeolojik problemler ve zemin-yapı etkileşimi / yapısal analiz. Birinci adım, kaya zemindeki L1 ve L2 deprem hareketlerini tanımlamak içindir (kaya zemin tanımı için Şekil 3.2'ye bakınız). Bu, tipik olarak ilgili bölgeden alınacak jeolojik, tektonik ve tarihsel sismik aktiviteye bağlı olan sismik hasar analizi ile yapılır. İkinci adım, dinamik zemin davranışının şu iki durumunu içerir:

- 1) Yüzeydeki veya yüzey yakınlarındaki deprem hareketleri için yerel etkilerin değerlendirilmesi,
- 2) Kumlu zeminlerde yüzey yakınındaki sıvılaşma dayanımının ve zemin hasarları için potansiyelin değerlendirilmesi,

Zemin hareketi ve geoteknik parametreler bulunduğundan sonra, liman yapısının sismik analizinin gerçekleştirilmesi.

3.5.1 Analiz Tipleri

Bütün mühendislik disiplinlerinde olduğu gibi makul bir hükmün verilmesi, analiz yöntemlerinin sonuçlarının yorumlanmasındaki gibi uygun analiz ve tasarım metodlarının tanımlanmasında da gereklidir. Bu, özellikle sismik tasarımda, bu tip değerlendirmeler için gereklidir ve bir çok disiplinlerden gelen ayrıca nihai tasarım tavsiyelerini etkileyen bilgiler açısından önemlidir. Bu bölümde çeşitli liman yapılarında istenen analizin yöntemi ve seviyesi için öneriler sunulmuştur.

Performansa dayalı tasarımda analizin amacı, izin verilen sınırlarla ilgili olarak liman yapısının sismik davranışının değerlendirilmesidir (örneğin; yer değiştirme, basınç,

düktilite/gerilme). Analizlerde daha yüksek kabiliyet genellikle daha yüksek bir performans mertebesine sahip tesisler için istenir. Seçilen analiz yöntemleri, sismik performans değerlendirilmesinde istenen analitik beceriyi yansıtmalıdır.

Analiz yöntem çeşitleri, yerel etkilerin değerlendirilmesi, sıvılaşma potansiyeli ve liman yapılarının sismik davranışı için elde edilebilir. Bu analiz yöntemleri genel olarak tecrübe ve beceri seviyesine göre şöyle sınıflandırılmıştır:

- 1) Basitleştirilmiş analiz: Deplasmanlar ve/veya elastik davranış sınırı, ve sismik yüklemelerden dolayı oluşan kalıcı deplasmanın büyüklüğünün belirlenmesi için uygun bir yaklaşımla başlangıç limit değerlerinin belirlenmesidir.
- 2) Basitleştirilmiş dinamik analiz: Varsayılan hasar modlarına bağlı olan deplasman/basınç/düktilite/gerilmenin değerlendirilmesi mümkündür.
- 3) Dinamik analiz: Hem hasar türünün hem de deplasman/basınç/düktilite/gerilmenin değerlendirilmesi mümkündür.

Çizelge 3.10, her performans derecesi için en uygun olabilecek analiz tiplerini göstermektedir. Burada uygulanan prensip, daha yüksek performans mertebeli yapıların daha içerikli olan metodlarla değerlendirilmesidir.

Çizelge 3.10 Performans mertebeleri ile ilgili analiz tipleri

Analiz tipi	Performans mertebesi			
	C	B	A	S
Basitleştirilmiş analiz: Deplasmanlar ve/veya elastik davranış sınırı, ve sismik yüklemelerden dolayı oluşan kalıcı deplasmanın büyüklüğünün belirlenmesi için uygun yaklaşımla başlangıç limit değerlerinin belirlenmesidir.				
Basitleştirilmiş dinamik analiz: Geniş kapsamlı ve daha güvenilir. Kabul edilecek hasar türüne bağlı olan deplasman/basınç/düktilite/gerilme değerlendirilmesi mümkündür.				
Dinamik analiz: En gelişmiş analiz. Hem hasar türünün hem de deplasman/basınç/düktilite/gerilmenin değerlendirilmesi mümkündür.				
İndeks:				
Standart/nihai tasarım				
Ön tasarım veya düşük seviyeli öngörüler				

Çizelge 3.10'daki indekste de gösterildiği gibi daha az gelişmiş metotların ön tasarım amaçlarına aksettirilmesi veya daha düşük seviyeli tasarımların davranış analizi için kullanılmasına izin verilebilir.

Pratikte, sismik performans değerlendirilmesi yapılmadan önce uygun durum geçmişleri veya model deney sonuçları kullanarak, liman yapılarının analizi için metotların uygulanabilirliğinin onaylanması arzu edilir.

3.5.2 Konumsal Davranış / Sıvılaşma Analizi

Konumsal davranış analizi ve sıvılaşma potansiyeli tahmini tipik olarak Çizelge 3.11'de belirtilen metotlar kullanılarak yapılır. Çeşitli modelleme işlemlerinin uygulanabilirliğine ışık tutan bu kullanışlı kaynaklar bir çok araştırmacı tarafından hazırlanmıştır (Finn, 1988; Idriss, 1991)

(1) Konumsal davranış analizi:

Basitleştirilmiş analizde, yerel konumsal etkileri toprak dolgunun kalınlığına ve belirli bir derinliğe (genelde 30 m.) kadar ortalama sertliğe veya kaya zeminin üzerindeki tüm toprak dolguya bağlı olarak değerlendirilir. Bu veriler daha sonra belirli konum büyütme faktörleri veya konuma bağlı davranış spektrası için yol gösterecek olan konum sınırlandırması meydana getirmek için kullanılır. Bu tip yöntem şartnameler ve standartlarda yaygın olarak bulunmaktadır.

Basitleştirilmiş dinamik analizde yerel konumsal etkileri, yaygın eşdeğer lineer, toplam basınç formülasyonları gibi nümerik modellerle oluşturulur. Toprak katmanları, sonsuz yanal uzunluğun yatay tabakaları olarak idealleştirilmişlerdir (örneğin; tek boyutlu(1D)). Bu metotlar, toprak profilindeki belirli mahallerde ivmenin, kesme basıncının ve kesme gerilmesinin süre kayıtlarının oluşturulmasında kullanılmaktadır.

Bu iki analizde, hesaplanmış yüzey deprem hareket parametreleri aşağıdaki kısımlarda anlatıldığı gibi bunu takiben basitleştirilmiş yapısal analiz için veri olarak kullanılmaktadır.

Çizelge 3.11 Konumsal davranış analizi ve sıvılaşma potansiyeli

tahmini için metotlar **

Analiz tipi		Basitleştirilmiş analiz	Basitleştirilmiş dinamik analiz	Dinamik analiz
Konumsal davranış analizi	Metot	Konum kategorisi	1D toplam basınç (eşdeğer lineer analiz)	1D etkili basınç (non-lineer) analizi veya 1D toplam basınç (eşdeğer lineer) analizi*
	Girdi parametreleri	Kaya zemin pik ivmesi CPT / SPT N değerleri Stratigrafi	Kaya zemin deprem hareketlerinin süre kayıtları $V_s, G / G_0, D - \gamma$ eğrileri	Etkili basınç analizi için: Kaya tabanı deprem hareketlerinin süre kayıtları Drenajsız dairesel özellikler
	Analizin çıktısı	Konum büyütme faktörü Pik yüzey hareketi (PGA, PGV) Tasarım davranış analizi	Zemin yüzeyinde ve toprak altında deprem hareketlerinin süre kayıtları Zemin yüzeyinde hesaplanan davranış spektrasi	Toplam basınç analizi için: Basitleştirilmiş dinamik analizdekilerle aynı
Sıvılaşma potansiyeli tahmini	Metot	Konum korelasyonu (SPT / CPT / V_s)	Dairesel laboratuvar deneyleri ve/veya konum korelasyonları (SPT / CPT / V_s) + 1D toplam basınç analizi	Dairesel laboratuvar deneyleri ve/veya konum korelasyonları (SPT / CPT / V_s) + 1D etkili basınç analizi veya 1D toplam basınç analizi*
	Girdi parametreleri	Pik yüzey ivmesi (PGA) CPT / SPT / N değerleri / V_s Stratigrafi	Zemin yüzeyinde deprem hareketlerinin süre kayıtları veya toprak altında kesme gerilmelerinin süre kayıtları Sıvılaşma dayanımı Dairesel laboratuvar deneylerine ve/veya SPT / CPT / V_s 'ye dayalı $\left(\tau / \sigma_{v0}' \right)$ veya γ_{cyc}	Etkili basınç analizi: Kaya zemin deprem hareketlerinin süre kayıtları Dairesel laboratuvar deneylerine ve/veya SPT / CPT / V_s 'ye dayanan drenajsız dairesel özellikler
	Analizin çıktısı	Sıvılaşma potansiyeli (F_L)	Sıvılaşma potansiyeli (F_L) Boşluk suyu basıncı artış oranı $\left(u / \sigma_{v0}' \right)$	Boşluk suyu basıncı artış oranı $\left(u / \sigma_{v0}' \right)$ Sıvılaşma başlangıcındaki derinlik ve süre

* : Eğer bir zemin-yapı etkileşim analizinde sahanın taban sınırı kaya tabanından farklıysa (eğer kaya tabanı seviyesi zemin-yapı etkileşim analiz için çok derinse), zemin-yapı analiz sahasının zemin sınırının altındaki yerel mevki etkisi 1D etkin basınç(non-lineer) veya eşdeğer lineer (toplam basınç) analizlerine bağlı olarak değerlendirilebilir.

** : CPT : konik penetrasyon deneyi, SPT : standart penetrasyon deneyi, PGA,PGV : pik yer ivmesi ve hızı, V_s : dalga hızı, G/G_0 : kesme modülü(G) üzeri küçük gerilme seviyesindeki kesme modülü(G_0), D : eşdeğer sönümlenme faktörü, γ : kesme gerilmesi genliği, F_L : sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü, u / σ_{v0}' : boşluk suyu basıncı artışı(u) üzeri başlangıç etkin düşey gerilme(σ_{v0}'), τ / σ_{v0}' : kesme gerilmesi oranı, γ_{cyc} : tekrarlı kesme gerilmesi genliği

Zemin-yapı etkileşiminin (SSI) dinamik analizi, temel zemini ve yapının birleşik veya ikili davranışını izah etmektedir. Serbest yüzey zemin davranışını veri olarak kullanarak değerlendiren yapı davranışının içinde olduğu basitleştirilmiş yöntemlerin aksine SSI analizleri, zemin ve yapı davranışlarını tek bir modelde birleştirir. Nümerik sonlu elemanlar (FEM) veya sonlu farklar (FDM) metotları ekseriyetle gelişmiş SSI analizleri için kullanılır. Bu tip analizde, yerel konum etkileri genelde tek başına değil liman yapılarının zemin-yapı etkileşim analizinin bir parçası olarak değerlendirilir. Eğer bir zemin-yapı etkileşim analizi için analiz sahasının taban sınırı kaya tabanından farklılık gösteriyorsa (örneğin; kaya zemin, zemin-yapı etkileşim analizi için çok derinse), zemin-yapı analiz sahasının taban sınırının altındaki yerel konum etkisi 1B lineer olmayan (etkin basınç) veya eşdeğer lineer (toplam basınç) analizlerine bağlı olarak değerlendirilebilir.

(2) Sıvılaşma potansiyeli tahmini:

Basitleştirilmiş analizde kumlu zeminlerin sıvılaşma potansiyeli, amprik sıvılaşma kriteri vasıtasıyla standart penetrasyon deneyleri (SPT) ve konik penetrasyon deneylerine (CPT) bağlı olarak değerlendirilir. Basitleştirilmiş dinamik analizde sıvılaşma potansiyeli, tasarım depremi sırasında hesaplanmış kesme basıncı ile tekrarlı kesme gerilmesi laboratuvar deneylerine ve/veya SPT/CPT verilerine dayanan sonuçlarının karşılaştırılmasıyla değerlendirilir. Bu çeşit analizlerle değerlendirilen sıvılaşma potansiyeli, gelecek kısımda anlatıldığı gibi sıvılaşabilir konumlardaki yapıların müteakip basitleştirilmiş deformasyon analizi için sonradan girdi olarak kullanılır.

Dinamik analizde, sıvılaşma potansiyeli çoğu kez tek başına değil liman yapılarının zemin-yapı etkileşim analizinin bir bölümü olarak değerlendirilir. Geniş bilgi gelecek kısımda verilecektir.

3.5.3 Liman Yapılarının Analizi

Bir liman yapısı için analiz metodu yapının tipine bağlıdır. Uygun metot Çizelge 3.12'ye göre seçilebilir. Hali hazırda kullanılan metotların listesi Çizelge 3.13'te verilmiştir. Çizelge 3.13'te işaret edildiği gibi liman yapılarının analizi için metotlar kabaca, rıhtım duvarları, seddeler/şevler ve dalgakıranları içine alan istinat yapıları veya kazıklı rıhtımların kazık/tabliye sistemini ve kreynleri içine alan açık yüzölçü kazık/çerçeve yapıları diye ayrılabilir.

Çizelge 3.12 Liman Yapılarının Analiz Yöntemleri

Analiz tipi	Basitleştirilmiş analiz	Basitleştirilmiş dinamik analiz	Dinamik analiz	
			Yapısal modelleme	Geoteknik modelleme
Ağırlık tipi rıhtım duvarları	Sıvılaşma var/yok Amprik/Psuedo-statik metotlar	Newmark tipi analiz Parametrik çalışmalar dayanan basitleştirilmiş diyagram (bakınız, Çizelge 3.13)	FEM /FDM* Lineer veya Non-lineer analiz	FEM /FDM* Lineer (eşdeğer lineer) veya Non-lineer analiz
Palplanş tipi rıhtım duvarları				
Kazıklı rıhtımlar	Davranış spektrum metodu	Pushover ve davranış spektrum metodu	2D / 3D **	2D / 3D **
Keson tipi rıhtım duvarları	Psuedo-statik analiz	Newmark tipi analiz		
Kreyinler	Davranış spektrum metodu	Pushover ve davranış spektrum metodu		
Dalgakıranlar	Psuedo-statik analiz	Newmark tipi analiz		

* FEM / FDM : Sonlu elemanlar metodu /sonlu farklar metodu

** İki / üç boyutlu analiz

(1) İstinat / zemin yapılarının analizi için metotlar:

a) Basitleştirilmiş analiz:

İstinat/zemin yapılarının basitleştirilmiş analizi, zaman zaman durumun geçmiş verilerinin istatistiksel analizi ile birleştiren geleneksel kuvvet-denge yaklaşımına dayanır. Bu kategorideki metotlar çoğu kez, geleneksel sismik tasarım şartnameleri ve standartlarında benimsenen metotlardır. Basitleştirilmiş analizde, istinat/zemin yapıları rijit bloklar olarak idealleştirilebilir. Rijit blok analizi tipik olarak ağırlık, palplanş ve keson tipi rıhtım duvarlarına, kazıklı rıhtımlar için sedde/şev/istinat duvarlarına ve dalgakıranlarına uygulanmaktadır.

Basitleştirilmiş analizdeki deprem hareketlerinin etkileri geleneksel psuedo-statik tasarım işlemlerinde kullanmak için bir pik yer ivmesi veya bir eşdeğer sismik katsayı ile ifade edilir. Bu parametreler önceki kısımda anlatılan yerel konumsal etkilerin basitleştirilmiş analizinden elde edilmiştir. Sismik kuvvete dayanım kapasitesi, zemin ve yapısal kütle zemin bloklarını harekete geçiren bir başlangıç ivmeye veya bir başlangıç sismik katsayıya göre yapısal ve geoteknik koşullara dayanarak değerlendirilir. Sıvılaşma sorunu olduğunda, sıvılaşmanın geometrik büyüklüğü analizde ayrıca dikkate alınmalıdır.

Basitleştirilmiş analizin sonuçları, en azından L1 için yapısal performansın onarılabilir durumda olmasını sağlayan, hasarın uygun başlangıç seviyesinin değerlendirilmesi için gerçekleştirilir. Psuedo-statik metotlar için tasarım parametrelerinin değerlendirilmesindeki detaylara dayanan uygun başlangıç seviyesinin olup olmaması, L1 için yapısal performansın

servis verebilecek durumu sağlamaktadır. Deplasman büyüklüğü mertebesi aynı zamanda geçmişteki verinin istatistiksel analizi ile birlikte psuedo-statik metotla elde edilebilir. Bu, kaba bir yaklaşımdır ve sadece düşük seviyeli bir tasarım ya da ön tasarımda uygulanır.

Mevcut standartlarla sunulan tasarım yaklaşımı ve geleneksel tasarım kavramı arasında belirgin bir fark vardır. Geleneksel tasarımda özellikle basitleştirilmiş analizden söz ederken bir eşdeğer katsayı zemin hareketlerini tanımlayacak yeterli derecede ifade eden bir girdi parametresi olarak kullanılır ve bir güvenlik faktörü yapının boyutlarını kontrol etmek için belirlenir. Önerilen yaklaşımda tasarım, bir takım deprem hareketleri için davranış analizi vasıtasıyla uygun şekilde değerlendirilen yapının sismik performansına bağlıdır. Sismik davranışların hareket verisinin tanımlanmasından ziyade, önerilen standartlarda tasarım yapılması için esas oluşturmaktadır. Her davranış analizi için, en uygun girdi parametreleri basitleştirilmiş analiz için bir pik zemin ivmesi ve/veya pik zemin ivmesi ile açıklanan bir eşdeğer parametre gibi uygulamalı mekaniğe göre tanımlanan parametrelerdir. Bu nedenle her sismik davranış analizinde güvenlik faktörü kullanılmamalıdır. Geleneksel tasarım ve performansa dayalı tasarım arasındaki bu önemli fark, çeşitli sismik şartnamelerdeki tasarım standartları yorumlanırken akılda tutulmalıdır.

b) Basitleştirilmiş sismik analiz:

Basitleştirilmiş sismik analiz, basitleştirilmiş analize benzerdir. Bu analizde bir yapı, kayan bir rijit blokla idealleştirilir. Basitleştirilmiş dinamik analizde, kayan bloğun deplasmanı bloğun sürekli kayma işlevine başlayacağı limit durumun aşıldığı ivmelenme zaman süresi boyunca integrasyonu ile hesaplanabilir.

Deprem hareketlerinin etkileri genellikle bir yapının tabanında deprem hareketlerinin süre kayıtları dizisiyle gösterilir. Deprem hareketinin süre kayıtları önceki kısımda anlatılan konumsal etkilerinin basitleştirilmiş dinamik analizinden elde edilir. Kayan blok analizinde yapısal ve geoteknik durumlar kayma için bir başlangıç ivmesi ile gösterilir. Kayıcı blok analizinin istatistiksel özetinden elde edilen bir dizi amprik formüle Çizelge 3.13'ten ulaşılabilir. Bu formüllerde pik yer ivmesi ve hızı deprem hareketinin etkisini göstermek için kullanılmıştır.

Daha kapsamlı analizde yapısal ve geoteknik durumlar zemin-yapı sistemlerinin lineer olmayan FEM/FDM analizlerine dayanan bir dizi parametrik çalışmalar vasıtasıyla idealleştirilmiş ve sonuçlar, uygun yer değiştirme değerlendirmesinde kullanmak için sadeleştirilmiş diyagramlarda derlenmiştir.

c) Dinamik analiz:

Daha önce bahsedildiği gibi, dinamik analiz genelde FEM veya FDM metotları kullanılan zemin-yapı etkileşimine dayanır. Bu tür analizde deprem hareketlerinin etkileri, zemin-yapı sistemi için seçilen analiz sahasının tabanındaki deprem hareketlerinin bir dizi zaman serileriyle gösterilir. Bir yapı ister lineer isterse non-lineer olarak idealleştirilmiş olsun, yapının elastiklik limitine göre değişen deprem hareketinin düzeyine bağlıdır. Zemin ister eşdeğer lineer isterse bir etkin basınç modeli ile idealleştirilmiş olsun, tasarım depremi sırasında toprak dolgusu içindeki beklenen genleşme düzeyine bağlıdır.

Oldukça detaylı sonuçlar, zemin-yapı sistemindeki hasar durumlarını ve yer değiştirme/basınç/gerilme durumlarının mertebelerini içine alan zemin-yapı etkileşim analizinden elde edilmiştir. Bu tür analiz zaman zaman bir grup faktörlere duyarlı olduğu için uygun durumlarda ve uygun model deney sonuçları kullanarak uygulanabilirliğinin onaylanması özellikle istenir.

(2) Açık yüzlü kazık /çerçeve yapıları için analiz metotları:

a) Basitleştirilmiş analiz:

Açık yüzlü kazık/çerçeve yapılarının basitleştirilmiş analizi tipik olarak, kazıklı rıhtımların kazık/tabliye sistemleri veya kreyn çerçevesinin tekil serbestlik derecesi (SDOF) ya da çok serbestlik dereceli (MDOF) sistem ile idealleştirilmesiyle gerçekleştirilir.

Bu tip analizde, deprem hareketleri genelde davranış spektrumu ile gösterilir. Yapısal ve geoteknik durumlar tabliye-kazık sisteminin ve/veya kreynlerin sönümlleme faktörü ve bir rezonans frekansı ile gösterilir. Ayrıca bir süneklik faktörü de önerilebilir. Sedde/şev hareketi genelde ihmal edilebilir. SDOF/MDOF analizlerinin sonuçları, en azından L1 için yapısal performansın onarılabilir durumda olmasını sağlayan bir kazık-tabliye sistemi veya bir kreynin uygun limit durum davranışını değerlendirmek için kullanışlıdır.

b) Basitleştirilmiş dinamik analiz:

Açık yüzlü kazık/çerçeve sistemlerinin basitleştirilmiş dinamik analizinde kazık-tabliye yapısının veya kreynlerin SDOF veya MDOF analizi, düktilite faktörü/gerilme limitinin değerlendirilmesi için basit(pushover) analiz ile birleştirilmiştir. Sedde/şev hareketi çoğu kez ihmal edilmesine karşın zaman zaman kayıcı blok analizi ile hesaplanır. Bir kazıklı rıhtımın hareketi o suretle sedde/şev hareketinin ve yapısal deformasyonun toplamıyla hesaplanabilir. Zemin-yapı etkileşiminin etkileri hesaba katılmaz ve bu sebeple bu analizde bir sınırlama vardır. Kazıklı rıhtımlar ve kreynler arası etkileşim, MDOF analizi ile göz önüne alınabilir. Yer değiştirme, düktilite faktörü/gerilme ve eğilme ya da bükülmenin yeri genellikle bu

kategorideki analizin bir sonucu olarak elde edilir. İstinat duvarlarının/seddelerin/şevlerin kayması ile ilgili hasar türleri değerlendirilmez fakat farz edilir ve bu yüzden bu tip analizde bir başka sınırlama vardır.

c) Dinamik analiz:

Dinamik analiz genelde FEM/FDM metotları kullanılan zemin-yapı etkileşimine dayanır. Benzer yorumlar zemin/istinat yapılarının dinamik analizinde olduğu gibi açık yüzölçü kazık yapıları ve kreynler için de yapılabilir.

3.5.4 Analizin Girdi ve Çıktıları

Çizelge 3.14, çeşitli tipteki analizler için istenen başlıca girdi parametrelerini göstermektedir. Sonuçların güvenilebilirliğini sadece analiz tipine değil girdi parametrelerine de bağlıdır. Daha kapsamlı analiz için eksiksiz geoteknik araştırmalara dayanan verilerin kullanılması idealdir. Bununla beraber, tasarımda kullanılacak kumlu zemin örnekleri için yerinde dökme zemin dondurma tekniğini de içeren en üst düzey geoteknik araştırmaların istenmesi pratik olmayabilir. En kapsamlı metotlar için bazı parametreler, SPT sonuçlarını kullanarak ve incelenen alandaki yüksek düzeyli geoteknik araştırmalarla kalibre edilen amprik bağıntılara dayanarak değerlendirilebilir.

Çizelge 3.15 ve 3.16, analizlerden başlıca çıktıları göstermektedir. Açıkça görüldüğü üzere sismik performansa ait daha fazla parametreler daha kapsamlı analizle değerlendirilebilir. Bu çıktılar, hasarın büyüklüğünü ifade eden nihai göstergelerdir. Performans değerlendirmesi 4.Bölümde anlatılan hasar kriteri ile bu çıktıların karşılaştırılmasıyla bitirilebilir.

Önerilen hasar kriterindeki yer değiştirmelerin/ düktilite/gerilme sınırlarının, kabul göreceği sanılan genel kaideler olarak kullanılacağı düşünülmüştür. Yine de bu değerlerin aşılması, performansın kabul edilmeyeceği manasına gelmez. Mühendislik muhakemesi, liman tesisleri için deformasyon/ basınç-gerilme durumlarının büyüklüğü ve bunun üç boyutlu dağılımının performans gereksinimleriyle ve sonuçlarıyla kontrol edildiği temel esaslarla durum hakkında yapılmalıdır.

En son olarak başlangıç yatırımının ekonomikliği, hasar riski ve işletme hasarının sonuçları göz önünde bulundurulmalıdır. Eğer değerlendirilen sismik performans, kriterdekenden düşükse, iyi bir performans beklenir. Eğer sismik performans kriterdekenden büyükse, performans amaçlarının sağlanacağını kanıtlamak mühendise kalmıştır.

Çizelge 3.13 Referanslar ve analiz metodlarının listesi

Analiz tipi	Basitleştirilmiş analiz			Basitleştirilmiş dinamik analiz		Dinamik analiz
	Analiz metodu	Başlangıç seviyesi değerlendirilmesi için pseudo-statik metod	Yer değiştirmenin büyüklük değerlendirilmesi için amprlik/pseudo	Kayna sonucu oluşan yer değiştirme için Newmark tipi analiz	Yer değiştirmeyi değerlendirmek için parametrik çalışmalara dayanan basitleştirilmiş diyagram	
Ağırlık tipi rıhtım duvarı Palplanş tipi rıhtım duvarı Keson tipi rıhtım duvarı Kazıklı rıhtımın sedde/şev/istinat duvarı Dalgakıran	Referans	Ebeling & Morrison (1992) Tsinker (1997) Japan Port and Harbour Association (1999)	Uwabe (1983) (sıvılaşma yok) Gazetas ve diğerleri (1990) (palplanş duvarlar için) lai (1998a) (sıvılaşma var)	Newmark (1965) (seddeler için) Franklin & Chang (1977) (seddeler için) Richards & Elms (1979) (ağırlık duvarları için) Whitman & Liao (1984) (ağırlık duvarları için) Towhata & Islam (1987) (palplanş duvarlar için) Steedman (1998) (ağırlık ve palplanş duvarlar için)	Dickenson & Yang (1998) (ağırlık duvarları için, sıvılaşma tedbirleri) lai ve diğerleri (1999) (ağırlık duvarları için, sıvılaşma var/yok) McCullough & Dickenson (1998) (palplanş duvarlar için, sıvılaşma tedbirleri)	FEM / FDM 2D Lineer geoteknik modelleme (FLUSH) Non-lineer geoteknik modelleme (FLIP) Lysmer ve diğerleri (1975) (eşdeğer lineer/toplam basınç) lai (1998b) (non-lineer/etkin basınç)
Kazıklı rıhtımın kazık ve tabliyesi	Analiz metodu	Elastik limit davranış değerlendirilmesi için davranış spektrum metodu		Pushover ve davranış spektrum metodları		FEM / FDM 2D Lineer geoteknik modelleme (FLUSH) Non-lineer geoteknik modelleme (FLIP) Lysmer ve diğerleri (1975) (eşdeğer lineer/toplam basınç) lai (1998b) (non-lineer/etkin basınç) Ferritto ve diğerleri (1999) (non-lineer)
	Referans	Ferritto (1997) Werner (1998) Yokota ve diğerleri (1999) Ferritto ve diğerleri (1999)		Ferritto (1997) Werner (1998) Yokota ve diğerleri (1999) Ferritto ve diğerleri (1999)71		

Çizelge 3.14 Analiz için başlıca girdi parametreleri

Analiz tipi	Basitleştirilmiş analiz		Basitleştirilmiş dinamik analiz		Dinamik analiz
	Metot	Pseudo-statik/ampirik metodlar	Newmark tipi metod	Parametrik çalışmalara dayanan basitleştirilmiş diyagramlar	
Ağırlık rıhtım duvarı	Tasarım parametreleri	k_c : eşdeğer sismik katsayı k_i : başlangıç sismik katsayısı (sıvılaşmaya müsait bir alan için bir duvarın konumu ve boyutlarına ilişkin sıvılaşabilen zeminin geometrik büyüklüğü)	Ampirik denklemler: a_{max} : maksimum ivme v_{max} : maksimum hız Süre kayıtlı analizi: deprem hareketlerinin zaman kayıtları a: başlangıç ivmesi	a_{max} : ana kayadaki maksimum ivme Duvar en kesiti SPT-N değerlerini de içeren indeks özellikleri	Analiz bölgesinin taban sınırındaki deprem hareketlerinin süre kayıtları Duvar en kesiti Eşdeğer lineer geoteknik analiz için: G/G_0 - γ ve D- γ eğrileri Non-lineer geoteknik analiz için: Drene olmamış dairesel özellikler ve G,K:
	Girdi parametreleri	a_{max} ve sıvılaşma potansiyeli içeren konumsal davranış analizinin sonuçları duvar en kesiti c ve ϕ 'yi de içeren geoteknik parametreler: kohezyon ve zeminin içsel sürtünme açısı; μ_b ve ξ : duvarın tabanı ve arkasındaki sürtünme açısı; zemin su seviyesi			Pseudo-statik ve basitleştirilmiş analiz için geoteknik parametrelere ek olarak kesme ve hacim modülü
Palpans rıhtım duvarı	Metot	Pseudo-statik/ampirik metodlar	Newmark tipi metod	Parametrik çalışmalara dayanan basitleştirilmiş diyagramlar	FEM / FDM
	Tasarım parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarınınki ile aynı	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarınınki ile aynı	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarınınki ile aynı	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarınınki ek olarak palpans, bağlama kirişi ve ankraj için boyutlar ve malzeme ile ilgili parametreler Lineer yapısal analiz için: EI, EA, eğilme gerilmelerini içeren elastisite parametreleri Non-lineer yapısal analiz için: eğilme gerilmesi, M- ϕ eğrisi
Kazıklı rıhtım	Metot	Davranış spektrum metodu	Pushover ve davranış spektrumu metodları		FEM / FDM
	Tasarım parametreleri	Kazık-tabliye yapısı: Tasarım davranış spektrası Elastik limit veya izin verilen gerilme seviyesindeki direnç $\beta = 4 \sqrt{\frac{K_{h-alt} \times B}{4EI}}$ Sedde/istinat duvarı: Ağırlık tipi rıhtım duvarlarınınki ile aynı		Pseudo-statik metodunkine ek olarak, kazık-tabliye yapısının eğilme ve nihai gerilme durumlarını içeren, yapının limit durumunu ifade eden malzeme parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarınınki ek olarak, kazık-tabliye yapısı için boyutlar ve malzeme ile ilgili parametreler: Lineer yapısal analiz için: EI, EA, eğilme gerilmelerini içeren elastisite parametreleri Non-lineer yapısal analiz için: eğilme gerilmesi, M- ϕ eğrisi

Çizelge 3.14 Devam

	Girdi parametreleri	Konumsal davranış analizi ve sınırlama potansiyeli tahmininin sonuçları Kazık-tabliye yapısı: EI, EA, B, izin verilen basınç, kazıklar ve tabliye için boyutlar ve malzeme parametreleri $k_{p,sti}$: yanıl direnç katsayısı veya p-y eğrisi ağırlık/palplanş tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri	Yukardaki ile aynı	
Keson rıhtım duvarı	Metot	Pseudo-statik metot	Newmark tipi analiz	FEM / FDM
	Tasarım parametreleri	Toplam stabilite için: ağırlık/palplanş tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri	Pseudo-statik metodunkine ek olarak, keson yapısının eğilme ve nihai gerilme durumlarını içeren, yapının limit durumunu ifade eden malzeme parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri: Lineer yapısal analiz için: elastik malzeme parametreleri (EI, EA, eğilme gerilmesi) Non-lineer yapısal analiz için: eğilme gerilmesi, $M-\phi$ eğrisi
	Girdi parametreleri	Toplam stabilite için: ağırlık/palplanş tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri Yapısal performans için aynı: elastik limit/izin verilen basınç Konumsal davranış analizi ve sınırlama potansiyeli tahmininin sonuçları Toplam stabilite için: ağırlık/palplanş tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri Yapısal performans için aynı: elastik limit/izin verilen basınç	Yukardaki ile aynı	
	Metot	Davranış spektrum metodu	Pushover ve davranış spektrum metotları	FEM veya çerçeve analizi
Kreyn	Tasarım parametreleri	Tasarım davranış spektrası Elastik limit veya izin verilen basınç seviyesindeki direnç	Pseudo-statik metodunkine ek olarak, keson yapısının eğilme ve nihai gerilme durumlarını içeren, yapının limit durumunu ifade eden malzeme parametreleri	Kreynin boyutları ve malzeme parametreleri Kreyn sistemi ve rıhtım duvarının yapısal etkileşim analizi için: konu ile ilgili rıhtım duvarı analizi ile aynı
	Girdi parametreleri	Konumsal davranış analizi ve sınırlama potansiyeli tahmininin sonuçları Boyutlar ve malzeme parametreleri	Yukardaki ile aynı	Yalnız kreyn davranışı için: kreyndeki, girdi deprem hareketlerinin süre kayıtları
Dalga kuran	Metot	Pseudo-statik metot	Newmark tipi metot	FEM / FDM
	Tasarım parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri
	Girdi parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri	Ağırlık tipi rıhtım duvarlarının konu ile ilgili parametreleri

Çizelge 3.1.5 Çıktı analizi

Analiz / Performans	Analiz tipi	Basitleştirilmiş analiz	Basitleştirilmiş dinamik analiz	Dinamik analiz
	Performans derecesi	C mertebesi L1: Onarılabilir L2: Çevrede olumsuz etkilere izin vermeden göçme	B mertebesi L1: Servis verilebilir L2: Göçmeye yakın	A mertebesi L1: Servis verilebilir L2: Onarılabilir(A mertebesi) / Servis verilebilir(B mertebesi)
Ağırlık tipi rıhtım duvarı		Başlangıç limiti Yer değiştirme büyüklüğünün mertebesi	Duvar yer değiştirmesi	Davranış/hasar türleri Pik ve kalıcı yer değiştirmeler
Palplanş tipi rıhtım duvarı		Başlangıç limiti Yer değiştirme büyüklüğünün mertebesi	Duvar yer değiştirmesi gerilme / düktilite	Davranış/hasar türleri Pik ve kalıcı yer değiştirmeler, gerilme/düktilite
Kazıklı rıhtım		Kazıklı tabliye: başlangıç limiti Sedde / istinat duvarı: başlangıç limiti Yer değiştirme büyüklüğünün mertebesi	Kazıklı tabliye: Yer değiştirmeler, gerilme/düktilite	Davranış/hasar türleri Pik ve kalıcı yer değiştirmeler
Keson tipi rıhtım duvarı		Başlangıç limiti Yer değiştirme büyüklüğünün mertebesi	Duvar yer değiştirmesi	Davranış/hasar türleri Pik ve kalıcı yer değiştirmeler, gerilme/düktilite
Kreyn		Başlangıç limiti	Yer değiştirme gerilme/düktilite	Davranış/hasar türleri Pik ve kalıcı yer değiştirmeler, gerilme/düktilite
Dalgakıran		Başlangıç limiti	Yer değiştirme	Davranış/hasar türleri Pik ve kalıcı yer değiştirmeler, gerilme/düktilite

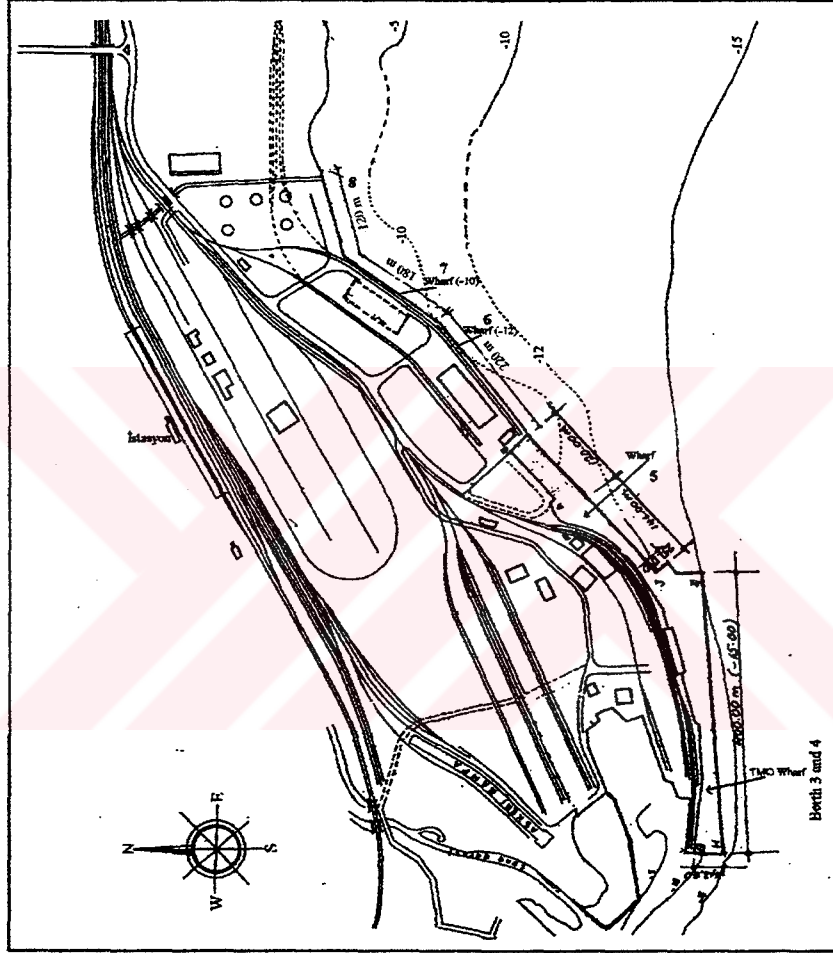
Çizelge 3.16 Dinamik analizden çıkan sonuçlar

		Yapısal modelleme	
Geoteknik modelleme		Lineer	Non-Linear
	Lineer (eşdeğerlineer)	Pik Davranış Yer değiştirme / gerilme	Yapının hasar türü Pik ve kalıcı yer değiştirme/düktilitite faktörü/yapılar için gerilmeler (zeminin kalıcı yer değiştirmesinden dolayı hiç bir etkinin olmadığı düşünülerek)
	Non-linear	Zemin hareketlerinden dolayı hasar türü Pik ve kalıcı yer değiştirme/zemin hareketinden oluşan gerilmeler (yapının elastik kaldığı düşünülerek)	Zemin-yapı sistemlerinin hasar türü Pik ve kalıcı yer değiştirme/düktilitite faktörü/ zeminin kalıcı yer değiştirmesinden dolayı oluşan etkileri içeren gerilmeler

4. DERİNCE LİMANI ÖRNEĞİ

4.1 Derince Limanının Tanımı

Derince limanı Genel Vaziyet Planı Şekil 4.1’de verilmiştir. Şekil üzerinde Rıhtımlar 3, 4, Ro-Ro 5, Ro Ro 5-6, 6 ve 7 olarak isimlendirilmiştir. Bunlarda 6 ve 7 numaralı rıhtımlar blok rıhtım olarak, diğerleri ise kazıklar üzerine oturtulmuş beton tabliye rıhtım biçiminde inşa edilmiş durumdadır.



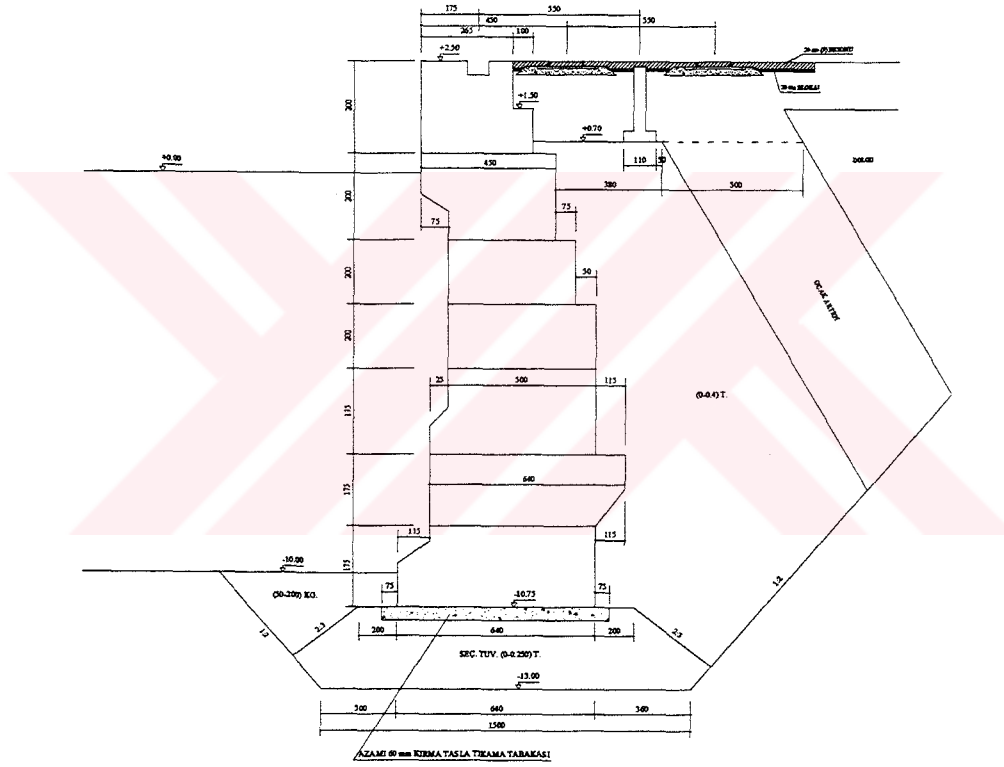
Şekil 4.1 Derince limanı genel vaziyet planı

Beton blok rıhtımlar (0-0.25) ton kategoride anroşman temel üzerine oturtulmuşlardır. Rıhtım önleri (50-200) kg önlük anroşmanı ile takviye edilmiştir. Rıhtım arkasında üç değişik kategoride malzeme kullanılmıştır. Bunlar (0-0.4) ton kategoride anroşman dolgu malzemesi ocak artığı ve dolgu malzemesidir (Şekil 4.2, 4.3 ve 4.4).

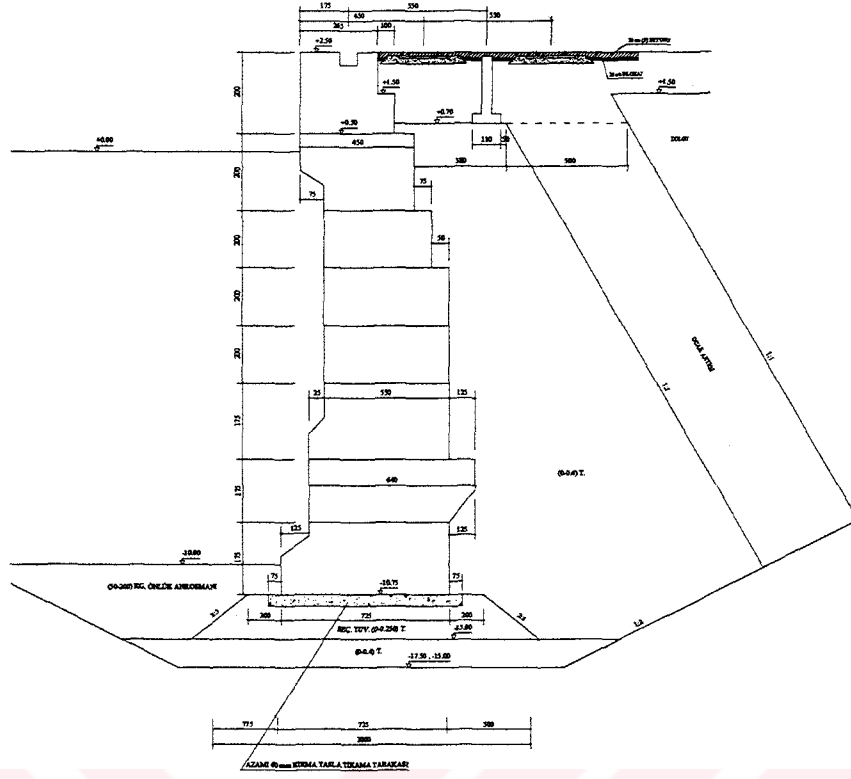
İkinci grup yapılar 1980 yılından sonra inşa edilen kazıklı rıhtım tipi yapılardır. Bunlar beton bloklı rıhtım sınırı ile eski liman arasında kalan kıyı bandında inşa edilmişlerdir (Şekil 4.5 ve 4.6)

Bunlar;

- 400 m uzunluğunda çelik kazıklarla teşkil edilen rıhtım
- 27 m genişliğinde kazıklar üzerine oturtulan kapak atma rampası
- 140 m uzunluğunda $\phi 30$ çelik palplanj ve $\phi 24$ çelik kazıklı olarak inşa edilen yaslanma rıhtımıdır.

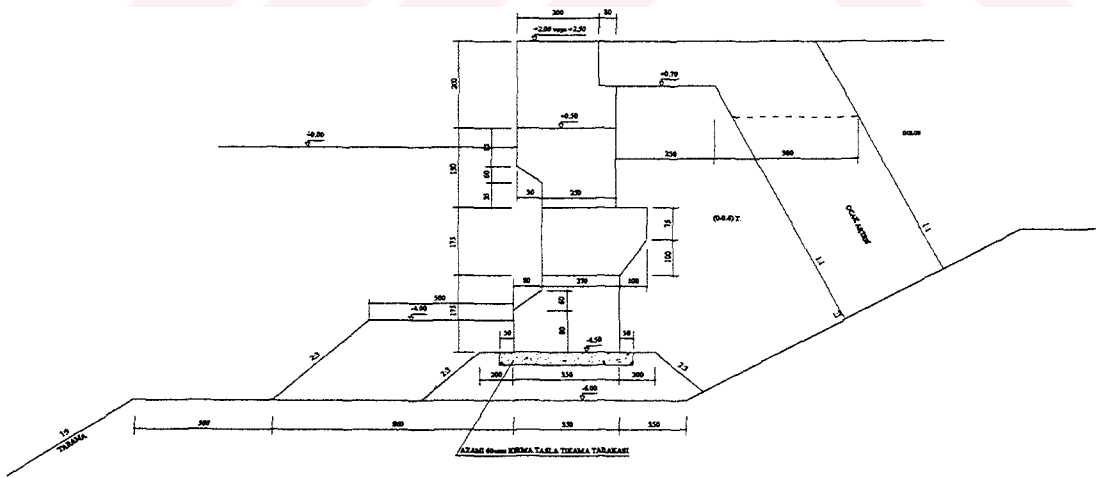


Şekil 4.2 (-10.00) m'lik 7 no'lu rıhtım

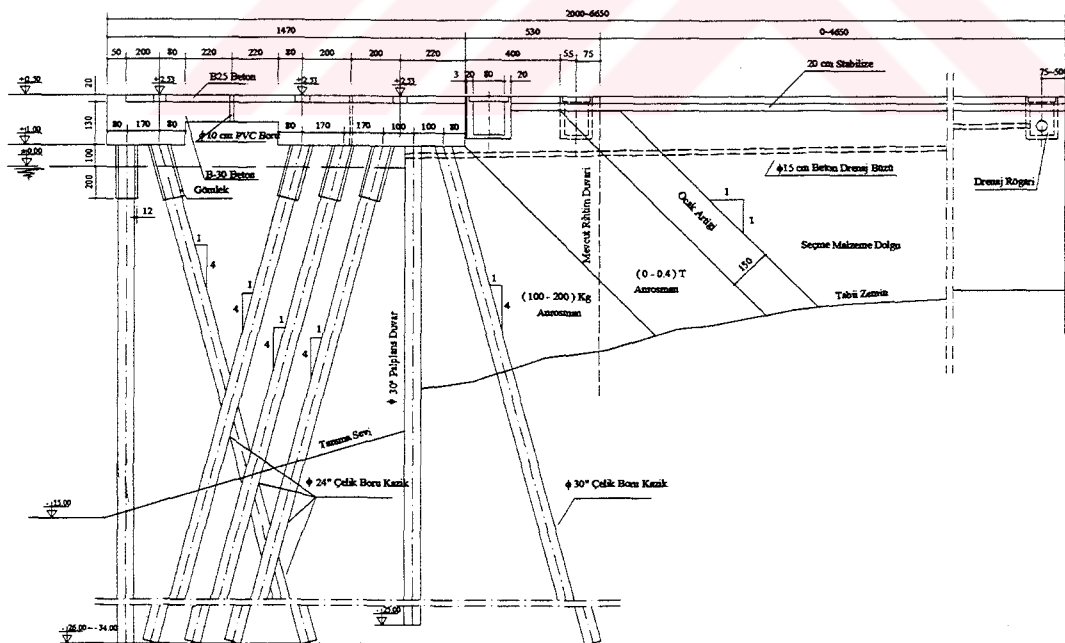


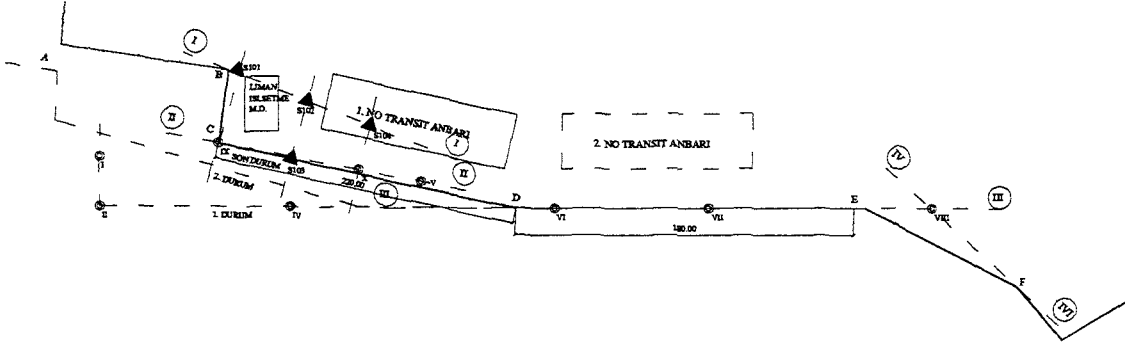
Şekil 4.3 (-12.00) m' lik 6 no'lu rıhtım

A-B ve E-F RİHTIMI TIP ENKESİTİ 1/100



Şekil 4.4 (-4.00) m'lik 8 no'lu rıhtım





Şekil 4.7 Sondaj vaziyet planı

Geoteknik Durum

Bloklu rıhtımlarda inşaat öncesi yapılan sondajları gösteren vaziyet planı Şekil 4.7’de verilmiştir.

-12 m lik bloklu rıhtım (CD Rıhtım):

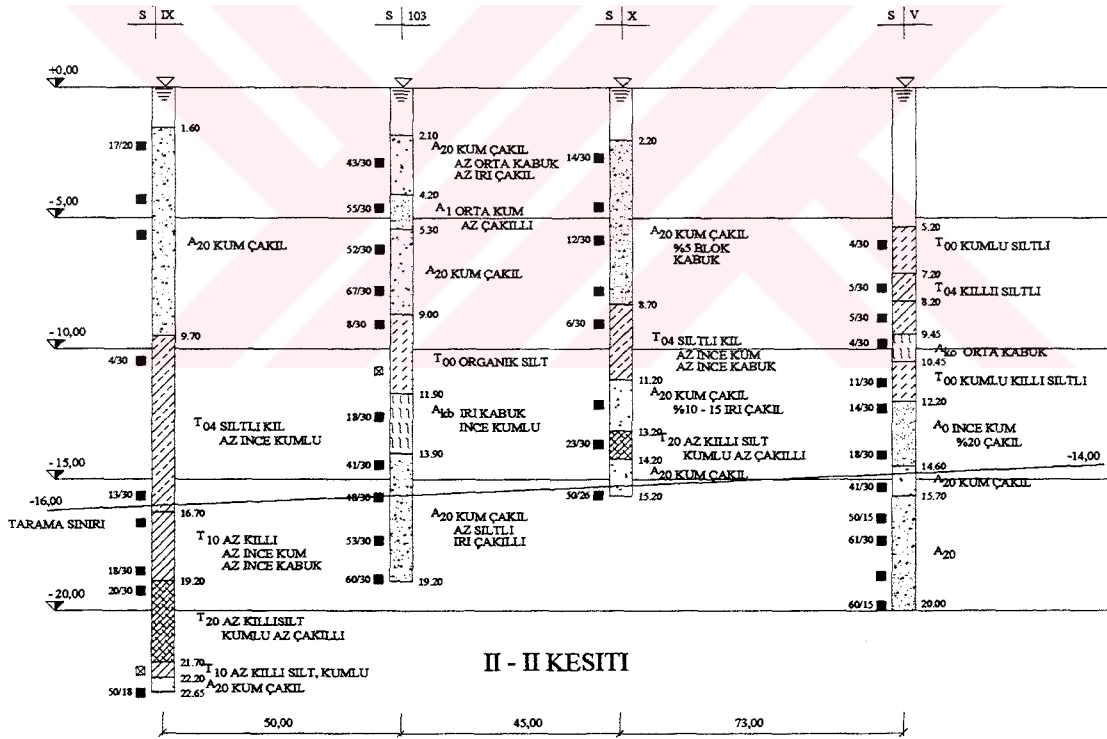
İnşaat öncesi yapılan sondaj çalışmalarında rıhtım altında yer alan zemin profili (Şekil 4.8) incelendiğinde yaklaşık -17 m derinlikte taşıyıcı nitelikte zemine rastlanmış olup, bloklu rıhtım için yapılan stabilite tahkikleri sonucunda rıhtım altının zemin koşullarının en gayri müsait olduğu C köşesinde (S-IX) -17.5 m olacak şekilde %2 eğimle D köşesinde -15 m derinliğe kadar 19 m genişliğinde kanal taraması önerilmiş ancak tarama ekipmanının kapasitesi -16 m taramaya elverişli olduğundan önerilen derinliğe inilememiştir. Ayrıca 1994 yılı sonunda bu rıhtımda meydana gelen yatay ve düşey deformasyonlar nedeniyle yapılan incelemelerde rıhtımlarda kullanılan 5 ve 35 tonluk vinç ve demiryolu yüklerinin projelendirme esnasında göz önüne alınmadığı görülmüş ve vinç raylarında (üst yapıda) onarım yapılmıştır, ancak kalıcı bir çözüme gidilememiştir. -12 m’lik rıhtım arkasındaki geri sahada 1 no’lu transit ambarının bulunduğu bölgede sıvılaşma gözlemlenmiştir (Şekil 4.9). Rıhtım arkasında kullanılan dolgu malzemesi dere ağzından taranarak dökülmüş çakıllı kum olup yaklaşık 10 m kalınlığındadır. Sıvılaşma ambar binası etrafında düzenli bir hat boyunca izlenmiştir.

-10 m'lik bloklu rıhtım (DE Rıhtımı):

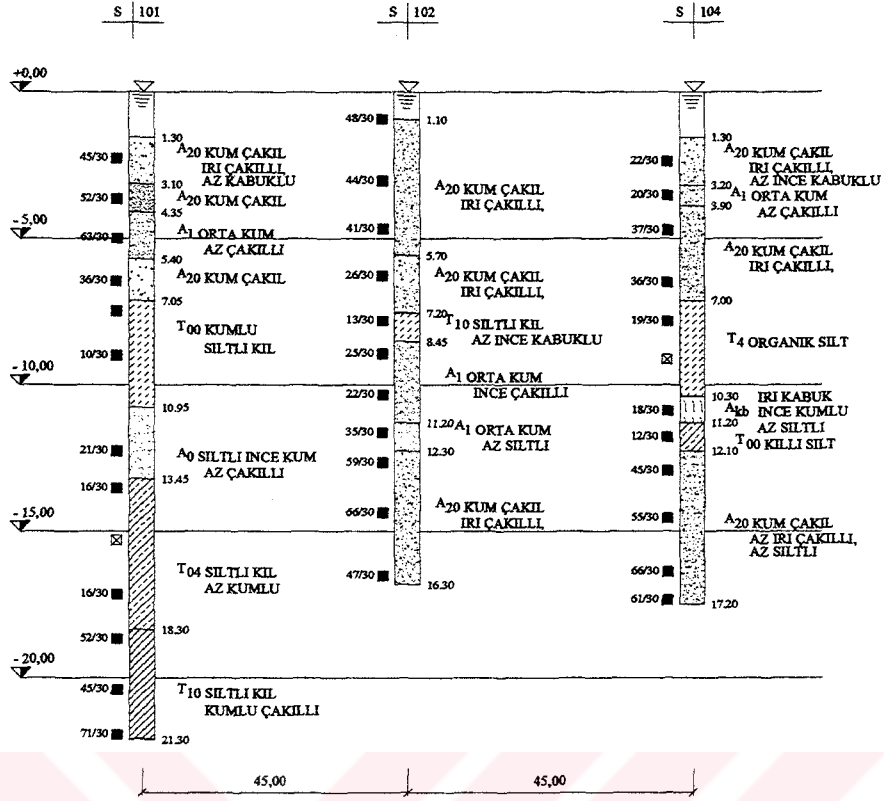
İnşaat öncesi yapılan zemin etütleri sonucunda (Şekil 4.10) bu rıhtım altının -13 m'ye taranması önerilmiş olup tarama sonrası önerilen derinliğe inildiği söylenebilir. 1995 yılında CD rıhtımda bahsedilen deformasyonlar bu rıhtımda da meydana gelmiş ve o dönemde yapılan tahkiklerde proje safhasında vinç yüklerinin göz önüne alınmadığı belirlenmiştir.

-4 m'lik bloklu rıhtım (EF Rıhtımı):

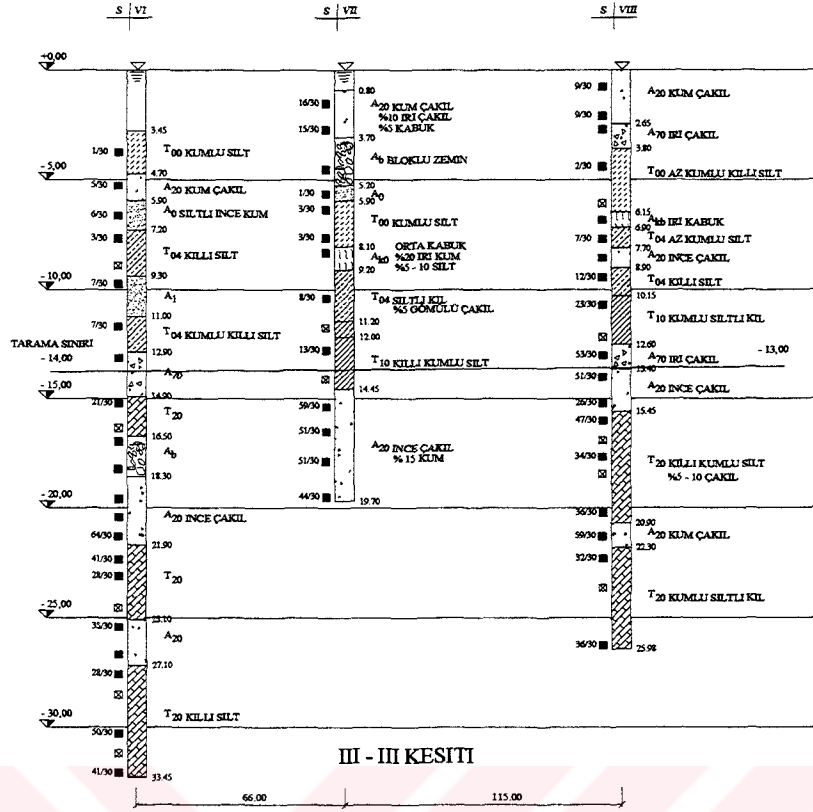
İnşaat öncesi yapılan zemin etütleri sonucunda (Şekil 4.11) E köşesinin -13 m ye ve F köşesinin ise -6 m ye taranması önerilmiş ancak tarama esnasında rastlanan engeller nedeniyle yer yer istenilen derinliğe inilmediği belirlenmiştir.



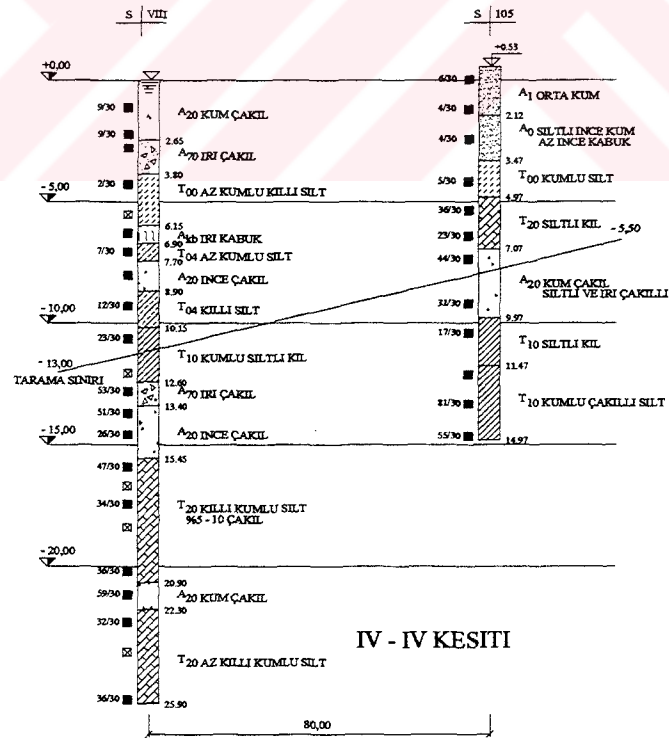
Şekil 4.8 II-II kesitinde zemin profili (6 no'lu rıhtım)



Şekil 4.9 I-I kesitinde zemin profili



Şekil 4.10 III-III kesitinde zemin profili (7 no'lu rıhtım)



Şekil 4.11 IV-IV kesitinde zemin profili (8 no'lu rıhtım)

4.2 Hasar Tesbiti

Limanda yapılan hasar tespit çalışmalarından aşağıdaki sonuçlar belirlenmiştir;

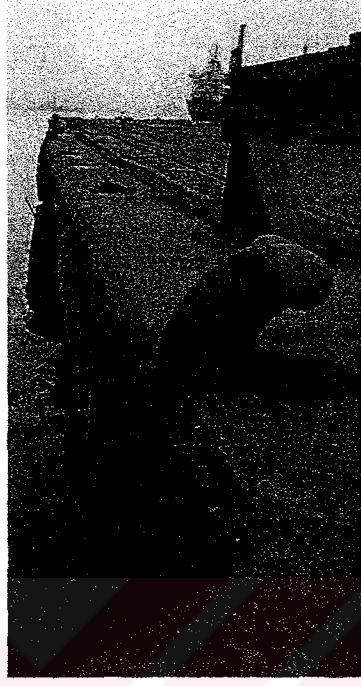
- 1- Derince limanında mevcut -10.00 m ve -12.00 m derinlikli rıhtımlar gerisinde yer alan transit ambar binaları deprem nedeniyle hasar görmüş durumdadır. Binaların betonarme çerçevelerinin deforme olarak deniz tarafına doğru eğildiği ve çerçeve kolonlarının temellere yakın noktalarda deprem etkisiyle kırıldığı görülmüştür. Ambar binalarında dış cephe duvarları çatlamış ve kırılmıştır (Şekil 4.12).



Şekil 4.12 Ambarlar ve sivilaşma

- 2- 8 no'lu -4.00 m derinliği bloklu rıhtım geri sahasında kronmana paralel, tesisat kanalları arkasında çatlaklar ve yarılmalar tespit edilmiştir.

3- 8 no'lu rıhtım kronmanı doğrultusunda rıhtım ortalarında denize doğru deplasman yapmıştır (Şekil 4.13).



Şekil 4.13 Bloklu rıhtımlarda denize doğru eğilme

- 4- 7 no'lu rıhtım geri sahasındaki oturmalar nedeniyle kronman üst kotu ile geri saha kotu arasında 70 cm ye varan farklılıklar gözlenmiştir.
- 5- Bu durum nedeniyle 7 no'lu rıhtım üzerinde çalışan vinçlerin deniz tarafındaki ayakları raydan çıkmış ve vinçler işletme dışı kalmışlardır.
- 6- 7 no'lu rıhtım doğrultusu boyunca denize doğru deplasman yapmıştır. Bu deplasman nedeniyle rıhtım kronmanı ile geri saha kaplaması arasında 10-40 cm'ye varan açılmalar meydana gelmiştir.
- 7- 8 no'lu rıhtım gerisinde yer alan sahadaki oturmaların etkisiyle, bu rıhtım üzerinde çalışan vinçler işletme dışı kalmış, 1 adedi yıkılarak kısmen ambar binası üzerine devrilmiştir.
- 8- Bloklu rıhtımlarda yay biçiminde denize doğru ötelenme meydana gelmiştir. Bu ötelenme yaklaşık 40 cm civarındadır.
- 9- 7 ve 8 no'lu rıhtımlar arkasında rıhtıma dik ve paralel yarıklar oluşmuş, demiryolu hattı ve saha kaplamaları yer yer hasar görmüştür.

10- 4-5 nolu Ro- Ro rıhtımlarında kazık başlarında kırıklar meydana gelmiş ve üst tabliyeden ayrılmışlardır (Şekil 4.14).

11- Kazıklı olarak inşa ettirilen tahıl rıhtımının İstanbul tarafındaki uç anolarında deprem sırasındaki farklı yatay deformasyonlar nedeniyle vinç rayları akslarında 2-3 cm'ye varan ötelenmeler meydana gelmiştir. Bu durum bu kesimlerde çalışan vinçlerde deniz tarafındaki raylara basan ayakların hattan çıkmasına ve işletme dışı kalmalarına sebep olmuştur.



Şekil 4.14 Rıhtım 4 ve 5 arasında bulunan Ro Ro iskelesi altında rıhtımdan 4. sırada bulunan hasarlı kazık başlarından birinin su düzeyinden görünüşü

12- Derince limanı dolgu alanında deprem nedeniyle sıvılaşma meydana gelmiştir. Yüzeye çıkan kumlar özellikle transit ambarların çevresinde birikmiştir. Dolgu alanda 0.40-1.00 m mertebelerinde oturmalar meydana gelmiştir.

13- Gerek TMO tarafından inşa edilen yanaşma tesisleri ile 7 no'lu rıhtım arkasında kalan ve TCDD tarafından inşa ettirilen kazıklı rıhtım arkasındaki dolgu alanlarında oturmalar ve bu oturmalarla ilgili olarak saha kaplamalarında açılma kırılma ve yarıklar oluşmuştur.

4.3 Kapalı Yanaşma Yapılarının Boyutlandırılması

4.3.1 Vinç Yüğü Etkisi Gözönüne Alınmadan 1975 Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırma

Hesaplamalar 1973 yılında “Derince Rıhtım Tevsii Tatbikat Projesi”nden 1975 yılında yayımlanan deprem yönetmeliğine göre yapılmıştır ve aşağıda özetlenen sonuçlar elde edilmiştir.

Normal Halde :

Düşey kuvvetler $\sum V = 139.50 \text{ t/m}$

Yatay kuvvetler $\sum H = 38.78 \text{ t/m}$

Devirme momenti $\sum M_D = 265.59 \text{ tm/m}$

Karşı koyan moment $\sum M_M = 711.45 \text{ tm/m}$

Devirme emniyeti $D_{em} = 2.20$

Kayma emniyeti $K_{em} = 1.84$

Deprem Halinde :

$\sum V = 139.50 \text{ t/m}$

$\sum H = 71.21 \text{ t/m}$

$\sum M_D = 430.05 \text{ tm/m}$

$\sum M_M = 713.60 \text{ tm/m}$

$D_{em} = 1.53$

$K_{em} = 1.02$

4.3.2 Vinç Yüğü Etkisi Gözönüne Alınarak 1975 Deprem yönetmeliğine Göre Boyutlandırma

Vinç yükleri :

Vinç	Maksimum köşe yükleri	Teker araları	Bir köşedeki teker sayıları	Çizgisel yük
5 tonlu	42.8 t	0.81 m	2 ad.	$\frac{42.8}{2 \cdot 0.81} = 26.40 \text{ t/m}$
35 tonluk	141.3t	1.02 m	6 ad.	$\frac{141.3}{6 \cdot 1.02} = 23.088 \text{ t/m}$

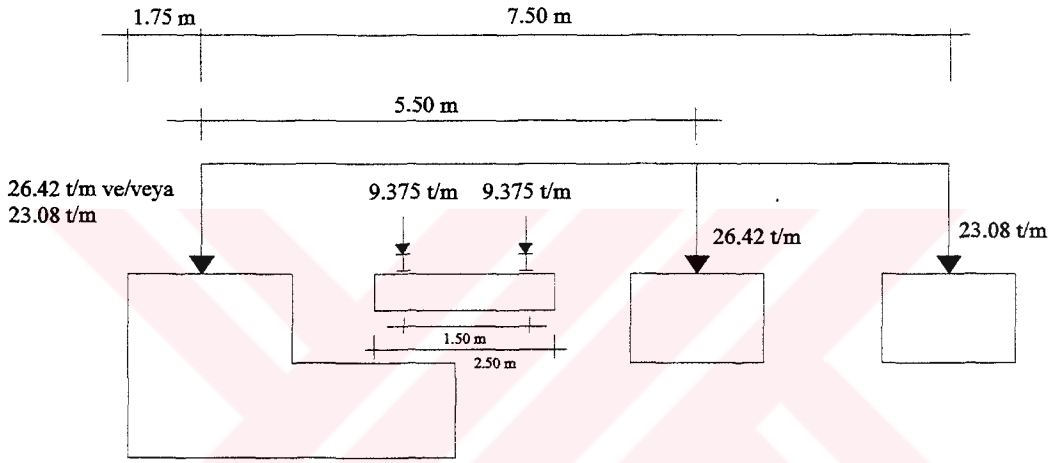
Demiryolu yükleri:

Lokomotif dingil yükü = 25 ton

Teker araları = 1.6 m

Titreşim katsayısı = 1.2

$$\text{Çizgisel yük} = 1.2 * \frac{25}{2 * 1.6} = 9.375 \text{ t/m}$$



Şekil 4.15 Vinç yükleri

Karayolu yükleri:

DIN 1072 Alman Şartnamesine göre SLW ağır kamyon yükü durumunda 6 m uzunluğunda ve 3 m genişliğindeki alana 3.33 t/m² ye eşdeğer düzgün yayılı yük etkimesi gözönüne alınmaktadır. Bu durumda demiryolu yükü ve 3.0 t/m² lik saha yükü daha elverişsiz olduğundan bu yükleme durumu hesaplarda gözönüne alınmamıştır.

Çizelge 4.1 5 tonluk vinç kirisinin rıhtıma etkisi hesabı

Nokta No	Nokta n kotu	h=0.50-kot	a	$\beta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{a}{h} \right)$	$\alpha + \beta = \text{tg}^{-1} \left(\frac{a + 1.10}{h} \right)$	$\alpha = (\alpha + \beta) - \beta$	$\alpha + 2\beta$	$\sin \alpha$	$\cos(\alpha + 2\beta)$	$\sin \alpha^*$ $\cos(\alpha + 2\beta)$	$\alpha + \sin \alpha^*$ $\cos(\alpha + 2\beta)$	$\alpha - \sin \alpha^*$ $\cos(\alpha + 2\beta)$	Q/π	$\sigma_x = \frac{q}{\pi}$ XII	$\sigma_z = \frac{q}{\pi}$ *XI
-	(I)	(II=0.50-I)	(III)	$(\text{IV} = \text{tg}^{-1} \cdot \frac{\text{III}}{\text{II}})$	(V)	$(\text{VI} = \text{V} - \text{IV})$	$(\text{VII} = \text{V} + 2 \cdot \text{IV})$	$(\text{VIII} = \sin \text{VI})$	$(\text{IX} = \cos \text{VII})$	$(\text{X} = \text{VIII} \cdot \text{IX})$	$(\text{XI} = \text{VI} + \text{X})$	$(\text{XII} = \text{VI} - \text{X})$	$(\text{XIII} = 30 / \pi)$	$(\text{XIV} = \text{XIII} \cdot \text{XII})$	$(\text{XV} = \text{XIV} \cdot \text{XI})$
A	-2.00	2.50	1.95	0.662	0.884	0.222	1.546	0.220	0.025	0.005	0.227	0.217	9.549	2.072	2.168
B	-2.00	2.50	1.20	0.448	0.744	0.296	1.192	0.292	0.370	0.108	0.404	0.188	9.549	1.795	3.858
C	-4.50	5.00	1.20	0.236	0.431	0.195	0.667	0.194	0.786	0.152	0.347	0.043	9.549	0.411	3.314
D	-4.50	5.00	0.45	0.090	0.301	0.211	0.391	0.209	0.925	0.193	0.404	0.018	9.549	0.172	3.858
E	-6.50	7.00	0.45	0.064	0.218	0.154	0.282	0.153	0.961	0.147	0.301	0.007	9.549	0.067	2.874
F	-6.50	7.00	0.00	0.000	0.156	0.156	0.156	0.155	0.988	0.153	0.309	0.003	9.549	0.029	2.951
G	-8.50	9.00	0.10	0.011	0.133	0.122	0.144	0.122	0.990	0.121	0.24	0.001	9.549	0.010	-
H	-10.50	11.00	0.60	0.054	0.153	0.099	0.207	0.099	0.979	0.097	0.196	0.002	9.549	0.019	-
I	-12.50	13.00	0.60	0.046	0.130	0.084	0.176	0.084	0.985	0.083	0.167	0.001	9.549	0.010	-

Çizelge 4.1’de birinci sütun su seviyesine ve ikinci sütun geri dolgu kotuna göre verilmiştir; on üçüncü sütundaki $q = 30 \text{ N/m}^2$ cevher rıhtım yayılı yüküdür. (Ekinci, 1990)

1.Hal:

5 tonluk vinç kirişinin 26.42 t/m ’lik teker yükü ile yüklendiği durumda vinç kirişinin rıhtıma etkisi (Vinç kirişi altında 3.0 t/m^2 ’lik basınç durum)

Rıhtım bloklarına gelen düşey yükler:

$$V = \frac{2.17+3.86}{2} * 0.75 + \frac{3.31+3.86}{2} * 0.75 + \frac{2.87+2.95}{2} * 1.10$$

$$V = 8.15 \text{ t /m}$$

Rıhtım bloklarına gelen yatay itki:

$$H = 0.5 * 2.07 * 2.50 + 0.41 * 2.50 + 0.5 * 1.39 * 2.50 + \frac{0.17+0.07}{2} * 2$$

$$H = 5.59 \text{ t /m}$$

Devirme momenti:

$$M_D = 0.5 * 2.07 * 2.50 * \left(10.50 + \frac{2.50}{3} \right) + 0.41 * 2.50 * (8.0 + 1.25) + 0.5 * (1.8 - 0.41) * 2.5 * \left(8.0 + \frac{2}{3} * 2.5 \right) + \frac{0.17+0.07}{2} * 2.0 * 7.0$$

$$M_D = 57.29 \text{ tm/m}$$

Karşı koyan moment:

$$M_M = 3.015 * 0.75 * \left(1.30 + 0.75 + 4.75 - \frac{0.75}{2} \right) + 3.585 * 0.75 * \left(1.30 + 0.75 + 5.50 - \frac{0.75}{2} \right)$$

$$+2.91 \cdot 1.10 \cdot (1.30 + 0.75 + 5.85 + 0.55)$$

$$M_M = 60.87 \text{ tm/m}$$

2.Hal:

5 tonluk vinç kirişinin 13.21 t/m'lik teker yükü ile yüklendiği durumda vinç kirişinin rıhtıma etkisi (Vinç kirişi altında 1.5 t/m²'lik basınç durum)

$$V = 8.15 \div 2 = 4.08 \text{ t/m}$$

$$H = 5.59 \div 2 = 2.80 \text{ t/m}$$

$$M_D = 57.29 \div 2 = 28.65 \text{ tm/m}$$

$$M_M = 60.87 \div 2 = 30.44 \text{ tm/m}$$

3.Hal:

5 tonluk vincin rıhtıma basan ayağının rıhtıma etkisi

(1) Rıhtımın Üzerinde 26.42 t/m yük varken

$$\sum V = 26.42 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 0$$

$$\sum M_D = 0$$

$$\sum M_M = 26.42 \cdot (1.75 + 1.30) = 80.58 \text{ tm/m}$$

(2) Rıhtım Üzerinde 13.21 t/m yük varken

$$\sum V = 13.21 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 0$$

$$\sum M_D = 0$$

$$\sum M_M = 13.21 * (1.75 + 1.30) = 40.29 \text{ tm/m}$$

4.Hal:

Tren yükünün rıhtıma etkisi:

$$V = 2 * 9.375 = 18.75 \text{ t /m}$$

$$M_{\text{koruyucu}} = 9.375 * (5.05 + 6.55) = 108.75 \text{ tm/m}$$

$H = 0$ (küçük olacağından hesaplanmadı)

$$M_D = 0$$

5.Hal:

Rıhtım üzerindeki 3 t/m^2 'lik yayılı yükün rıhtıma etkisi:

$$V = 7.70 * 3.00 = 23.10 \text{ t /m}$$

$$H = 0$$

$$M_D = 0$$

$$M_M = 7.70 * 3.00 * \left(\frac{7.70}{2} + 1.30 \right) = 118.97 \text{ tm/m}$$

Sığ temellerin taşıma gücü formülü:

Temel derinliği $D = 0.5 \text{ m}$ (Önlük Anroşman Yüksekliği)

Temel genişliği $B = 7.40 \text{ m}$ (Alt Blokun genişliği)

$$\frac{D}{B} = \frac{0.50}{7.40} < 1 \rightarrow \text{Sığ temel}$$

Terzaghi formülü:

$$q_d = K_1 * c * N_c + \gamma * D * N_q + K_2 * B * \gamma * N_\gamma \quad (4.1)$$

Şerit Temel için : $K_1 = 1$ ve $K_2 = 0.5$

$$q_d = c * N_c + \gamma * D * N_q + 0.5 * B * \gamma * N_\gamma \quad (4.2)$$

Eksantrik eğik yük halinde N_c , N_q ve N_γ değerlerinin , sırasıyla i_c , i_q ve i_γ ile çarpılmasıyla ve temel genişliği yerine etkili genişliğin kullanılmasıyla formül :

$$q_d = c * N_c * i_c + \gamma * D * N_q * i_q + 0.5 * B' * \gamma * N_\gamma * i_\gamma \quad (4.3)$$

halini alır.

$$B' = B - 2e \quad (4.4)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \quad (4.5)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right)^2 \quad (4.6)$$

α = Eksantrik eğik yükün düşeyle yaptığı açıdır.

N_c , N_q , N_γ taşıma gücü faktörleri ; Terzaghi , Meyerhof , Hansen , Vesic gibi bilim adamlarınca değişik formüllerle ifade edilmektedir. Bowles'un "Foundation Analysis and Design" isimli ve Winterkorn ve Fang'ın "Foundation Engineering Handbook" a göre $\phi = 34^\circ$ ve 40° için taşıma gücü faktörleri aşağıdaki gibi verilmektedir.

ϕ (derece)	BOWLES (*)			WINTERKORN & FANG		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
34°	52.6	36.5	36.0	42.16	29.44	41.06
40°	95.7	81.3	100.4	75.31	64.20	106.41

(*) TERZAGHI 'den

Taşıma gücü tahkiklerinde Terzaghi' nin verdiği değerler kullanılacaktır. İçsel sürtünme açısı ϕ değeri normal halde 40° ve deprem halinde 34° olarak gözönünde alınacaktır. Rıhtım altı anroşmanda $C = 0$ alınacaktır.

Taşıma Gücü Hesapları

1) Vinç etkisi gözönüne alınmadan

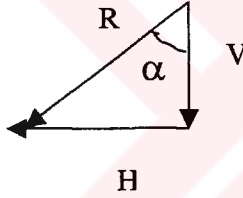
a) Normal Halde :

$$\sum V = 139.50 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 38.78 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 265.59 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 711.45 \text{ tm/m}$$



$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{38.78}{139.50} = 0.278 \Rightarrow \alpha = 15.5^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{15.5}{90}\right)^2 = 0.685$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{15.5}{40}\right)^2 = 0.375$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{711.45 - 265.59}{139.50} = 3.70 - 3.20 = 0.50 < \frac{7.40}{6}$$

Bileşke çekirdek içinde

Etkili genişlik :

$$B' = B - 2e = 7.40 - 2 * 0.50 = 6.40 \text{ m}$$

Taşıma gücü:

$$Q_d = 6.40 * (1.1 * 0.5 * 81.3 * 0.685 + 0.5 * 1.1 * 6.40 * 100.4 * 0.375)$$

$$= 6.40 * (30.63 + 132.53)$$

$$Q_d = 1044 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } GS = \frac{1044}{139.50} = 7.5$$

$$\sigma_z = \frac{139.50}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.50}{7.40}\right) \longrightarrow \sigma_{\max} = 26.49 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -11.21 \text{ t/m}^2$$

b) Deprem Halinde :

$$\sum V = 139.50 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 71.21 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 430.05 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 713.60 \text{ tm/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{71.21}{139.50} = 0.51 \Rightarrow \alpha = 27^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{27}{90}\right)^2 = 0.490$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{27}{34}\right)^2 = 0.042$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{71360 - 43005}{13950} = 3.70 - 2.03 = 1.67 \text{ m} > \frac{7.40}{6}$$

Bileşke çekirdek dışında

Etkili genişlik :

$$B' = B - 2e = 7.40 - 2 * 1.67 = 4.06 \text{ m}$$

Taşıma Gücü:

$$Q_d = 4.06 * (1.1 * 0.5 * 36.5 * 0.49 + 0.5 * 1.1 * 4.06 * 36.0 * 0.042)$$

$$= 4.06 * (9.84 + 3.38)$$

$$Q_d = 54 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } G_s = \frac{54}{139.50} = 0.39$$

$$\sigma_z = \frac{139.50}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 1.67}{7.40} \right) \longrightarrow \sigma_{\max} = 44.38 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -6.67 \text{ t/m}^2$$

$$b = 3 * \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3b' = 3 * \left(\frac{7.40}{2} - 1.67 \right) = 6.09 \text{ m}$$

$$\sigma'_z = \frac{2}{3} * \frac{139.50}{2.03} = 45.81 \text{ t/m}^2 < 1.33 * 50 \text{ t/m}^2$$

Kayma tahkiki :

$$K_{em} = \frac{0.52 * 139.50}{71.21} = 1.02$$

2) Vincin ağır ayağı rıhtım üzerinde, hafif ayağı kiriş üzerinde**a) Normal Halde :**

$$\sum V = 139.50 + 26.42 + 4.08 = 170.0 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 38.78 + 2.64 + 2.80 = 44.22 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 265.59 + 39.63 + 48.47 = 353.69 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 711.45 + 80.58 + 30.44 = 822.47 \text{ tm/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{44.22}{170.0} = 0.260 \Rightarrow \alpha = 14.58^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{14.58}{90}\right)^2 = 0.702$$

$$i_y = \left(1 - \frac{14.58}{40}\right)^2 = 0.404$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{822.47 - 353.69}{170.0} = 3.70 - 2.76 = 0.94 < \frac{7.40}{6} = 1.23 \quad \text{Bileşke çekirdek içinde}$$

Etkili genişlik :

$$B' = 7.40 - 2 * 0.94 = 5.52 \text{ m}$$

Taşıma Gücü :

$$Q_d = 5.52 * (1.1 * 0.5 * 81.3 * 0.702 + 0.5 * 1.1 * 5.52 * 100.4 * 0.404) \\ = 5.52 * (31.39 + 123.15)$$

$$Q_d = 853 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } GS = \frac{853}{170} = 5.0$$

$$\sigma_z = \frac{170.0}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 0.94}{7.40}\right) \longrightarrow \sigma_{\max} = 40.48 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = - 5.46 \text{ t/m}^2$$

b) Deprem Halinde :

$$\sum V = 139.50 + 26.42 + 4.08 = 170.0 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 71.21 + 2.64 + 2.80 = 76.65 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 430.05 + 39.63 + 48.47 = 518.15 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 713.60 + 80.58 + 30.44 = 824.62 \text{ tm/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{76.65}{170.0} = 0.45 \Rightarrow \alpha = 24.27^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{24.27}{90}\right)^2 = 0.533 i_\gamma = \left(1 - \frac{24.27}{34}\right)^2 = 0.082$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{824.62 - 518.15}{170.0} = 3.70 - 1.80 = 1.90 > \frac{7.40}{6} = 1.23 \quad \text{Bileşke çekirdek dışında}$$

Etkili genişlik :

$$B' = B - 2e = 7.40 - 2 * 1.90 = 3.60 \text{ m}$$

Taşıma Gücü :

$$Q_d = 3.60 * (1.1 * 0.5 * 36.5 * 0.503 + 0.5 * 1.1 * 3.60 * 36.0 * 0.082) \\ = 3.60 * (10.67 + 5.84)$$

$$Q_d = 60 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } G_s = \frac{60}{170} = 0.35$$

$$\sigma_z = \frac{170.0}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 1.90}{7.40}\right) \quad \sigma_{\max} = 58.36 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -12.42 \text{ t/m}^2$$

$$b = 3 * \left(\frac{B}{2} - e\right) = 3 * \left(\frac{7.40}{2} - 1.90\right) = 5.40 \text{ m}$$

$$\sigma'_z = \frac{2}{3} * \frac{170.0}{1.80} = 63 \text{ t/m}^2 < 1.33 * 50 = 66.5 \text{ t/m}^2$$

Kayma tahkiki :

$$K_{em} = \frac{0.52 * 170.0}{76.65} = 1.15$$

3) Kiriş üzerinde ağır ayak varken, rıhtım üzerindeki ayağın etkisini ihmal edersek

$$\sum V = 139.50 + 8.15 = 147.65 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 71.21 + 5.59 + 0.10 * 26.40 = 79.44 \text{ t/m}$$

$$K_{em} = \frac{0.52 * 147.65}{79.44} = 0.97 < 1.00$$



4.3.3 Vinç Yüğü Etkisi Gözönüne Alınmadan 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırma

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 :

$$\text{Baba aralığı} = 16.16 \text{ m}$$

$$\text{Baba yüksekliği} = 37.5 \text{ cm}$$

$$\text{Baba çekmesi} = 80 \text{ t}$$

$$(1 \text{ m'deki baba çekmesi, } 80 / 16.16 = 4.95 \text{ t/m})$$

$$\text{Yayıllı yük, } q = 3 \text{ t/m}^2$$

$$\mu = \text{Sürtünme katsayısı} = 0.52 \text{ (beton ile beton arası sürtünme)}$$

Diğer :

$$\gamma_k = \text{Betonarme betonunun birim hacim ağırlığı} = 2.3 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_w = \text{Betonarme betonunun su altındaki birim hacim ağırlığı} = 1.30 \text{ t/m}^3$$

Hesaplar:**1-Toprak İtke Katsayısı****K_{as} hesabı:**K_{as} = Statik aktif basınç katsayısı (K_{at} ifadesinde λ = 0 ve C_v = 0 konularak bulunur.)

$$K_{as} = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (4.7)$$

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

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

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

$$K_{as} = 0.202$$

K_{at} hesabı:K_{at} = toplam aktif basınç katsayısı

$$K_{at} = \frac{(1 \pm C_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \lambda - i)}{\cos(\delta + \alpha + \lambda) \cos(i - \alpha)}} \right]^2} \quad (4.8)$$

$$C_v = \frac{2}{3} C_h \quad C_h : \text{yatay eşdeğer deprem katsayısı}$$

C_v : düşey eşdeğer deprem katsayısıC_h = 0.2(I+1)A₀ → 1. deprem bölgesi için I=1 ve A₀=0.4 alınır

$$C_h = 0.2(I+1)0.4 \quad C_v = 0$$

$$C_h = 0.16$$

λ açısı:

Kuru zeminlerde;

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

Su seviyesinin altındaki zeminlerde;

$$\lambda_s = \arctan \left[\frac{\gamma_s}{\gamma_b} \times \frac{C_h}{(1 \pm C_v)} \right] = \arctan \left[\frac{2.1}{1.1} \times \frac{0.16}{(1+0)} \right] = 16.99^\circ$$

Kuru zeminlerde;

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

$$K_{at} = 0.288$$

Su seviyesi altındaki zeminlerde;

$$K_{at} = \frac{(1 + 0) \cos^2(40 - 16.99 - 0)}{\cos 16.99 \cos^2 0 \cos(13.33 + 0 + 16.99)} \times \frac{1}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40 + 13.33) \sin(40 - 16.99 - 0)}{\cos(13.33 + 0 + 16.99) \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$K_{at} = 0.389$$

K_{ad} hesabı:

$$K_{ad} = K_{at} - K_{as} \quad (4.9)$$

K_{ad} = depremde oluşan dinamik aktif basınç katsayısı

1) Su seviyesinin üzerindeki zeminlerde ;

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

2) Su seviyesinin altındaki zeminlerde ;

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

Stabilite Hesabı:

Düşey kuvvetlerin hesabı:

$$P_1 = 2.80 \times 2.00 \times 2.3 = 12.88 \text{ t}$$

$$P_2 = 1.40 \times 1 \times 2.3 = 3.22 \text{ t}$$

$$P_3 = (0.5 \times 4.75 \times 2.3) + (2 \times 4.75 \times 1.3) = 17.81 \text{ t}$$

$$P_{4_I} = \frac{0.75 \times 0.75}{2} \times 1.3 = 0.37 \text{ t}$$

$$P_{4_{II}} = 0.75 \times 0.75 \times 1.3 = 0.73 \text{ t}$$

$$P_5 = 4.75 \times 2.5 \times 1.3 = 15.44 \text{ t}$$

$$P_6 = 5.50 \times 2 \times 1.3 = 14.30 \text{ t}$$

$$P_7 = (5.85 + 0.75) \times 2 \times 1.3 = 17.16 \text{ t}$$

$$P_8 = \frac{0.75 \times 1}{2} \times 1.3 = 0.49 \text{ t}$$

$$P_9 = (6.10 + 0.50) \times 2 \times 1.3 = 17.16 \text{ t}$$

$$P_{10_I} = 0.75 \times 0.40 \times 1.3 = 0.39 \text{ t}$$

$$P_{10_{II}} = \frac{0.60 \times 0.75}{2} \times 1.3 = 0.29 \text{ t}$$

$$P_{11_I} = \frac{0.5 \times 0.5}{2} \times 1.3 = 0.16 \text{ t}$$

$$P_{11_{II}} = 0.50 \times 0.75 \times 1.3 = 0.49 \text{ t}$$

$$P_{12} = 7.40 \times 2 \times 1.3 = 19.24 \text{ t}$$

$$P_{13_I} = 0.40 \times 1.30 \times 1.30 = 0.68 \text{ t}$$

$$P_{13_{II}} = \frac{0.80 \times 1.3}{2} \times 1.3 = 0.68 \text{ t}$$

$$P_{14} = 1 \times 1.40 \times 1.8 = 2.52 \text{ t}$$

$$P_{15} = 0.55 \times 2 \times 1.8 = 1.98 \text{ t}$$

$$P_{16} = (0.75 \times 2.5 \times 1.8) + (0.75 \times 2 \times 1.1) = 5.03 \text{ t}$$

$$P_{17} = (0.75 \times 2.5 \times 1.8) + (0.75 \times 4.5 \times 1.1) = 7.09 \text{ t}$$

$$P_{18} = (1.10 \times 2.5 \times 1.8) + (1.10 \times 6.5 \times 1.1) = 12.82 \text{ t}$$

Yanal Kuvvetlerin Hesabı (Statik) :

$$E_1 = 2 \times 3 \times 0.202 = 1.212 \text{ t}$$

$$E_2 = 0.5 \times 3 \times 0.202 = 0.303 \text{ t}$$

$$E_3 = 2 \times 3 \times 0.202 = 1.212 \text{ t}$$

$$E_4 = 2.5 \times 3 \times 0.202 = 1.515 \text{ t}$$

$$E_5 = 2 \times 3 \times 0.202 = 1.212 \text{ t}$$

$$E_6 = 2 \times 3 \times 0.202 = 1.212 \text{ t}$$

$$E_7 = 2 \times 3 \times 0.202 = 1.212 \text{ t}$$

$$E_8 = 2 \times 3 \times 0.202 = 1.212 \text{ t}$$

$$E_9 = \frac{1}{2} \times 3.6 \times 0.202 = 0.727 \text{ t}$$

$$E_{10} = \frac{1}{2} \times 0.50 \times 0.202 \times (3.6 + 4.5) = 0.409 \text{ t}$$

$$E_{11} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.202 \times (4.5 + 6.7) = 2.262 \text{ t}$$

$$E_{12} = \frac{1}{2} \times 2.50 \times 0.202 \times (6.7 + 9.45) = 4.078 \text{ t}$$

$$E_{13} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.202 \times (9.45 + 11.65) = 4.262 \text{ t}$$

$$E_{14} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.202 \times (11.65 + 13.85) = 5.151 \text{ t}$$

$$E_{15} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.202 \times (13.85 + 16.05) = 6.040 \text{ t}$$

$$E_{16} = \frac{1}{2} \times 2 \times 0.202 \times (16.05 + 18.25) = 6.929 \text{ t}$$

Yanal Kuvvetlerin Hesabı (Dinamik) :

$$E_1 = \frac{1}{2} \times 2 \times 3 \times (0.172 + 0.149) = 0.963 \text{ t}$$

$$E_2 = \frac{1}{2} \times 0.50 \times 3 \times (0.149 + 0.143) = 0.219 \text{ t}$$

$$E_3 = \frac{1}{2} \times 2 \times 3 \times (0.262 + 0.374) = 1.91 \text{ t}$$

$$E_4 = \frac{1}{2} \times 2.5 \times 3 \times (0.262 + 0.199) = 1.73 \text{ t}$$

$$E_5 = \frac{1}{2} \times 2 \times 3 \times (0.199 + 0.150) = 1.05 \text{ t}$$

$$E_6 = \frac{1}{2} \times 2 \times 3 \times (0.150 + 0.100) = 0.75 \text{ t}$$

$$E_7 = \frac{1}{2} \times 2 \times 3 \times (0.100 + 0.050) = 0.45 \text{ t}$$

$$E_8 = \frac{1}{2} \times 2 \times 3 \times 0.050 = 0.15 \text{ t}$$

$$E_9 = \frac{1}{6} \times 2 \times 3.6 \times (2 \times 0.224 + 0.258) = 0.85 \text{ t}$$

$$E_{10} = \frac{1}{6} \times 0.50 \times (2 \times 3.6 \times 0.215 + 3.6 \times 0.224 + 4 \times 5 \times 0.215 + 2 \times 4.5 \times 0.224) = 0.444 \text{ t}$$

$$E_{11} = \frac{1}{6} \times 2 \times (2 \times 4.5 \times 0.393 + 4.5 \times 0.561 + 6.7 \times 0.393 + 2 \times 6.7 \times 0.561) = 5.40 \text{ t}$$

$$E_{12} = \frac{1}{6} \times 2.50 \times (2 \times 6.7 \times 0.299 + 6.7 \times 0.393 + 9.45 \times 0.299 + 2 \times 9.45 \times 0.393) = 7.04 \text{ t}$$

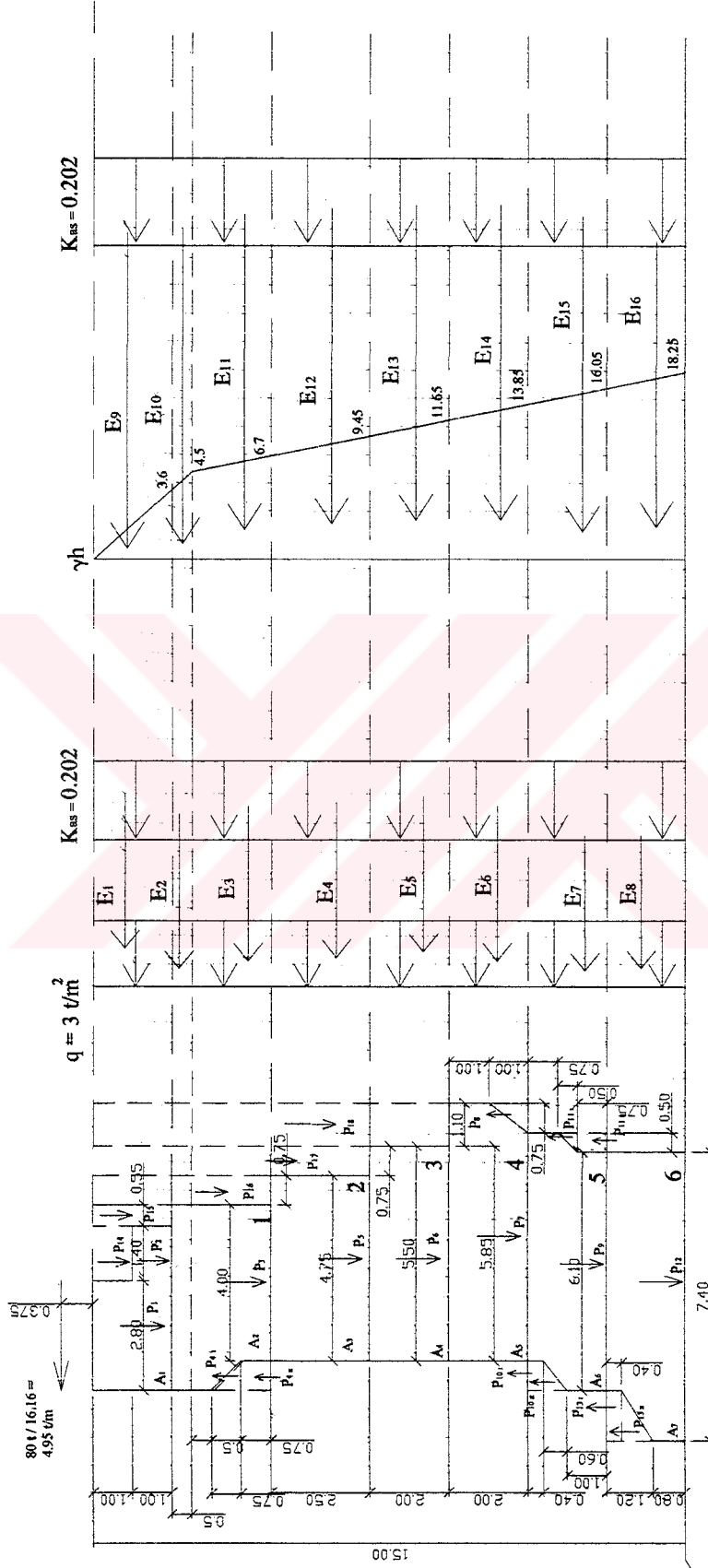
$$E_{13} = \frac{1}{6} \times 2 \times (2 \times 9.45 \times 0.224 + 9.45 \times 0.299 + 11.65 \times 0.224 + 2 \times 11.65 \times 0.299) = 5.55 \text{ t}$$

$$E_{14} = \frac{1}{6} \times 2 \times (2 \times 11.65 \times 0.150 + 11.65 \times 0.224 + 13.85 \times 0.150 + 2 \times 13.85 \times 0.224) = 4.80 \text{ t}$$

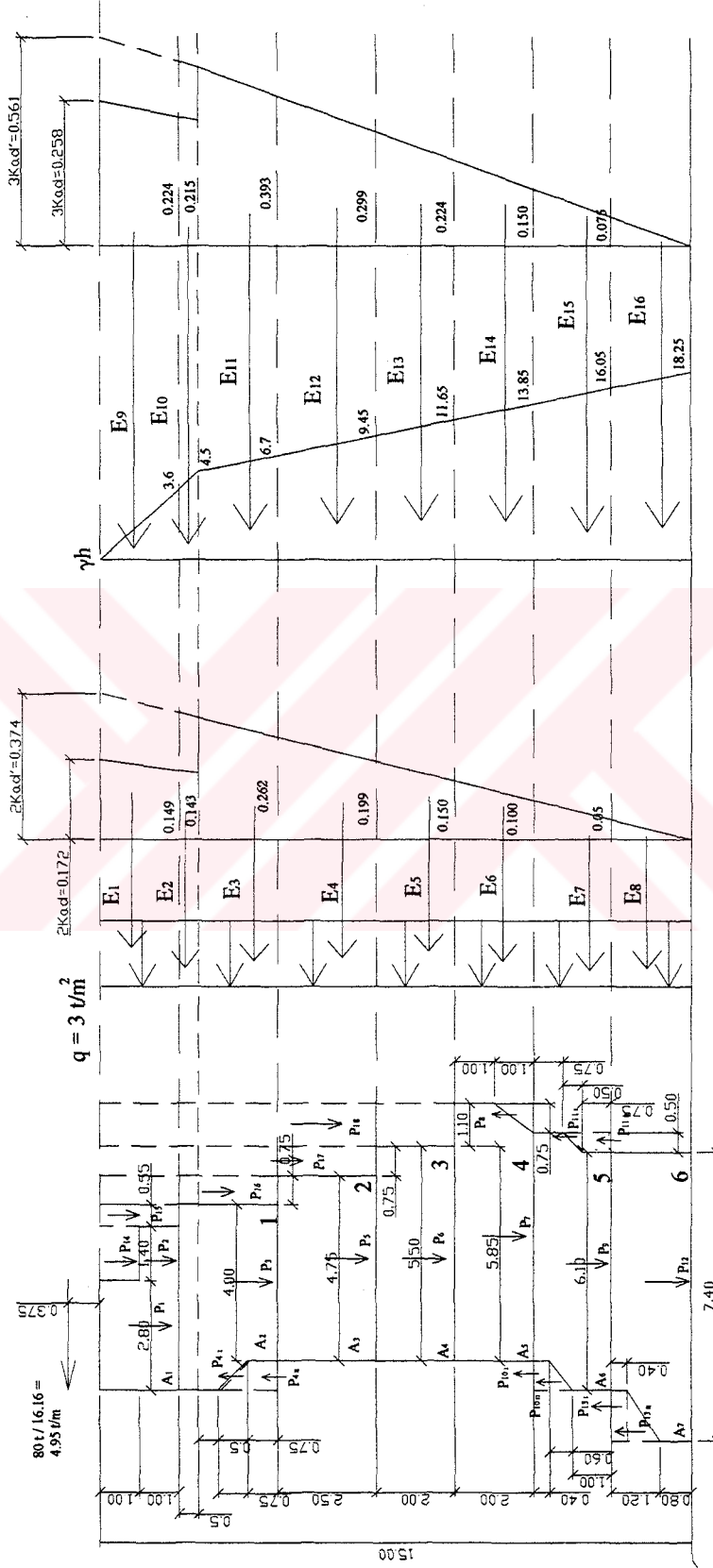
$$E_{15} = \frac{1}{6} \times 2 \times (2 \times 13.85 \times 0.075 + 13.85 \times 0.150 + 16.05 \times 0.075 + 2 \times 16.05 \times 0.150) = 3.39 \text{ t}$$

$$E_{16} = \frac{1}{6} \times 2 \times 0.075 \times (2 \times 16.05 + 18.25) = 1.26 \text{ t}$$





Şekil 4.17 17-12 m'lik rıhtım kesitinde statik yük durumu



Şekil 4.18 – 12 m'lik rıhtımda deprem yükleri durumu

Toplam Kuvvetlerin Hesabı (Statik) ve Stabilit  Kontrolu**KRONMAN :**

E_1 ve E_9 kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\sum E_{Kronman} = E_1 + E_9 = 1.212 + 0.727 = 1.939 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_1 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$M_{D_{Kronman}} = 4.95 \times (2 + 0.375) + E_1 \times \frac{2}{2} + E_9 \times \frac{2}{3}$$

$$= 4.95 \times 2.375 + 1.212 + 0.727 \times \frac{2}{3}$$

$$M_{D_{Kronman}} = 13.45 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$M_{M_{Kronman}} = P_1 \times 1.40 + P_2 \times (2.80 + 1.40/2) + P_{14} \times (2.80 + 1.40/2)$$

$$= 12.88 \times 1.40 + 3.22 \times 3.5 + 2.52 \times 3.5$$

$$M_{M_{Kronman}} = 38.12 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{38.12}{13.45} = 2.83$$

Kayma Güvenliği:**Kaydıran kuvvet:**

$$K_{K_{Kronman}} = 4.95 + E_1 + E_9 = 4.95 + 1.212 + 0.727 = 6.889 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$K_{KK_{Kronman}} = (P_1 + P_2 + P_{14}) \times 0.52$$

$$= (12.88 + 3.22 + 2.52) \times 0.52$$

$$K_{KK_{Kronman}} = 9.68 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{9.68}{6.889} = 1.41$$

1. BLOK :

Kronmana etkiyen kuvvetlere ek olarak 1. blokta E_2 , E_3 , E_{10} ve E_{11} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\sum E_{1.Blok} = E_2 + E_3 + E_{10} + E_{11}$$

$$= 0.303 + 1.212 + 0.409 + 2.262$$

$$\sum E_{1.Blok} = 4.186 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_2 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$M_{D_1} = M_{D_{Kr}} + E_2 \times (0.50/2 + 2) + E_3 \times \frac{2}{2} + E_{10} \times (0.50/2 + 2) + E_{11} \times \frac{2}{2} + K_{KKr} \times 2$$

$$= 13.45 + 0.303 \times (0.50/2 + 2) + 1.212 \times \frac{2}{2} + 0.409 \times (0.50/2 + 2) + 2.262 \times \frac{2}{2} + 6.238 \times 2$$

$$M_{D_1} = 31.00 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned}
M_{M_1} &= M_{M_{Kr}} + P_{15} \times (2.80 + 1.40 + 0.55/2) + P_3 \times \frac{4.75}{2} - P_{4_{II}} \times \frac{0.75}{2} - P_{4_I} \times \frac{0.75}{3} \times 2 \\
&\quad + (P_1 + P_2 + P_{14}) \times 0.75 \\
&= 38.12 + 1.98 \times (4 - 0.55/2) + 17.81 \times (4 - \frac{4.75}{2}) + 0.73 \times \frac{0.75}{2} + 0.37 \times \frac{0.75}{3} \times 2 - \\
&\quad (12.88 + 3.22 + 2.52) \times 0.75
\end{aligned}$$

$$M_{M_1} = 60.94 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{60.94}{31.00} = 2.68$$

Kayma Güvenliği:**Kaydırıcı kuvvet:**

$$K_{K_1} = K_{K_{Kr}} + E_2 + E_3 + E_{10} + E_{11} = 6.889 + 4.186 = 11.075 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned}
K_{KK_1} &= K_{KK_{Kr}} + (P_3 + P_{15} - P_{4_I} - P_{4_{II}}) \times 0.52 \\
&= 9.68 + (17.81 + 1.98 - 0.37 - 0.73) \times 0.52
\end{aligned}$$

$$K_{KK_1} = 19.401 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{19.401}{11.075} = 1.75$$

2. BLOK :

Kronman ve 1. Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak 2. Blokta E_4 ve E_{12} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\begin{aligned}
\sum E_{2.Blok} &= E_4 + E_{12} \\
&= 1.515 + 4.078
\end{aligned}$$

$$\sum E_{2.Blok} = 5.593 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A₃ noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned} M_{D_2} &= M_{D_1} + E_4 \times 2.50/2 + E_{12} \times 2.50/2 + K_{K_1} \times 2.50 \\ &= 31.00 + 1.515 \times 2.50/2 + 4.078 \times 2.50/2 + 11.075 \times 2.50 \end{aligned}$$

$$M_{D_1} = 65.679 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M_2} &= M_{M_1} + P_{16} \times (4 + 0.75/2) + P_5 \times \frac{4.75}{2} \\ &= 60.94 + 5.03 \times (4 + 0.75/2) + 15.44 \times \frac{4.75}{2} \end{aligned}$$

$$M_{M_2} = 119.62 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{119.62}{65.679} = 1.82$$

Kayma Güvenliği:

Kaydıran kuvvet:

$$K_{K_2} = K_{K_1} + E_4 + E_{12} = 11.075 + 1.515 + 4.078 = 16.668 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_2} &= K_{KK_1} + (P_{16} + P_5) \times 0.52 \\ &= 19.401 + (5.03 + 15.44) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_2} = 30.045 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{30.045}{16.668} = 1.80$$

3. BLOK:

Kronman, 1. Blok ve 2. Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 3. Blokta E_5 ve E_{13} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\begin{aligned} \sum E_{3.Blok} &= E_5 + E_{13} \\ &= 1.212 + 4.262 \end{aligned}$$

$$\sum E_{3.Blok} = 5.474 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_4 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned} M_{D_3} &= M_{D_2} + E_5 \times 2/2 + E_{13} \times 2/2 + K_{K_2} \times 2 \\ &= 65.679 + 1.212 + 4.262 + 16.668 \times 2 \end{aligned}$$

$$M_{D_3} = 104.489 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M_3} &= M_{M_2} + P_6 \times \frac{5.50}{2} + P_{17} \times \left(4.75 + \frac{0.75}{2}\right) \\ &= 119.62 + 14.30 \times \frac{5.50}{2} + 7.09 \times \left(4.75 + \frac{0.75}{2}\right) \end{aligned}$$

$$M_{M_3} = 195.28 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{195.28}{104.489} = 1.87$$

Kayma Güvenliği:

Kaydıran kuvvet:

$$K_{K_3} = K_{K_2} + E_5 + E_{13} = 16.668 + 1.212 + 4.262 = 22.142 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_3} &= K_{KK_2} + (P_6 + P_{17}) \times 0.52 \\ &= 30.045 + (14.30 + 7.09) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_3} = 41.168 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{41.168}{22.142} = 1.86$$

4. BLOK :

Kronman ,1. Blok, 2. Blok ve 3.Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 4. Blokta E_6 ve E_{14} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\begin{aligned} \sum E_{4.Blok} &= E_6 + E_{14} \\ &= 1.212 + 5.151 \end{aligned}$$

$$\sum E_{4.Blok} = 6.363 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_5 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$M_{D_4} = M_{D_3} + E_6 \times 2/2 + E_{14} \times 2/2 + K_{K_3} \times 2$$

$$= 104.489 + 1.212 + 5.151 + 22.142 \times 2$$

$$M_{D_4} = 155.136 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$M_{M_4} = M_{M_3} + P_7 \times \left(\frac{5.85 + 0.75}{2} \right) + P_{18} \times \left(5.50 + \frac{1.10}{2} \right) - P_8 \times \left(5.85 + \frac{0.75}{3} \times 2 \right)$$

$$= 195.28 + 17.16 \times \left(\frac{5.85 + 0.75}{2} \right) + 12.82 \times \left(5.50 + \frac{1.10}{2} \right) - 0.49 \times \left(5.85 + \frac{0.75}{3} \times 2 \right)$$

$$M_{M_4} = 326.36 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{326.36}{155.136} = 2.10$$

Kayma Güvenliği:**Kaydırıcı kuvvet:**

$$K_{K_4} = K_{K_3} + E_6 + E_{14} = 22.142 + 1.212 + 5.151 = 28.505 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$K_{KK_4} = K_{KK_3} + (P_7 + P_{18} - P_8) \times 0.52$$

$$= 41.168 + (17.16 + 12.82 - 0.49) \times 0.52$$

$$K_{KK_4} = 56.503 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{56.503}{28.505} = 1.98$$

5. BLOK :

Kronman ,1. Blok, 2. Blok, 3.Blok ve 4.Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 5. Blokta E_7 ve E_{15} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\begin{aligned}\sum E_{5.Blok} &= E_7 + E_{15} \\ &= 1.212 + 6.040\end{aligned}$$

$$\sum E_{5.Blok} = 7.252 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_6 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned}M_{D_5} &= M_{D_4} + E_7 \times 2/2 + E_{15} \times 2/2 + K_{K_4} \times 2 \\ &= 155.136 + 1.212 + 6.040 + 28.505 \times 2\end{aligned}$$

$$M_{D_5} = 219.398 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned}M_{M_5} &= M_{M_4} + P_9 \times \left(\frac{6.10 + 0.50}{2} \right) - P_{10_I} \times \frac{0.75}{2} - P_{10_{II}} \times \left(\frac{0.75}{3} \times 1 \right) - P_{11_I} \times \left(6.10 + \frac{0.50}{3} \times 2 \right) \\ &\quad - P_{11_{II}} \times \left(6.10 + \frac{0.50}{2} \right) + (P_1 + P_2 + P_{14} + P_{15} + P_3 - P_{4_I} - P_{4_{II}} + P_{18} + P_{16} + P_{17} + P_5 + P_6 + P_7 - P_8) \\ &\quad \times 0.75\end{aligned}$$

$$= 326.36 + 17.16 \times 3.30 - 0.39 \times 0.375 - 0.29 \times 0.25 - 0.16 \times 6.43 - 0.49 \times 6.35$$

$$+ (12.88 + 3.22 + 2.52 + 1.98 + 17.81 - 0.37 - 0.73 + 12.82 + 5.03 + 7.09 + 15.44 + 14.30 + 17.16 -$$

$$0.49) \times 0.75$$

$$M_{M_5} = 407.86 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{407.86}{219.398} = 1.86$$

Kayma Güvenliği:

Kaydıran kuvvet:

$$K_{K_5} = K_{K_4} + E_7 + E_{15} = 28.505 + 7.252 = 35.757 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_5} &= K_{KK_4} + (P_9 - P_{10_I} - P_{10_{II}} - P_{11_I} - P_{11_{II}}) \times 0.52 \\ &= 56.503 + (17.16 - 0.39 - 0.29 - 0.16 - 0.49) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_5} = 64.735 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{64.735}{35.757} = 1.81$$

6. BLOK :

Kronman ,1. Blok, 2. Blok, 3.Blok, 4.Blok ve 5.Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 6. Bloкта E_8 ve E_{16} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\begin{aligned} \sum E_{6.Blok} &= E_7 + E_{15} \\ &= 1.212 + 6.929 \end{aligned}$$

$$\sum E_{6.Blok} = 8.141 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_7 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$M_{D_6} = M_{D_5} + E_8 \times 2/2 + E_{16} \times 2/2 + K_{K_5} \times 2$$

$$= 219.398 + 1.212 + 6.929 + 35.757 \times 2$$

$$M_{D_6} = 299.053 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M_6} &= M_{M_5} + P_{12} \times \frac{7.40}{2} - P_{13_I} \times \frac{1.30}{2} - P_{13_{II}} \times \left(\frac{1.30}{3} \times 1 \right) + (P_1 + P_2 + P_{14} + P_{15} + P_3 - P_{4_I} - \\ &P_{4_{II}} + P_{18} + P_{16} + P_{17} + P_5 + P_6 + P_7 - P_8 + P_9 - P_{10_I} - P_{10_{II}} - P_{11_I} - P_{11_{II}}) \times 1.30 \\ &= 407.86 + 19.24 \times 3.70 - 0.68 \times 0.65 - 0.68 \times 0.866 + (12.88 + 3.22 + 2.52 + 1.98 + 17.81 - \\ &0.37 - 0.73 + 12.82 + 5.03 + 7.09 + 15.44 + 14.30 + 17.16 - 0.49 + 17.16 - 0.39 - 0.29 - 0.16 - 0.49) \\ &\times 1.30 \end{aligned}$$

$$M_{M_6} = 640.15 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{640.15}{299.053} = 2.14$$

Kayma Güvenliği:

Kaydırıcı kuvvet:

$$K_{K_6} = K_{K_5} + E_8 + E_{16} = 35.757 + 1.212 + 6.929 = 43.898 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_6} &= K_{KK_5} + (P_{12} - P_{13_I} - P_{13_{II}}) \times 0.52 \\ &= 64.735 + (19.24 - 0.68 - 0.68) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_6} = 74.033 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{74.033}{43.898} = 1.69$$

Toplam Kuvvetlerin Hesabı (Statik ve Dinamik) ve Stabilite Kontrolü

KRONMAN :

$$\text{Statik kuvvet} = E_1 + E_9 = 1.212 + 0.727 = 1.939 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_1 + E_5 = 0.963 + 0.850 = 1.813 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 1.939 + 1.813 = 3.752 \text{ t}$$

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.

Devrilme Güvenliği:

A₁ noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$M_{D_{Kronman}} = 4.95 \times (2 + 0.375) + \Sigma E_t \times \frac{2}{2}$$

$$= 4.95 \times 2.375 + 3.752$$

$$M_{D_{Kronman}} = 15.508 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$M_{M_{Kronman}} = P_1 \times 1.40 + P_2 \times (2.80 + 1.40/2) + P_{14} \times (2.80 + 1.40/2)$$

$$= 12.88 \times 1.40 + 3.22 \times 3.5 + 2.52 \times 3.5$$

$$M_{M_{Kronman}} = 32.49 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{38.12}{15.508} = 2.46$$

Kayma Güvenliği:

Kaydırıcı kuvvet:

$$K_{K_{Kronman}} = 4.95 + \Sigma E_t = 4.95 + 3.752 = 8.702 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_{Kronman}} &= (P_1 + P_2 + P_{14}) \times 0.52 \\ &= (12.88 + 3.22 + 2.52) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_{Kronman}} = 9.68 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{9.68}{8.702} = 1.11$$

1. BLOK :

Kronmana etkiyen kuvvetlere ek olarak 1. blokta E_2 , E_3 , E_{10} ve E_{11} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\text{Statik kuvvet} = E_2 + E_3 + E_{10} + E_{11} = 0.303 + 1.212 + 0.409 + 2.262 = 4.186 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_2 + E_3 + E_{10} + E_{11} = 0.219 + 1.91 + 0.444 + 5.40 = 7.973 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 4.186 + 7.973 = 12.159 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A_2 noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$M_{D_1} = M_{D_{Kr}} + \Sigma E_t \times \frac{2.50}{2} + K_{K_{Kr}} \times 2$$

$$= 15.508 + 12.159 \times \frac{2.50}{2} + 8.702 \times 2.50$$

$$M_{D_1} = 52.462 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$M_{M_1} = M_{M_{Kr}} + P_{15} \times (2.80 + 1.40 + 0.55/2) + P_3 \times \frac{4.75}{2} - P_{4_{II}} \times \frac{0.75}{2} - P_{4_I} \times \frac{0.75}{3} \times 2$$

$$+ (P_1 + P_2 + P_{14}) \times 0.75$$

$$= 38.12 + 1.98 \times (4 - 0.55/2) + 17.81 \times (4 - \frac{4.75}{2}) + 0.73 \times \frac{0.75}{2} + 0.37 \times \frac{0.75}{3} \times 2 -$$

$$(12.88 + 3.22 + 2.52) \times 0.75$$

$$M_{M_1} = 60.94 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{60.94}{52.462} = 1.16$$

Kayma Güvenliği:**Kaydıran kuvvet:**

$$K_{K_1} = K_{K_{Kr}} + \Sigma E_t = 8.702 + 12.159 = 20.861 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$K_{KK_1} = K_{KK_{Kr}} + (P_3 + P_{15} - P_{4_I} - P_{4_{II}}) \times 0.52$$

$$= 9.68 + (17.81 + 1.98 - 0.37 - 0.73) \times 0.52$$

$$K_{KK_1} = 19.401 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{19.401}{20.861} = 0.93 < 1$$

2. BLOK :

Kronman ve 1. Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak 2. Bloкта E₄ ve E₁₁ kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\text{Statik kuvvet} = E_4 + E_{11} = 1.515 + 2.262 = 3.777 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_4 + E_{11} = 1.73 + 5.40 = 7.13 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 3.777 + 7.13 = 10.907 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A₃ noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned} M_{D_2} &= M_{D_1} + \Sigma E_t \times 2.50/2 + K_{K_1} \times 2.50 \\ &= 52.462 + 10.907 \times 2.50/2 + 20.861 \times 2.50 \end{aligned}$$

$$M_{D_1} = 118.248 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M_2} &= M_{M_1} + P_{16} \times (4 + 0.75/2) + P_5 \times \frac{4.75}{2} \\ &= 60.94 + 5.03 \times (4 + 0.75/2) + 15.44 \times \frac{4.75}{2} \end{aligned}$$

$$M_{M_2} = 119.62 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{119.62}{118.248} = 1.01$$

Kayma Güvenliği:

Kaydırıcı kuvvet:

$$K_{K_2} = K_{K_1} + \Sigma E_t = 20.861 + 10.907 = 31.768 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_2} &= K_{KK_1} + (P_{16} + P_5) \times 0.52 \\ &= 19.401 + (5.03 + 15.44) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_2} = 30.045 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{30.045}{31.768} = 0.95 < 1$$

3. BLOK:

Kronman ,1. Blok ve 2. Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 3. Bloкта E₅ ve E₁₃ kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\text{Statik kuvvet} = E_5 + E_{13} = 1.212 + 4.262 = 5.474 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_5 + E_{13} = 1.05 + 5.55 = 6.60 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 5.474 + 6.60 = 12.074 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A₄ noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned} M_{D_3} &= M_{D_2} + \Sigma E_t \times 2/2 + K_{K_2} \times 2 \\ &= 118.248 + 12.074 + 31.768 \times 2 \end{aligned}$$

$$M_{D_3} = 193.858 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M_3} &= M_{M_2} + P_6 \times \frac{5.50}{2} + P_{17} \times (4.75 + \frac{0.75}{2}) \\ &= 119.62 + 14.30 \times \frac{5.50}{2} + 7.09 \times (4.75 + \frac{0.75}{2}) \end{aligned}$$

$$M_{M_3} = 195.28 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{195.28}{193.858} = 1.01$$

Kayma Güvenliği:

Kaydıran kuvvet:

$$K_{K_3} = K_{K_2} + \Sigma E_1 = 31.768 + 12.074 = 43.842 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned} K_{KK_3} &= K_{KK_2} + (P_6 + P_{17}) \times 0.52 \\ &= 30.045 + (14.30 + 7.09) \times 0.52 \end{aligned}$$

$$K_{KK_3} = 41.168 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{41.168}{43.842} = 0.94 < 1$$

4. BLOK :

Kronman ,1. Blok, 2. Blok ve 3.Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 4. Blokta E_6 ve E_{14} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\text{Statik kuvvet} = E_6 + E_{14} = 1.212 + 5.151 = 6.363 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_6 + E_{14} = 0.75 + 4.80 = 5.55 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 6.363 + 5.55 = 11.913 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A₅ noktasına göre moment alınır ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned} M_{D_4} &= M_{D_3} + \Sigma E_t \times 2/2 + K_{K_3} \times 2 \\ &= 193.858 + 11.913 + 43.842 \times 2 \end{aligned}$$

$$M_{D_4} = 293.455 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M_4} &= M_{M_3} + P_7 \times \left(\frac{5.85 + 0.75}{2} \right) + P_{18} \times \left(5.50 + \frac{1.10}{2} \right) - P_8 \times \left(5.85 + \frac{0.75}{3} \times 2 \right) \\ &= 195.28 + 17.16 \times \left(\frac{5.85 + 0.75}{2} \right) + 12.82 \times \left(5.50 + \frac{1.10}{2} \right) - 0.49 \times \left(5.85 + \frac{0.75}{3} \times 2 \right) \end{aligned}$$

$$M_{M_4} = 326.36 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{326.36}{293.455} = 1.11$$

Kayma Güvenliği:

Kaydırıcı kuvvet:

$$K_{K_4} = K_{K_3} + \Sigma E_t = 43.842 + 11.913 = 55.755 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$K_{KK_4} = K_{KK_3} + (P_7 + P_{18} - P_8) \times 0.52$$

$$= 41.168 + (17.16 + 12.82 - 0.49) \times 0.52$$

$$K_{KK4} = 56.503 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{56.503}{55.755} = 1.01 < 1$$

5. BLOK :

Kronman ,1. Blok, 2. Blok, 3.Blok ve 4.Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 5. Blokta E₇ ve E₁₅ kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\text{Statik kuvvet} = E_7 + E_{15} = 1.212 + 6.040 = 7.252 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_7 + E_{15} = 0.45 + 3.39 = 3.84 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 7.252 + 3.84 = 11.092 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A₆ noktasına göre moment alınırsa ;

Deviren moment:

$$\begin{aligned} M_{D5} &= M_{D4} + \Sigma E_t \times 2/2 + K_{K4} \times 2 \\ &= 293.455 + 11.092 + 55.755 \times 2 \end{aligned}$$

$$M_{D5} = 416.057 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$\begin{aligned} M_{M5} &= M_{M4} + P_9 \times \left(\frac{6.10 + 0.50}{2} \right) - P_{10I} \times \frac{0.75}{2} - P_{10II} \times \left(\frac{0.75}{3} \times 1 \right) - P_{11I} \times \left(6.10 + \frac{0.50}{3} \times 2 \right) \\ &\quad - P_{11II} \times \left(6.10 + \frac{0.50}{2} \right) + (P_1 + P_2 + P_{14} + P_{15} + P_3 - P_{4I} - P_{4II} + P_{18} + P_{16} + P_{17} + P_5 + P_6 + P_7 - P_8) \\ &\quad \times 0.75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 326.36 + 17.16 \times 3.30 - 0.39 \times 0.375 - 0.29 \times 0.25 - 0.16 \times 6.43 - 0.49 \times 6.35 \\
&\quad + (12.88 + 3.22 + 2.52 + 1.98 + 17.81 - 0.37 - 0.73 + 12.82 + 5.03 + 7.09 + 15.44 + 14.30 + 17.16 - \\
&\quad 0.49) \times 0.75
\end{aligned}$$

$$M_{M_5} = 407.86 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{407.86}{416.057} = 0.98 < 1$$

Kayma Güvenliği:

Kaydırıcı kuvvet:

$$K_{K_5} = K_{K_4} + \Sigma E_t = 55.755 + 11.092 = 66.847 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$\begin{aligned}
K_{KK_5} &= K_{KK_4} + (P_9 - P_{10_I} - P_{10_{II}} - P_{11_I} - P_{11_{II}}) \times 0.52 \\
&= 56.503 + (17.16 - 0.39 - 0.29 - 0.16 - 0.49) \times 0.52
\end{aligned}$$

$$K_{KK_5} = 64.735 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{64.735}{66.847} = 0.97 < 1$$

6. BLOK :

Kronman ,1. Blok, 2. Blok, 3.Blok, 4.Blok ve 5.Bloğa etkiyen kuvvetlere ek olarak, 6. Bloкта E_8 ve E_{16} kuvvetleri göz önüne alınacaktır.

$$\text{Statik kuvvet} = E_8 + E_{16} = 1.212 + 6.929 = 8.141 \text{ t}$$

$$\text{Dinamik Kuvvet} = E_8 + E_{16} = 0.15 + 1.26 = 1.41 \text{ t}$$

$$\Sigma E_t = \Sigma E_s + \Sigma E_d = 8.141 + 1.41 = 9.551 \text{ t}$$

Devrilme Güvenliği:

A₇ noktasına göre moment alınır ;

Deviren moment:

$$M_{D_6} = M_{D_5} + \Sigma E_t \times 2/2 + K_{K_5} \times 2$$

$$= 416.057 + 9.551 + 66.847 \times 2$$

$$M_{D_6} = 559.302 \text{ tm}$$

Karşı koyan moment:

$$M_{M_6} = M_{M_5} + P_{12} \times \frac{7.40}{2} - P_{13_I} \times \frac{1.30}{2} - P_{13_{II}} \times \left(\frac{1.30}{3} \times 1 \right) + (P_1 + P_2 + P_{14} + P_{15} + P_3 - P_{4_I} -$$

$$P_{4_{II}} + P_{18} + P_{16} + P_{17} + P_5 + P_6 + P_7 - P_8 + P_9 - P_{10_I} - P_{10_{II}} - P_{11_I} - P_{11_{II}}) \times 1.30$$

$$= 407.86 + 19.24 \times 3.70 - 0.68 \times 0.65 - 0.68 \times 0.866 + (12.88 + 3.22 + 2.52 + 1.98 + 17.81 -$$

$$0.37 - 0.73 + 12.82 + 5.03 + 7.09 + 15.44 + 14.30 + 17.16 - 0.49 + 17.16 - 0.39 - 0.29 - 0.16 - 0.49)$$

$$\times 1.30$$

$$M_{M_6} = 640.15 \text{ tm}$$

$$GS = \frac{M_M}{M_D} = \frac{640.15}{559.302} = 1.14$$

Kayma Güvenliği:**Kaydıran kuvvet:**

$$K_{K_6} = K_{K_5} + \Sigma E_t = 66.847 + 8.945 = 75.792 \text{ t}$$

Karşı koyan kuvvet:

$$K_{KK_6} = K_{KK_5} + (P_{12} - P_{13_I} - P_{13_{II}}) \times 0.52$$

$$= 64.735 + (19.24 - 0.68 - 0.68) \times 0.52$$

$$K_{KK_6} = 74.033 \text{ t}$$

$$GS = \frac{K_{KK}}{K_K} = \frac{74.033}{75.792} = 0.98 < 1$$

4.3.4 Vinç Yükü Etkisi Gözönüne Alınarak 1997 Deprem Yönetmeliğine Göre Boyutlandırma

Normal Halde :

Düşey kuvvetler	$\sum V = 142.37 \text{ t/m}$
Yatay kuvvetler	$\sum H = 38.948 \text{ t/m}$
Devirme momenti	$\sum M_D = 299.053 \text{ tm/m}$
Karşı koyan moment	$\sum M_M = 640.15 \text{ tm/m}$

Deprem Halinde :

$\sum V = 142.37 \text{ t/m}$
$\sum H = 74.904 \text{ t/m}$
$\sum M_D = 559.302 \text{ tm/m}$
$\sum M_M = 640.15 \text{ tm/m}$

Taşıma Gücü Hesapları

1) Vinç etkisi gözönüne alınmadan

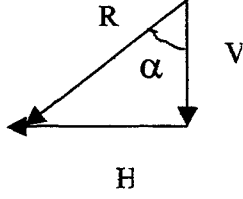
a) Normal Halde :

$$\sum V = 142.37 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 38.948 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 299.053 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 640.15 \text{ tm/m}$$



$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{38.948}{142.37} = 0.274 \Rightarrow \alpha = 15.30^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{15.30}{90}\right)^2 = 0.689$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{15.30}{40}\right)^2 = 0.381$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{640.15 - 299.053}{142.37} = 1.30 \text{ m} > \frac{7.40}{6}$$

Bileşke çekirdek dışında

Etkili genişlik :

$$B' = B - 2e = 7.40 - 2 * 1.30 = 4.80 \text{ m}$$

Taşıma gücü:

$$\begin{aligned} Q_d &= 4.80 * (1.1 * 0.5 * 81.3 * 0.689 + 0.5 * 1.1 * 4.80 * 100.4 * 0.381) \\ &= 4.80 * (30.81 + 54.70) \end{aligned}$$

$$Q_d = 410.448 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } GS = \frac{410.448}{142.37} = 2.88$$

$$\sigma_z = \frac{142.37}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 1.30}{7.40}\right) \longrightarrow \sigma_{\max} = 39.52 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -1.04 \text{ t/m}^2$$

$$b = 3 * \left(\frac{B}{2} - e\right) = 3b' = 3 * \left(\frac{7.40}{2} - 1.30\right) = 7.20 \text{ m}$$

$$\sigma'_z = \frac{2}{3} * \frac{142.37}{2.40} = 39.55 \text{ t/m}^2 < 1.33 * 50 \text{ t/m}^2$$

b) Deprem Halinde :

$$\sum V = 142.37 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 74.904 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 559.302 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 640.15 \text{ tm/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{74.904}{142.37} = 0.526 \Rightarrow \alpha = 27.75^\circ$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{27.75}{90}\right)^2 = 0.478$$

$$i_y = \left(1 - \frac{27.75}{34}\right)^2 = 0.034$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{640.15 - 559.302}{142.37} = 3.13 \text{ m} > \frac{7.40}{6}$$

Bileşke çekirdek dışında

Etkili genişlik :

$$B' = B - 2e = 7.40 - 2 * 3.13 = 1.14 \text{ m}$$

Taşıma Gücü:

$$\begin{aligned} Q_d &= 1.14 * (1.1 * 0.5 * 36.5 * 0.478 + 0.5 * 1.1 * 1.14 * 36.0 * 0.034) \\ &= 1.14 * (9.59 + 0.076) \end{aligned}$$

$$Q_d = 11.03 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } GS = \frac{11.03}{142.37} = 0.08$$

$$\sigma_z = \frac{142.37}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 3.13}{7.40}\right) \longrightarrow \sigma_{\max} = 68.07 \text{ t/m}^2 > 50 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -29.59 \text{ t/m}^2$$

$$b = 3 * \left(\frac{B}{2} - e\right) = 3b' = 3 * \left(\frac{7.40}{2} - 3.13\right) = 1.71 \text{ m}$$

$$\sigma'_z = \frac{2}{3} * \frac{142.37}{\frac{1.71}{3}} = 166.51 \text{ t/m}^2 < 1.33 * 50 \text{ t/m}^2$$

Kayma tahkiki :

$$K_{cm} = \frac{0.52 * 142.37}{74.904} = 1.00$$

2) Vincin ağır ayağı rıhtım üzerinde, hafif ayağı kiriş üzerinde

a) Normal Halde :

$$\sum V = 142.37 + 26.42 + 4.08 = 172.85 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 38.948 + 2.64 + 2.80 = 44.39 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 299.053 + 39.63 + 48.47 = 387.15 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 640.15 + 80.58 + 30.44 = 751.17 \text{ tm/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{44.39}{172.85} = 0.257 \Rightarrow \alpha = 14.41^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{14.41}{90}\right)^2 = 0.705$$

$$i_y = \left(1 - \frac{14.41}{40}\right)^2 = 0.409$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{751.17 - 387.15}{172.85} = 1.59 \text{ m} < \frac{7.40}{6}$$

Bileşke çekirdek dışında

Etkili genişlik :

$$B' = 7.40 - 2 * 1.59 = 4.22 \text{ m}$$

Taşıma Gücü :

$$\begin{aligned} Q_d &= 4.22 * (1.1 * 0.5 * 81.3 * 0.705 + 0.5 * 1.1 * 5.52 * 100.4 * 0.409) \\ &= 4.22 * (126.83) \end{aligned}$$

$$Q_d = 535.22 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } G_s = \frac{535.22}{172.85} = 3.1$$

$$\sigma_z = \frac{172.85}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 1.59}{7.40} \right) \longrightarrow \sigma_{\max} = 53.47 \text{ t/m}^2 < 50 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -6.75 \text{ t/m}^2$$

$$b = 3 * \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 * \left(\frac{7.40}{2} - 1.59 \right) = 6.33 \text{ m}$$

$$\sigma'_z = \frac{2}{3} * \frac{172.85}{\frac{6.33}{3}} = 54.61 < 1.33 * 50 = 66.5 \text{ t/m}^2$$

b) Deprem Halinde :

$$\sum V = 142.37 + 26.42 + 4.08 = 172.85 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 74.904 + 2.64 + 2.80 = 80.34 \text{ t/m}$$

$$\sum M_D = 559.02 + 39.63 + 48.47 = 647.12 \text{ tm/m}$$

$$\sum M_M = 640.15 + 80.58 + 30.44 = 751.17 \text{ tm/m}$$

$$\tan \alpha = \frac{\sum H}{\sum V} = \frac{80.34}{172.85} = 0.465 \Rightarrow \alpha = 24.94^\circ$$

$$i_q = \left(1 - \frac{24.94}{90} \right)^2 = 0.523$$

$$i_y = \left(1 - \frac{24.94}{34} \right)^2 = 0.071$$

Eksantrisite :

$$e = \frac{7.40}{2} - \frac{751.17 - 647.12}{172.85} = 3.10 > \frac{7.40}{6} = 1.23$$

Bileşke çekirdek dışında

Etkili genişlik :

$$B' = B - 2e = 7.40 - 2 * 3.10 = 1.2 \text{ m}$$

Taşıma Gücü :

$$\begin{aligned} Q_d &= 1.20 * (1.1 * 0.5 * 36.5 * 0.523 + 0.5 * 1.1 * 1.2 * 36.0 * 0.071) \\ &= 1.20 * (10.50 + 1.686) \end{aligned}$$

$$Q_d = 14.62 \text{ ton}$$

$$\text{Emniyet katsayısı : } G_s = \frac{14.62}{172.85} = 0.08$$

$$\sigma_z = \frac{172.85}{7.40} * \left(1 \pm \frac{6 * 3.10}{7.40} \right) \quad \sigma_{\max} = 82.07 \text{ t/m}^2 \quad \sigma_{\min} = -35.35 \text{ t/m}^2$$

$$b = 3 * \left(\frac{B}{2} - e \right) = 3 * \left(\frac{7.40}{2} - 3.10 \right) = 1.80 \text{ m}$$

$$\sigma'_z = \frac{2}{3} * \frac{172.85}{\frac{1.8}{3}} = 192 \text{ t/m}^2 > 1.33 * 50 = 66.5 \text{ t/m}^2$$

Kayma tahkiki :

$$K_{cm} = \frac{0.52 * 172.85}{80.34} = 1.12$$

3) Kiriş üzerinde ağır ayak varken, rıhtım üzerindeki ayağın etkisini ihmal edersek

$$\sum V = 142.37 + 8.15 = 150.52 \text{ t/m}$$

$$\sum H = 74.904 + 5.59 + 0.10 * 26.40 = 83.13 \text{ t/m}$$

$$K_{cm} = \frac{0.52 * 150.52}{83.13} = 0.94$$

4.3.5 Mevcut Boyutlandırma ile Karşılaştırma

Derince Limanında -12m su derinlikli blok duvarlı 6 nolu rıhtımın Doğu Marmara Depremi sonrasında yapıldığında Çizelge 4.2’de görülen hesaplama sonuçlarına göre stabilite açısından değerlendirilmiştir. Söz konusu rıhtım yerinde yapılan incelemeler ve araştırmalar sonucu blokların denize doğru hareket ettiği tespit edilmiştir. 17 Ağustos 1999 depremi sonrası belirgin olarak ortaya çıkan bu hareketin nedeni araştırılmıştır. Bu amaca yönelik olarak 12m su derinlikli blok duvarlı sistemi yapıldığı 1973 yılları hesap kabulleri ile günümüz şartnamesiyle bir karşılaştırması yapılmıştır.

1973 yılında deprem yatay toprak basınçlarını hesaplamak için içsel sürtünme açısını, deprem bölgelerine bağlı düşünülen değerlerle statik duruma benzer hesaplar yapılmaktaydı. O zamanlarda yapılan Derince Limanı deprem hesaplarında ise bugünkü yaklaşımlara benzer tarzda algoritmalar kullanılarak yapıldığı görülmüştür. Bu konuda referans olarak 1973 yılında yapılan ‘Derince Rıhtımı Tevsii Tatbikat Projesine ait Zemin Tahkik Hesapları ve Müşavirlik Raporu’ isimli hesap raporundan yararlanılmıştır. Bugünkü hesaplara göre en önemli fark deprem bölge katsayısı değeridir. Bu değer projelendirme sırasında 0.06 şartname gereği olarak alınmıştır. Ancak ilerde açıklayacağımız gibi günümüz değerlerinden oldukça küçük olduğu belirlenmiştir. Yapı önem katsayısı 1.5 alınarak deprem katsayısı $Ch=0.06*1.5=0.09$ bulunmuştur. Daha sonra yapılan deprem anına ait stabilite hesaplarında tabandaki dönme ve kayma güvenlikleri verilmiştir, bunlar; GS (devrilme)=1.77 GS (kayma)=1.25 olarak bulunmuştur. Şartnamelerimizdeki dinamik toprak basınçlarının bulunuşu ile ilgili tarihsel gelişime göre 1975 ve 1997 şartnamelerine göre incelendiğinde, 1975 şartnamesinde 13.9 maddesinde toprak basınçlarının hesabında zemin kayma mukavemeti açısının 1. ve 2. deprem bölgelerinde 6 derece, 3. ve 4. deprem bölgelerinde ise 4 derece azaltılması tanımıyla özetlenmiştir.

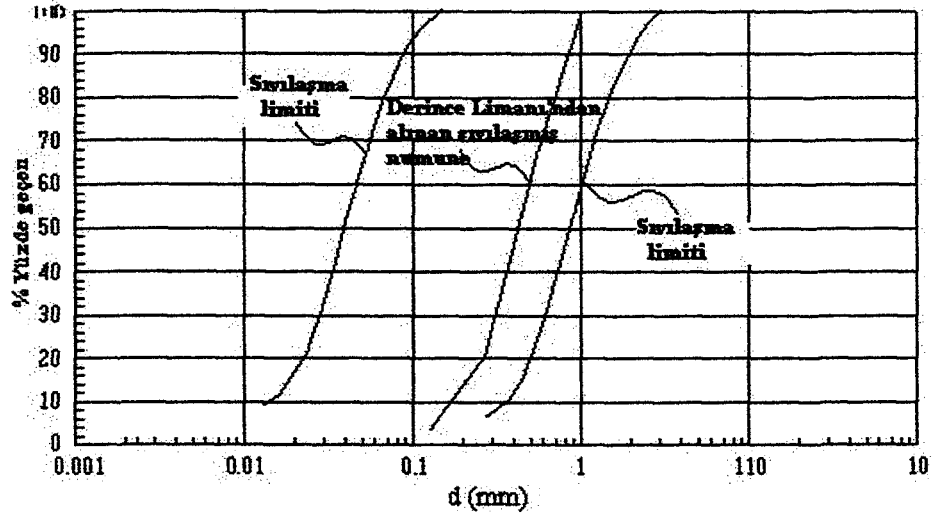
Çizelge 4.2 Vinç yükü etkisi gözönüne alınmadan yapılan hesaplarla bulunan güvenlik sayılarının karşılaştırılması

	1975 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda devrilme için Güvenlik Sayısı	1975 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda devrilme için Güvenlik Sayısı (depremlı halde)	1975 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda kayma için Güvenlik Sayısı	1975 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda kayma için Güvenlik Sayısı (depremlı halde)	1977 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda devrilme için Güvenlik Sayısı (depremlı halde)	1977 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda devrilme için Güvenlik Sayısı (depremlı halde)	1977 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda kayma için Güvenlik Sayısı (depremlı halde)	1977 Deprem Yönetmeliğine göre boyutlandırılan bloklarda kayma için Güvenlik Sayısı (depremlı halde)
Kronman	2.83	10.8	1.83	2.8	2.83	2.46	1.41	1.11
1. Blok	1.92	2.63	2.03	1.59	1.97	1.16	1.75	0.93
2. Blok	2.07	1.79	2.07	1.30	1.82	1.01	1.80	0.95
3. Blok	2.05	1.59	2.12	1.23	1.87	1.01	1.86	0.94
4. Blok	2.25	1.57	2.22	1.24	2.10	1.11	1.98	1.01
5. Blok	2.18	1.56	2.00	1.11	1.86	0.98	1.81	0.97
6. Blok	2.20	1.53	1.84	1.02	2.14	1.14	1.69	0.98

(GS ≥ 1.2 istenen)

1997 şartnamesinde ise 1975 şartnamesine göre konunun oldukça detaylı olarak ele alındığı görülmektedir. Statik toprak basıncı ile depremde oluşan ek dinamik basınç katsayılarını bulmak için hesabın Mononobe-Okabe formülleri kullanılarak yapıldığını, ek dinamik basınçlarını ve bunların ağırlık merkezlerini bulan ifadelerin oldukça geliştirildiğini hatta tabakalı zeminlerde dahi, kullanıma olanaklarının sağlandığını görüyoruz. Şartnamenin günümüzde dünya da yaygın olarak kullanılan AASHTO 1992'den daha kapsamlı ele alındığını düşünülebilir. Yapılan hesaplamalardan aşağıdaki sonuçlara ulaşılmıştır;

- 1973 şartnamesine göre 0.09 kabul edilen deprem katsayısı, 1997 şartnamesinden Derince bölgesi için en az 0.16 alınması gerektiği söylenebilir. 17 Ağustos'ta Derince'de oluşan deprem tesirlerinin bu değerler civarında olduğu kabul edilirse, bunun sonucunun kaymanın meydana gelmesi kaçınılmazdır. Hatta 2.Derece'deki bir bölgeye ait olan ve etkin yer ivmesi katsayısı 0.30 olan eşdeğer deprem katsayısı 0.12 olan (Yapı önem katsayısı 1.00 kabul edilerek) bir bölge için dahi güvenlikler 1'den küçük çıkmaktadır.
- 1997 şartnamesine göre bloklu rıhtımda depremli hal için $GS(\text{devrilme})=1.07$ $GS(\text{kayma})=0.96$ olduğu görülmektedir. Buradan blokların özellikle kaymaya karşı güvenli olmadığı görülmektedir. Toprak dinamik itkiyle blokların kaydığı da deprem sonrası gözlenmesi sonuçlara uyum sağlamıştır. O halde geri dolgudaki sıvılaşma etkisi ve blokların enine boyutlarının bu itkiyi karşılanmayacak mertebede olması hasarın nedenidir.
- Derinedeki 12 m lik Bloklu 6 nolu rıhtımın Depremsiz yükler altında belirli bir güvenliğe sahip olduğu görülmektedir.
- 1997 şartnamesinde bölge için tanımlanan değerlerle hesap yapılması durumunda yavaşma yerleri için yeteri güvenilirliğe ulaşılabilecektir.
- Sıvılaşma en önemli hasar nedenidir. Bu sebeple geri dolguda kullanılacak malzeme ve yerleştirme deprem nedeniyle olabilecek hasarı azaltacaktır. Geri dolguda yapılan granülometrik analizin dolgu zemininin sıvılaşma limitleri içinde olduğu gösterilmiştir (Şekil 4.19)



Şekil 4.19 Sıvılaşma limitleri

5. SONUÇLAR

- 1- 17 Ağustos 1999 depremi kıyı yapılarında ve liman işletmeciliğinde önemli zararlara neden olmuştur. Bu hasara dolgu alanlarındaki sıvılaşma, kıyı alanlarındaki çökmeler ve yumuşak alüviyal kil tabakaların dinamik deformasyonu gibi bir çok faktör sebebiyet vermiştir. Bu nedenle kıyı yapılarının tasarımında zemin araştırmalarına önem verilmelidir.
- 2- Derince limanı bloklu yanaşma yapıları için yapılan hesaplamalardan, deprem katsayısının 1997 şartnamesi gereğince $C_h=0.16$ alınarak projelendirmelerin yapılması gerektiği anlaşılmıştır. Bloklu rıhtımlarda blok yüksekliklerinin genişliklerine oranı 0.5'den küçüktür bu da sismik katsayının başlangıç sınırı olan 0.05 değerine karşılık gelmektedir. O halde kayma yüzeyi mevcut şartlar için oldukça küçüktür Doğu Marmara Depreminde pik yer ivmesi 0.25-0.3g dir.
- 3- Derince limanında blokların kaymasının en önemli nedeni geri dolguda meydana gelen sıvılaşmadır. Ayrıca projede mevcut kreyn sistemi hasarı hızlandıracak faktör olacaktır. Ancak deprem sırasında projede öngörülen kreynlerin tamamının çalışır halde olmaması hasarın mertebesinin daha az olmasına neden olmuştur. Mevcut kreynlerden biri yıkılmıştır.
- 4- Yapılan hesaplamalardan blokların kayacağı ortaya çıkmıştır, gerçektende depremden sonra yapılan ölçümlerden bloklar deniz tarafına doğru 70 cm ötelendiği görülmüştür.
- 5- Kreyn yükleri göz önüne alınarak 1997 şartnamesine göre bulunan zemin taşıma gücü değerlerinin limit değerler etrafında olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle bloklarda düşey deplasman veya eğilme meydana gelmemiştir. Bunun nedeni projelendirme ve yapım aşamasında zemin ıslah çalışmasının yapılmış olması ve böylece zeminin taşıma gücünün artırılmasıdır.
- 6- Kreynlerde meydana gelen hasarların en önemli nedeni yanaşma yapısına göre geri dolguda meydana gelen farklı oturmadır.
- 7- Olması muhtemel yeni depremlerde, acil yardımların zamanında ve sağlıklı olarak halka ulaştırılabilmesinde deniz ulaşımı en uygun yoldur. Ancak bu yardımlar, elleçleme işlemini yapabilecek sistemlerin depremden sonra ayakta kalabileceği ve yanaşma yerlerinin zarar görmeyeceği sismik performansı yüksek özel rıhtımların limanlarda dikkate alınarak planlanması ile gerçekleştirilebilir.

- 8- Ülkemizde deniz yapıları için tasarım kriterlerini içeren herhangi bir yönetmelik mevcut değildir. Bu nedenle deniz yapılarının tasarımında afet hallerini de dikkate alan her türlü deniz yapısı için yönetmeliklerinin hazırlanmasa gereklidir. Mevcut dikkate alınan deprem kriterleri, yeni deprem yönetmeliği çerçevesinde acilen gözden geçirilmelidir.
- 9- Dolgu alanlarında karşılaşılan sıvılaşma problemi için, bu tip alanlarda seçilecek dolgu malzemesi cinsi ve inşaat tekniğine uygun dolgunun oluşturulmasında tasarım standartlarına uyulmalıdır. Eğer zemin önemli miktarda kumla karışık çakıl yapıya sahipse bu zemin yapısı yoğunluğuna, ince malzeme yüzdesine, hidrolik iletkenliğine bağlı olarak sıvılaşabilir. 17 Ağustos depremi esnasında limanlardaki dolgu alanlarda sıvılaşma ve bununla birlikte çökmeler belirlenmiştir. Bu olay yavaşma yapılarının, işletme binalarının ve elleçleme ekipmanlarının stabilitelerinin bozulmasına neden olmuştur.
- 10- Tasarımı yapılan deniz yapılarının, inşaatları sırasında projelerine uygun imal edilmesi son derece önemlidir. Bu nedenle hasar görmüş yapılara 17 Ağustos depremi sonrasında rastlanılmıştır.
- 11- Gerek yavaşma yerlerinde gerekse dalgakıranlarda uygun zemin şartlarını sağlayacak tarama sınırlarının oluşturulmasına özen gösterilmelidir. Ya da ekonomik kriterlerde düşünülerek zemin ıslah çalışmaları yapılmalıdır.
- 12- Bloklu ağırlık tipi rıhtımlarda blok boyutları sismik performansı artıracak biçimde seçilmelidir.

KAYNAKLAR

- Aktürel, A., (1986) "Yanaşma Yerleri Hesap Esasları", DLH İnşaatı Gen. Müd.
- Alpar, B., Yaltırak, C., Akkargan, Ş., (1999) "Kuzey Anadolu Fay Zonu ve 17 Ağustos 1999 Depreminin İzmit Körfezi ve Marmara Çıkışı Genç Çökelleri Üzerindeki Etkileri" Aktif Tektonik Çalışma Grubu, Sempozyum, Cumhuriyet Üniversitesi, Sivas
- Alpar, B., Güneysu, C., (1999) "Evolution of the Hersek Delta (İzmit Bay)", Turkish J. Mar. Sci.
- Alpar, B., (1999) "Underwater Signatures of 1999 Kocaeli Earthquake", Turkish Journal of Marine Sciences, Institute of Marine Sciences and Management, University of İstanbul
- Altınok, Y., Alpar, B., Ersoy, E., Yalçın, A.C., Doğan, E., (1999) "Tsunami Generation of the Kocaeli Earthquake in the İzmit Bay; Coastal observations, Bathymetry and Seismic Data", Turkish J. Mar. Sci.
- Barka, A.A., Kadinsky-Cade, K., (1988) "Strike-Slip Fault Geometry in Turkey and its Influence on Earthquake Activity", Tectonics
- Barka, A.A., (1992) "The North Anatolian Fault Zone", Annales Tectonicae, Special Issue to Volume 6
- Brinkmann, R., (1976) "Geology of Turkey", Elsevier, Amsterdam
- Crampin, S., Evans, R., (1986) "Neotectonics of the Marmara Sea Region of Turkey", Journ. Geol. Soc., London
- Ekinci, L., Özmen, H., Özgüven, O., (1990), "Çakma Kazıklı Yanaşma Yapılarının Projelendirilmesi", İstanbul
- Ergin, M., ve Yörük, R., (1990), "Distribution and Texture of the Bottom Sediments in Semi-Closed Inlet, İzmit Bay from the Eastern Sea of Marmara(Turkey)", Estuarine, Coastal and Shelf Science
- Erol, O., (1982) "Occurrences of the Marine Quaternary Formations in Turkey", Geologic Mediterranean, Numero Special
- Finn, W.D.L., (1988) "Dynamic Analysis in Geotechnical Engineering", Earthquake Engineering and Soil Dynamics II, Recent Advances in Ground-Motion Evaluation, Geotechnical Special Publication 20, ASCE
- Goda, Y., (1999) "Design of Gravity Type of Port Structures", Japan
- Goda, Y., (1999) "Design of Open Type of Port Structures", Japan
- Güneysu, C., (1999) "The Bathymetry of the İzmit Bay", Turkish J. Mar. Sci.
- Idriss, I.M., (1991) "Earthquake Ground Motions at Soft Soil Sites", Proc. 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. III
- Ketin, İ., (1983) "Türkiye Jeolojisine Genel Bir Bakış", İTÜ Yayınları, Kitap Yayın No:32
- Koral ve Öncel, A. O., (1995) "İzmit Körfezinin yapısal ve Sismolojik Özellikleri"

- Özhan, G., Kavukçu, S., Çete, M., Kurtuluş, C., (1985) "Marmara Denizi, İzmit Körfezinin Yüksek Ayrımlı Sığ Sismik Raporu", MTA, Ankara
- PIANC, (2001) "Seismic Design Guidelines for Port Structures", Belgium
- Sakıncı, M., ve Barga, S., (1989) "İzmit Körfezi Güneyindeki Geç Pleyistosen (Treniyen) Çökel Stratigrafisi ve Bölgenin Neotektonik Özellikleri", Türkiye Jeoloji Bülteni
- Seymen, İ., (1995) "İzmit Körfezi ve Çevresinin Jeolojisi", İzmit Körfezi Kuvaterner İstifi
- TCK, (1973) "Yol Köprüleri için Teknik Şartname", TCK Gen. Müd. Yayınları, 207
- Yalçın, A.C., Synolakis C.E., Borrero, J., Altınok, Y., Watts, P., Imamura, F., Kuran, U., Ersoy, Ş., Kanoğlu, U., Tinti, S. (1999) "Tsunami Generation in İzmit Bay by 1999 İzmit Earthquake", Proceedings of International Conference on Kocaeli Earthquake, İTÜ
- Yüksel, Y., Çevik, E., Çelikoğlu, Y., (1998) "Kıyı ve Liman Mühendisliği", İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara
- Yüksel, Y., ve diğerleri, (2000) "Doğu Marmara Depreminin Deniz Yapıları ve Kıyı Alanları Üzerindeki Etkileri", Rapor I, YTÜ Araştırma Fonu
- Yüksel, Y., ve diğerleri, (2001) "Doğu Marmara Depreminin Deniz Yapıları ve Kıyı Alanları Üzerindeki Etkileri", Rapor II, YTÜ Araştırma Fonu



ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	31.12.1976	
Doğum yeri	İstanbul	
Lise	1990-1994	İSTEK Vakfı Özel Atanur Oğuz Lisesi
Lisans	1995-1999	Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü

