

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ \* FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

BETONARME SIVI DEPOLARI VE PROJELENDİRME İLKELERİ

İnş.Müh.Adem DOĞANGÜN

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

"İnşaat Yüksek Mühendisi"

Ünvanının Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Haziran-1989

TRABZON

6563

KARADENİZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ \* FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI  
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ PROGRAMI

BETONARME SIVI DEPOLARI VE PROJELENDİRME İLKELERİ

İnş.Müh.Adem DOĞANGÜN

Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsünde

"İnşaat Yüksek Mühendisi"

Ünvanının Verilmesi İçin Kabul Edilen Tezdir

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 20.6.1989

Tezin Sözlü Savunma Tarihi : 12.7.1989

Tez Danışmanı : Doç.Dr. Ing. Ahmet DURMUŞ

Jüri Üyesi : Prof.Dr. Aydın DUMANOĞLU

Jüri Üyesi : Doç.Dr. İlhan SUNGUR

Enstitü Müdür V. Doç.Dr. İlhan SUNGUR

Haziran-1989

TRABZON

## ÖNSÖZ

Bu çalışma Karadeniz Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında bir Yüksek Lisans Tezi olarak gerçekleştirilmiştir.

Kendi çapında teknik literatür boşluğunu doldurmakta katkısı olacağına inandığım bu çalışmayı bana önererek diğer önemli görevlerine rağmen çalışmamı başlangıcından sonuna kadar sürekli takip edip, çalışmam boyunca bana araştırma zevki ve bilimsel düşünce disiplini aşılama için uğraş veren, tezimin her aşamasında bilgi ve tecrübesinden yararlandığım yönetici Hocam Sayın Doç.Dr.İng. Ahmet DURMUŞ'a şükran ve saygılarımı sunmayı zevkli bir görev sayarım.

Burada, öğrenimim boyunca bana emeği geçen tüm hocalarımı saygıyla anar kendilerine minnettar olduğumu belirtmek isterim.

Tezimin hazırlanmasında yakın ilgi ve desteklerini gördüğüm bölüm arkadaşlarıma, özellikle Uzman Ali SEMERCİ'ye teşekkürlerimi belirtmek isterim.

Çalışmamı, büyük bir fedakarlık göstererek özenle daktilo eden ve çok sayıda bilimsel çalışmanın hazırlanmasında emeği geçen araştırma teknisyeni Sayın Temel TOSUN'a teşekkürlerimi sunarım.

Çalışmam süresince beni sabır ve şefkatle destekleyen ailemin tüm fertlerine ve özellikle ömrünü bizim yetişmemiz için hasretmiş ve halen Federal Almanya'da bulunan annem ve babama müteşekkir olduğumu belirtir, çalışmamın ülkemize yararlı olmasını gönülden dilerim.

Trabzon, Haziran 1989

Adem DOĞANGÜN

## İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖNSÖZ	iii
SEMBOLLER LİSTESİ	viii
ŞEKİLLER LİSTESİ	xi
ÇİZELGELER LİSTESİ	xvi
TANIMLAR LİSTESİ	xviii
KISALTMALAR LİSTESİ	xviii
BİRİMLER LİSTESİ	xix
SAYISAL UYGULAMALAR LİSTESİ	xix
ÖZET	xx
SUMMARY	xxi
BÖLÜM 1. GİRİŞ	1
BÖLÜM 2. DEPOLAR HAKKINDA GENEL BİLGİLER	5
2.1. GİRİŞ	5
2.2. DEPO TANIMI	5
2.3. DEPOLARIN GÖREVLERİ	5
2.4. DEPOLARIN SINIFLANDIRILMASI	6
2.5. DEPO YERİNİN BELİRLENMESİ	8
2.6. DEPO HACMİNİN BELİRLENMESİ	11
2.7. DEPO EKONOMİK KOTUNUN BELİRLENMESİ	14
2.8. DEPO İNŞA MALZEMESİNİN SEÇİMİ	14
2.9. DEPOLANACAK SIVILARIN ÖZELLİKLERİ	15
2.10. DEPOLARIN ESTETİĞİ	16
BÖLÜM 3. DAİRESEL KESİTLİ DEPOLAR	18
3.1. GİRİŞ	18
3.2. DAİRESEL KESİTLİ DEPOLARIN GENEL HESAP ESASLARI	19
3.2.1. Depo Tabanları	19
3.2.2. Depo Yan Duvarları	19
3.2.3. Depo Tavanları	25
3.3. DUVAR KALINLIĞI SABİT ÜSTÜ AÇIK DAİRESEL DEPOLAR	40
3.3.1. Yapılan Kabuller ve İrdeleme	41
3.3.2. Temel Denklem	41
3.3.3. Duvar Şekli	46
3.3.4. Çevresinde Toprak Dolgu Bulunan Dairesel Depo	47

3.3.5. Kısmen Ankastre Durumu	48
3.4. DUVAR KALINLIĞI SABİT ÜSTÜ ÖRTÜLÜ DAİRESEL DEPOLAR	49
3.5. DUVAR KALINLIKLARI DEĞİŞKEN ÜSTÜ AÇIK DAİRESEL DEPOLAR	56
3.6. DAİRESEL KESİTLİ DEPO DUVARLARININ SICAKLIK FARKINA GÖRE HESABI	60
3.7. DAİRESEL KESİTLİ DEPOLARDA KONSTRÜKSİYON	62
3.7.1. Depo Tavan Konstrüksiyonu	62
3.7.2. Depo Yan Duvar Konstrüksiyonu	65
3.7.3. Depo Taban Konstrüksiyonu	67
<b>BÖLÜM 4. DİKDÖRTGEN KESİTLİ DEPOLAR</b>	<b>69</b>
4.1. Giriş	69
4.2. DİKDÖRTGEN KESİTLİ DEPOLARIN GENEL HESAP ESASLARI	70
4.2.1. Düşey Şeritler Yöntemi	71
4.2.2. Yatay Şeritler Yöntemi	72
4.3. DİKDÖRTGEN DEPOLARIN PRATİK HESABI	80
4.3.1. Yerüstü Dikdörtgen Depoları	80
4.3.2. Gömme Dikdörtgen Depolar	86
4.4. DİKDÖRTGEN DEPOLARIN PLASTİK HESABI	94
4.5. ÇOK GÖZLÜ DİKDÖRTGEN DEPOLAR	100
4.5.1. İki Gözlü Kare Depolar	104
4.5.2. Kısa Kenarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depolar	105
4.5.3. Uzun Kenarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depolar	106
4.5.4. Üç Gözlü Dikdörtgen Depolar	108
4.5.5. Dört Gözlü Dikdörtgen Depolar	108
4.6. DİKDÖRTGEN DEPO DUVARLARININ İSTİNAT DUVARI OLARAK HESABI	110
4.6.1. Konsol Plak Duvarlı Depolar	110
4.6.2. Payandalı Konsol Plak Duvarlı Depolar	114
4.7. DİKDÖRTGEN DEPOLARDA KONSTRÜKSİYON	116

4.7.1. Dikdörtgen Depo Tavan Konstrüksiyonu	116
4.7.2. Dikdörtgen Depo Yan Duvar Konstrüksiyonu	118
4.7.3. Dikdörtgen Depolarda Taban Konstrüksiyonu	122
<b>BÖLÜM 5. DAİRE VE DİKDÖRTGEN DEPO TABANLARI</b>	<b>123</b>
5.1. GİRİŞ	123
5.2. SAĞLAM ZEMİNE OTURAN DEPO TABANLARI	123
5.3. ÇOK HETEROJEN ZEMİNE OTURAN DEPO TABANLARI	125
5.4. SIKIŞABİLİR ZEMİNE OTURAN DEPO TABANLARI	126
5.5. İKİ VE ÜÇ TABAKALI DEPO TABANLARI	126
5.6. DEPO TABANLARINDA DERZ BANTI KULLANIMI	127
5.7. GEÇİRİMSİZ TABAN ASTAR KAPLAMASI	127
5.8. DEPO TABANLARINDA DRENAJ ÇUKURU	128
5.9. ASKILI DEPO TABANLARI	129
<b>BÖLÜM 6. AYAKLI DEPOLAR</b>	<b>131</b>
6.1. GİRİŞ	131
6.2. AYAKLI DEPOLARIN PROJELENDİRİLMESİ	132
6.2.1. Tavan Kubbesi	133
6.2.2. Üst Kuşak	136
6.2.3. Silindirik Hazne	136
6.2.4. Alt Kuşak	137
6.2.5. Kesik Koni	137
6.2.6. Baca	141
6.2.7. Taban Kubbesi	141
6.2.8. Hazne Mesnet Kuşağı	141
6.2.9. Ayaklar	143
6.2.10. Temeller	148
6.3. AYAKLI DEPOLARDA KONSTRÜKSİYON	168
<b>BÖLÜM 7. DEPOLARDA DERZLER</b>	<b>171</b>
7.1. GİRİŞ	171
7.2. DERZ MALZEMELERİ	171
7.3. DERZ ÇEŞİTLERİ	172
7.3.1. İnşaat Derzleri	172
7.3.2. Hareket Derzleri	173

BÖLÜM 8. DEPOLARDA GEÇİRİMSİZLİĞİN TEMİNİ	178
8.1. GİRİŞ	178
8.2. BETONUN GEÇİRİMSİZLİĞİNİN SAĞLANMASI	178
8.2.1. Çimento	179
8.2.2. Agregası	179
8.2.3. Karışım Suyu	181
8.3. GEÇİRİMSİZLİK İÇİN BETON KARIŞIMI VE YERLEŞTİRİLMESİ	181
8.4. BETONUN KATKI MADDELERİ	182
8.5. KAPLAMA VE GEÇİRİMSİZLİK ŞEKİLLERİ	182
8.5.1. İç Kaplama	182
8.5.2. Yalıtım Örtüleri ile Yapılan Geçirimsizlik	183
8.5.3. Cam Lifi Takviyeli Plastik Kaplama ile Yapılan Geçirimsizlik	183
BÖLÜM 9. DEPOLARDA DEPREM HESABI	184
9.1. GİRİŞ	184
9.2. GÖMME DEPOLARIN HESABI	184
9.2.1. Dinamik Zemin Basıncının Hesabı	184
9.2.2. Hidrodinamik Basıncın Hesabı	186
9.3. YERÜSTÜ DEPOLARININ HESABI	187
9.3.1. Yapılan Kabuller	187
9.3.2. Dairesel Depolar	187
9.3.3. Dikdörtgen Depolar	213
9.4. AYAKLI DEPOLARIN HESABI	227
9.4.1. Hesap Yöntemi	227
BÖLÜM 10. SONUÇLAR VE ÖNERİLER	237
KAYNAKLAR	242
EK-A. ÇİZELGELER	246
EK-B. DAİRESEL DEPOLARDA BAĞINTILARIN ÇIKARILMASI	249
EK-C. DİKDÖRTGEN DEPOLARDA BAĞINTILARIN ÇIKARILMASI	271
ÖZGEÇMİŞ	278

## SEMBOLLER LİSTESİ

- A : Alan  
A<sub>C</sub> : Beton alanı  
A<sub>S</sub> : Donatı alanı  
A<sub>S<sub>l</sub></sub> : Kesitteki boyuna donatı alanı  
A<sub>St</sub> : Kesitteki toplam donatı alanı  
A<sub>sw</sub> : Etriye kesit alanı  
a : Dikdörtgen depoların kısa kenarı  
a<sub>m</sub> : Maksimum zemin ivmesi  
b : Dikdörtgen depoların uzun kenarı  
b<sub>w</sub> : Kesit gövde genişliği  
c : Kohezyon  
D : Maksimum tane çapı, depo çapı  
d : Faydalı yükseklik, agrega çapı, dalga yüksekliği  
E : Elastisite modülü  
E<sub>C</sub> : 28 günlük betonun elastisite modülü  
E<sub>S</sub> : Çelik elastisite modülü  
e : Dış merkezlik  
F : Kuvvet  
G : Öz ağırlık  
g : Yerçekimi ivmesi, birime etkiyen öz ağırlık  
H : Depo yüksekliği, yatay itki  
h : Depoda su yüksekliği, kubbe kalınlığı  
h<sub>o</sub> : Depo tabanı üzerindeki basınç etkisini azaltan salınım basınçlarının uygulama düzeyi  
h<sub>o</sub><sup>\*</sup> : Depo tabanı üzerindeki basınç etkisini artıran salınım basınçlarının uygulama düzeyi  
I : Eylemsizlik (atalet) momenti  
K : Katsayı  
k : Katsayı, rijitlik  
k' : İtibari deprem katsayısı  
k<sub>h</sub> : Yatay deprem katsayısı  
L : Açıklık, uzunluk  
M : Eğilme momenti, kütle  
m : Plastik hesapta birim moment, katsayı



- N : Normal kuvvet  
n : Sayı  
P : Toplam yük, agrega yüzdesi,  
P<sub>AE</sub>: z derinliğindeki toplam aktif basınç  
P<sub>PE</sub>: z derinliğindeki toplam pasif basınç  
P<sub>1</sub> : Dairesel depolarda basınç etkisi (Jacobsen ve Ayre)  
P<sub>2</sub> : Dairesel depolarda basınç etkisi (Hunt ve Priestley)  
P<sub>3</sub> : Dairesel depolarda basınç etkisi (Housner)  
P<sub>4</sub> : Dikdörtgen depolarda basınç etkisi (Graham ve Rodriges)  
P<sub>5</sub> : Dikdörtgen depolarda basınç etkisi (Hunt ve Priestley)  
P<sub>6</sub> : Dikdörtgen depolarda basınç etkisi (Housner)  
p : Toplam yükün şiddeti, sıvıdan doğan ek basınçlar  
Q : Hareketli yük  
q : Hareketli yükün şiddeti, zemin üstündeki ek yük  
R : Yarıçap, bileşke kuvvet  
r : Yarıçap  
S<sub>a</sub> : İvme spektrumu  
T : Burulma momenti, Periyot  
t : Zaman, depolarda duvar kalınlığı  
u : Yatay hız bileşeni  
V : Kesme kuvveti  
z : Yüzeyden itibaren derinlik  
α : Açı, katsayı  
α<sub>t</sub> : Genleşme katsayısı  
β : b/a katsayısı, duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı açı  
γ : Sıvının birim ağırlığı, dairesel depolarda basınç katsayısı (Jacobsen ve Ayre), Dikdörtgen depolarda basınç katsayısı (Graham ve Rodriges)  
γ<sub>z</sub> : Zemin birim ağırlığı  
δ : Zemin ve yapı arasındaki sürtünme açısı, dairesel depolarda basınç katsayısı (Hunt ve Priestley)  
ε : Birim boy değişimi  
θ : Arc tan k<sub>h</sub>, açı  
λ : Katsayı  
η : Moment katsayısı, dikdörtgen depolarda basınç katsayısı (Housner)

- $\mu$  : Dikdörtgen depolarda basınç katsayısı (Hunt ve Priestley)  
 $\nu$  : Poisson oranı  
 $\xi$  : Kesme kuvveti katsayısı  
 $\rho$  : Donatı oranı, deprem hesabında sıvının birim kütlesi ( $\text{kg/m}^3$ )  
 $\rho_r$  : Çatlak hesabı için donatı oranı  
 $\sigma$  : Gerilme  
 $\sigma_c$  : Beton basınç gerilmesi  
 $\bar{\sigma}_c$  : Beton basınç emniyet gerilmesi  
 $\sigma_{ct}$  : Betondaki çekme gerilmesi  
 $\sigma_s$  : Donatı çekme gerilmesi  
 $\bar{\sigma}_s$  : Donatı çekme emniyet gerilmesi  
 $\tau$  : Kayma gerilmesi  
 $\tau_t$  : Burulmadan oluşan kayma gerilmesi  
 $\tau_s$  : Kesmeden oluşan kayma gerilmesi  
 $\tau$  :  $\tau_s + \tau_t$   
 $\Phi$  : Depo içinde hakim olan hız alanı  
 $\phi$  : Donatı çapı, zemin iç sürtünme açısı  
 $\varphi$  : Mesnet katsayısı  
 $\omega$  : Açısal hız, açısal frekans, pulzasyon  
 $\psi$  : Burulma katsayısı

Not: Bu listede yer almayan semboller metin içersinde ilgili yerde açıklanmıştır.

## ŞEKİLLER LİSTESİ

<u>Şekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
2.1. Zemin Seviyesine Göre Depo Çeşitleri	6
2.2. Kat ve Göz Adedine Göre Depolar	7
2.3. Yerleşim Bölgesine Göre Depo Yerinin Seçimi	8
2.4. Depo Yerine Göre Gerekli Yüksekliklerin Bulunması ve Basınç Çizgileri	9
2.5. Estetik Bir Ayaklı Depo	17
3.1. İki Gözlü Dairesel Depo	18
3.2. Dairesel Depo Çeşitleri ve Üst Örtüleri	19
3.3. Dairesel Depo Duvar Kesiti	20
3.4. Dairesel Depo Duvarında Moment Diyagramı	21
3.5. Dairesel Depo Duvarında Betonun Zımbalanması	23
3.6. Dairesel Depo Donatı Detayı	24
3.7. Kubbe Donatı Şeması	27
3.8. Kubbe Kuşak Kirişi	27
3.9. Dikkate Alınan Kubbe Elemanı	28
3.10. Kubbe Hesabında Grafik Yöntem	28
3.11. Yarım Kubbeye Etkiyen Kuvvetler	29
3.12. Eğilme Momenti Hesabı	30
3.13. Kubbede Momentin İşaretine Göre Donatı Yerleştirilmesi	30
3.14. Kubbeye Rüzgar Etkisi	31
3.15. Düşey ve Yatay Kubbe Elemanları	32
3.16. Meridyen Boyunca $\sigma_c$ ve $\sigma_1$ Gerilmelerinin Değişimi	35
3.17. H'nin R'den Küçük Olması Hali	35
3.19. Dişli Dairesel Plaklara Bazı Örnekler	39
3.20. Dişli Dairesel Plak Hesabı	40
3.21. Tabanında Kayma Derzi Bulunan Dairesel Depo	41
3.22. Üstü Açık Dairesel Bir Depo Plan ve Kesiti	42
3.23. İdealleştirilmiş Depo Duvar Kesiti	43
3.24. Değişik $H/\sqrt{tR}$ Oranlarında Dairesel Depo Duvarlarının Şekildeğiştirmiş Hali	46
3.25. Şekil 3.24 de Gösterilen Duvarlarda Oluşan Moment Değerleri	47

<u>Şekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
3.26. Kısmen ve Tam Ankastre Duvarın Şekildeğiştirmesi ve Moment Değerleri	49
3.27. $H/\sqrt{tR}=1,00$ Olan Alt ve Üst Ucundan Ankastre Duvarların Şekildeğiştirmesi	50
3.28. $H/\sqrt{tR}=2,00$ Olan Duvarlarda Oluşan Moment Değerleri ve Duvarın Şekildeğiştirmesi	51
3.29. $H/\sqrt{tR}=3,00$ Olan Duvarın Şekildeğiştirmesi ve Oluşan Moment Değerleri	51
3.30. Duvar ve Tavan Birleşim Bölgesi Donatı Detayı	51
3.31. Duvar Tabanındaki Kesme Kuvveti	52
3.32. Duvar Tabanındaki Moment Değerleri	52
3.33. Duvar Tabanındaki Moment Değerleri	52
3.34. Duvarda Maksimum Negatif Moment	53
3.35. Max. Negatif Momentin Konumu	53
3.36. Maksimum Çember Çekmesi	54
3.37. Max. Çember Çekmesinin Konumu	54
3.38. A ve B Denklem Katsayıları	55
3.39. A ve B Denklem Katsayıları	55
3.40. Alt ve Üstü Ankastre Duvarlarda Üst Moment ve Kesme Kuvveti Değerleri	57
3.41. Sabit ve Değişken Kalınlıklı Duvar Tabanındaki Moment Değerleri	57
3.42. Sabit ve Değişken Kalınlıklı Duvar Tabanındaki Kesme Kuvveti Değerleri	58
3.43. Sabit ve Değişken Kalınlıklı Duvarda Max. Negatif Moment	58
3.44. Maksimum Çember Çekmesi	59
3.45. Max. Çember Çekmesinin Konumu	59
3.46. Depo Duvarında Sıcaklık Etkisi	60
3.47. Kubbe Donatı Planı	63
3.48. Prefabrik Eleman Tip Kesiti	63
3.49. Prefabrik Elemanla Yerinde Dökme Kiriş Bağlantı Detayı	64
3.50. Prefabrik Elemanların Yerleştirilmesi	64
3.51. Kubbe Planı	65

<u>Şekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
3.52. Dairesel Depo Duvar Donatı Detayı	67
3.53. Taban Duvar Birleşim Kesiti	68
3.54. Dairesel Depo Kesit ve Planı	68
4.1. Dikdörtgen Depo Düşey ve Yatay Kesiti	69
4.2. Dikdörtgen Depoların Endüstride Kullanılması	70
4.3. Dikdörtgen Deponun Düşey Şeritlere Ayrılması	71
4.4. Düşey Şeritlerde Yük Etkisi ve Moment Diyagramları	71
4.5. Düşey Dilim Çekme Donatısı Şeması	71
4.6. Taban Donatısının Duvara uzatılması	72
4.7. Dikdörtgen Deponun Yatay Şeritlere Ayrılması	72
4.8. Yatay Şeritlerde Yük Etkisi ve Moment Diyagramları	73
4.9. Yatay Dilim Donatı Şeması	74
4.10. Uzun Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı	75
4.11- 4.16 Sayısal Uygulama Şekilleri	75-94
4.17. Dikdörtgen Plakta Kırılma Çizgileri	95
4.18. Dikdörtgen Plağın Parçalara ayrılması	96
4.19. Kırılma Çizgileri Çeşitleri	96
4.20. $\delta \leq 0.50$ için Kırılma Çizgileri	97
4.21. $\beta$ ya Bağlı $\delta$ ve A Değerleri	97
4.22. $\beta$ ya Bağlı $\delta$ ve A Değerleri	97
4.23. $\delta > 0.50$ için Kırılma Çizgileri	
4.24. Steinmann'a Göre Plastik Hesap	99
4.25. Dikdörtgen Depo Kesiti, Şekildeğiştirmesi ve Moment Diyagramı	101
4.26. $\beta$ ya Bağlı A,B,C Katsayıları	102
4.27. $\beta$ ya Bağlı Moment Oranları	103
4.28. İki Gözlü Kare Depo	104
4.29. Kısa Kenarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depo	105
4.30. İki Gözlü Dikdörtgen Depo	106
4.31. Uzun Menarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depo	106
4.32. İki Gözlü Dikdörtgen Depo	107
4.33. İki Gözlü Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı	107

<u>Sekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
4.34. Üç Gözü Dolu Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı	108
4.35. Dört Gözlü Dikdörtgen Depoda Doldurma Çeşitleri	109
4.36. Dört Gözü Dolu Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı	109
4.37. Konsol Plak Duvarlar ve Asal Donatıların Yerleştirilmesi	111
4.38. Yıkılmış Konsol Plak Depo Görüntüsü	111
4.39. İdealleştirilmiş Konsol Plak Duvar	111
4.40. Konsol Plak Duvarların Boyutlandırılmasında Sınır Değerler	112
4.41. Ekonomik Konsol Plak Gövde Şeklinin Seçimi	113
4.42. 4,5 m Yüksekliğinde Konsol Plak Donatı Detayı	114
4.43. Konsol Plak Duvar Drenaj Sistemi	114
4.44. Payandalı Konsol Duvar Yük Etkileri Genel Görünüşü ve Çeşitleri	115
4.45. Payandalı Konsol Depo Duvar Donatı Şeması	116
4.46. Gömme Depolarda Sıcaklık Etkisi	117
4.47. Dikdörtgen Depolarda Donatı Düzenlemesi	119
4.48. Dikdörtgen Depolarda Prefabrik Elemanların Birleşimi	120
4.49. Depo Taban Duvar Birleşim Detayı	121
4.50. Depo Duvar Taban Birleşim Bölgesi Detayları	121
5.1. Depo Tabanının Kayma Tabakası Üzerine Oturtulması	124
5.2. Tabanın Bölmelere Ayrılması Halinde Derzlerin Yerleştirilmesi	125
5.3. Karışık Zeminlerde Tabanların Birleşimi	125
5.4. Sıkışabilir Zeminlerde Tabanların Birleşimi	126
5.5. Tabakalı Taban Uygulaması	127
5.6. Derz Bantlarının Depo Tabanlarında Uygulanması	127
5.7. Depo Tabanlarında Drenaj Çukurlarının Uygulanması	128
5.8. Drenaj Çukurlarında Donatı Detayı	129
5.9. Depolarda Askılı Taban Donatı Detayı	130

<u>Şekil no:</u>	<u>Sayfa</u>
6.1. Öngerilmeli Beton Ayaklı Depo	132
6.2. Türkiye'de İnşa Edilen Ayaklı Depo Çeşidi	132
6.3. Ayaklı Depo Elemanları	132
6.4. Basık Kubbe	133
6.5. Üst Kuşakta Donatı Ankrajı	136
6.6. Alt Kuşağa Etkiyen Yükler	136
6.7. Dikkate Alınan Kesik Koni Elemanı	139
6.8. Baca	141
6.9. Hazne Mesnet Kuşağı ve Ayaklara Oturması	142
6.10. Kule Depo	143
6.11. Ayaklı Depolarda Rüzgarın Esiş Yönü	144
6.12. Ayaklı Depolarda Rüzgar Etkisi	147
6.13. Enlemelerin Yatay Yüklere Göre Hesabı	148
6.14- 6.20 Sayısal Uygulama Şekilleri	149-168
6.21. Ayaklı Depoda Tavan Kubbesi ve Silindirik Hazne İzolasyon Detayı	169
6.22. Depo Düşey Kesiti ve Boru Donanımı	170
7.1. Sıvı Tutucu Derz Bantı Çeşitleri ve Hareket Kabiliyetleri	172
7.2. İnşaat Derzleri Detayları	173
7.3. Daralma Derz Çeşitleri ve Detayları	174
7.4. Genleşme Derzi Detayları	175
7.5. Kayma Derzi Detayı	175
7.6. Depo Tabanlarında Genleşme Derzi Detayı	177
9.1. Aktif ve Pasif Zemin Basıncı Etkisi	185
9.2. Hidrodinamik Basınç Etkisi	186
9.3. Deprem Hesabında Dikkate Alınan Dairesel Depo	189
9.4. Yatay $f''(t)$ İvmesine Maruz Dairesel Depo	190
9.5. Dairesel Depolarda $P_{2i}$ Impuls Basıncının Hesabı	197
9.6. Dairesel Depolarda $P_{20}$ Salınım Basıncının Hesabı	197
9.7. Dairesel Depolarda Bileşke Impuls Basıncının $Z_i$ Tatbik Noktası	198
9.8. Dairesel Depolarda Bileşke Salınım Basıncının $Z_0$ Tatbik Noktası	198

<u>Sekil No:</u>	<u>Sayfa</u>
9.9. Dairesel Depolarda Gerçek ve Mekanik Eşdeğer Sistem	200
9.10. Bir Pasif $M_1$ (Impuls) Kütlesi ve İki Adet Aktif $M_{O1}, M_{O2}$ (salınım) Kütleleri Modeli	201
9.11. Maksimum $a_m$ İvmesine Maruz Dairesel Depo	201
9.12. Dairesel Depolarda $P_{3i}$ Impuls Basıncının Hesabı	207
9.13. Dairesel Depolarda Bileşke Impuls Basıncının $h_i$ Tatbik Noktası	207
9.14. Dairesel Depolarda $P_{30}$ Salınım Basıncının Hesabı	208
9.15. Dairesel Depolarda $R\bar{\Phi}_O/A$ Değerinin Hesabı	208
9.16. Dikdörtgen Depo Eksen Takımı	213
9.17. Dikdörtgen Depolarda $P_{6i}$ Impuls Basıncının Hesabı	220
9.18. Dikdörtgen Depolarda Bileşke Impuls Basıncının $h_i$ Tatbik Noktası	220
9.19. Dikdörtgen Depolarda $P_{60}$ Salınım Basıncının Hesabı	220
9.20. Dikdörtgen Depolarda Bileşke Salınım Basıncının $h_i (h_i^*)$ Tatbik Noktası	221
9.21. Dikdörtgen Depolarda $L \cdot \bar{\Phi}_O/A_1$ Değerinin Hesabı	221
9.22. Baraj Türü Yapılar İçin İç Yüzde Basınç Dağılımı	221
9.23. Ayaklı Depo Mekanik Eşdeğer ve Matematik Modeli	227
9.24. Ayaklı Depo	231
9.25. Ortalama Hız Spektrumu	231
9.26-9.30. Sayısal Uygulama Şekilleri	232-236

#### ÇİZELGELER LİSTESİ

<u>Çizelge No</u>	<u>Sayfa</u>
3.1. Dairesel Plak Durumunda Kesit Etkileri	25
4.1. Plak Moment Hesabı İçin $\eta$ Katsayıları	81
4.2. Plak Moment Hesabı İçin $\eta$ Katsayıları	82
4.3. Plak Moment Hesabı İçin $\eta$ Katsayıları	83
4.4. Dikdörtgen Depolarda Moment Hesabı İçin $\eta$ Katsayıları	87-88



<u>Çizelge No</u>	<u>Sayfa</u>
4.5. Dikdörtgen Depolarda Kesme Kuvveti Hesap Değerleri	89
4.6. Dikdörtgen Depolarda Moment Hesabı İçin $\eta$ Katsayıları	90-92
4.7. Dikdörtgen Depolarda Kesme Kuvveti Hesap Değerleri	93
6.1. Mesnet Kuşağında Ayak Sayısına Göre Kesit Etkileri	143
6.2. Dikdörtgen Kesitlerde $\tau_t$ Hesabı İçin $\psi$ Değerleri	160
9.1. Dairesel Depolarda $P_{2i}$ Impuls Basıncı İçin $\delta_i$ Katsayıları	195
9.2. Dairesel Depolarda $P_{2o}$ Salınım Basıncı İçin $\delta_o$ Katsayıları	196
9.3. Dairesel Depolarda Houzner Metoduyla Hidrodinamik Basıncın Hesabı	206
9.4. Dairesel Depolarda Impuls Basınçları İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması	210
9.5. Dairesel Depolarda Salınım Basınçları İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması	212
9.6. Dikdörtgen Depolarda Houzner Metoduyla Hidrodinamik Basıncın Hesabı	219
9.7. Dikdörtgen Depolarda Impuls Basınçları İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması	224
9.8. Dikdörtgen Depolarda Salınım Basınçları İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması	225
9.9. Baraj Türü Yapılara Uygulanan Bu Hesap Yöntemlerinin Impuls Basıncı İçin Karşılaştırılması	226

## TANIMLAR LİSTESİ

- HAZNE : Sıvının biriktirildiği depo kısmıdır.
- REZERVUAR : Çok büyük olan depolar ile yalnızca bir ya da iki kenarına duvar yapılmış, diğer kenarları doğal olarak sağlanmış su biriktirme yapıları.
- DOLULUK ORANI : Dairesel depolarda sıvı yüksekliğinin, yarıçapa oranı (h/R). Dikdörtgen depolarda sıvı yüksekliğinin uzun kenarın yarısına oranı (h/L).

## KISALTMALAR LİSTESİ

- BSSA : Bulletin of Seismological Society of America
- BS : British Standard
- DSİ : Devlet Su İşleri
- İBTŞ : İller Bankası Teknik Şartnamesi
- IS : Indian Standard
- JSCE : Japanese Society of Civil Engineers
- L'ITBTP : L' institut Technique du Batiment et des Travux Publics
- TASCE : Transaction of the American Society of Civil Engineers
- TMMOB : Türk Mühendis Mimarlar Odalar Birliği
- USAECT : United States Atomic Energy Commission Tid.

## BİRİMLER LİSTESİ

### SI-GELENEKSEL SİSTEM BİRİM DÖNÜŞÜM ÇİZELGESİ

(1 kgf = 10 N varsayımıyla)

CİNSİ	ULUSLARARASI SİSTEM (SI)	SEMBOLÜ	GELENEKSEL SİSTEM
-	Newton	N	0,10 kgf
-	Deka-newton	daN	1,00 kgf
Tekil yük	Kilo-newton	kN	100,00 kgf
Eşit yayılı yük şiddeti	Kilo-newton/metre	kN/m	100,00 kgf/m
Dayanım ya da gerilme	Newton/mm <sup>2</sup>	N/mm <sup>2</sup>	10,00 kgf/cm <sup>2</sup>
Moment	Kilo-newton·metre	kN·m	100,00 kgf·m

## SAYISAL UYGULAMALAR LİSTESİ

Sayısal Uygulama No:

Sayfa

3.1. Betonarme Dairesel Depo Hesabı (200 m <sup>3</sup> )	25
3.2. Küresel Kubbe Hesabı (yarıçapı 6,5 m)	37
4.1. Tek Gözlü Dikdörtgen Depo Hesabı (80 m <sup>3</sup> )	75
4.2. Tek Gözlü Bir Dikdörtgen Depo Hesabı (363 m <sup>3</sup> )	84
6.1. Ayaklı Depo Hesabı (≈500 m <sup>3</sup> )	148
9.1. Ayaklı Depo Deprem Hesabı (≈1000 m <sup>3</sup> )	230

## ÖZET

Özel mühendislik yapılarına giren betonarme depolar konusunda Türkçe olarak yazılmış yeterli kaynak olmadığı gibi bu konuya ilişkin bir Türk Standardı da bulunmamaktadır.

Bu boşluğu kısmen doldurabilmek amacıyla bu çalışmada oldukça geniş kapsamlı bir sentez sunulmaktadır.

Birinci bölümde çalışma ana hatlarıyla tanıtılmaktadır. Yapısal olarak mükemmel olan bir depo hidrolik açıdan yetersiz olabileceğinden ikinci bölümde hidrolik ve yapısal özellikler birlikte verilmektedir. Üçüncü ve dördüncü bölümlerde gömme ve yerüstü depolara ilişkin hesap bağıntıları, pratik hesap şekilleri, sayısal uygulamalar, çeşitli detay ve konstrüksiyon bilgileri verilmektedir. Beşinci bölümde depo tabanlarında, zemin cinsine göre alınacak konstrüktif önlemler ve derzlerin yerleştirilmesi gereken konumları belirtilmektedir. Altıncı bölümde ayaklı depo hesap esasları verilmekte ve 500 m<sup>3</sup> lük bir ayaklı deponun statik ve betonarme hesapları sunulmaktadır. Yedinci bölümde derz malzemeleri, derz çeşitleri ve bunların depolarda uygulamalarından söz edilmekte ve çeşitli derz detayları verilmektedir. Sekizinci bölümde depolarda geçirimsizlik irdelenmekte ve geçirimsiz beton yapımından, taşınmasından, yerleştirilmesinden ve bakımından söz edilmektedir. Dokuzuncu bölümde çeşitli geometriye sahip gömme, yerüstü ve ayaklı depoların depreme göre hesabına ilişkin birkaç hesap yöntemi verilmekte ve bunlar kendi aralarında karşılaştırılmaktadır. Bu arada pratik uygulamaları kolaylaştırmak için yöntemlerden elde edilen çeşitli çizelge ve grafikler de sunulmaktadır. Ayrıca bu bölümde Housner yöntemini kullanarak yaklaşık 1000 m<sup>3</sup> lük bir ayaklı deponun depreme göre hesabı yapılmaktadır.

Son bölüm sonuç ve önerilere ayrılmış olup bunu kaynaklar listesi ve üç ek bölüm izlemektedir.

## SUMMARY

There aren't enough studies in Turkish about special structures as reinforced concrete reservoirs and tanks. In addition, there is no Turkish standard for this subject too.

For this purpose, a rather large synthesis on this subject has been given at this study.

The study has been introduced main lines in chapter one. While structural design of a tank is satisfactory, it may not satisfy in the hydraulic aspects. Therefore, hydraulic and structural properties of a tank are given together in chapter two. Chapter three and four are devoted structural analysis, practical design, construction knowledge and some details for underground and groundlevel tanks. Considering soil types, provision of construction and position of joints in the tank floors are discussed in chapter five. Design of water towers and structural analysis for a water tower which has 500 m<sup>3</sup> capacity are given chapter six. Some knowledge of jointing materials, kinds of joints and use of them in tanks are yielded in chapter seven. Mixing, transportation, placing and protection of concrete for watertightness of a tank are set before in chapter eight. Computing methods developed by different others for the calculation of underground, groundlevel tanks and water towers subject to seismic effects are presented in chapter nine. The different methods are compared to each other and some design charts and tables are illustrated in the same chapter.

The last chapter devoted for results and advices. This chapter is following by list of references and three appendix.

## BÖLÜM 1

### G İ R İ Ő

İnsanoğlu belkide varlığından itibaren kendi ihtiyaçı olan suyu depolamak gereğini duymuştur. Daha sonraları bitkilerden ve hayvanlardan yararlanmaya başlayınca suyu depolama ihtiyaçı daha da artmıştır. Bu amaçla derelerin önüne taştan topraktan set germiş, kayaları oymuş ya da ahşaptan tekne şeklinde oluklar yapmıştır. Depolamada kullanılan yapı teknolojiye bağlı olarak değişmiş ve I. Dünya Savaşı yıllarında çelikten, betonarmeden depolar yapılmaya başlanmıştır. Freyssnet'in öngerilme fikrini ortaya atmasından sonra 1940 lı yıllarda depo yapımında öngerilmeli beton kullanılmaya başlanmıştır. Son yıllarda büyük depoların yapılması zorunlu olmuştur. Büyük depolarda geçirimsizlik öngerilmeli beton kullanarak daha kolay sağlandığından, bunların öngerilmeli betondan yapılması tercih edilmektedir.

Bugün depolar içme suyunu, kullanılmış suları, endüstri için gerekli olan sıvıları depolamada kullanılmakta ve artan nüfusa paralel olarak boyutları ve sayıları artmaktadır.

Normal bir sıvı deposu taban, duvarlar ve tavan kısmı olarak üç kısıma ayrılabilir. Projelendirmede bu elemanlar ayrı ayrı dikkate alınabileceği gibi bunları bir bütün olarak hesaplamak da mümkündür. Ancak, depolarda geçirimsizlik birinci dereceden önemli olduğundan hangi şekilde hesaplanırsa hesaplanırsın sadece hesabın yeterli olmayacağı açıktır. Çünkü yapım aşamasında yapılacak küçük bir detay hatası deponun çatlamasına, dolayısıyla da fonksiyonunu yapmasına engel olabilecektir.

Diğer taraftan yapım aşamasında betonun yerleştirilmesinden sonra özellikle depolarda çok önemli olan sıcaklık ve rötire etkilerini azaltmak için iyi bir şekilde sulanması, deponun aniden

doldurulmaması, sıcak altında boş bırakılmaması gibi önlemlerin de alınması gerekmektedir.

Depolar için verilen hesap esasları ve geçirimsizliğin sağlanması için alınan önlemler yüzme havuzları için de geçerlidir. Ancak yüzme havuzlarında geçirimsizliğin yanında estetik de sıvı depolarına göre daha önemli olmaktadır. Ayrıca yüzme havuzlarının gecede kullanılabilmesi için yan duvarlarının ışıklandırılması gerekir.

Özel mühendislik yapılarından olan betonarme depolar bu gün çok yaygın olarak kullanılmakla beraber, bu konuda bir Türk standardı olmadığı gibi yeterli sayıda Türkçe kaynak da bulunmamaktadır. Ayrıca öğretim programlarında da bu konuya yeterince yer verilmediğinden yapı mühendislerinin bu konudaki bilgileri de oldukça sınırlı kalmaktadır. Pratikte bu konuyla ilgilenen mühendisler genellikle yabancı standard ve kaynakları kullanmaktadırlar. Ancak yabancı bir kaynağı temin etmenin ve iyi bir şekilde anlayıp ülke şartlarına uygun olarak kullanmanın zor olacağı da açıktır. Bu boşluğun doldurulmasına katkıda bulunabilmek amacıyla bu çalışmada betonarme sıvı depoları konusunda çeşitli kaynak ve şartnamelerden yararlanarak kendi mevcut yönetmeliklerimize adapte etmek suretiyle oldukça kapsamlı bir sentez çalışması sunulmaktadır.

Çalışma dokuz asıl ve üç ek bölüm olmak üzere toplam onüç bölümden oluşmaktadır.

Birinci bölüm giriş bölümü olup, ikinci bölümde depoların tanımları, görevleri, sınıflandırılmaları, inşa edileceği yerin belirlenmesi, hacminin hesaplanması, inşa malzemesinin seçimi gibi hidrolik ve yapısal özellikler birlikte verilmektedir. Çünkü yapısal olarak mükemmel olan bir depo hidrolik açıdan yetersiz olabilir.

Üçüncü bölümde dairesel kesitli gömme ve yerüstü depoları anlatılmaktadır. Hesap bağıntıları yerüstü depoları için çıkarılmış olup gömme depolar için hesaplarda yapılacak değişiklikler de belirtilmiştir. Dairesel depo tavan örtüleri için düz

plak ve küresel kubbe durumları için hesap bağıntıları verilmiş ve 6,5 m yarıçapında bir küresel kubbe hesabı yapılmıştır. Ayrıca bölümün sonunda dairesel depolarda problem çıkabilecek bölgelerin detayları verilmekte ve inşaat süresinin prefabrik eleman kullanarak nasıl azaltılabileceği konusunda konstrüksiyon bilgileri sunulmaktadır.

Dördüncü bölümde dikdörtgen kesitli gömme ve yerüstü depoları irdelenmekte olup bunlara ilişkin elastik-plastik hesap, duvarların kısmi ankastreliğini dikkate alan pratik hesap ve depo duvarlarını istinat duvarı olarak dikkate alan hesap yöntemleri verilmektedir. Çok gözlü depoların gözlerinin dolu ya da boş olması durumlarına göre bunların davranışları üzerinde durulmakta ve bazı hesap bağıntıları verilmektedir. Bölümün sonunda dikdörtgen depolarda önemli kesitler, donatı detayları, prefabrik olarak birleşimlerinde düğüm noktalarının detayları ve çeşitli bilgiler verilmektedir.

Beşinci bölümde dikdörtgen ve dairesel depo tabanlarının projelendirilmeleri üzerinde durulmakta ve zeminin sağlam, çok heterojen, zayıf, sıkışabilir olmaları durumunda tabanlarda alınacak konstrüktif önlemler ve bunlarda derzlerin yerleştirilmesi gereken bölgeler belirtilmektedir.

Altıncı bölümde bir ayaklı depo; tavan kubbesi, üst kuşak, silindirik hazne, alt kuşak, kesik koni, taban kubbesi, mesnet kuşağı ve ayaklar olarak dikkate alınıp bunların hesap bağıntıları verilmektedir. Ayrıca 500 m<sup>3</sup> lük bir ayaklı deponun yapısal çözümlemesi ve betonarme hesapları yapılarak bunlara ilişkin detaylar verilmektedir.

Yedinci bölümde depo derz malzemeleri hakkında kısa bilgi verildikten sonra derz çeşitleri inşaat ve hareket derzleri olarak dikkate alınmış ve bunlar hakkında geniş bilgi verilmektedir. Bölümün sonunda bu derzlerin depo taban, duvarı ve tavanında uygulamaları üzerinde durulmaktadır.

Sekizinci bölümde depoların geçirimsizliğini sağlamak için beton karışımında kullanılan çimento, agrega ve karışım suyunda



aranan özellikler belirtilmekte ve geçirimsiz beton yapımı üzerinde durulmaktadır. Ayrıca depolarda rötire ve sıcaklık etkisi çok önemli olduğundan betonun taşınması, yerleştirilmesi ve sulanması gibi hususlar da belirtilmektedir.

Dokuzuncu bölümde depoların deprem hesabı üzerinde durulmaktadır. Normal bir betonarme yapı için zor olan deprem hesabı, depolarda daha da karmaşık durum almaktadır. Çünkü depolarda yapı-zemin etkileşimine ilave olarak depo haznesi-sıvı etkileşimi de ortaya çıkmaktadır. Bu bölümde çeşitli geometriye sahip gömme, yerüstü ve ayaklı depoların depreme göre hesabına ilişkin birkaç hesap yöntemi verilmekte ve bunlar kendi aralarında karşılaştırılmaktadır. Bu arada pratik uygulamaları kolaylaştırmak için yöntemlerden elde edilen çeşitli çizelge ve grafikler verilmektedir.

Son bölüm sonuç ve öneriler bölümü olup bu bölümü kaynaklar ve üç ek bölüm izlemektedir.

## BÖLÜM 2

### DEPOLAR HAKKINDA GENEL BİLGİLER

#### 2.1 GİRİŞ

Bir depo yapımına karar verildiği zaman, hidrolik ve yapısal düşüncelerin birlikte değerlendirilmesi gerekmektedir. Çünkü yapısal olarak mükemmel olan bir depo hidrolik açıdan yeterli olmayabilir. Bunun tersinin olması da mümkündür. Bu nedenle depolara ilişkin hidrolik ve yapısal özellikler, ana hatlarıyla bu bölümde birlikte verilmektedir.

#### 2.2 DEPO TANIMI

Su mühendisliği açısından depo; kaynaktan iletilen ve ihtiyaç yerine dağıtılan debiler arasındaki farkı dengeleyen yapılar olarak tanımlanabilir. Bu dengeleme sayesinde su alma, tasfiye ve pompa tesisleri ile iletim (isale) hattının ortalama debiye göre boyutlandırılması sağlanmış olmaktadır.

Yapı mühendisliği açısından depo; toplumun kullanımı için gerekli olan su miktarı ile, endüstri ve enerji için gerekli olan sıvıların biriktirilmesinde kullanılan yapılar olarak tanımlanabilir.

#### 2.3 DEPOLARIN GÖREVLERİ

Yukarıda da belirtildiği gibi depolar çok değişik amaçlar için kullanılmaktadır. Kullanım amacına bağlı olarak yapmakta oldukları görevlerden başlıcaları aşağıda verilmektedir:

- Günün değişik saatlerinde su sarfiyatındaki salınımları dengelemek. Günün bazı saatlerinde şebekenin çektiği su, depoya gelen sudan fazladır. Bu durumda aradaki fark depo tarafından karşılanır. Bunun aksine şebekenin çektiği su miktarının, depoya gelen sudan az olması durumunda aradaki fark depoda birikir.

- Yangın anında gerekli olan ek su ihtiyacını karşılamak.

- Şebekedeki su basıncının belirli sınırlar içinde kalmasını sağlamak.

- Kademeli şebekelerde üst ya da alt kademeler için kaynak (mema) görevi yapmak.

- Sivıların, gerektiği zaman kullanılmasını, gerekmediği zaman da depolanmasını sağlamak.

#### 2.4 DEPOLARIN SINIFLANDIRILMASI

Burada genel olarak su depoları irdelenmesine rağmen, bu şekilde hizmet veren depolar aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir:

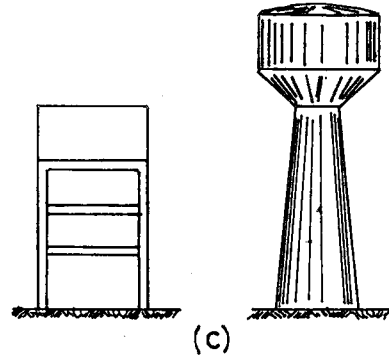
1) Kullanım amacına göre;

- Su depoları,
- Akaryakıt depoları,
- Gaz depoları,
- Arıtma tesisi depoları, vs.



2) Kullanılan malzeme cinsine göre;

- Çelik depolar,
- Kargir ve beton depolar,
- Betonarme depolar,
- Öngerilmeli ya da kısmen öngerilmeli beton depolar.



3) Zemindeki konumlarına göre;

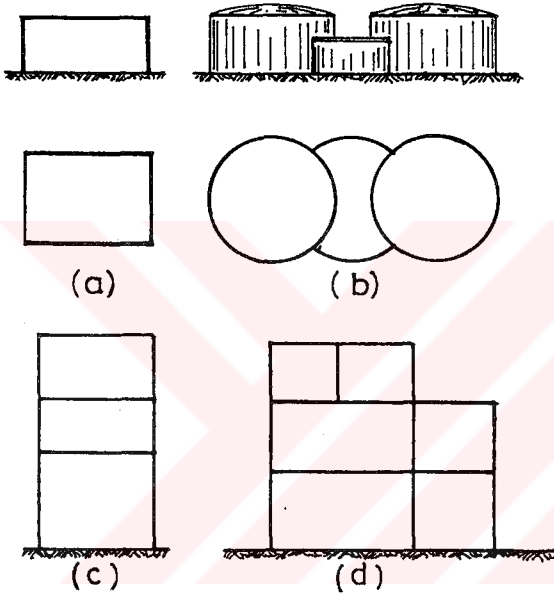
- Gömme depolar (Şekil 2.1a),

Şekil 2.1. Zemin Seviyesine Göre Depo Çeşitleri.

- Yerüstü depoları (Şekil 2.1b),
- Ayaklı depolar (Şekil 2.1c).

4) Plandaki şekillerine göre;

- Kare kesitli depolar,
- Dikdörtgen kesitli depolar,
- Daire kesitli depolar,
- Çokgen kesitli depolar,
- Herhangi bir kesitteki depolar.



Şekil 2.2. Kat ve Göz Adedine Göre Depolar

5) İnşa şekline göre;

- Monolitik (yerinde dökme) depolar,
- Prefabrik depolar.

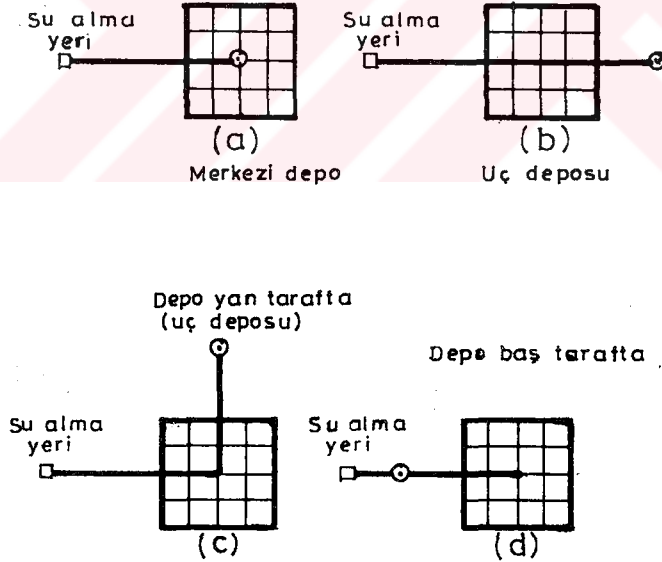
6) Kat ve göz adedine göre;

- Tek gözlü depolar (Şekil 2.2a),
- Çok gözlü depolar (Şekil 2.2b),
- Çok katlı depolar (Şekil 2.2c),
- Çok katlı ve çok gözlü depolar (Şekil 2.2d).

Bu sınıflandırmadan sonra elde bulunan verilere göre deponun ne şekilde yapılacağı (ayaklı depo, gömme depo, dikdörtgen depo vb.) statik, ekonomi, yerel şartlar gibi faktörlere bağlıdır.

## 2.5 DEPO YERİNİN BELİRLENMESİ

Ekonomik düşünceler ve yerel şartlar depo yerinin belirlenmesinde en önemli rolü oynamaktadır. Deponun cazibe (yer çekimi) ile beslenilmesi düşünülüyorsa şebekede yeterli basıncı sağlamak için depoyu yüksek bir yere yapmak gerekir. Ayrıca, hidrolik açıdan meskûn bölgenin en yoğun kısmında yapılması, suların en kısa yoldan ihtiyaç bölgesine dağıtılmasını sağlayacağından, yük kayıplarını minimum yapmaktadır (merkezi depo Şekil 2.3a). Fakat, genel olarak bu şekilde depo yerinin seçimi, şehircilik ve hidrolik açıdan mümkün olmamaktadır. Depoyu merkezi olarak yapma imkanı yoksa, şebekenin karşı tarafına ya da yan tarafına yapmak gerekir (uç deposu, Şekil 2.3b ve c). Uç depoları genellikle hidrolik bakımdan uygun olmaktadır. Çünkü en çok su sarfedilen saatlerde meskûn bölge hem pompalar hem de depo tarafından aynı anda beslenmektedir. Bu da yük kayıplarının daha az olma ihtimalini artırmaktadır.



Şekil 2.3 Yerleşim Bölgesine Göre Depo Yerinin Seçimi.

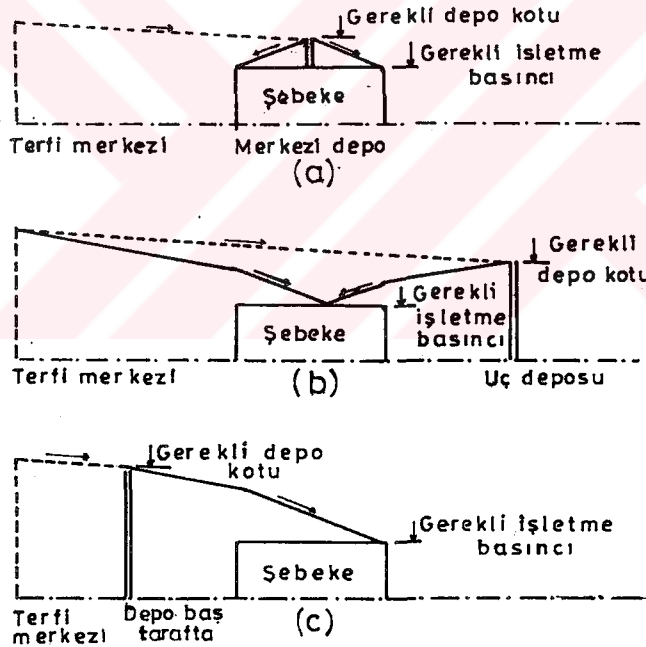
Su alma tesisi ve şebeke arasında bulunan depolar hidrolik ve su dağıtma tekniği açısından en olumsuz konumdaki depolardır (Şekil 2.3d), (Muslu,1978).

Deponun şebekenin baş tarafında bulunması durumunda (Şekil 2.3d) iletim hattı önce depoyu doldurmakta ve şebekeye su bir ana boru vasıtasıyla dağıtılmaktadır. Bu tip depoların hidrolik durumu, şebekedeki gerekli işletme basıncına göre, Şekil 2.4 c de gösterilmektedir. Bu konumdaki depoların üstünlükleri;

- terfi yüksekliğinin sabit olması,
- hidrolik durumun açık olması,
- depoda daima taze su bulunması,

sakıncaları ise;

- basınçların üniform olmayışı,
  - terfi masraflarının fazla olması,
- şeklinde sıralanabilir.



Şekil 2.4 Depo Yerine Göre Gerekli Yüksekliklerin Bulunması ve Basınç Çizgileri.

Deponun şebekenin karşı ya da yan tarafında bulunması halinde (Şekil 2.3b ve c) iletim hattının önce depoyu doldurma zorunluluğu yoktur. Bu tip depoların işletme basıncına göre

hidrolik durumları Şekil 2.4 b de gösterilmektedir. Bu şekilde depo yapmanın üstünlükleri;

- terfi yüksekliği ve işletme masraflarınının küçük olması,
- basınçların üniform olması,
- boru çaplarınının daha küçük çıkması,
- işletme emniyetinin yüksek olması,

şeklinde sıralanabilir. Sakıncası ise depoda suyun uzun süre kalmasından dolayı tazeliğini kaybetmesidir. Bunu önlemek için depoya suyu sadece geceleri vermek gerekmektedir. Ancak, bu durumda gündüz saatlerinde tüketim azaldığında depo aşırı yük ve basınç altında kalır. Bu nedenle iletilen suyun zaman zaman kısılması gerekmektedir. Bunun da bazı işletme güçlüklerine sebep olacağı açıktır.

Hidrolik düşünceler ve su dağıtma tekniği ile ilgili hususlardan başka arazi durumu da ekonomik depo yerini belirlemede etkili olmaktadır. Normalde depolar, mümkün olan en yüksek arazi kısmına yapılır. Bunun yapısal olarak faydası, bu kısımlarda zeminin sağlam ve yeraltı su seviyesinin oldukça aşağılarda bulunmasıdır. Bu durumda depoda farklı oturumaların meydana gelme ihtimali azalacak dolayısıyla da depo elemanlarında ek gerilmeler meydana gelmeyecektir. Hidrolik açıdan faydası ise, su seviyesi ile arazi seviyesi arasındaki mesafe arttıkça deponun yapım masrafları arttığından, bu kısımlarda su seviyesi ve arazi seviyesi arasındaki farkın az olmasıdır. Böyle bir durumda uç deposu, merkezi depodan daha avantajlı olabilir.

Genel bir kural olarak küçük yerleşim bölgelerinde tek, büyük yerleşim bölgelerinde çok sayıda depo yapma yoluna gidilmektedir. Çok sayıda depo yapılması halinde yapım masrafı artmaktadır. Ancak bu durumda, boru çaplarında küçülme olacağından, toplam maliyet (tesis ve işletme masrafları) azalabilir.

Diğer taraftan depo yeri seçiminde, depo yapımı için gerekli malzeme, araç ve gereçlerin inşa yerine kolayca getirilip, getirilemeyeceğini de dikkate almak gerekir.

Görüldüğü gibi ekonomi, emniyet, yerel şartlar ve hidrolik açıdan en uygun depo yerinin seçimi bir optimizasyon problemi-  
dir.

## 2.6 DEPO HACMİNİN BELİRLENMESİ

Gömme ve yerüstü depolarının hacmi hesaplanırken 30 yıl sonraki maksimum günlük su sarfiyatı dikkate alınmaktadır. Ayaklı depoları, değiştirmek ya da hacimlerini artırmak diğer depolara göre zor olduğundan, daha uzun sürelerle cevap verecek şekilde projelendirilmeleri gerekmektedir. Teknik literatürlerin bazılarında, bu süre 50 yıl olarak önerilmektedir (Muslu, 1978; Kalender, 1988).

Depo hacmi hesaplanırken haftalık, aylık ya da yıllık periyotlar dikkate alındığında büyük hacimler gerekmektedir. Bu nedenle, depo hacmi maksimum su tüketilen bir günlük periyoda göre hesaplanmaktadır. Yıllık dengeleme ise yalnız üstü açık çok büyük depolar ya da baraj gölleri için kullanılır.

Cazibe ile çalışan uzun iletimlerde arıza ihtimali fazla olacağından depo hacmini daha büyük; kısa iletimlerde ise, arıza ihtimali az olacağından, daha küçük almak uygun olmaktadır.

Depo hacminin, emniyet yönünden, büyük alınması arzulanan bir durumdur. Ancak, bu durumda aşağıdaki hususları da dikkate almak gerekmektedir.

- Suyu depoda fazla bekletmek kalitesini bozabilir.
- Ekonomik açıdan daha fazla masraf gerektirir.
- Daha gerçekçi hesap, gelişmiş teknoloji ve çok daha dikkatli işçilik gerektirir.
- Şehir içinde depo inşası için uygun yer bulmak zor olabilir.

Aşağıda depo hacminin belirlenmesinde etkili olan ve depoda daima bulunması gerekli su miktarları verilmektedir.



a) Su sarfiyatındaki salınımları dengelemek için depoda bulunması gerekli su miktarı ( $V_g$ )

Günün bazı saatlerinde şebekenin çektiği su depoya gelen sudan daha fazla olabilir. Bu durumda aradaki fark depo tarafından karşılanmak zorundadır. Aksine, şebekedeki sarfiyat depoya gelen sudan daha azsa aradaki fark depoda, daha sonra kullanılmak üzere, biriktirilir.

Emniyet bakımından depo hacmi küçük tesislerde günlük maksimum sarfiyatın büyük bir yüzdesi; büyük tesislerde ise daha küçük bir yüzdesi olarak dikkate alınabilir. Bu yüzdelerin değerleri ekonomik ve konstrüktif nedenlere bağlı olarak değişmektedir. Çoğu ülkelerde, maksimum günlük sarfiyatın %100 üne yakın bir su miktarının depoda bulunması dikkate alınmaktadır. (Münih 0,87; Viyana 1,78; Londra 1,23; Paris 0,75; Atina 1,4; Brüksel 1,5; San Fransisko 2,8). Türkiye'de ise bu değer İller Bankası Teknik Şartnamesine göre:

- Cazibeli (yer çekimi ile) iletimlerde depo faydalı hacmi, maksimum günlük su sarfiyatının tamamını ya da en az 1/3 ünü içermelidir.

- Terfili (pompa ile) iletimlerde söz konusu hacim, maksimum günlük sarfiyatın en az 1/4 ünü içerecek şekilde hesaplanmalıdır.

Ancak bu tür iletimlerde depo hacmini pompaların çalışma zaman ve süresi ile su sarfiyatı değerleri arasındaki bağıntıyı dikkate alarak hesaplamak daha gerçekçi olacaktır.

Durum böyle olmakla beraber pratikte genel olarak bu ihtiyaç için depoda bulundurulması gereken su, cazibeli iletimlerde maksimum günlük su sarfiyatının 1/3 ü, terfili iletimlerde ise 1/4 ü olarak düşünülmektedir. Bu miktarın tartışmaya her zaman açık olduğu ortadadır.

b) Yangın için depoda bulunması gerekli su miktarı ( $V_y$ )

Çeşitli kuruluşlar, geçmişteki tecrübelerine dayanarak, depoda bulunması gerekli yangın suyu hakkında farklı değerler

önermektedir (Muslu,1978; Çeçen,1973). Yangın suyu miktarının hesabında yangının devam etme süresi önemli bir faktör olmaktadır. Bu süre çeşitli parametrelere (mücadele yöntemine, uzman personele, teknik araç ve gerece) bağlı olduğundan yangın suyu miktarı için her ülkede kullanılan değerler genellikle birbirinden farklı olmaktadır. Aşağıda İller Bankası'nın bu konudaki önerileri verilmektedir.

$$\begin{aligned} N_m < 10.000 & \text{ ise } V_y = 36 \text{ m}^3, \\ 10.000 \leq N_m < 50.000 & \text{ ise } V_y = 72 \text{ m}^3, \\ N_m \geq 50.000 & \text{ ise } V_y = 360 \text{ m}^3. \end{aligned}$$

Burada  $N_m$  yerleşim bölgesinin müstakbel (gelecekteki) nüfusunu göstermektedir.

c) Kayıplar için depoda bulunması gerekli su miktarı ( $V_k$ )

Depoda meydana gelebilecek kayıpları dikkate almak için  $2 \text{ m}^3$  ek bir suyun bulundurulması düşünülmektedir.

Sonuç olarak  $V_D$  gerekli depo hacmini,  $V_y$  yangın suyu miktarını,  $V_k$  kayıp suyu miktarını,  $V_g$  günlük sarfiyatı dengelemek için gerekli su miktarını,  $k$  bir katsayıyı göstermek üzere;

• Cazibeli iletimlerde,

$$V_D = \left(\frac{1}{3} \leq k \leq 1\right) V_g + V_y + V_k$$

• terfili iletimlerde,

$$V_D = \left(\frac{1}{4} \leq k\right) V_g + V_y + V_k$$

bağıntılarıyla hesaplanabilir. Hesaplanan bu hacim gömme ve yerüstü depolarında;

- 1.grup ( $50-500 \text{ m}^3$ ) 50 şer  $\text{m}^3$  aralıklarla,
- 2.grup ( $500-1000 \text{ m}^3$ ) 100 er  $\text{m}^3$  aralıklarla,
- 3.grup ( $1000-2000 \text{ m}^3$ ) 250 şer  $\text{m}^3$  aralıklarla,
- 4.grup ( $\geq 2000 \text{ m}^3$ ) 500 er  $\text{m}^3$  aralıklarla,

yuvarlatılır. Ayaklı depo hacimleri ise;

1.grup (50-500 m<sup>3</sup>) 50 şer m<sup>3</sup> aralıklarda,

2.grup (≥500 m<sup>3</sup>) 100 er m<sup>3</sup> aralıklarla yuvarlatılır.

Büyük şebekelerde depo hacimleri hakkında yukarıdaki hükümlere uymak zorunlu değildir (İ.B.T.Ş., 1985).

## 2.7 DEPO EKONOMİK KOTUNUN BELİRLENMESİ

Depo kotu önceden belirlenmemişse, aşağıdaki analizin yapılması gerekir.

Depo için değişik kotlar kabul edilerek, bunlardan hangisinin daha ekonomik olduğu araştırılır. Bu amaçla her depo yeri için, ekonomik düşüncelerden hareketle, boru çapları ve bunlara bağlı olarak da yıllık masraflar belirlenir.

Depo coğrafi bakımdan yüksek bir arazide bulunuyorsa, pompaj masrafları yüksek fakat tesis masrafları küçük olur. Çünkü bu durumda yük kayıpları büyük tutularak küçük çaplı borular kullanılabilir. Deponun daha alçak kotlu bir arazide bulunması halinde pompaj masrafları küçük, buna karşılık tesis masrafları büyük olur. Her durumda depo kotları şebekede istenilen maksimum ve minimum basınçları (max 80 m, min. 20 m) sağlamak zorundadır.

Tesis ve işletme masraflarının toplamını minimum yapan ve yukarıdaki koşulları da sağlayan kot en uygun depo kotu olarak seçilir.

## 2.8 DEPO İNŞA MALZEMESİNİN SEÇİMİ

Deponun hangi malzemeden yapılacağına, depo kotu, boyutları gibi özelliklerinin yanında biriktireceği sıvının özellikleri de dikkate alınarak karar verilir.

Depolar betonarme, öngerilmeli beton, kargir ya da çelik olarak yapılabilir. Betonarme ya da öngerilmeli betondan yapıl-

ması halinde, gerek prefabrik gerekse yerinde dökme olarak yapılabilirler, temel malzeme olarak donatı, çimento, su ve agrega kullanılmaktadır. Ancak, depolarda geçirimsizliği sağlamak için bu malzemelerde bazı ilave özellikler istenmektedir (Bkz.Bölüm 8). Bu konuda kaynak (Manning,1967)'ye bakılabilir.

## 2.9 DEPOLANACAK SIVILARIN ÖZELLİKLERİ

Çoğu maddeler beton için zararlı değildir. Bunlar genel olarak karbon bileşimli temel maddeler olarak bilinirler (örneğin, parafinler). Diğer maddelerden bir kısmı zararlı olmakta ve bazıları da aşırı derecede zararlı olup, betonun harap olmasına neden olmaktadır. Asitlerin hemen hemen hepsi, tuzların da bazıları (özellikle sülfatlar) zararlı etkiler oluşturmaktadır. Beton için zararlı asitlere örnek olarak sülfirik, hidroklorik, nitrik, karbonik, sakarik,asetik asit ile fenol verilebilir. Zararlı tuzlara örnek olarak ise magnezyum sülfat, sodyum sülfat, zeytin yağı, kakao yağı, meyve suları, süt ve diğer bir kısım yağlar verilebilir.

Akümülatör odalarında bulundurulmuş sülfirik asitle, suni ipek üretiminde kullanılan asetik asite karşı beton elemanlar koruyucu bir tabakayla kaplanmalıdır.

Sodyum klorit, kalsiyum klorit, oksalik asit (tek zararsız asit), sodyum nitrat, kireç suyu, maden yağı, benzol, parafin, vazelin, vb. bileşimler içeren maddeler beton için zararlı olmazlar.

Sıvıların betona yapacağı zararları önlemek için değişik tipte izolasyon önlemleri alınabilir. Bitümlü tecritler, silisyum tetraflorür ile kaplama, poliakrilik esaslı ya da poliepoksi esaslı polimer malzemelerle izolasyon yapılabilir (Akman,1987).

Betonarme depolarda petrol ürünleri bulundurma konusunda birbirinden çok farklı görüşler bulunmaktadır. Bu konuya ilişkin bazı görüşler aşağıda verilmektedir (Manning, 1967).

Uzak doğudaki petrol şirketleri genel bir politika olarak, petrol ürünleri depolamada beton kullanmazlar. Bunun nedeni petrolün betona ya da betonun petrole zarar verdiğinden değil, çelik depoların kolayca sökölüp taşınabilmesinden kaynaklanmaktadır. Oysa, betonarme depolar sabit olarak yapıldıklarından sökölüp başka bir yere taşınması imkansızdır. Bu şirketler yaptıkları depolarda fuel oilin beton için zararlı olmadığını söylemektedirler. Buna delil olarakta, suyun neden olduğu paslanmayı önlemek için çelik depoların tabanlarında çimento şerbeti kullanılmasını göstermektedirler. Ayrıca bu depolarda pompalama sistemlerinde de beton elemanlar bulunmaktadır.

Petrol ürünleri bulunduran depolarda çok kalın beton kullanılsa bile, gaz haline dönüşen sıvıların dışarı sızmasından dolayı, kayıplar oluşmaktadır. Bunu önlemek için değişik sistemler geliştirilmiştir. Bu konuya ilişkin daha ayrıntılı irdelemeler ve depolanan petrol ürününe göre uygulanacak kaplama çeşitleri hakkında kaynak (Manning, 1967, s.304-305)'e başvurulabilir.

## 2.10 DEPOLARIN ESTETİĞİ

Estetik, yüzme havuzu ve yerüstü depolarında da önemli olmakla birlikte, bir sanat eseri özelliğini taşımak zorunda olan ayaklı depolarda daha çok önem arz etmektedir. Ancak inşaat mühendisleri bu yapılara, kabul edilebilir bir estetik vermeyi ön planda tutmadıklarından klasik tipte depolar inşa etmişlerdir. (Şekil 2.1c). Gelişmiş ülkelerde özellikle II. Dünya Savaşından sonra bu tip depolardan başka tipte depolarda yapılmaya başlanmıştır (Şekil 2.5). Ancak Türkiye'de halen İller Bankası tarafından, tek tip ayaklı depolar yaptırılmaktadır (Şekil 6.2).

Durum böyle olunca, özellikle ayaklı depoların projelendirilmelerinde mimarların da görüşünün alınmasının yararlı olacağı açıktır.



Sekil 2.5. Estetik Bir Ayaklı Depo (900m<sup>3</sup>).

## BÖLÜM 3

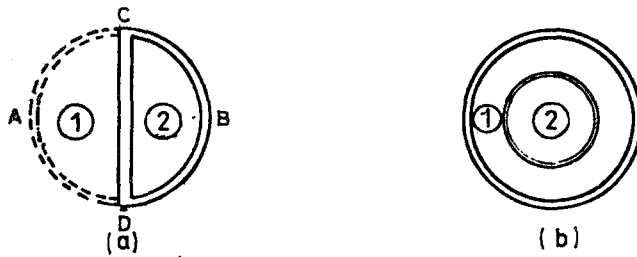
### DAİRESEL KESİTLİ DEPOLAR

#### 3.1 GİRİŞ

Depolarda bulunan sıvılar depo yan duvarlarına basınç uygulayarak bunları dış tarafa doğru harekete zorlarlar. Bu etkiden dolayı duvarlar moment ve normal kuvvetin etkisinde kalır. Depo duvar boyutları ve bu boyutlara yerleştirilmesi gereken donatılar, belirlenen kesit etkilerine göre hesaplanır. Diğer taraftan, depolarda çatlama riski büyük önem arzettiğinden, bunların duvarlarında eğilme momentinin oluşması istenmez. Bu durumda dairesel depolar; diğer depolara göre daha üstün durumdadır. Çünkü, dairesel depolarda genellikle eğilme momenti ihmal edilebilecek kadar küçük olmaktadır.

Bunun yanında dairesel depolarda, duvar yüzeylerinin eğriliği, kalıp ve donatı işçiliğini artırdığından, birim alan maliyetleri; diğer depolara göre daha yüksektir. Bu da dairesel depoların sakıncalı yönünü oluşturmaktadır.

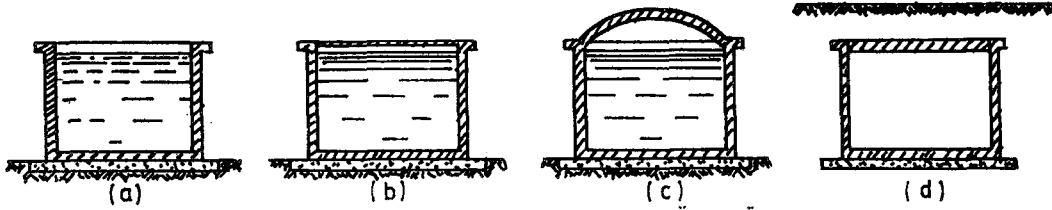
Dairesel bir depo Şekil 3.1 a da gösterildiği gibi CD düzlem duvarıyla ikiye ayrılabilir ya da yarım daire şeklinde yapılabilir. Ancak bu durumda CD duvarı büyük eğilme momentinin etkisinde kalır. Bu nedenle dairesel bir deponun iki gözlü inşasının Şekil 3.1 b deki gibi yapılması, duvarlardaki eğilme momentlerinin ihmal edilebilecek kadar küçük olmasından dolayı, daha uygundur.



Şekil 3.1. İki Gözlü Dairesel Depo.

### 3.2 DAİRESEL KESİTLİ DEPOLARIN HESAP ESASLARI

Bu bölümde yerüstü depoları (Şekil 3.2a,b ve c) ve gömme depolar (Şekil 3.2 d) dikkate alınmaktadır. Çünkü dairesel depoların ayaklı olarak yapılması halinde, tabanları genellikle ekonomiklik sağlamak için, düz plak yerine küresel kubbe şeklinde yapılmaktadır. Bu durum ayaklı su depolarının irdelendiği Bölüm 6 da anlatılmaktadır.



Şekil 3.2. Dairesel Depo Çeşitleri ve Üst Örtüleri.

Bir dairesel kesitli depo üç kısımda incelenebilir:

- 1) Depo tabanı,
- 2) Depo yan duvarı,
- 3) Depo tavanı.

#### 3.2.1. Depo Tabanları

Depo tabanı olarak genellikle dairesel plak kullanılmakla birlikte zemin cinsi ve depo boyutlarına bağlı olarak dişli ya da mantar döşeme şeklindeki tabanlar da kullanılabilir. Bu konuda, tabanın oturduğu zemin cinsine göre, daha ayrıntılı bilgi Bölüm 5 de verilmektedir.

#### 3.2.2. Depo Yan Duvarları

Aşağıda dairesel depo duvarlarına ilişkin yaklaşık bir hesap yöntemi verilmektedir. Mesnetlenme şekillerine ve üzerine etkiyen yükün şiddetine göre ekonomik olarak projelendirilmeleri bu bölüm içerisinde farklı başlıklar altında irdelenmektedir.

##### ● Donatı hesabı

Bunun için depo 1.00 m yükseklikli şeritlere ayrılıp, her



bir şerit üzerine etkiyen basıncın sabit ve ortalama basınca eşit olduğu kabul edilmektedir.

Şekil 3.3 de gösterilen birim yükseklikli bir dairesel kesit dikkate alınsın. AB çapının üstündeki ① kısmı ile aynı çapın altında bulunan ② kısmını birbirinden ayırma eğiliminde olan kuvvet aransın.

Kesit çevresinin bir  $ds$  elemanı düşünülürse  $p$  basıncının içten dışa doğru etkimesi halinde bu eleman üzerine etkiyen kuvvet  $p \cdot ds$  olmaktadır. Bu kuvvetin bileşenleri

y ekseninde:  $p \cdot ds \cdot \cos \alpha$ ,

x ekseninde:  $p \cdot ds \cdot \sin \alpha$

olarak bulunur. Bu  $ds$  elemanlarının tümü için,

$$\sum p \cdot ds \cdot \cos \alpha = p \cdot \sum dx = 2p \cdot R; \quad \sum p \cdot ds \cdot \sin \alpha = 0$$

bağıntıları elde edilir. Üzerinde  $p \cdot ds \cdot \sin \alpha$  etkisi olan her  $ds$  elemanına; y eksenine göre üzerinde  $-p \cdot ds \cdot \sin \alpha$  etkisi bulunan simetrik bir eleman karşılık gelmektedir. Bu nedenle  $\sum p \cdot ds \cdot \sin \alpha = 0$  olmaktadır.

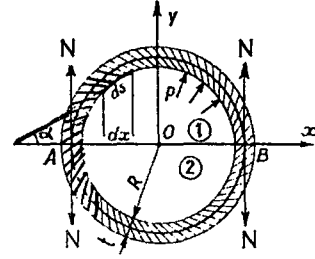
Bu durumda ① parçasını ② parçasından ayırmaya çalışan kuvvet,

$$N_1 = 2p \cdot R$$

olarak bulunur. Bu kuvvet  $N=p \cdot R$  değerinde A ve B ye etkiyen iki bileşene ayrılabilir. Betonun çekme dayanımı ihmal edildiğinden bu  $N$  kuvvetlerinin her biri çember şeklinde yerleştirilen çember donatısı tarafından karşılanacaktır.  $A_{st}$  dikkate alınan yükseklikteki çember donatısının toplam alanını  $\bar{\sigma}_s$  donatı emniyet gerilmesini göstermek üzere,

$$A_{st} = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \rightarrow A_{st} = \frac{p \cdot R}{\bar{\sigma}_s} \quad (3.1)$$

bağıntısından hesaplanır.



Şekil 3.3. Dairesel Depo Duvar Kesiti.

Çember donatısının çap ve aralıkları, hesaplanan dilim yüksekliği üzerinde genellikle sabit alınır. Diğer taraftan mümkün olan en büyük derinliğe kadar, inşaat kolaylığı bakımından, çember donatılarının aralıklarını değiştirmek suretiyle çaplarının sabit kalmasına gayret gösterilir. Ancak donatı aralıkları da belirli sınırlar arasında kalmalıdır. Bu konuda TS 500 deki hükümlere uyulması gerekir.

Dağıtma donatısı görevini yapan düşey donatıların yerleştirilmesiyle, depo duvar donatısı tamamlanmış olur. Bu donatıların alanı çember donatısı alanının 1/3 ile 1/2 si arasında, aralıkları ise genellikle 12 cm civarında olmalıdır.

Yukarıda verilen hesap yönteminin, ancak dikkate alınan dilimlerin şekildeğiştirmelerinin, alt ve üstünde bulunan dilimlerinden bağımsız olması halinde doğru olacağını dikkate almak gerekir. Bu da ancak iki ucu açık ve eşit basınç etkisindeki bir boruda olduğu gibi tüm dilimlerin şekildeğiştirmelerinin eşit olmasıyla mümkündür. Fakat, depolarda oluşan durum bundan farklıdır. Çünkü, depo duvarları daha kalın olup üst kısımları genellikle bir kuşak kirişiyle rijitleştirilmiştir. Bu durumda üst kısma yakın olan dilim, ortaya yakın olan dilimden daha az şekildeğiştirme yapmaktadır. Diğer taraftan, duvarın tabanla birleştiği kısım, alt dilimin şekildeğiştirmesine engel olmaktadır. Bu nedenle depo duvarıyla tabanın birleştiği kısımda, oluşabilecek çatlakları önlemek için, bazı tedbirler almak gerekir.

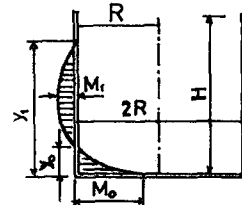
$M_0$  ve  $M_1$  (kgm),  $R$  ve  $H$  (m),  $t$  de (cm) cinsinden olmak üzere bazı kaynaklar (Charon, 1976) dairesel depo duvarlarında Şekil 3.4 dekine benzer bir moment diyagramını dikkate almaktadır. Bu moment değerlerini de;

$$M_0 = 3tRH \quad ; \quad M_1 = \frac{M_0}{5} \quad (3.2)$$

bağıntılarıyla hesaplamayı önermektedirler. Burada;

$$y_0 = 0,06 \sqrt{tR} \quad (m), \quad y_1 = 5y_0 \quad (m)$$

bağıntılarıyla hesaplanmaktadır.



Şekil 3.4 Dairesel Depo Duvarında Moment Diyagramı.

- Duvar kalınlıklarının belirlenmesi ve çatlakların denetimi

Duvar kalınlığı deponun üst kısmında 8 cm den daha az olmamalı ve duvar bu kısımda bir kuşak kirışıyle rijitleştirilmelidir. Depolar için çok önemli olan çatlama riskini azaltmak için betonda oluşan çekme gerilmelerinin uygun düzeyde (örneğin 10 kgf/cm<sup>2</sup>) olup olmadığını kontrol etmek gerekmektedir. Bunun için,

$$\sigma_{ct} = \frac{N}{A_i} \rightarrow \sigma_{ct} = \frac{p \cdot R}{A_c + nA_s} < 10 \text{ kgf/cm}^2 \quad (3.3)$$

bağıntısını sağlaması gerekmektedir.

Çatlama için donatı emniyet gerilmesi ( $\sigma_s$ ) ise aşağıda verilen  $\sigma_{1s}$  ve  $\sigma_{2s}$  değerlerinden büyüğünü geçmemelidir.  $A_s$  toplam çekme donatısı alanını,  $t$  kesit yüksekliğini,  $d$  faydalı yüksekliği,  $b_w$  kesit enini,  $\rho_r = A_s / 2 \cdot b_w (t-d)$  çatlak hesabı için donatı oranını,  $\eta$  çatlama katsayısını (düz yüzeyli yuvarlak donatılar için  $\eta=1$ , nervürlü donatı için  $\eta=1,5$  ve  $\phi$  (mm) çekme etkisindeki en büyük donatı çapını göstermek üzere;

$$\sigma_{1s} = k \frac{\eta \rho_r}{\phi (1+10\rho_r)} \quad , \quad \sigma_{2s} = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \sigma_c}{\phi}}$$

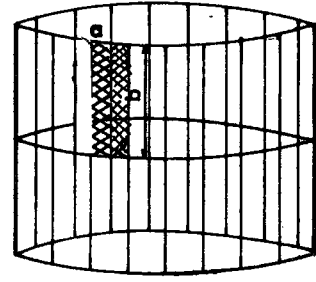
bağıntılarıyla hesaplanırlar. Bu bağıntılardaki  $k$  katsayısı yapının davranışı üzerinde olduğu kadar estetik ve fonksiyonu üzerindeki çatlamanın önemine bağlı olarak  $1,5 \times 10^6$  ile  $0,5 \times 10^6$  arasında değerler almaktadır. Yapıda oluşan çatlak genişliğinin çok zararlı olduğu durumlarda (örneğin, yapı kemirici bir ortamdadır ya da mutlak bir geçirimsizliğe sahip olması gerekmektedir)  $k=0,5 \times 10^6$  alınması uygun olmaktadır. Dolayısıyla depolarda  $k$ 'nin bu son değerini kullanmak gerekir. Hesap kolaylığı sağlamak için  $\sigma_{1s}$  ve  $\sigma_{2s}$  değerleri EK-A da Çizelge A1 ve A2 den alınabilir.

Depo tabanındaki duvar kalınlığı genellikle,

$$t = \frac{HD}{4} \quad (H \text{ ve } D \text{ metre, } t \text{ cm cinsinden)} \quad (3.5)$$

bağıntısıyla belirlenir. Bu kalınlık, ekonomi sağlamak amacıyla duvarın üst ucuna doğru azaltılabilir.

Izgara şeklinde yerleştirilen donatının her bir gözündeki beton elemanların su basıncı etkisi altında zımbalanmaması gerekir (Şekil 3.5). Bu zımbalamayı önlemek için donatı sayısı artırılıp, göz açıklıkları küçültülebilir.



Şekil 3.5. Dairesel Depo Duvarında Betonun Zımbalanması.

### SAYISAL UYGULAMA 3.1. Betonarme Dairesel Depo Hesabı (200 m<sup>3</sup>)

Çapı 8 m, yüksekliği 4 m olan dairesel bir deponun hesaplanması istensin. Betonun çekmede emniyet gerilmesi  $\bar{\sigma}_{ct}=6,3$  kgf/cm<sup>2</sup>, donatı S220, çatlama çok sakıncalı, dolayısıyla  $k=0,5 \times 10^6$ ,  $n=15$  olarak alınacaktır.

Depo tabanındaki duvar kalınlığı;

$$t = \frac{HD}{4} \rightarrow t = \frac{4 \cdot 8}{4} = 8 \text{ cm};$$

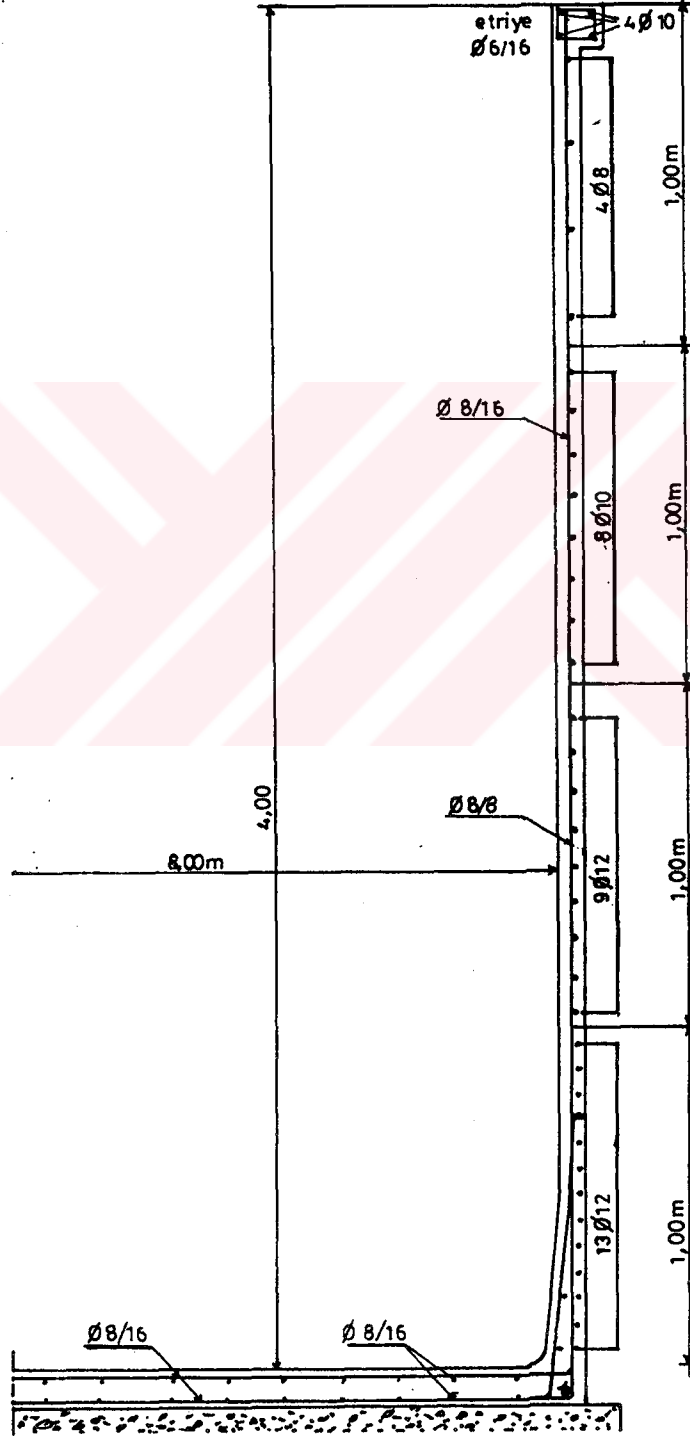
olup bu kalınlık depo yüksekliği boyunca sabit alınacaktır.

Depo, 1,00 m yükseklikli 4 şerite ayrılmakta ve her bir şerit ortalama basınç (her bir şeritin ortasındaki basınç) değerine göre hesaplanmaktadır. Bu hesaplarda  $p=1000H$  ve  $\bar{\sigma}_s=1000$  kgf/cm<sup>2</sup> olarak dikkate alınmaktadır. EK-A da çizelge A.2 den  $k=0,5 \times 10^6$  ve  $\bar{\sigma}_{ct}=6,3$  kgf/cm<sup>2</sup> için seçilen donatı çaplarına göre hesaplarda kullanılan donatı gerilmesinin ( $\bar{\sigma}_s=1000$  kgf/cm<sup>2</sup>) çatlakların sınırlı kalması için kabul edilebildiği görülmektedir.

Dilimler	h (m)	p (kg/m <sup>3</sup> )	N=p · R (kg)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Seçilen donatı (cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ct}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
0-1 m	0.50	500	2000	2,00	4 $\phi$ 8 (2,01)	2,4
1-2 m	1,50	1500	6000	6,00	8 $\phi$ 10 (6,28)	6,7
2-3 m	2.50	2500	10000	10,00	9 $\phi$ 12 (10,17)	10,5
3-4 m	3.50	3500	14000	14,00	13 $\phi$ 12 (14,70)	13,71

Dağıtma donatısı  $\emptyset 8/8$  olarak yerleştirilecek ve yüksekliğin ortasından itibaren bunların sadece yarısı devam ettirilecektir.

Kalınlığı 12 cm olan taban (radye) plağı, tesfiye betonu üzerine oturtulacak ve çapı 8 mm olan donatıdan yapılmış göz açıklığı 16 cm olan hasır donatıyla 2 kat halinde donatılacaktır. Donatı şeması Şekil 3.6 da verilmektedir.



Şekil 3.6.Dairesel Depo Donatı Detayı.

### 3.2.3 Depo Tavanları

Dairesel depoların üstü düz plak, küresel kubbe ya da dişli plak ile örtülebilir. Düz plak ve küresel kubbe durumu Şekil 3.2 b ve c de, dişli plak durumu ise Şekil 3.19 da verilmektedir.

#### 3.2.3.1. Dairesel Plak Tavanlar

Dairesel plak durumunda eğilme momentlerini karşılamak için her iki doğrultuda ızgara şeklinde donatı yerleştirilir. Donatı hesabında dikkate alınacak eğilme momenti değerleri Çizelge 3.1 de verilmektedir. Dikdörtgen plaklarda olduğu gibi genellikle bunlarda da yarı ankastrelik durumu dikkate alınır.

Çizelge 3.1 de verilen formüllerde, çevresi boyunca basit ya da ankastre mesnetli olan ve  $p$  eşit yayılı yükünün etkisindeki daireysel bir plakta, kesme kuvvetleri ve eğilme momentleri değerleri verilmektedir. Bu bağıntılar herhangi bir  $x$  uzaklığında birim boy için  $M_r$  radyel momentini (yarıçap doğrultusunda normal gerilmeler oluşturan moment) ve  $M_t$  teğetsel momentini (yarıçapa dik doğrultuda gerilme oluşturan moment) vermektedir. Bu bağıntılardaki  $\nu$  Poisson oranını göstermektedir.

Çizelge 3.1: Dairesel Plak Durumunda Kesit Etkileri

Çevresi boyunca basit mesnetli plak (R: plak yarıçapı)	Çevresi boyunca ankastre plak (R: plak yarıçapı)
Merkezden herhangi bir $x$ uzaklığında A noktasında	
$M_r = \frac{p}{16} (3 + \nu) (R^2 - x^2)$ $M_t = \frac{p}{16} [(3 + \nu)R^2 - (3\nu + 1)x^2]$ $V_x = \frac{p \cdot x}{2}$	$M_r = \frac{p}{16} [(1 + \nu)R^2 - (3 + \nu)x^2]$ $M_t = \frac{p}{16} [(1 + \nu)R^2 - (3\nu + 1)x^2]$ $V_x = \frac{p \cdot x}{2}$
Merkezde	
$M_r = M_t = \frac{p}{16} (3 + \nu) R^2$	$M_r = M_t = \frac{p}{16} (1 + \nu) R^2$
Mesnetlerde	
$M_r = 0$ $M_t = \frac{p(1 - \nu)R^2}{8}$	$M_r = -\frac{pR^2}{8} = -\frac{pD^2}{32}$ $M_t = -\frac{p\nu R^2}{8} = -\frac{p\nu D^2}{32}$

Merkezdeki ya da mesnetteki moment değerlerini elde etmek için bu bağıntılarda x yerine sırayla D ve R koymak yeterlidir.

Bir örnek olmak üzere; özağırlık dahil  $1,5 \text{ t/m}^2$  lik bir yük etkisinde ve çevresi boyunca basit mesnetli,  $6,00 \text{ m}$  çapında bir plak dikkate alınsın. Çizelge 3.1 de verilen bağıntılara göre  $v=0,20$  için merkezde;

$$M_R = M_t = \frac{p \cdot D^2}{20} \rightarrow M_R = \frac{1,5 \cdot 6^2}{20} = 2,7 \text{ tm/m (1,00 m uzunlukta)}$$

momentleri elde edilir.

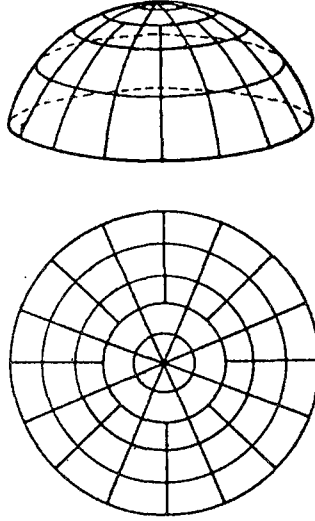
Genellikle basit mesnetli dairesel plakları, plağın ortasındaki  $M_R$  ve  $M_t$  momentlerine göre hesaplanmış, ızgara şeklindeki donatıyla donatmakla yetinilmektedir. Bu ızgara donatı bir çember donatısına kancalarla bağlanır.

Plağın, kısmen ya da tamamen ankastre mesnetli olması halinde yukarıda sözü edilen donatılara ilaveten mesnet civarında üst kısma da, buradaki mesnet momentini karşılamak için, donatı koymak gerekmektedir.

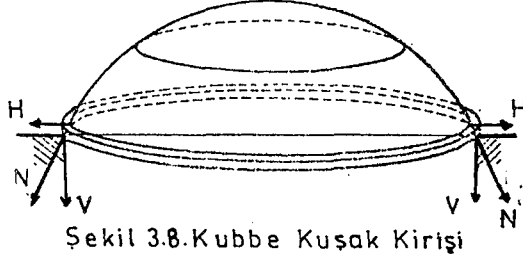
### 3.2.3.2. Küresel Kubbe Tavanlar

Dairesel kesitli depolarda açıklığın belli bir sınırı geçmesi halinde ekonomik bakımdan en uygun tavan şekli küresel kubbe olmaktadır. Bunlar dairesel depoların üst kısmını örtmekte kullanılabilecekleri gibi, ayaklı depoların tabanlarını oluşturmak için de kullanılabilirler. Kubbelerde donatılar, paralel ve meridyen doğrultusunda yerleştirilir. Bu donatıların yerleştirilmesi Şekil 3.7 de verilmektedir.

Kubbenin silindirik yan duvarlara mesnetlenmesi halinde, kubbeden gelen N reaksiyonunun yatay bileşenini karşılamak için alt kısımlarına bir kuşak kirişi yapılmaktadır (Şekil 3.8). Bu N reaksiyonunun düşey bileşeni ise kubbeyi taşıyan ayaklar ya da depo duvarları tarafından taşınır.



Şekil 37. Kubbe Donatı Şeması.



Şekil 3.8. Kubbe Kuşak Kirişi

Kubbeleri yüksek ve alçak (basık kubbeler) olarak iki sınıfa ayırmak mümkündür:

A) Yüksek kubbeler

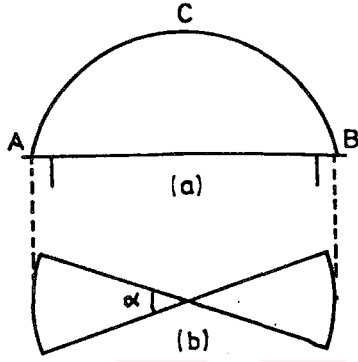
1) Kesit etkilerinin belirlenmesi için grafik yöntem

Bu yöntem meridyenin şekli ne olursa olsun (daire, elips, parabol, sepet kulpu vb.) ve bütün yükleme durumlarında (düşey ya da yatay yük, düzgün yayılı ya da tekil yük) uygulanabilir.

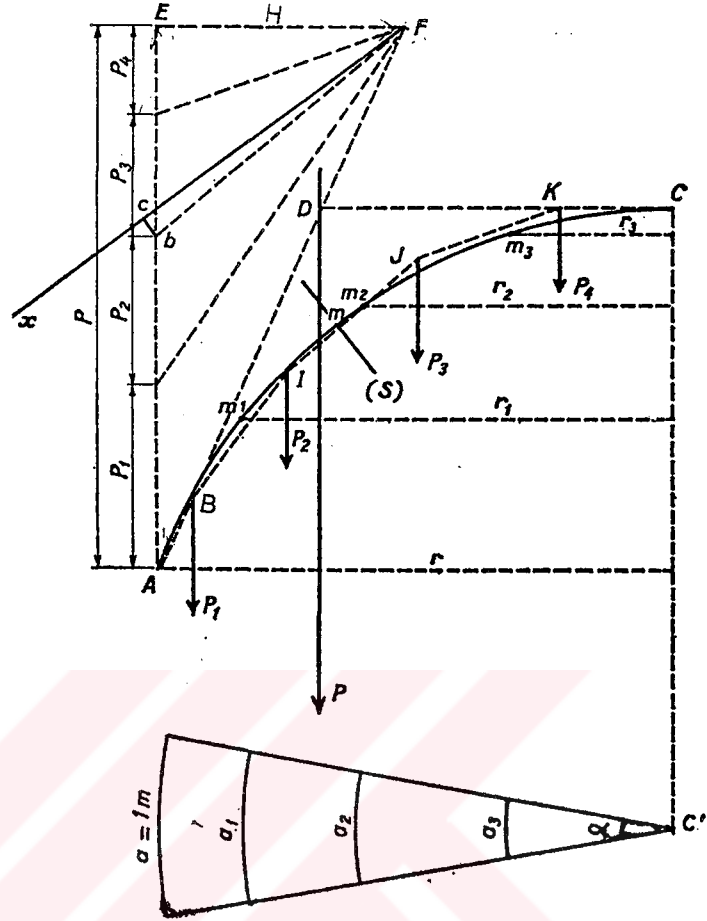
Şekil 3.9a da gösterilen kubbe dikkate alınsın. Aralarında  $\alpha$  açısı yapan iki meridyenle kubbe kesilirse, Şekil 3.9b de gösterilen eleman elde edilir. Bu elemanların her biri üç mafsallı bir kemere benzetilmektedir. Bütün elemanlar kendi aralarında özdeş olduğundan, bunlardan sadece bir tanesini incelemek yeterli olacaktır. Pratikte  $\alpha$  açısı kuşak üzerinde bir metrelik yay elde edecek şekilde seçilmektedir.

Meridyen yayı eşit uzunluktaki elemanlara bölünerek  $m_1$ ,  $m_2$  ve  $m_3$  noktaları işaretlenir (Şekil 3.10). Bu durumda elde edilen elemanlar yayların ortak boyu  $l$  olmaktadır. Basitliği sağlamak için Şekil 3.10 da sadece 4 eleman dikkate alınmaktadır.





Şekil 3.9. Dikkate Alınan Kubbe Elemanı.



Şekil 3.10. Kubbe Hesabında Grafik Yöntem.

Ancak bazı durumlarda uygulamada daha fazla sayıda eleman dikkate almak gerekebilir. Çizimden görüldüğü gibi  $a=r \cdot \alpha$ ,  $a_1=r_1 \alpha$ ,  $a_2=r_2 \alpha$  olmaktadır. Bir varsayım olarak  $a=1.00$  m alındığında;

$$a_1 = \frac{r_1}{r} ; a_2 = \frac{r_2}{r} ; a_3 = \frac{r_3}{r}$$

değerlerini almaktadır.

Bölme noktalarındaki kubbe kalınlıkları  $h$ ,  $h_1$ ,  $h_2$  ve  $h_3$  olarak alınıp betonarmenin birim ağırlığı  $2400 \text{ kg/m}^3$  varsayılırsa, her bir elemanın öz ağırlığı aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$G_1 = \left( \frac{a+a_1}{2} \right) l \frac{h+h_1}{2} 2400,$$

$$G_2 = \left(\frac{a_1+a_2}{2}\right) \times \frac{h_1+h_2}{2} \quad 2400,$$

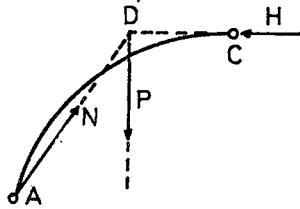
.....

Bu ağırlıkların her bir elemanının ağırlık merkezine etki- diği kabul edilmektedir. Pratikde  $h, h_1, h_2, \dots, h_n$  kalınlıkla- rı çok az değişmektedir. Bu durumda hacmin ağırlık merkezinin ortalama yüzeyin ağırlık merkeziyle çakışmış olduğu kabul edi- lebilir. Diğer taraftan, meridyenin yeterli sayıda elemana bölünmesine özen gösterilirse elde edilen elemanlar yüzey düz- lemlere benzetilebilir. Bu durumda her bir elemanın ağırlığı bu elemanın ortalama düzleminin yatay izdüşümünün ağırlık mer- kezinden geçecektir.

Kubbe üzerinde hareketli yükün bulunması halinde  $A_{m_1}, m_1, m_2, m_2, m_3, \dots, m_{n-1}, m_n$  elemanlarının her biri bu hareketli yükün  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  değerleri için hesaplanır. Bu durumda  $G_1, G_2, \dots, G_n$  ve  $Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  bileşenlerine ayrılarak, dikkate alınan kubbe elemanına etkiyen  $P_1, P_2, \dots, P_n$  kuvvetlerinin tümü elde edilir.

Kubbe elemanlarının sol yarısında bulunan tüm yüklerin P bileşke değerini, ip poligonu yardımıyla grafik ya da hesap yoluyla belirlemek ve bu kuvvetin doğrultusunu da tespit etmek mümkündür.

Kubbe elemanının sol yarısı P kuvveti, N reaksiyonu ve sağ yarından gelen H yatay itkisi altında dengededir (Şekil 3.11).



Şekil 3.11. Yarım Kubbeye Etkiyen Kuvvetler

Elemanın dengede olabilmesi için bu üç kuvvet, aynı noktadan geçmek zorundadır. Yani N kuvveti P ve H ın kesim noktası olan D den geçmek zorundadır.

Şekil 3.10 dan AD nin, N nin etki çizgisi olduğu görülmektedir. Burada AE=P olarak alınırsa, EF=H ve AF=N olacaktır. Böylece A noktasındaki reaksiyon belirlenmiş olur. Bu reaksiyonun yatay bileşeni (H) kuşak tarafından karşılanmak zorundadır.

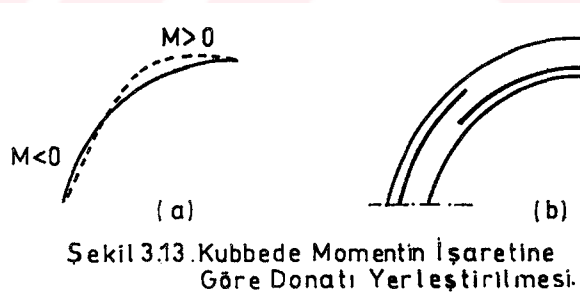
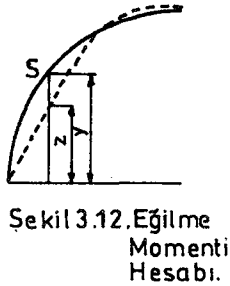
A ve C noktalarından geçen yüklerin basınç poligonunu oluşturması gerekmektedir. Bunun için  $P_1, P_2, P_3$  ve  $P_4$  değerleri kuvvetler ölçeğinde AE üzerine taşınır. Kutup noktası olarak F noktası alınır. H polar uzaklığı için çizilen ABIJKC poligonu A noktasından başlayarak C noktasından geçmek zorundadır. Bu konuda daha geniş bilgi için mukavemet ya da statik kitaplarında Grafostatik konusuna bakılabilir.

Diğer taraftan kubbenin herhangi bir s kesitindeki eğilme momentinin değeri H kemer itkisini, (z-y) meridyen ordinatıyla basınç poligonu ordinatlarının farkını göstermek üzere;

$$M = H (z-y)$$

bağıntısıyla hesaplanabilir (Şekil 3.12).

Bu durumda çizimden herhangi bir kesit için z-y değeri okunur. Uzunluk ölçeği dikkate alınarak, z-y metre ve H kg cinsinden olursa, moment kg·m olarak elde edilir. Görüldüğü gibi momentin işareti z-y değerine bağlıdır. Eğer basınç eğrisi meridyenin altından geçiyorsa moment negatif olacağından donatıyı kubbenin üst kısmına koymak gerekmektedir. Basınç eğrisinin meridyenin üstünde olması halinde ise moment pozitif olacağından donatıyı kubbenin alt kısmına yerleştirmek gerekir (Şekil 3.13).



Herhangi bir s kesitindeki kesme kuvveti ve normal kuvvet aşağıda belirtilen yolla bulunabilir (Şekil 3.10). Mesnetle, dikkate alınan kesit arasında yer alan kuvvetler  $N=AF$  reaksiyonu ile  $P_1$  ve  $P_2$  kuvvetleridir. Bu üç kuvvetin bileşkesi  $F_b$  olarak çizilebilir. Meridyenin m noktasının teğetine paralel olarak  $F_x$  çizildiğinde,  $F_x-F_b$  üzerinde ve buna dik doğrultuda

bileşenlere ayrılır. Bu durumda dikkate alınan  $m$  kesitindeki normal kuvvet ve kesme kuvveti sırasıyla;

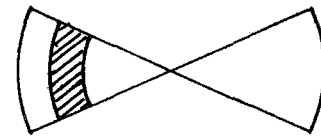
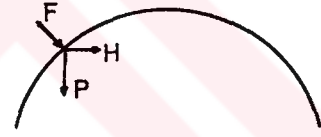
$$N = Fc \quad \text{ve} \quad V = bc$$

olarak elde edilir.

Görüldüğü gibi grafik yöntem her bir kesitteki  $M$ ,  $N$  ve  $V$  değerlerinin belirlenmesine imkan vermektedir. Kesit etkileri bulunduktan sonra her bir kesit  $M$  ve  $N$  etkileri altında bileşik eğilmeye göre hesaplanır ve bu kesit  $V$  kesme kuvvetine göre de denetlenir. Pratikte bu hesaplar en büyük negatif ve pozitif momentlerin etkisindeki kesitlerde yapılmaktadır. Burada belirlenen donatı meridyen doğrultusunda yerleştirilir. Paralel doğrultusunda da dağıtma donatısı konarak kubbenin donatısı yerleştirilmiş olur.

Yüklerin düşey olmaması halinde, örneğin rüzgar için, grafik yöntem yine kullanılabilir. Dikkate alınan her bir eleman üzerinde (Şekil 3.14. de taralı alan) rüzgarın oluşturduğu  $F$  kuvveti belirlenerek yatay ve düşey bileşenlerine ayrılır. Bundan sonra yukarıda yapıldığı gibi her bir noktadaki kuvvetleri belirlemeye imkan veren basınç poligonu çizilir.

Dikkate alınan kubbenin sağ ve sol elemanı üzerindeki kuvvetler simetrik değilse, doğal olarak basınç eğrisini yukarıdaki gibi kubbenin yarısı için değil kemerin tümü için çizmek gerekmektedir.



Şekil 3.14. Kubbeye Rüzgar Etkisi.

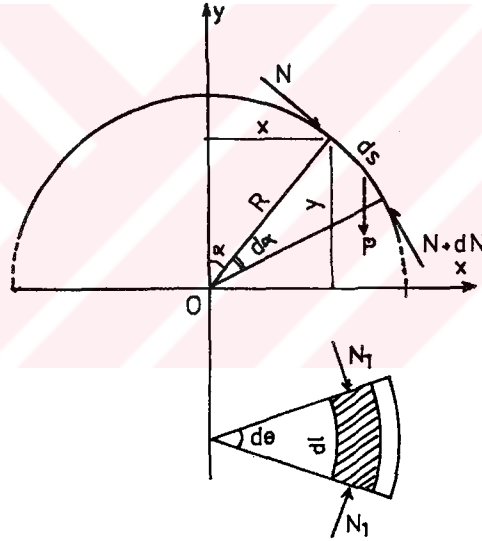
- 2) Kesit etkilerinin belirlenmesi için analitik yöntem (eşit yaylı düşey yükler için)

Bu yöntemde, kubbe ince olarak dikkate alınmakta, dolayısıyla mambran teorisinin geçerli olduğu kabul edilmektedir.

Bu durumda iç kuvvetler meridyen doğrultusunda basınç kuvvetiyle paralel doğrultuda basınç ya da çekme kuvvetine indirgenmiş olur.

Şekil 3.15 de gösterilen birbirine son derece yakın iki yatay düzlemle, eksenden geçen ve aralarında  $d\theta$  açısı yapan düşey iki elemanın sınırladığı bir kubbe elemanı (taralı alan) dikkate alınsın. Boyutları  $ds \cdot dl$  olan bu eleman, kendi öz ağırlığı ve eşit yayılı hareketli yükün etkisindedir. Bu kuvvetlerin bileşkesi  $P$  olarak gösterilmektedir. Bu eleman  $P$  yüküne ilave olarak bitişik kısımlardan gelen paralel doğrultusunda sabit  $N_1$  kuvveti ile meridyen doğrultusunda  $N$  ve  $N+dN$  kuvvetlerinin etkisi altındadır. Denge denklemleri yardımıyla bu kuvvetler aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$x = R \sin \alpha ; y = R \cos \alpha ; dl = x d\theta = R d\theta \sin \alpha ; ds = D d\alpha$$



Şekil 3.15. Düşey ve Yatay Kubbe Elemanları.

Sabit ve hareketli yüklerin toplamı  $1.00 \text{ m}^2$  için  $p$  ile gösterilirse;

$$P = p dl ds = p R d\theta \sin \alpha R d\alpha$$

değeri hesaplanabilir. Bu kuvvetin

$$x \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü : } 0$$

$$y \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü : } -p R^2 d\theta \sin \alpha d\alpha$$

değerlerini alır.  $\sigma_c$  meridyen doğrultusundaki birim gerilmeyi

ve  $h$  kubbe kalınlığını göstermek üzere;

$$N = \sigma_c h dl = \sigma_c h R d\theta \sin\alpha$$

bağıntısıyla hesaplanabilir. Bu kuvvetin,

$$x \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü} : \sigma_c h R d\theta \sin\alpha \cos\alpha$$

$$y \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü} : -\sigma_c h R d\theta \sin^2\alpha$$

değerini alır.

Diğer  $N+dN$  kuvveti içinde benzer şekilde işlemler yapılarak;

$$x \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü} : -(\sigma_c + d\sigma_c) h R d\theta \sin(\alpha + d\alpha) \cos(\alpha + d\alpha);$$

$$y \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü} : (\sigma_c + d\sigma_c) h R d\theta \sin^2(\alpha + d\alpha)$$

olarak hesaplanır.

$\sigma_1$  paralel doğrultusundaki birim gerilmeyi göstermek üzere (basınç gerilmeleri pozitif olarak dikkate alınacaktır);

$$N_1 = \sigma_1 h ds = \sigma_1 h R d\alpha$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu kuvvetin;

$$x \text{ eksenini üzerindeki izdüşümü} : 2\sigma_1 h R d\alpha \sin \frac{d\theta}{2} \approx \sigma_1 h R d\alpha d\theta$$

$y$  eksenini üzerindeki izdüşümü: 0 dır.

$x$  eksenini üzerindeki izdüşümlerin toplamından:

$$(\sigma_c + d\sigma_c) \sin(\alpha + d\alpha) \cos(\alpha + d\alpha) - \sigma_c \sin\alpha \cos\alpha = d(\sigma_c \sin\alpha \cos\alpha),$$

$$-d(\sigma_c \sin\alpha \cos\alpha) + \sigma_1 d\alpha = 0,$$

$$\frac{d}{d\alpha} (\sigma_c \sin\alpha \cos\alpha) = \sigma_1 \quad (3.5)$$

bağıntısı elde edilir. Aynı şekilde  $y$  eksenini üzerindeki izdüşümlerin toplamından:

$$(\sigma_c + d\sigma_c) \sin^2(\alpha + d\alpha) - \sigma_c \sin^2\alpha = d(\sigma_c \sin^2\alpha),$$

$$-\frac{p}{h} R \sin\alpha d\alpha + d(\sigma_c \sin^2\alpha) = 0,$$

$$\frac{d}{d\alpha} (\sigma_c \sin^2\alpha) = \frac{p}{h} R \sin\alpha \quad (3.6)$$

bağıntısı elde edilir. Buradan  $\sigma_c$  değeri

$$\sigma_c \sin^2 \alpha = p \frac{R}{h} \int_0^\alpha \sin \alpha d\alpha,$$

$$\sigma_c = p \frac{R}{h} \frac{1}{1+\cos \alpha} \quad (3.7)$$

olarak belirlenir.  $\sigma_c$  nin bu değeri (3.5) denkleminde yerine konursa  $\sigma_1$ ;

$$\sigma_1 = p \frac{R}{h} \left( \frac{\cos^2 \alpha + \cos \alpha - 1}{1 + \cos \alpha} \right) \quad (3.8)$$

bağıntısıyla elde edilir. Bu bağıntıdaki,

$\alpha < 51,50^\circ$  için  $\sigma_1 > 0$  (basınç)

$\alpha > 51,50^\circ$  için  $\sigma_1 < 0$  (çekme)

değerlerini almaktadır.

Kubbe tepesinde  $\alpha=0$  olduğundan,  $\sigma_c$  ve  $\sigma_1$  gerilmeleri,

$$\sigma_c = p \frac{R}{2h} ; \sigma_1 = p \frac{R}{2h}$$

bağıntılarından hesaplanabilir. Kubbenin yarım küre şeklinde olması halinde, mesnette  $\alpha = \frac{\pi}{2}$  olacağından,

$$\sigma_c = \frac{pR}{h} ; \sigma_1 = - \frac{pR}{h}$$

değerlerini almaktadır.

$\sigma_c$  ve  $\sigma_1$  değerleri  $\alpha$  ya bağlı olarak yarıçap doğrultusunda gösterilirse, Şekil 3.16 da gösterilen diyagram elde edilir. Bu durumda  $\sigma_c$  ve  $\sigma_1$  değerleri belli olduğundan donatıların hesaplanması mümkün olmaktadır.  $\sigma_1$  in çekme olduğu bölge dikkate alınır, meridyen doğrultusunda bir ds uzunluğu için çekme kuvvetinin değeri;

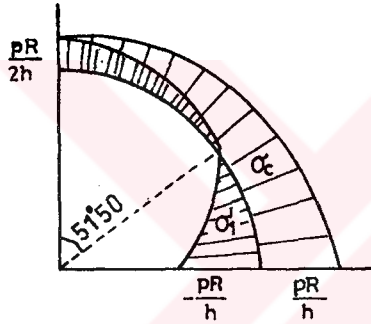
$$N_1 = \sigma_1 h ds = p R \left( \frac{\cos^2 \alpha + \cos \alpha - 1}{1 + \cos \alpha} \right) ds$$

bağıntısıyla hesaplanır. Buradan  $ds$  üzerine yerleştirilmesi gereken donatı alanı,

$$A_s = \frac{N_1}{\sigma_s}$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Ancak  $\sigma_1$  in pozitif olduğu bölgelere de bir miktar donatı koymak gerekir.

$\sigma_c$  gerilmesi kubbe kalınlığının yeterli, dolayısıyla da betonun aşırı basınç gerilmesi etkisinde olup olmadığını denetlemek için kullanılır. Diğer taraftan kubbe kalınlığının küçük olması halinde beton için uygun bir emniyet gerilmesinin kullanılması gerekir.



Şekil 3.16. Meridyen Boyunca  $\sigma_c$  ve  $\sigma_1$  Gerilmelerinin Değişimi.



Şekil 3.17.  $H$ 'nin  $R$ 'den Küçük Olması Hali.

Teorik olarak meridyen doğrultusunda donatıya ihtiyaç bulunmamakla beraber pratik olarak bu bölgeye de donatı koymak gerekli olmaktadır. Zira, bu bölgedeki donatılar bir taraftan dağıtma donatısı, diğer taraftan ikinci derece momentlerini karşılama görevini yaparlar.

Kubbenin yarım küre şeklinde olması halinde meridyene teğet olan mesnet reaksiyonu düşey konumdadır. Ancak kubbe yüksekliği  $R$  yarıçapından daha küçükse bu reaksiyonun bir  $H$  yatay bileşeni mevcuttur (Şekil 3.17). Bu durumda paralel uzunluğunun birim boyunda

$$H_1 = \frac{pR \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \quad (3.9)$$



kuvveti bulunmaktadır. Bu  $H_1$  kuvvetinden dolayı kuşak kirişinde,

$$N_k = H_1 \cdot r \quad (r: \text{kuşak yarıçapı})$$

çekme kuvveti meydana gelmektedir.

Kubbenin yatay izdüşümünde  $1,00 \text{ m}^2$  ye etkiyen hareketli yükün sabit olması halinde, bu yükün şiddeti  $q$  (örneğin kar yükü) ile gösterilirse dikkate alınan elemanda bileşke kuvvet;

$$Q = q \, dx \, dl = q \, R^2 \, d\theta \, \sin\alpha \, \cos\alpha \, d\alpha$$

olarak elde edilir.

(3.5) denkleminde yük ifadesi ( $p$ ) bulunmadığından hareketli yük için de bu denklem aynen kalmaktadır.

$$\frac{d}{d\alpha} (\sigma_c \sin\alpha \cos\alpha) = \sigma_1 \quad (3.5')$$

Ancak (3.6) denklemi bu hareketli yük için

$$\frac{d}{d\alpha} (\sigma_c \sin^2\alpha) = \frac{pR}{h} \sin\alpha \cos\alpha \quad (3.6')$$

şeklini alır. Buradan

$$\sigma_c \sin^2\alpha = \frac{pR}{h} \int_0^\alpha \sin\alpha \cos\alpha \, d\alpha$$

integrali alınıp sınırları yerine konursa  $\sigma_c$ ;

$$\sigma_c = \frac{pR}{2h} \quad (\sigma_c \, \alpha \text{ dan bağımsız}) \quad (3.7')$$

olarak elde edilir.  $\sigma_c$  değeri (3.5') denkleminde yerine konursa paralel doğrultudaki gerilme,

$$\sigma_1 = \frac{pR}{2h} \cos 2\alpha \quad (3.8')$$

değerini alır. Kubbenin taban, tepe ve orta kesitinde aşağıdaki değerler hesaplanır.

\* $\alpha = 0$  için (kubbe tepesinde)

$$\sigma_c = \frac{pR}{2h} ; \sigma_1 = \frac{pR}{2h}$$

$$* \alpha = \frac{\pi}{4} \text{ için } (\cos 2\alpha = 0)$$

$$\sigma_1 = 0$$

\*  $\alpha = \frac{\pi}{2}$  için (kubbenin yarım küre şeklinde olması halinde mesnette)

$$\sigma_c = \frac{pR}{2h} ; \sigma_1 = - \frac{pR}{2h}$$

### SAYISAL UYGULAMA 3.2 Küresel Kubbe Hesabı (yarıçapı 6,5 m)

Şekil 3.18 de gösterilen kalınlığı 7 cm, hareketli ve sabit yüklerin toplamı  $p=500 \text{ kg/m}^2$  olan küresel kubbenin hesabı. Bu hesapta  $\bar{\sigma}_s=1000 \text{ kgf/cm}^2$  olarak dikkate alınacaktır.

Kubbe yarıçapı;

$$R^2 = 6^2 + (R-4)^2$$

bağıntısından  $R = 6,5 \text{ m}$  olarak bulunur.

Bu durumda

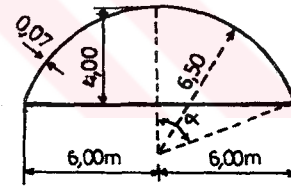
$$\cos \alpha = \frac{2,5}{6,5} = 0,3846$$

olarak hesaplanır. (3.7) ve (3.8) bağıntılarından mesnetteki basınç gerilmesi:

$$\sigma_c = p \frac{R}{h} \frac{1}{1+\cos \alpha} \rightarrow \sigma_c = \frac{500 \cdot 6,5}{0,07 (1+0,3846)} = 33530 \text{ kgf/m}^2$$

$$= 3,35 \text{ kgf/cm}^2$$

paralel doğrultusundaki gerilme;



Şekil 3.18.

$$\sigma_1 = p \frac{R}{h} \left( \frac{\cos^2 \alpha + \cos \alpha - 1}{1 + \cos \alpha} \right) \rightarrow \sigma_1 = \frac{500 \cdot 6,5}{0,07} \left( \frac{0,3846^2 + 0,3846 - 1}{1 + 0,3846} \right)$$

$$\sigma_1 = -1,5676 \text{ kgf/m}^2 \quad (=1,57 \text{ kgf/cm}^2, \text{ çekme gerilmesi})$$

olarak elde edilir.

Bu gerilmenin paralelin 1,00 m uzunluğu üzerine sabit kaldığı kabul edilmektedir. Dikkate alınan uzunluk için donatının karşılayacağı çekme kuvveti,

$$N = 1,57 \cdot 7 \cdot 100 = 1099 \text{ kgf}$$

değerini alır. Bu kuvvet için gerekli donatı alanı,

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \rightarrow A_s = \frac{1099}{1000} = 1,099 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır. Ancak bu donatı alanı çok küçük olduğundan pratikte 1,00 m uzunluğa 5 $\phi$ 8 (2,51 cm<sup>2</sup>) yerleştirmek uygun olmaktadır. Meridyen doğrultusunda da 1,00 m uzunluk için aynı miktarda donatı yerleştirilebilir.

Kuşak kirişine etkiyen kuvvet;

$$H_1 = \frac{p R \cos \alpha}{1 + \cos \alpha} \rightarrow H_1 = \frac{500 \cdot 6,5 \cdot 0,3846}{1 + 0,3846} = 903 \text{ kgf}$$

$$N_k = H_1 r \rightarrow N_k = 903 \cdot 6 = 5418 \text{ kgf}$$

olarak elde edilir. Bunun için gerekli donatı alanı

$$A_{st} = \frac{N_k}{\sigma_s} \rightarrow A_{st} = \frac{5418}{1000} = 5,418 \text{ cm}^2$$

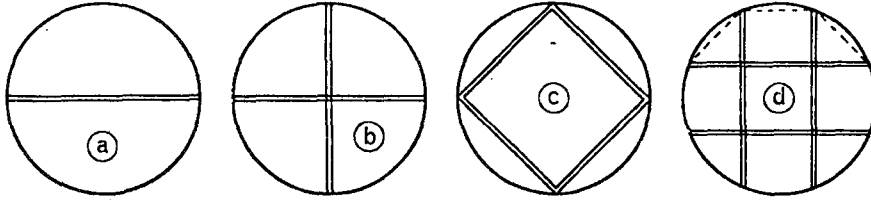
olup, seçilen donatı : 4 $\phi$ 14 (6,15 cm<sup>2</sup>)

## B) Basık kubbeler

Daha önce belirtildiği gibi bu kubbeler özellikle ayaklı sıvı depolarının tavan ve tabanlarının yapımında kullanılmaktadırlar. Bu nedenle bunlara ilişkin hesap yöntemi ve sayısal uygulama ayaklı sıvı depolarının irdelendiği Bölüm 6 da verilmektedir.

### 3.2.3.3 Dişli Plak Tavanlar

Nadir olmakla beraber depo tavanlarının, özellikle endüstri depolarında olduğu gibi, özel yük taşıma zorunluluğu olabilir. Bu durumda, depo tavanı olarak dişli plak kullanmak diğer tavanlara göre daha uygun olmaktadır. Şekil 3.19 da, öngörülen yüke bağlı olarak inşa edilebilecek, dişli plak tavanlara bazı örnekler verilmektedir. Bunların dışında, daha uygun dişli plak örtülerin inşası da mümkündür (Guerrin, 1968).



Şekil 3.19. Dişli Dairesel Plaklara Bazı Örnekler.

Açıklığın ve yükün çok fazla olması durumunda, kirişlerin altına kolonların yapılması gerekebilir. Şekilde gösterilen örtülerin elastik yöntemle kesin hesapları mümkün değildir. Bunlardan sadece Şekil 3.19 c ve d nin gerçeğe yakın olarak hesaplanabileceği kabul edilebilir. Ancak, bazı varsayımlar yaparak, yaklaşık yöntemlerle hesaplanmaları da mümkündür.

Bu plakların plastik yöntemle de hesaplanması mümkündür. Şekil 3.19 daki tüm plaklar kesik çizgilerle gösterilen poligona benzetilebilir. Şekil 3.19 c de karenin dışındaki elemanlar küçük olduğundan, bunun çevresi boyunca ankastre olduğu kabul edilebilir. Bu durumda ise karenin hesabı kolay olmaktadır. Şekil 3.19 a da gösterilen iki yarım daire plaçın hesabı bu gün için kesin olarak bilinmemektedir. Ancak, tüm plak sekizgene ayrılarak, yarısının yarım sekizgen halinde çözümü mümkün hale gelir. Aşağıda Şekil 3.19 b hali için, Şekil 3.20 de gösterildiği gibi sekizgenin dörtte bir parçası olarak düşünülerek, yaklaşık hesap bağıntıları verilmektedir.

\* Birbirine dik iki mesnet mafsallı ve plak tüm çevresi boyunca serbest olarak oturmaktadır.

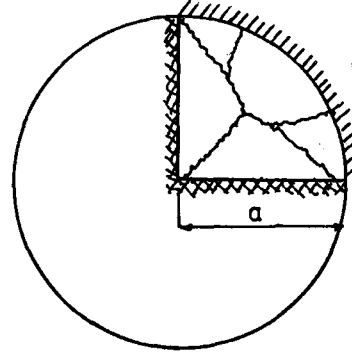
$$M = p \cdot a^2 / 30$$

\* Birbirine dik iki mesnet ankastre ve plak çevresi boyunca serbest olarak oturmuştur.

$$M = p \cdot a^2 / 40$$

\* Birbirine dik iki mesnet ankastre ve plak çevresi boyunca ankastre olarak mesnetlenmiştir.

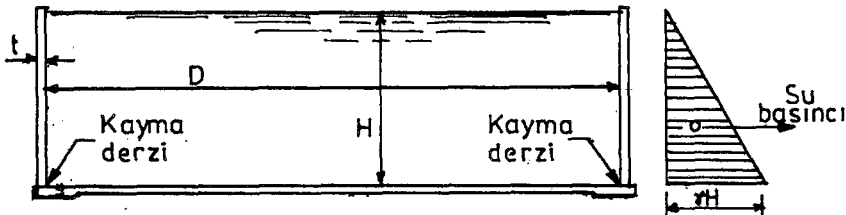
$$M = p \cdot a^2 / 60$$



Şekil 3.20. Dışlı Dairesel Plak Hesabı.

### 3.3 DUVAR KALINLIĞI SABİT ÜSTÜ AÇIK DAİRESEL DEPOLAR

Madde 3.2 de verilen hesap yöntemi; iki ucu açık ve eşit basınç etkisindeki bir boruda olduğu gibi, dikkate alınan tüm şeritlerin şekildeğiştirmelerinin eşit olduğunu kabul etmektedir. Ancak, depolarda tabanla duvarın birleşmiş olması bu bölgedeki dikkate alınan şeritin şekildeğiştirmesini kösteklemektedir. Bu amaçla, duvarla tabanı birbirinden bağımsız çalıştırmak için, birleşim yerine kayma derzi konmaktadır (Şekil 3.21). Ancak bunun da uygulamada ne şekilde davranacağı tartışmaya açıktır. Belirli bir süre sonra derz malzemesi görevini yapamaz hale gelebilir. Bu nedenle, hesaplarda tabanla duvar bileşimini dikkate alırken hangi mesnet çeşidi (ankastre, kısmen ankastre, sabit, kayıcı) olduğuna, zemin cinsi ve derz malzemesinin özelliklerini dikkate alarak karar vermek gerekir. Aşağıda ankastre ve elastik ankastre durumlarına ilişkin hesap yöntemi verilmektedir.



Şekil 3.21. Tabanında Kayma Derzi Bulunan Dairesel Depo.

### 3.3.1 Yapılan Kabüller ve İrdeleme

Duvarın, tepesinden tabanına kadar sabit kalınlıkta olduğu, üst ucunun mesnetlenmediği ve elastik malzemelerden yapıldığı kabul edilmektedir.

Hesaplarda elastisite modülü (E) kullanılmakta, fakat bu değer hesapların çoğunda birbirini götürdüğünden işlemlere girmemektedir. Bu nedenle moment, kesme kuvveti ve sehim hesabında kullanılan E (EI ifadesindeki)'nin, çember çekmesinden oluşan uzama hesabında kullanılan elastisite modülüne eşit olduğu kabul edilebilir. Böyle bir değer özellikle heterojen olan beton malzemesi için isabetli tahmin edilmesi zor olmaktadır. Fakat, elastisite modülü değerinin tahminindeki isabet, duvarın tabana ankastre olarak bağlandığı kabulündeki isabetten daha yüksektir. Çünkü, birleşim yerlerinde genellikle inşaat derzleri bulunmakta ve bitişik kısımların betonlanması aynı zamanda yapılmamaktadır.

Sıvı basıncı duvarın iç yüzüne etkimekte ve toplam sıvı basıncı iç yarıçapa (R) bağlı olarak değişmektedir. Fakat duvarın yapmış olduğu eğilme ve uzama hesaplandığı zaman  $R+0,5 t$  yerine R alınmaktadır. Bu farktan doğan hata, daha önce yapılan kabullerden doğan hatadan genellikle daha az olmaktadır.

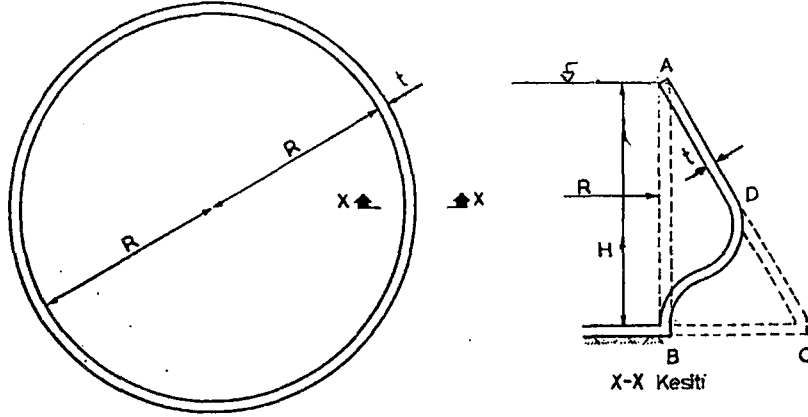
### 3.3.2 Temel Denklem

Dairesel bir depo tabana ankastre olarak birleştirilmiş ve depo tabanı da sağlam bir zemine ankastre olarak oturmuşsa, depo dolu iken, duvardan alınan düşey bir kesitin Şekil 3.22 deki gibi olduğu kabul edilsin. Duvar tabandan kayma derzi ile ayrılırsa, şekilde gösterilen AC konumunu alır.

Bu durumda H depo yüksekliğini,  $\gamma$  sıvının birim ağırlığını, R depo yarıçapını, E elastisite modülünü, t duvar kalınlığını göstermek üzere, BC yerdeğişimi;

$$BC = \frac{\gamma HR^2}{Et}$$

bağıntısıyla çok küçük bir değer olarak elde edilir. Bu değer-  
rin şekilde görülebilmesi için yatay eksen ölçeğinin aşırı  
derecede büyük tutulması gerekir.



Şekil 3.22. Üstü Açık Dairesel Bir Depo Plan ve Kesiti.

Bir örnek olmak üzere  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$ ,  $H = 8 \text{ m}$ ,  $R = 10 \text{ m}$ ,  $E = 3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$   
ve  $t = 30 \text{ cm}$  olarak dikkate alınır;

$$BC = \frac{\gamma H R^2}{E t} \rightarrow BC = \frac{1 \cdot 8 \cdot 10^2}{3 \cdot 10^6 \cdot 0,3} = 9 \times 10^{-4} \text{ m (0,9 mm)}$$

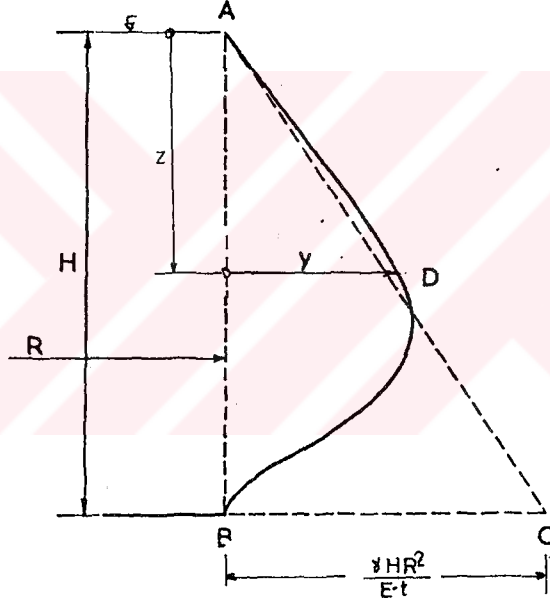
olarak, gerçekten çok küçük bir değer elde edilir. AC çizgisini çizerek ADB eğrisiyle karşılaştırmak, bir fikir vermesi açısından, yararlı olmaktadır. ABC üçgeninin alanı duvara etkileyen sıvı basıncına karşılık gelmektedir. ADB alanı ise çember çekmesi tarafından karşılanan basınç miktarına eşdeğer olmaktadır. Şekilde gösterilen DBC alanı ise yaklaşık olarak duvar tabanındaki konsol tarafından alınan bir kuvvete karşılık gelmektedir.

Şekil 3.23 deki gibi depo duvarı bir basit çizgiyle idealleştirilmekte ve sıvı seviyesi z derinlik apsisinin orijini olarak alınmaktadır. Şekildeki y değeri AB düşey çizgisinden itibaren ölçülürse, depo yarıçapı R de y kadar bir artış olacaktır. Bu durumda herhangi bir z derinliğindeki birim şekil-değiştirme  $y/R$ , çember çekme gerilmesi  $Ey/R$ , duvarın birim

yüksekliğindeki toplam çember çekme kuvveti ise  $y \cdot E \cdot t / R$  değerlerini alır. Bu çekme kuvveti  $yEt/R^2$  değerindeki bir sıvı basıncına karşılık gelmektedir. Herhangi bir  $z$  derinliğinde şekil değiştirmemiş duvara ( $y=0$ ) uygulanan sıvı basıncı  $\gamma \cdot z$  değerini ve şekil değiştirmiş durumdaki gerçek gerilme ise,

$$\gamma \cdot z - y \frac{Et}{R^2}$$

değerini almaktadır. Bu gerilme depo tabanına alt uçlarından düşey konsol olarak yerleştirildiği kabul edilen bir seri duvar şeriti tarafından karşılanmaktadır. Moment ve kesme kuvvetinin maksimum değerleri bu konsolların tabanlarında meydana gelir.



Şekil 3.23. İdealleştirilmiş Depo Duvar Kesiti

Yukarıda belirtildiği gibi duvarın çok sayıda dar düşey şeritlere ayrıldığı kabul edilerek hesaplar, bu konsollar üzerinde yapılabilir. Çevre uzunluğu boyunca birim uzunluğa gelen gerçek gerilme ( $\gamma z - y \frac{Et}{R^2}$ ) ile bu şeritlerden her birinin atalet momenti  $I$  ile gösterilirse;

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = \gamma z - y \frac{Et}{R^2} \quad \text{ya da} \quad \frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{\gamma E}{EI} - \frac{y t}{R^2 I}$$



elastik eğriye ait diferansiyel denklem yazılabilir. Gerekli işlemler yapılır ve  $\alpha = \sqrt[4]{t/R^2I}$  olarak alınır, bu denklemin çözümünden

$$y = \frac{\gamma z}{\alpha^4 EI} + \left[ e^{\alpha z/\sqrt{2}} \left( A \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + B \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) + e^{-\alpha z/\sqrt{2}} \left( C \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + D \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) \right] \quad (3.10)$$

bağıntısı elde edilir. Buradaki A, B, C ve D katsayıları duvar tabanı ve üst ucundaki sınır şartları yardımıyla hesaplanabilir. Üstü açık depolarda sınır şartları

$$z = 0 \quad \text{için} \quad \frac{d^2 y}{dz^2} = 0 \quad (3.11)$$

$$z = 0 \quad \text{için} \quad \frac{d^3 y}{dz^3} = 0 \quad (3.12)$$

$$z = H \quad \text{için} \quad y = 0 \quad (3.13)$$

$$z = H \quad \text{için} \quad \frac{dy}{dz} = 0 \quad (3.14)$$

şeklinde yazılabilir. Bu sınır şartları için (3.10) bağıntısından gerekli olan türevleri alınır;

$$\frac{dy}{dz} = \frac{\gamma}{\alpha^4 EI} + \frac{\alpha}{\sqrt{2}} \left[ e^{\alpha z/\sqrt{2}} \left( A \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + B \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + A \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - B \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) + e^{-\alpha z/\sqrt{2}} \left( -C \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - D \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + C \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - D \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) \right] \quad (3.15)$$

$$\frac{d^2 y}{dz^2} = \alpha^2 \left[ e^{\alpha z/\sqrt{2}} \left( A \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - B \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) + e^{-\alpha z/\sqrt{2}} \left( -C \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + D \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) \right] \quad (3.16)$$

$$\frac{d^3 y}{dz^3} = \frac{\alpha^3}{\sqrt{2}} \left[ e^{\alpha z/\sqrt{2}} \left( A \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - B \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - A \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - B \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) + e^{-\alpha z/\sqrt{2}} \left( C \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} - D \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + C \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + D \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) \right] \quad (3.17)$$

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = -\alpha^4 \left[ e^{\alpha z/\sqrt{2}} \left( A \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + B \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) + e^{-\alpha z/\sqrt{2}} \left( C \sin \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} + D \cos \frac{\alpha z}{\sqrt{2}} \right) \right] \quad (3.18)$$

bağıntıları elde edilir. Buradan elde edilen dört denklemden 4 bilinmeyen katsayı hesaplanabilir:

$$z = 0 \quad \text{için denklemler (3.16) dan} \quad C=A$$

$$z = 0 \quad \text{için denklemler (3.17) den} \quad D=B-2A$$

(3.10) ve (3.15) denklemlerinde  $z$  yerine  $H$  yazılıp sıfıra eşitlenerek, diğer iki bilinmeyen için iki bağıntı elde edilir.

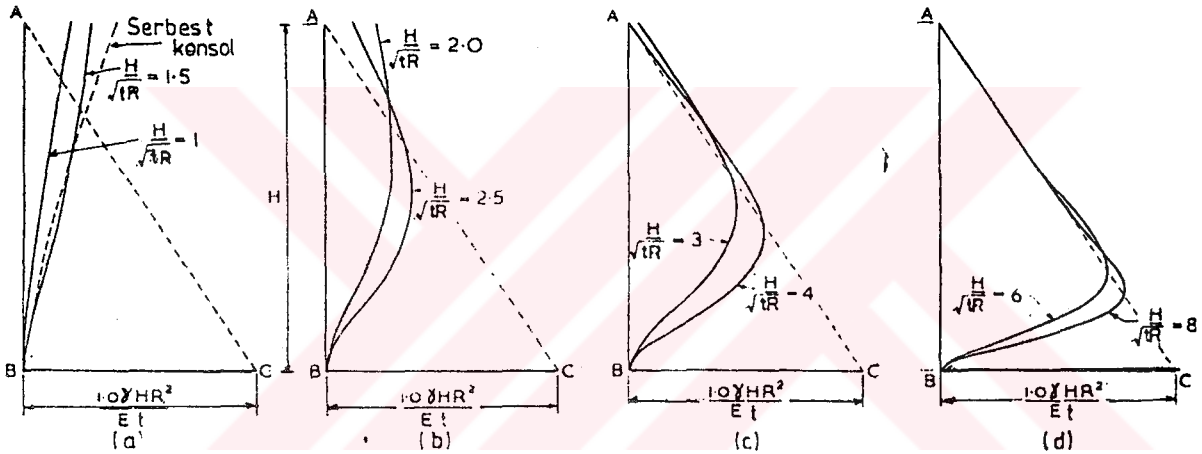
$A$ ,  $B$ ,  $C$  ve  $D$  katsayıları bulunduğundan sonra herhangi bir  $z$  kesitindeki moment ve kesme kuvveti sırasıyla,

$$M = EI \frac{d^2 y}{dz^2} \quad \text{ve} \quad V = EI \frac{d^3 y}{dz^3}$$

bağıntılarıyla hesaplanabilir. Ayrıca, (3.10) bağıntısı yardımıyla duvarın elastik eğrisi belirlenebilir. Duvar tabanındaki moment ve kesme kuvvetinin bilinmesi halinde, duvarın diğer kısımlarındaki bu değerler yaklaşık olarak tahmin edilebilir. Bu tahmin, küçük depolar için kabul edilebilir olmakla beraber, büyük depolar için daha kesin değerler bulmak gerekmektedir. Bu değerleri hesaplamak ise uzun işlemler gerektirmektedir. Ancak duvarlarda oluşan kesit etkileri  $H/\sqrt{tR}$  oranına bağlı olarak değiştiğinden hesap bu orana göre hazırlanmış şekiller (3.31-3.40) yardımıyla kolayca yapılabilir. Şekil 3.31 yardımıyla duvar tabanındaki kesme kuvveti, 3.32 ve 3.33 yardımıyla duvar tabanındaki moment, 3.34 ve 3.35 yardımıyla maksimum açıklık momenti ve etkime noktası, 3.36 ve 3.37 yardımıyla maksimum çember çekmesi ve etkime noktası, 3.38 ve 3.39 yardımıyla elastik eğri denkleminde kullanılan  $A$  ve  $B$  katsayıları, Şekil 3.40 yardımıyla alt ve üstü ankastre duvarda üst moment ve kesme kuvveti hesaplanabilir.

### 3.3.3 Duvar Şekli

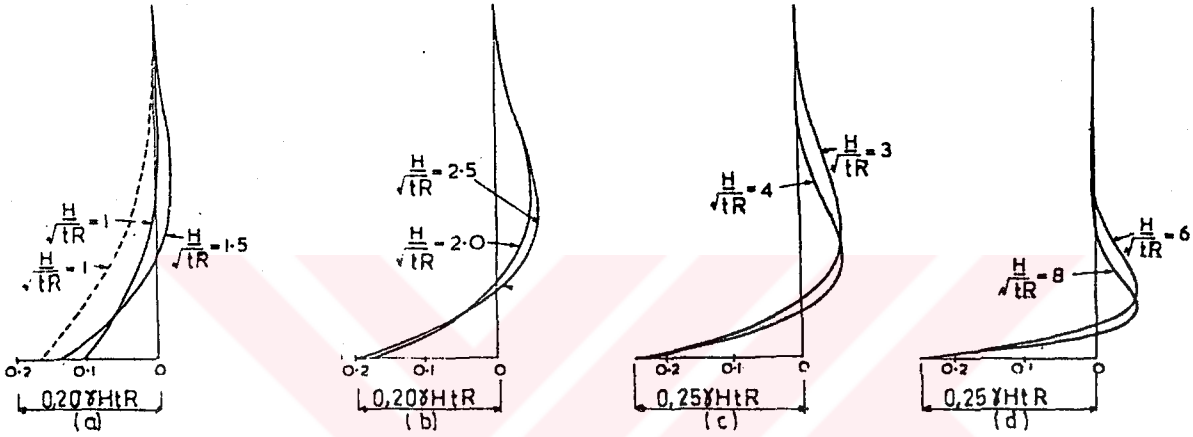
Bir dairesel depo doldurulduktan sonra, duvarlarının ne şekli alacağı güçlkle söylenebilir. Şekil 3.24 de değişik  $H/\sqrt{tR}$  oranlarına sahip depo duvarlarının şekildeğiştirilmiş hali verilmektedir. Şekil 3.24 a da kesik çizgi ile  $H/\sqrt{tR}$  oranı 1 olan serbest konsol duvarın elastik eğrisi gösterilmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi,  $H/\sqrt{tR}$  oranı 1.00 olan dairesel bir duvarın, çember donatılarının kesilip, duvarın bir seri düşey dar konsollara ayrıldığı düşünülürse, duvarın tepesinin yerdeğiştirmesi yaklaşık iki kat artmaktadır. Bu artış miktarı,  $H/\sqrt{tR} = 1,50$  için yaklaşık yedi kat olmaktadır.



Şekil 3.24. Değişik  $H/\sqrt{tR}$  Oranlarında Dairesel Depo Duvarlarının Şekildeğiştirilmiş Hali.

Duvarların şekildeğiştirmeleri  $\gamma HR^2/Et$  değeriyle ilgili olarak gösterilmiştir. Bu  $\gamma HR^2/Et$  değeri, tabanında kayma derzi bulunan duvarın yapmış olduğu şekildeğiştirmeyi göstermektedir. Şekilden de görüldüğü gibi küçük  $H/\sqrt{tR}$  oranlarında duvarın maksimum şekildeğiştirmesi duvarın üst ucunda meydana gelmekte; daha büyük  $H/\sqrt{tR}$  oranlarında ise maksimum şekildeğiştirme duvarın orta kısımlarına doğru kaymaktadır.  $H/\sqrt{tR}$  oranı 4 olduğu zaman duvarın üst ucu şekildeğiştirmemiş durumdaki A konumuna geri dönmektedir. Bu oran 6 ya ulaştığı zaman duvarın üst yarım kısmı, tabanında kayma derzi bulunan duvarın üst yarım kısmıyla üst üste düşmektedir.

Şekil 3.25 de ise, Şekil 3.24 de dikkate alınan duvarlarda oluşan moment değerleri gösterilmektedir. Şekil 3.25a da kesik çizgi ile  $H/\sqrt{tR}$  oranı 1.00 olan serbest konsol duvarda oluşan moment değerleri gösterilmektedir. Bu orandaki bir dairesel depunun tabanındaki moment serbest konsol durumdaki momentin %64'ü olmaktadır. Bu oran  $H/\sqrt{tR}=1,50$  için ise yaklaşık %37 olmaktadır.



Şekil 3.25. Şekil 3.24.de Gösterilen Duvarlarda Oluşan Moment Değerleri.

### 3.3.4 Çevresinde Toprak Dolgu Bulunan Dairesel Depo

Zemin seviyesi, depo çevresi boyunca, sıvı seviyesine kadar yükselmişse, sıvı seviyesinden herhangi bir z derinliğindeki toprak basıncı  $\gamma_z \cdot z$  olur. Depo boş olduğu zaman bu toprak basıncından dolayı depo duvarı ters bir yüklemenin etkisinde kalmaktadır. Bu durumda toprak dolgunun oluşturacağı kesit etkilerini ve diğer özelliklerini belirlemek için, depoya ilgili bağıntılarda ve bunlara bağlı olarak hesaplanan abaklarda  $\gamma$  yerine  $\gamma_z$  yazmak yeterlidir.

Depo dolu olduğu zaman, toprak basıncının sıvının duvara yapacağı etkiyi azaltacağı düşünülebilir. Ancak, standartlar genellikle,

- a) depoda sıvı var - toprak dolgu yok,

b) depoda sıvı yok - toprak dolgu var,  
olması halleri için ayrı ayrı yapılmasını önermektedir.

### 3.3.5 Kısmen Ankastre Durumu

Deponun üzerine inşa edileceği zemin 10-12 m çok sağlam bir tabakaya sahipse, depo kolonlar üzerine oturabilir. Genel olarak depolanan sıvının duvar tabanında oluşturduğu kesme etkisi, depo tabanı tarafından karşılanır. Bu durumda, depo tabanında meydana gelen şekildeğiştirmeler nedeniyle, duvar tabanının dışa doğru yerdeğiştirmesi, tabanı ankastre olmaktan çıkarıp, kısmen ankastre durumuna dönüştürmektedir.

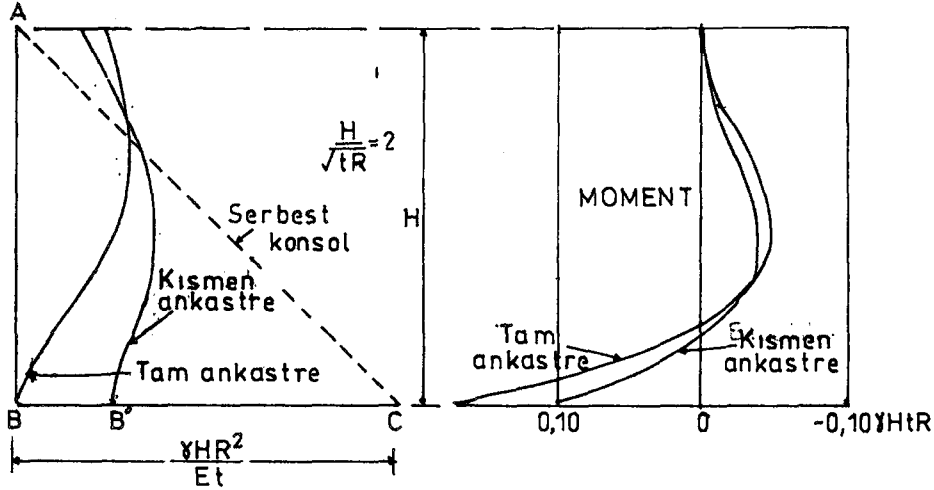
$F_f$  tabana gelen çekme kuvvetini,  $t_f$  taban plağı kalınlığını göstermek üzere, tabandaki çekme gerilmesi:  $F_f/t_f$  olmaktadır. Bu gerilme altında depo tabanında oluşan uzamalar  $\gamma HR^2/E t$  cinsinden yazılabilir. Örneğin,

$$\Delta L = \frac{F_f}{t_f} \frac{R}{E} = 0,25 \frac{\gamma HR^2}{E t}$$

olarak hesaplanırsa, Şekil 3.26 da gösterilen B noktası B' noktasına hareket eder ( $BB' = 0,25 BC$ ). Bu durumda (3.10) denkleminde  $z=H$  için  $y=0$  (tam ankastre) sınır şartı yerine  $y=0,25\gamma HR^2/Et$  değeri konarak gerekli katsayılar hesaplanır. Bu katsayılar hesaplandıktan sonra diğer işlemler tam ankastrelik durumunda olduğu gibi yapılır. Şekil 3.26 da  $H/\sqrt{tR}$  oranı 2 olan tam ankastre ve kısmen ankastre (%75 ankastre) duvarların şekildeğiştirmesi ve bu duvarlardaki moment değerleri verilmektedir.

$H/\sqrt{tR}$  oranı 2 olan duvar tabanında %25 BC lik bir yerdeğiştirmeye izin vermek, moment değerinde %40, kesme kuvveti değerinde %30 luk bir azalmaya neden olmaktadır.

Yukarıda, depo tabanının yatay hareketine kısmen izin verilmiştir. Buna ilaveten, zemin sağlam değilse, zeminde bazı oturmalar meydana gelmekte ve depo köşesi bir miktar dönmekte-



Şekil 3.26. Kısmen ve Tam Ankastre Duvarın Şekildeğiştirilmesi ve Moment Değerleri.

dir. Bu durumda  $z=H$  için  $\frac{dy}{dz} = 0$  şartı yerine (3.15) denkleminde  $z=H$  için  $\frac{dy}{dz} \neq 0$  değerini koyarak gerekli katsayılar hesaplanır. Bu katsayılar hesaplandıktan sonra, diğer işlemler tam ankastrelik durumundakine benzer şekilde yapılır.

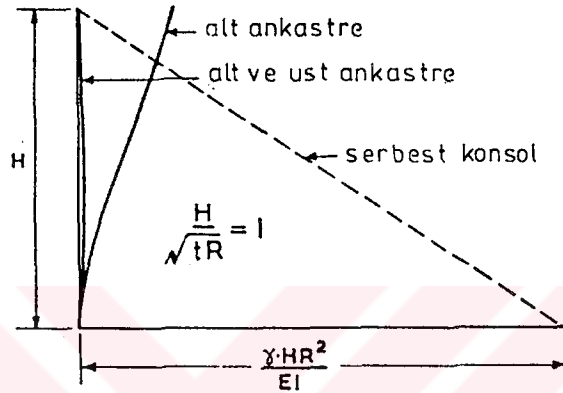
Sabit duvar kalınlıklı üstü açık depo duvarlarının hesabında başka yöntemler de (Hangan-Soare, Lebelle, Lossier) mevcuttur. Bu yöntemler ayrıntılı olarak kaynak (Guerrin, 1968b) de verilmektedir.

### 3.4 DUVAR KALINLIĞI SABİT ÜSTÜ ÖRTÜLÜ DAİRESEL DEPOLAR

Burada, moment ve çekme gerilmesinin hesabında, emniyetli tarafta kalmak üzere, duvar tepesinin sıvı seviyesiyle aynı konumda olduğu kabul edilmektedir. Oysa, pratikte sıvı seviyesinin, duvar üst seviyesinden bir miktar (minimum 30 cm) aşağıda bulunduğu bilinmektedir.

Yükleme durumu, üstü açık depolardaki yükleme durumunun aynısı olmakta, dolayısıyla da elastik eğri denklemi değişmemektedir. Bununla beraber, duvarın üst sınır şartı değişmekte, dolayısıyla  $z=0$  için  $y=0$  olmaktadır. Ayrıca, duvar üst kısmıyla tavan plağının ankastre olarak birleştirildiği kabul edilirse,  $z=0$  için  $\frac{dy}{dz} = 0$  sınır şartıda yazılabilir. Bu sınır şartları

belirlendikten sonra A, B, C ve D bilinmeyen katsayılar hesaplanır. Bu katsayılar (3.10) denkleminde yerine konarak duvarın şekildeğiştirmiş hali belirlenebilir. Şekil 3.27 de  $H/\sqrt{tR}$  oranı 1,00 olan alt ve üst ucundan mesnetlenmiş duvarın şekildeğiştirmesi görülmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi, bir ucundan mesnetli duvar basit konsol, iki ucundan mesnetli duvar ise basit kiriş gibi davranmaktadır.

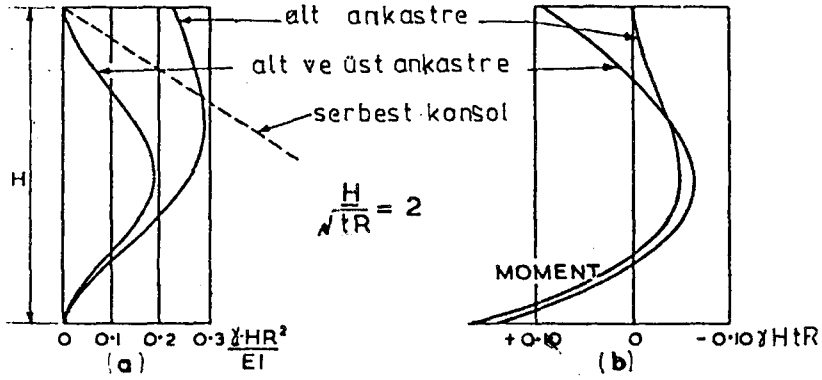


Şekil 3.27.  $H/\sqrt{tR} = 1,00$  Olan Alt ve Üst Ucundan Ankastre Duvarların Şekildeğiştirmesi.

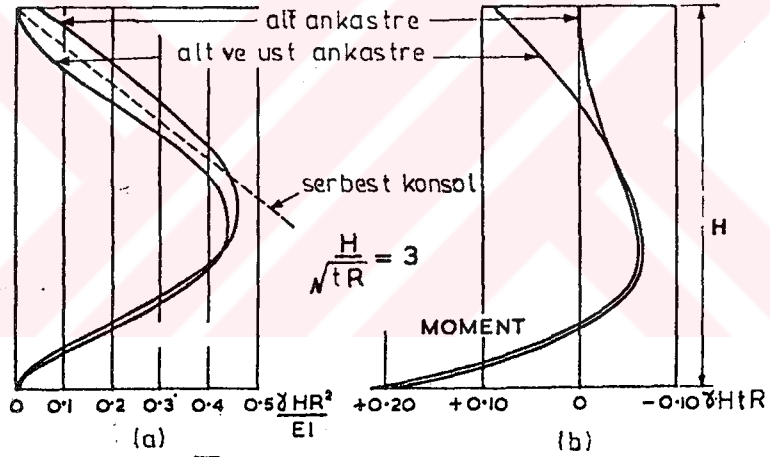
Duvarın taban ve üst ucundaki moment değerleri (3.16) denkleminde  $z$  yerine  $H$  ve  $0$  konarak belirlenir.  $H/\sqrt{tR}$  oranı 1,00 den küçük olan depo duvarları, her iki ucundan mesnetlenmiş yüksek kirişler gibi projelendirilir. Şekil 3.28 a da  $H/\sqrt{tR} = 2$  olan duvarın şekildeğiştirmiş hali, b de bu duvardaki moment değerleri, Şekil 3.29 a da  $H/\sqrt{tR} = 3$  olan duvarın şekildeğiştirmiş hali, b de ise bu duvardaki moment değerleri görülmektedir. (Her iki şekilde de bir ucundan mesnetli duvar hali de gösterilmektedir).

Üstünde tavan bulunan depo duvarlarının tepesinde meydana gelen moment ve kesme kuvveti değerleri Şekil 3.40 yardımıyla hesaplanabilir.

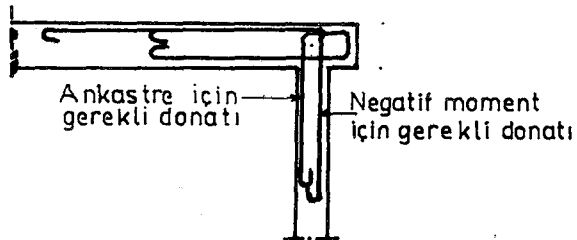
Duvar ve tavan birleşim bölgesine yerleştirilen donatı detayı şematik olarak Şekil 3.30 da verilmektedir.



Şekil 3.28.  $\frac{H}{\sqrt{tR}} = 2,00$  Olan Duvarlarda Oluşan Moment Değerleri ve Duvarın Şekildeğiştirilmesi.

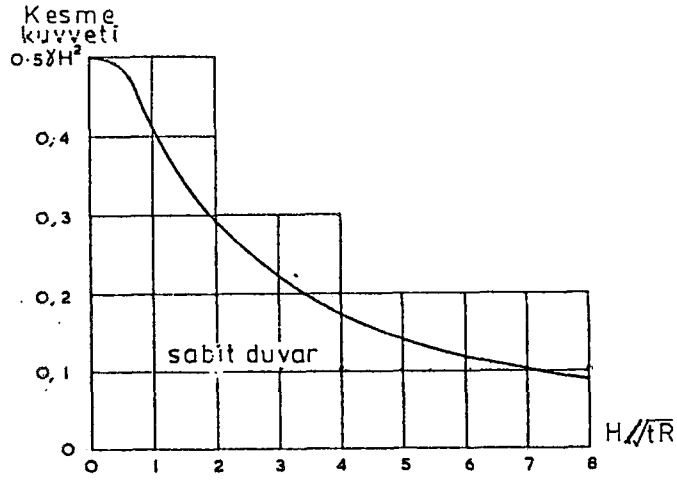


Şekil 3.29.  $\frac{H}{\sqrt{tR}} = 3,00$  Olan Duvarın Şekildeğiştirilmesi ve Oluşan Moment Değerleri.

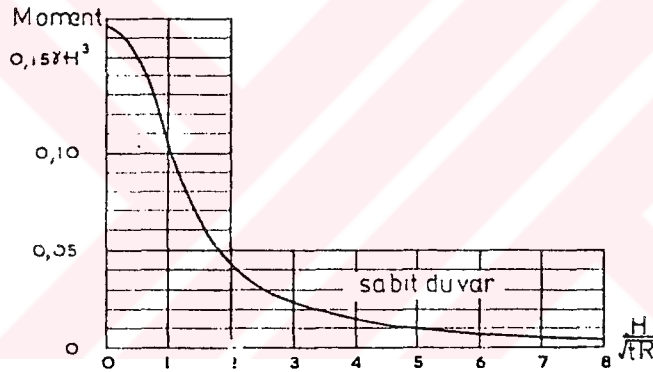
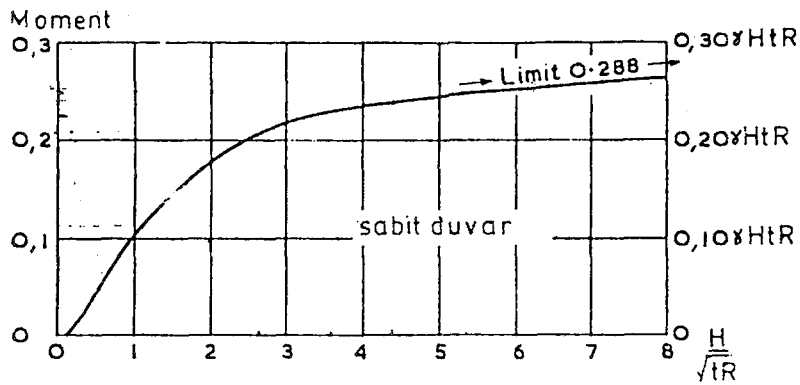


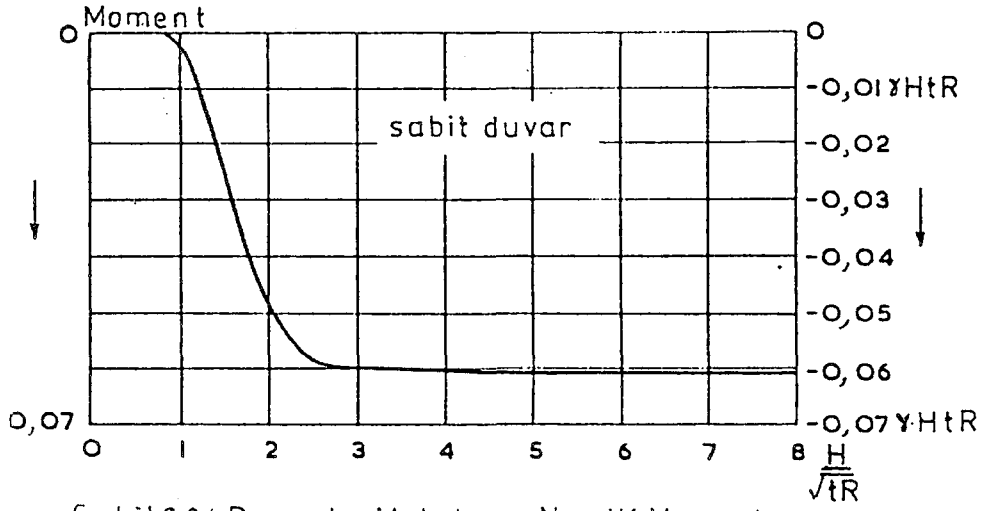
Şekil 3.30. Duvar ve Tavan Birleşim Bölgesi Donatı Detayı.



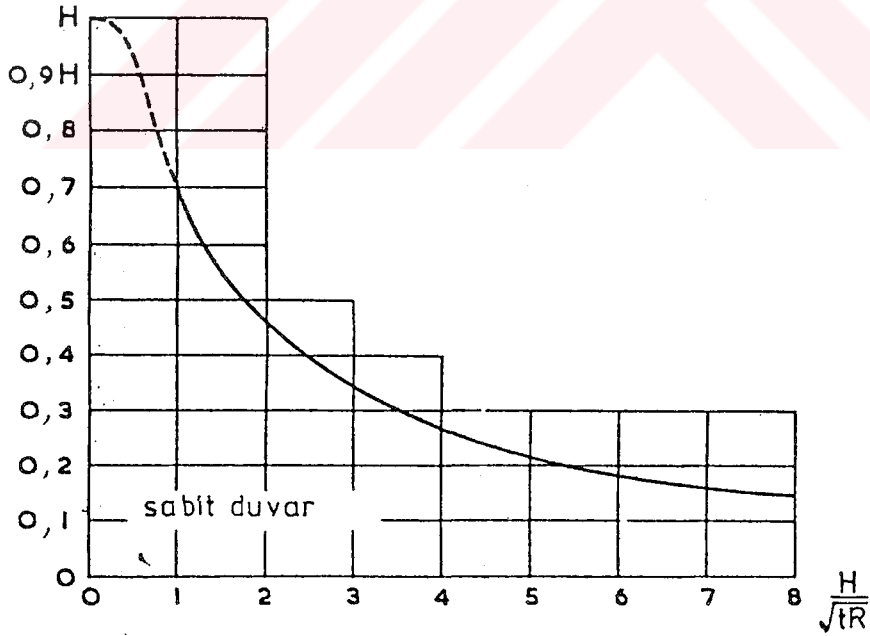


Şekil 3.31 Duvar Tabanındaki Kesme Kuvveti.

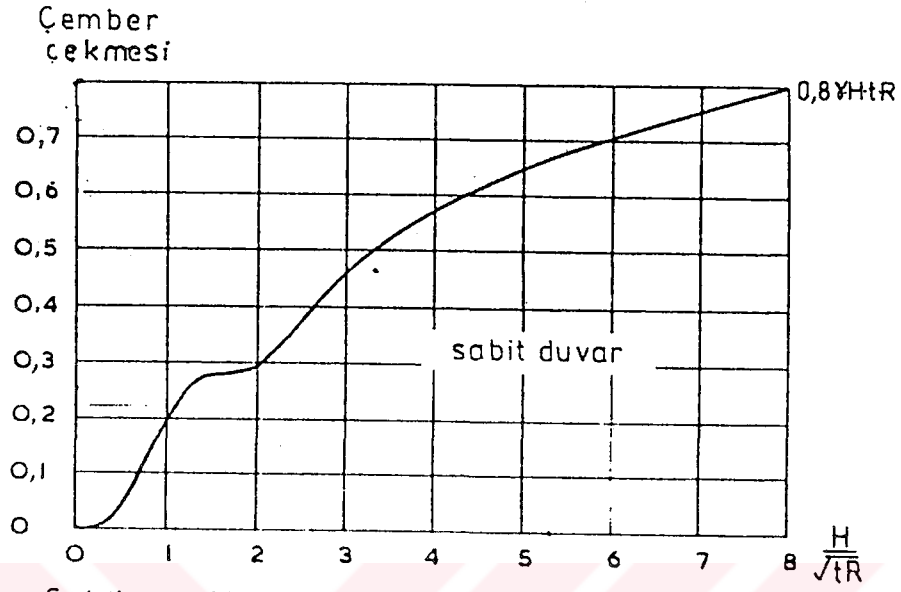
Şekil 3.32 Duvar Tabanındaki Moment Değerleri.  
(küçük değerler için)Şekil 3.33 Duvar Tabanındaki Moment Değerleri.  
(büyük değerler için uygundur)



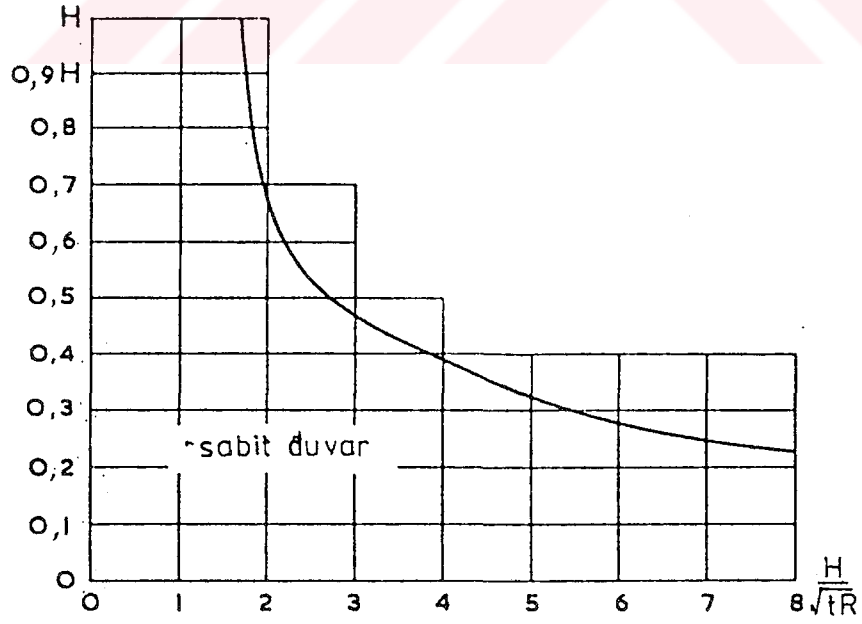
Şekil 3.34. Duvarda Maksimum Negatif Moment.



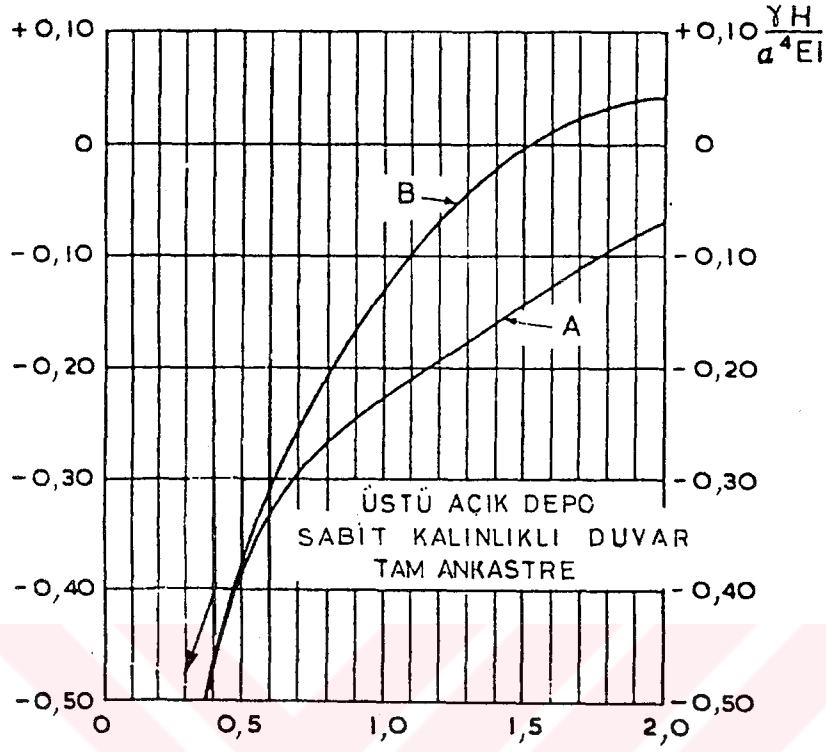
Şekil 3.35. Max. Negatif Momentin Konumu



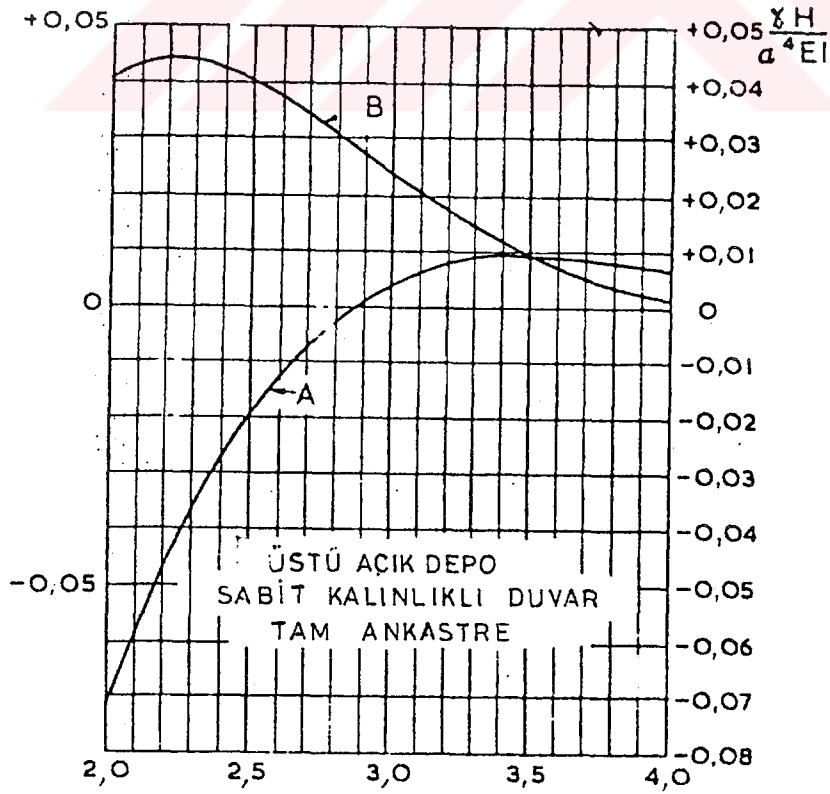
Şekil 3.36. Maksimum Çember Çekmesi.



Şekil 3.37. Max. Çember Çekmesinin Konumu.



Şekil 3.38. A ve B Denklem Katsayıları.



Şekil 3.39. A ve B Denklem Katsayıları.

### 3.5 DUVAR KALINLIKLARI DEĞİŞKEN ÜSTÜ AÇIK DAİRESEL DEPOLAR

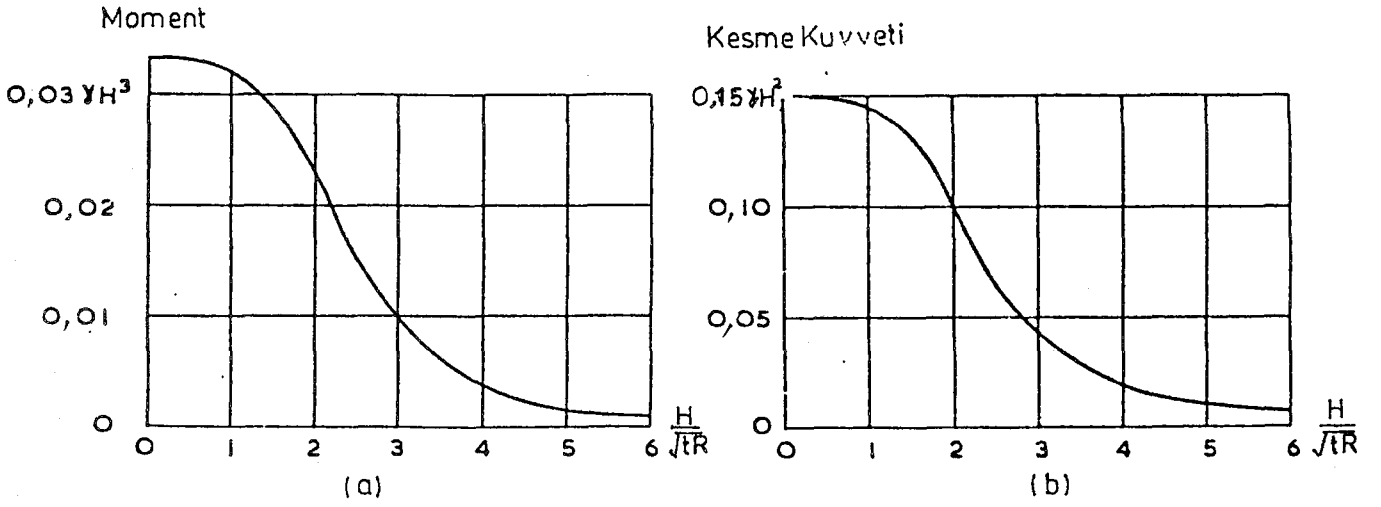
Sıvı basıncı yüzeyden tabana kadar doğrusal olarak değiştiğinden duvarın üst kısımlarının kalınlığını, sıvının sızmasını önleyecek kalınlıkta olması şartıyla, azaltmak mümkündür. Fakat bu durum kalıp işçiliği açısından biraz daha fazla masraf gerektirmektedir. Bu nedenle depo duvar yüksekliğinin, belirli bir değeri aşması (yaklaşık 5 m) durumunda duvar kalınlığını değişken yapmak daha ekonomik olabilir. Daha alçak depolardaise değişken kalınlıklı duvar yapmak ekonomik olmayabilir. Bu durumda da sabit kalınlıklı duvarlar için yazılmış olan temel denklem;

$$\frac{d^4 y}{dz^4} = \frac{\gamma z}{EI} - \frac{\gamma t}{R^2 I}$$

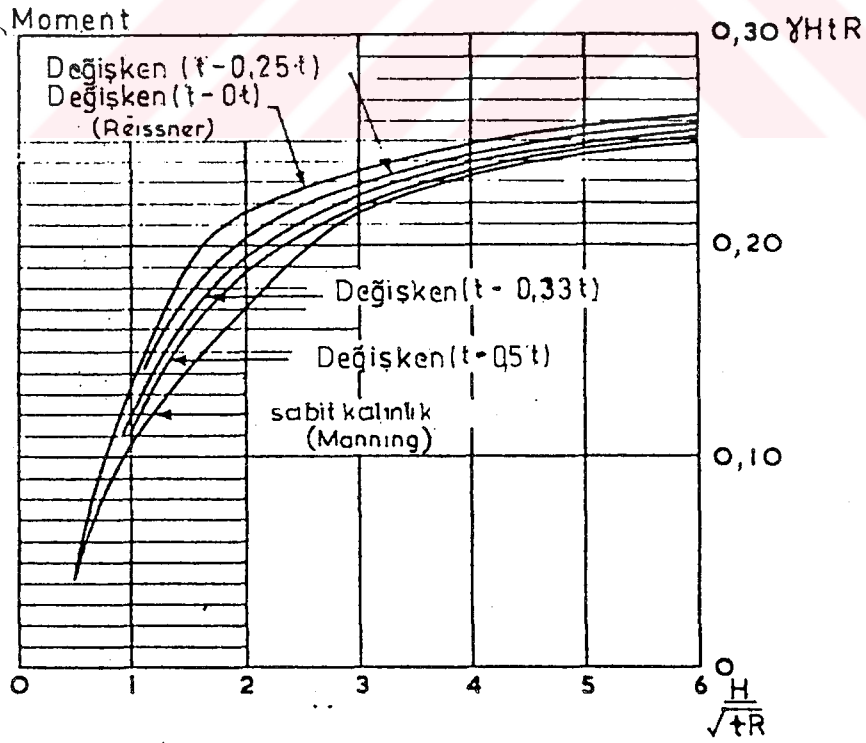
halen geçerli olmaktadır. Ancak, sabit kalınlıklı duvar hesabında kullanılan T ve I nin sabit olmasına rağmen, bu değerler değişken kalınlıklı duvarlarda z nin fonksiyonu olarak değişmektedir. Bu nedenle değişken kalınlıklı depoların hesabı daha karmaşık olmaktadır. Değişken kalınlıklı duvarlarda t ile duvar tabanının kalınlığı gösterilmektedir.

Değişken kalınlıklı duvarlarda, Şekil 3.41 ve 3.42 yardımıyla duvar tabanındaki moment ve kesme kuvveti, 3.43 yardımıyla duvar gövdesindeki ters moment, 3.44 ve 3.45 yardımıyla maksimum çember çekmesi ve etkime noktası hesaplanabilir.

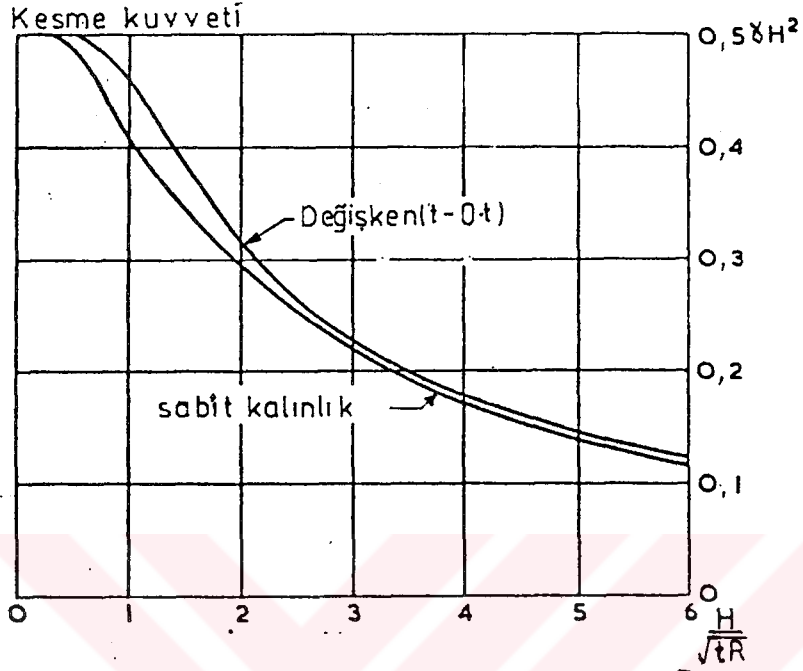
Depo tabanıyla, duvarın birleşiminin kısmen ankastre ve depo duvarının değişken kalınlıklı olması halinde hesap oldukça zor olmaktadır. Bu konuda ayrıntılı bilgi için kaynak (Manning, 1967) ye bakılabilir.



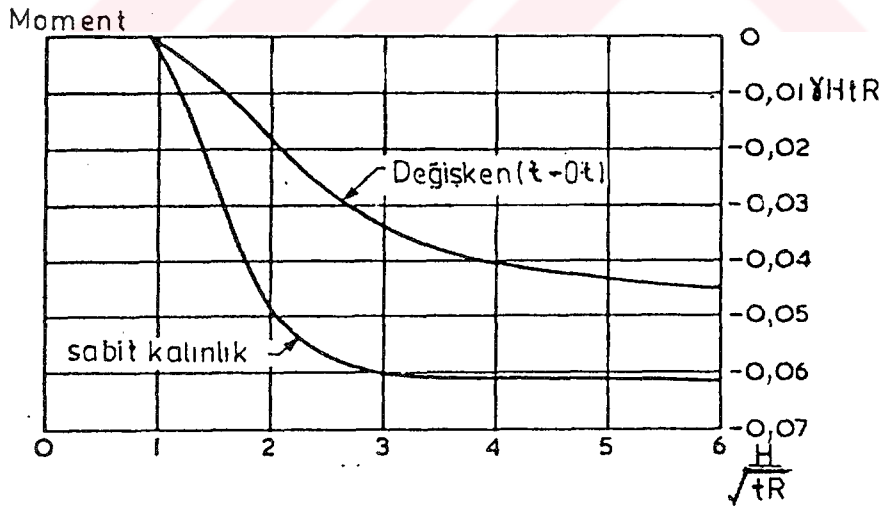
Şekil 3.40. Alt ve Üstü Ankastru Duvarlarda Üst Moment ve Kesme Kuvveti Değerleri.



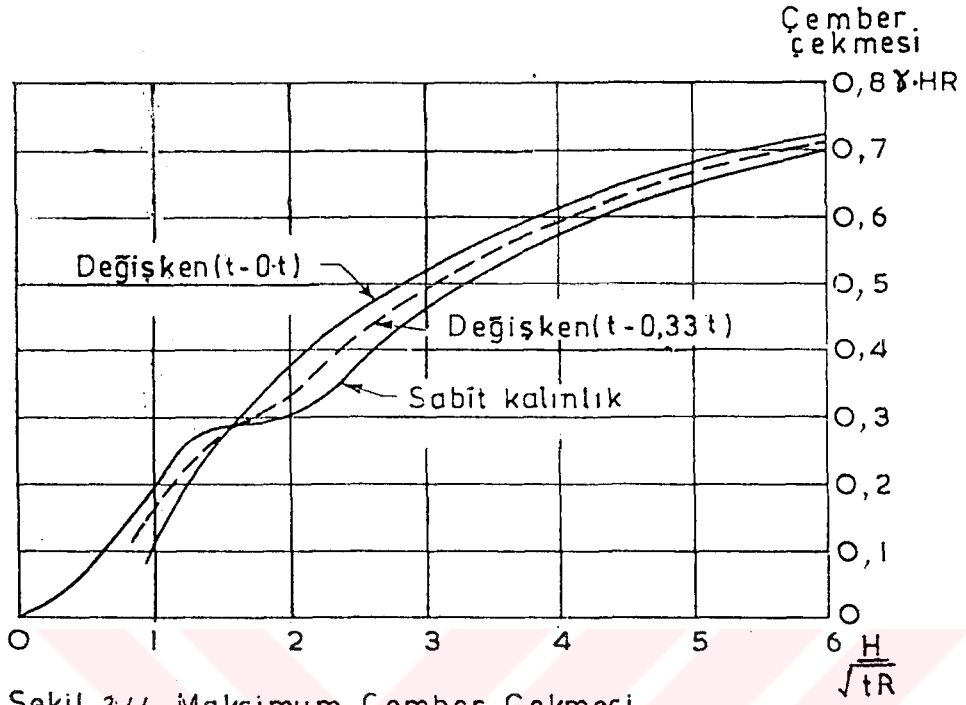
Şekil 3.41. Sabit ve Değişken Kalınlıklı Duvar Tabanındaki Moment Değerleri.



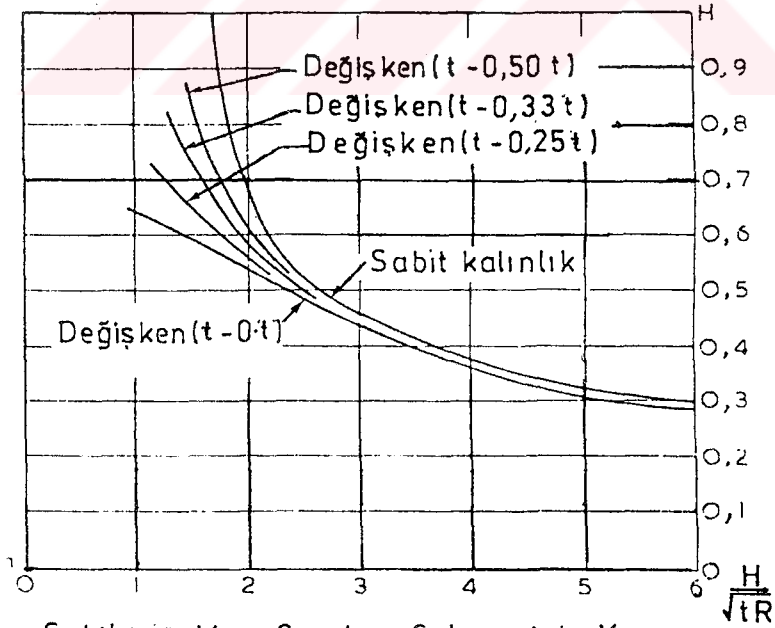
Şekil 3.42. Sabit ve Değişken Kalınlıklı Duvar Tabanındaki Kesme Kuvveti Değerleri.



Şekil 3.43 Sabit ve değişken Kalınlıklı Duvarda Max. Negatif Moment.



Şekil 3.44 .Maksimum Çember Çekmesi

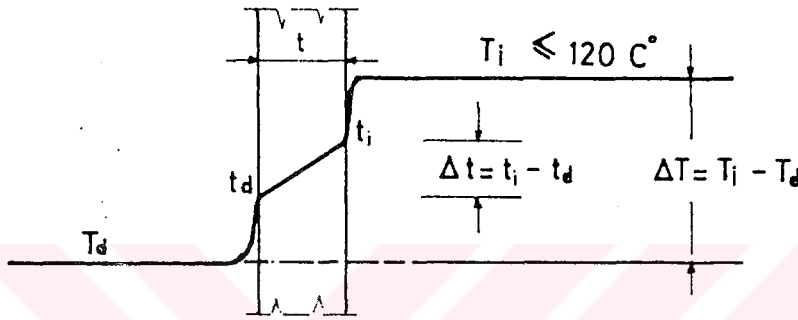


Şekil 3.45 .Max. Çember Çekmesinin Konumu.



### 3.6 DAİRESEL KESİTLİ DEPO DUVARLARININ SICAKLIK FARKINA GÖRE HESABI

Depolanan sıvının sıcaklığı dış sıcaklıktan farklı ise (Şekil 3.46), bu  $\Delta t$  sıcaklık farkından dolayı, bir  $M_{\Delta t}$  momenti meydana gelir. Depolanan sıvının sıcaklığı  $120^{\circ}\text{C}$  yi geçmiyorsa ve daha kesin bir yöntem yoksa bu  $M_{\Delta t}$  momentinin değeri aşağıda verilen yaklaşık yöntemle hesaplanabilir.



Şekil 3.46. Depo Duvarında Sıcaklık Etkisi.

#### • Sıcaklık değişiminin hesabı

$T_i$  depolanan sıvının sıcaklığını,  $T_d$  dış hava sıcaklığını,  $t_i$  ve  $t_d$  sırasıyla depo duvarının iç ve dış yüz sıcaklığını,  $t$  duvar kalınlığını,  $\lambda_c$  betonun ısı iletkenlik katsayısını,  $1/h_i$  ve  $1/h_d$  sırasıyla duvarın iç ve dış yüzlerinin ısıl direncini göstermek üzere;

bu duvarın içindeki ısı akım yoğunluğu;

$$K = \frac{t_i - t_d}{\frac{h}{\lambda_c}} = \frac{\Delta t}{\frac{h}{\lambda_c}} \quad (\text{k cal/m}^2 \text{ saat})$$

bağıntısıyla hesaplanır. Buradan; sıcaklık değişimi

$$K = \frac{T_i - T_d}{\frac{1}{h_i} + \frac{t}{\lambda_c} + \frac{1}{h_d}}$$

olmak üzere,

$$\Delta t = K \frac{t}{\lambda_c} \quad (^\circ\text{C biriminde})$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu işlemlerde  $\lambda_c=1,4$  kcal/m<sup>°C</sup> saat,  $1/h_i$  gazlar için 0,10 m<sup>2</sup> saat <sup>°C</sup>/kcal; sıvılar için sıfır,  $1/h_d=0,05$  m<sup>2</sup> saat <sup>°C</sup>/kcal olarak dikkate alınır ve t duvar kalınlığı (m) cinsinden yerine konursa,  $\Delta T=T_i-T_d$  olmak üzere, sıvılar için

$$\Delta t = \frac{t}{0,07+t} \Delta T \quad (^\circ\text{C biriminde})$$

bağıntısı elde edilir.

• Sıcaklık değişiminden doğan moment

$\alpha_t$  betonun ısıl genleşme katsayısını,  $E_c=7000 \sqrt{f_{ck}}$  ( $f_{ck} \rightarrow$  daN/cm<sup>2</sup>) betonun uzun süreli yükleme altındaki elastisite modülünü,  $I=100 t^3/12$  (cm<sup>4</sup>/m) genişlik ya da yüksekliği 100 cm kalınlığı t(cm) olan bir kesitin eylemsizlik momentini göstermek üzere;  $\Delta t$  sıcaklık farkından doğan momentin değeri;

$$M_{\Delta t} = \frac{\alpha_t \Delta t E_c I}{t} \quad (\text{daN cm, 1,00 m genişlik ya da yükseklik için})$$

bağıntısıyla hesaplanır.  $\alpha_t=10^{-5}$  alınır ve yukarıdaki I değeri yerine konursa,

$$M_{\Delta t} = 10^{-3} \Delta t E_c \frac{t^2}{12} \quad (\text{daN cm, 1,00 m genişlik ya da yükseklik için})$$

şeklını alır. Buna göre 1,00 m genişlik ya da yükseklik için gerekli çekme donatısı alanı, z moment kolunu,  $\bar{\sigma}_s$  donatı emniyet gerilmesini göstermek üzere;

$$A_s = \frac{M_{\Delta t}}{z \bar{\sigma}_s} \quad (\text{cm}^2)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Nervürlü donatının kullanılması halinde  $M_{\Delta t}$  momentini karşılayacak mekanik donatı oranı yaklaşık

olarak,

$$\omega = \Delta t / 200$$

bağıntısıyla belirlenebilir.

$\Delta t$  sıcaklık farkının  $M_{\Delta t, v} = M_{\Delta t, h}$  şeklinde birbirine eşit iki moment oluşturduğunu, dolayısıyla da  $\omega = \omega_v = \omega_h$  olduğunu hatırlamak gerekir.

Bu bağıntılarda hesaplanan donatıların çoğunun cidarın en soğuk tarafındaki yüzeye yerleştirilmesi gerekir (Durmüş ve diğ., 1988).

### 3.7 DAİRESEL KESİTLİ DEPOLARDA KONSTRÜKSİYON

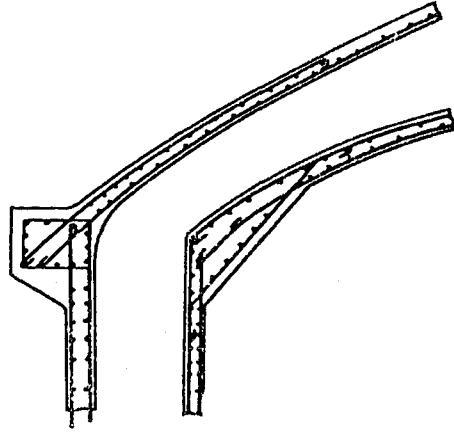
#### 3.7.1 Depo Tavan Konstrüksiyonu

Depo tavanı dairesel plak, dişli veya mantar plak ya da küresel kubbe şeklinde yapılabilir. Bu plak ya da küresel kubbe örtüler, yan duvarlara monolitik (yekpare) olarak birleştirilebileceği gibi bir derz yardımıyla bağımsız çalışabilecek şekilde de birleştirilebilirler.

Monolitik kubbeler meridyen ve paralel doğrultularında donatılır. Genel olarak bir kat donatının kullanılması yeterli olmakla beraber, çember boyunca ortaya çıkan eğilme momentlerini karşılamak için, meridyen doğrultusunda iki kat donatı yerleştirilmesi de tercih edilebilir. Bu donatının uzunluğu moment diyagramına göre tespit edilir. Eğilme momenti bölgesinin tam belirlenememesi halinde çift kat donatı kubbe eğrilik yarıçapının  $1/3 \sim 1/4$  üne kadar uzatılır (Şekil 3.47).

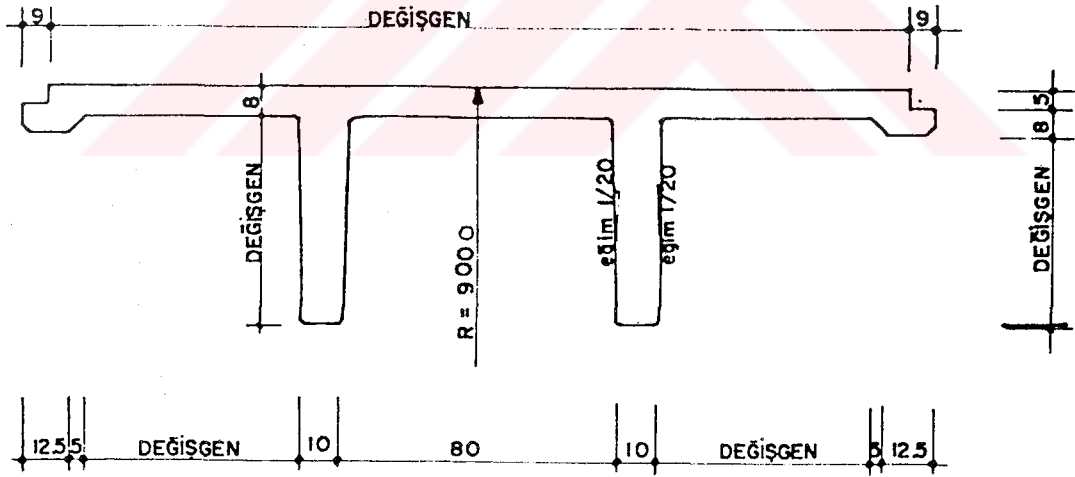
Montajı çabuklaştırmak ve kalıp işçiliğini azaltmak amacıyla çoğu kez kubbeler prefabrik elemanlardan yapılır. Bu tür prefabrik elemanların yatay kesitleri; üçgen, beşgen ya da trapez şeklinde olabilir.

Aşağıda prefabrik elemanlardan oluşan bir küresel kubbe örneği verilmiştir. Kubbenin yerinde dökme yapılması yerine



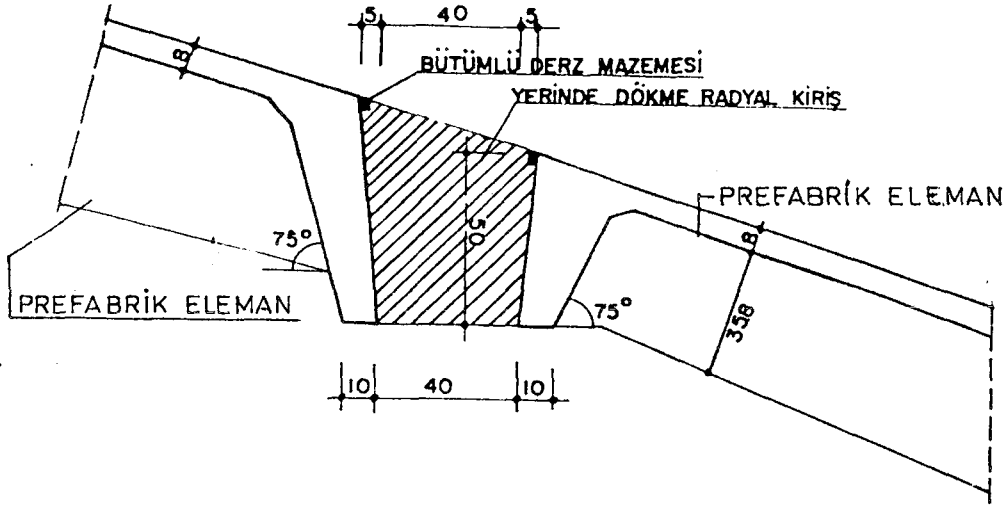
Şekil 3.47. Kubbe Donatı Planı.

prefabrik elemanlardan yapılması inşaat süresini ve yapı maliyetini önemli derecede azaltmaktadır. Yerinde dökme yapılması halinde, kubbenin yapımına ancak yan duvarların bitiminden sonra başlanabilecekti. Fakat ikinci sistemde duvarlar ve temeller yapılırken prefabrik elemanlar hazırlanabilmektedir. (Şekil 3.48 ve 3.49). Ayrıca prefabrik elemanlar yerine konurken kullanılan iskele oldukça basit olmaktadır (Şekil 3.50).



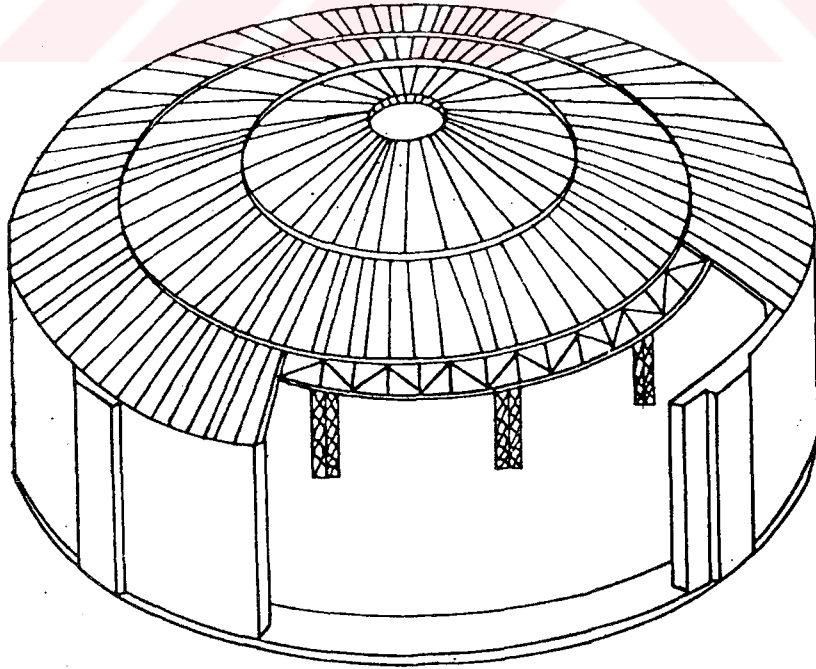
Şekil 3.48. Prefabrik Eleman Tip Kesiti

Prefabrik elemanların tabliyesi boyuna ve enine yönde küreseldir. Bu şekil portakalın bir dilimine benzetilebilir. Çünkü, küresel kubbe, belirli sayıda, portakalın dilimine benzeyen, prefabrik eleman kullanarak yapılmaktadır (Şekil 3.50). Prefabrik

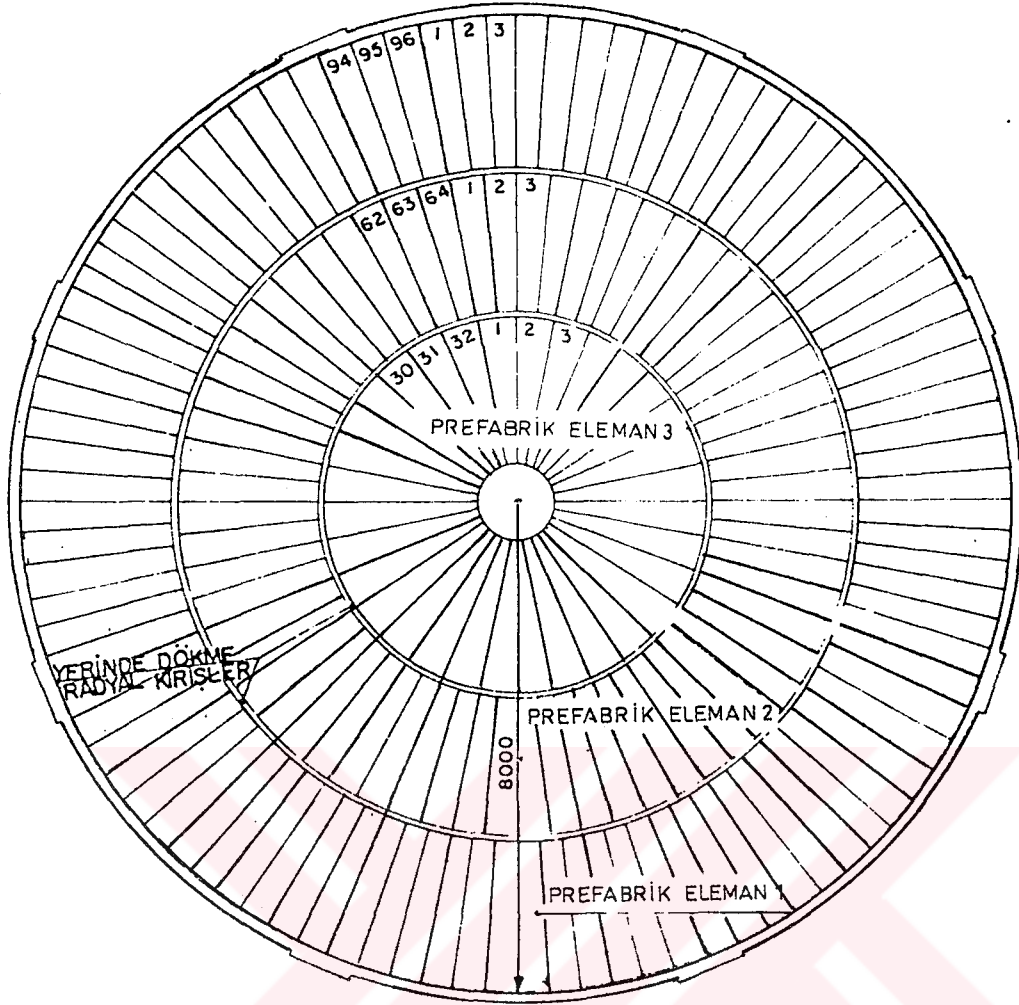


Şekil 3.49. Prefabrik Elemanla Yerinde Dökme Kiriş Bağlantı Detayı.

elemanlar arasına yerleştirilen yerinde dökme betonlar hem in-  
 saat kolaylığı sağlamakta, hem de kesit etkilerini elemanlar  
 arasında aktarıcı rol oynamaktadır. Prefabrik elemanlardan inşa  
 edilmiş bir küresel kubbe planı Şekil 3.51 de verilmektedir  
 (Çıtıptıoğlu ve diğ., 1985).



Şekil 3.50. Prefabrik Elemanların Yerleştirilmesi.



Sekil 3.51. Kubbe Planı Ölçek: 1/500.

### 3.7.2 Depo Yan Duvar Konstrüksiyonu

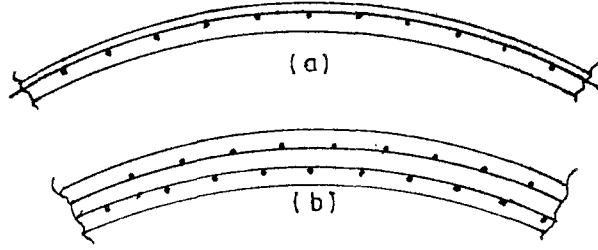
Bir deponun, hasar görme bakımından, en önemli kısmı yan duvarları olmaktadır. Bugüne kadar yıkılan depoların yıkılış sebepleri hakkında çok farklı görüşler ortaya atılmıştır. Bunların çoğu beton ve çelik emniyet gerilmelerinin aşıldığını, dolayısıyla da emniyet gerilmelerinin azaltılması gerektiğini savunmaktadır. Oysa, bu iddia irdelenirse, beton karışımı olarak normal bir karışımın yapılması halinde, donatıdaki gerilme akma sınırına varıncaya kadar çok kötü çatlaklar oluşsa bile depo yıkılmamaktadır. Ayrıca yıkılan depoların hesapları incelendiğinde beton ve donatı emniyet gerilmeleri oldukça düşük

tutulmuştur (Manning, 1967). Bu da beton ve donatının emniyet gerilmesini azaltmak yerine konstrüktif önlemlerin artırılması gerektiğini göstermektedir. Ancak depolarda beton ve donatı emniyet gerilmelerinin diğer normal yapılara göre daha düşük tutulması gerektiğini de hatırlatmak gerekir. Alınabilecek konstrüktif önlemlerden bazıları aşağıda verilmektedir:

- Donatıların uçlarını kancalamak, ankrajlamak ya da çember şeklinde kaynaklamak. Kaza eseri olarak içten bir patlama sonucunda kısmen zarar görmüş betonarme bir deponun kontrol edilmesi; patlamanın beton ve donatı arasındaki aderansı yok ettiğini ancak kancaların depoyu tamamen yıkılmaktan kurtardığını göstermiştir. (Manning, 1967).
- Donatı eklerinin sayısını azaltmak ve bunları geniş bir alana dağıtmak.
- Bindirme boylarını artırmak (minimum 50  $\phi$  olmalı).
- Herhangi bir dik kesitte üç çubuktan birinden fazlasında bindirme yapılmamalı.

Dairesel depo duvarlarında çember ve düşey donatının yerleştirilmesi için, farklı mühendisler tarafından değişik yöntemler kullanılmaktadır. Çoğu mühendisler küçük depolarda yalnız bir sıra çember donatısı kullanmaktadır (Şekil 3.52a). Ancak özellikle duvar diplerinde donatıları sepet örgüsü gibi birbiri arasından geçirerek ve düşey doğrultuda şaşırtmalar yaparak yerleştirmek daha uygun olmaktadır. Özellikle betonun kuru olması halinde donatı aralıklarının az ve tek bir çember donatısı olduğu zaman, bindirme bölgesinde donatı yığılması olabilir ve betonla donatı arasındaki aderans sağlanamayabilir. Bu durumda da bindirme boyu yetersizliği, beton örtü kalınlığı yetersizliği gibi durumlar oluşabileceğinden beton çatlamaya maruz kalabilir. Avusturalya'da 12 m çapında bir deponun bu nedenle yıkıldığı da bilinen bir gerçektir (Manning, 1967).

Deponun büyük ve derin olması halinde, büyük çaplı donatıları monte etme ve bükme ihtiyacından kaçınmak için iç ve dış



Şekil 3.52. Dairesel Depo Duvar Donatı Detayı.

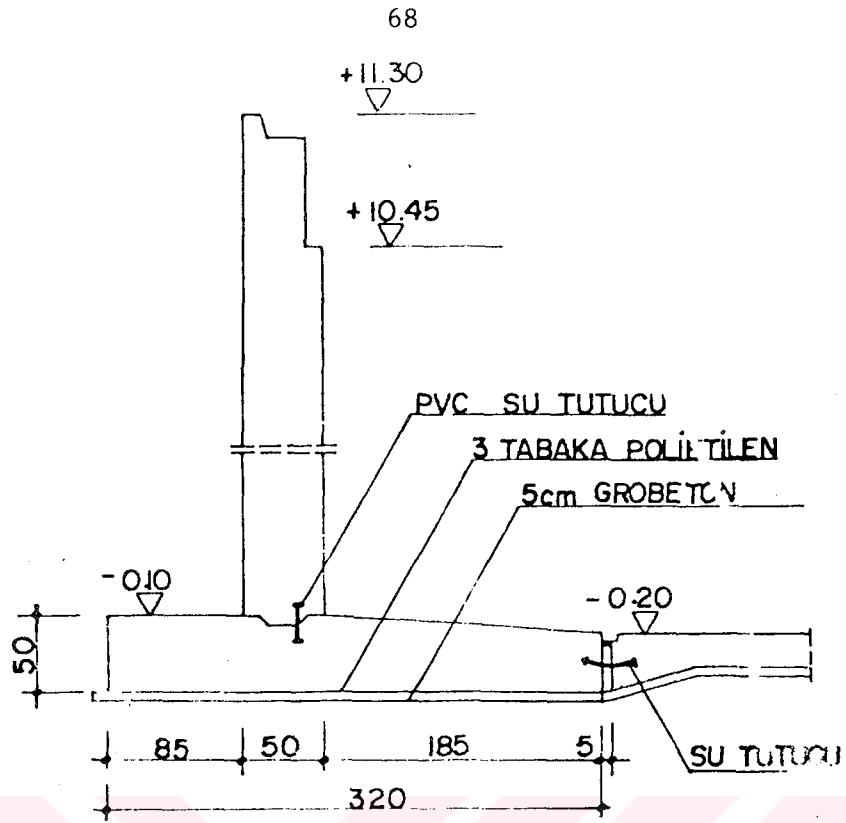
donatı halkasının bulunması daha uygun olmaktadır (Şekil 3.52b). Amerikada dairesel bir deponun yapımından sonra dış yüzeyinde 6-7 m aralıklarla düşey çatlaklar meydana gelmiştir. Bu çatlaklar, duvar kalınlığının daha büyük olduğu duvar dibinde ve donatı çift donatı olmasına rağmen, duvarın dış yüzünde iç yüzüne göre daha fazlaydı. Durum böyle olunca kaynak (Manning,1967) de donatının 2/3 ünün dış yüze, 1/3 ününde iç yüze konulması önerisi yerinde bir öneri olarak gözükmektedir.

### 3.7.3 Depo Taban Konstrüksiyonu

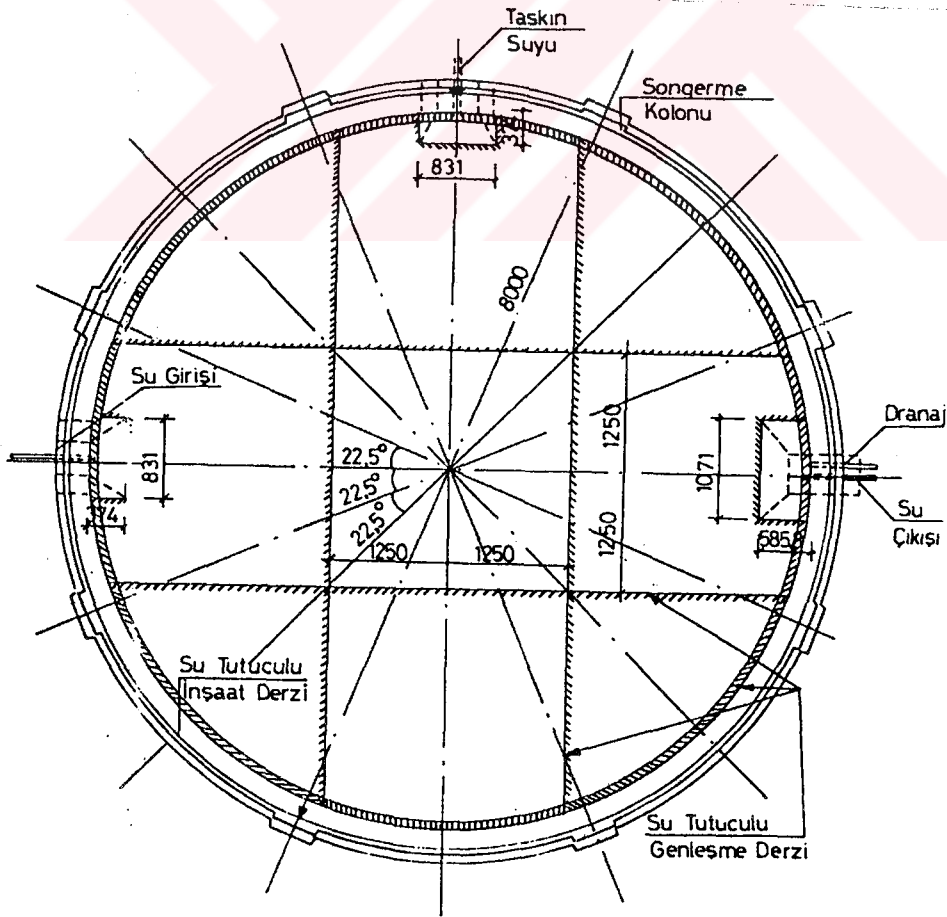
Depo taban ve duvarının birleşimi monolitik ya da bir derz ile ayrılarak birbirinden bağımsız olarak inşa edilebilir. Bu durumların her biri için ayrı ayrı konstrüktif önlemler almak gerekir. Monolitik olarak yapımına karar verilmişse, hesaplar da eğilme momenti ile beraber rötire ve sıcaklık değişiminin etkisini dikkate almak gerekir. Şekil 3.53 de 50.000 m<sup>3</sup> lük bir deponun duvar ve taban birleşim bölgesine ilişkin bir örnek verilmektedir.

Bu örnekte duvar temele ankastre olarak bağlanmıştır. Kayı- cılığı sağlamak için grobeton ile temel arasında her biri 0,3 mm kalınlığında 3 adet polietilen tabakası konulmuştur. Duvar temeli boyutları 50x320 cm olup, depo alt betonundan genleşme derzleri ile dokuz parçaya ayrılmıştır (Şekil 3.54).





Şekil 3.53. Taban Duvar Birleşim Kesiti.



Şekil 3.54. Dairesel Depo Kesit ve Planı (50 000 m<sup>3</sup>).

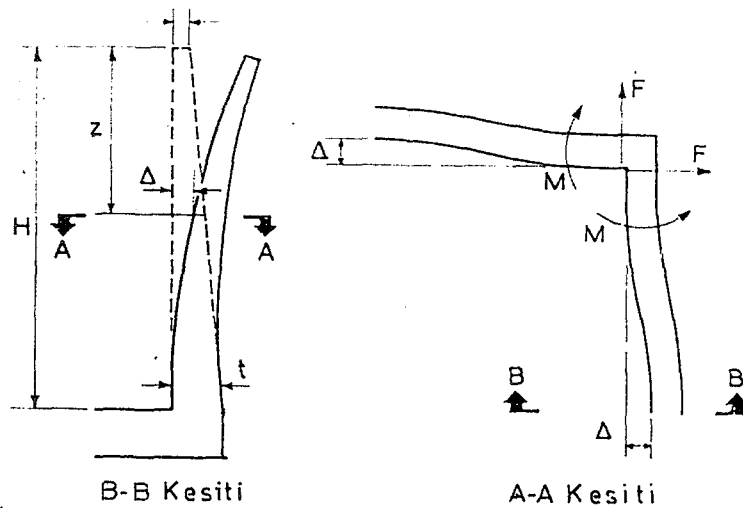
## BÖLÜM 4

### DİKDÖRTGEN KESİTLİ DEPOLAR

#### 4.1 GİRİŞ

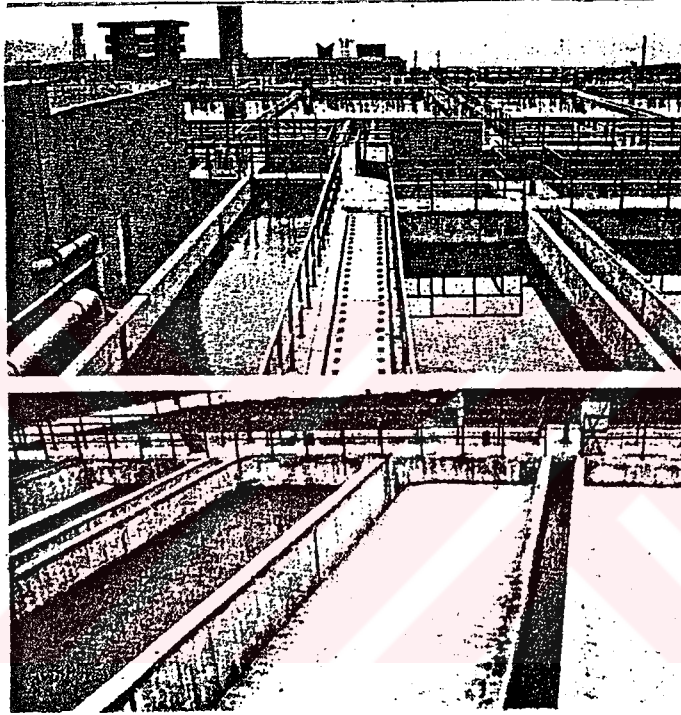
Dikdörtgen depolar için bu bölümde verilen hesap esasları, genel olarak kare kesitli depolar için de geçerlidir.

Dairesel depo duvarlarında normal kuvvet etkili olmasına rağmen dikdörtgen depo duvarlarında normal kuvvet yanında eğilme momenti de etkili olmaktadır. Bu kesit etkileri altında üstü açık dikdörtgen bir depo duvarının yatay ve düşey doğrultuda şekil değiştirmesi Şekil 4.1 de görülmektedir. Görüldüğü gibi duvarın, açıklıklarda serbest olarak yer değiştirmeye yapmasına karşılık, köşelerde yer değiştirmesi engellenmektedir. Bu nedenle genellikle negatif momentin ve kesme kuvvetinin maksimum değerleri köşelerde meydana gelmektedir.



Şekil 4.1. Dikdörtgen Depo Düşey ve Yatay Kesiti.

Dikdörtgen kesitli depo duvarlarında eğilme momentinin meydana gelmesi ekonomik açıdan uygun olmamaktadır. Ancak, özellikle endüstri yapılarında deponun yapılacağı arazinin sınırlı olması halinde, değişik sıvıları depolamak için çok gözlü depo inşası gerekmektedir. Bu durumda dikdörtgen depolar, arsa kaybını önlemek için dairesel depolara göre daha uygun olmaktadır (Şekil 4.2).



Şekil 4.2. Dikdörtgen Depoların Endüstride Kullanılması.

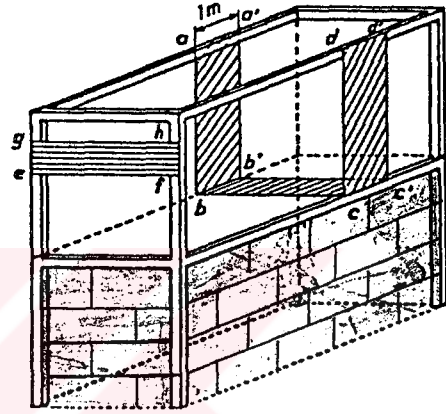
#### 4.2 DİKDÖRTGEN KESİTLİ DEPOLARIN GENEL HESAP ESASLARI

Dikdörtgen kesitli depoların hesabı, bunların düşey ya da yatay seritlerden oluştuğu kabul edilerek yapılabilir. Aşağıda buna ilişkin iki hesap yöntemi verilmektedir. Bu yöntemler yaklaşık olmakla beraber emniyetli tarafta sonuçlar vermektedir. Dikdörtgen kesitli depoların bir başka yaklaşık yöntemle pratik hesabı ise madde 4.3 de verilmektedir.

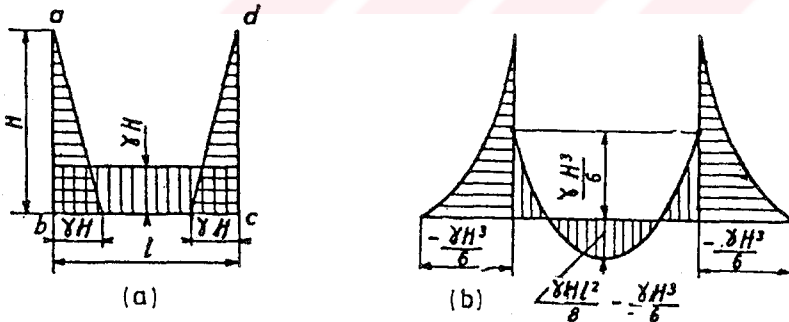
#### 4.2.1 Düşey Şeritler Yöntemi

Bir örnek olmak üzere kargir duvarlar üzerine oturan, zemin-den ayrıık dikdörtgen bir depo dikkate alınsın. Depodan, arala-rında 1,00 m mesafe olan, paralel iki düzlemle kesilen bir şerit düşünölsün (Şekil 4.3). Bu hesapta, bir enleme ile iki düşey konsoldan meydana gelen fiktif bir sistem dikkate alınmak-tadır. Bu sistemin yatay enlemesi sıvı ağırlığını, konsolları ise sıvı itkisini (yatay sıvı basıncı) taşımaktadır.

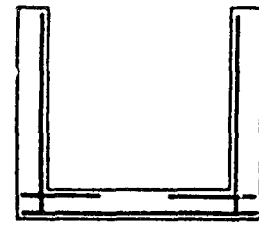
İçi sıvı dolu dikdörtgen bir depodaki yükleme durumu ve moment diyagramı Şekil 4.4 de ve buna bağılı olarak hesaplanacak asal çekme donatısı şematik olarak Şekil 4.5 de verilmektedir. De-ponun, özellikle sağlam zemine oturması halinde, tabanında eğil-me momenti meydana gelmeyeceği açıktır. Buna karşılık yan duvar-lardaki moment diyagramının şekli değişmez.



Şekil 4.3. Dikdörtgen Deponun Düşey Şeritlere Ayrılması.



Şekil 4.4. Düşey Şeritlerde Yük Etkisi ve Moment Diyagramları.



Şekil 4.5. Düşey Dilim Çekme Donatısı Şeması.

Dikkate alınan bu yöntemle göre yan duvarlar basit eğilme etkisindedir (Cidarın öz ağırlığı ihmal edilmektedir). Buna karşılık taban kısmı (Şekil 4.4 de bc kısmı) ise bileşik eğil-me etkisindedir (burada N çekme kuvvetidir). Enine duvarlar 1,00 m yükseklikli şeritlere (efhg) ayrılarak hesaplanırlar.

Bu hesapta şeritler, yüksekliklerinin ortasından etkiyen ortalama basınca maruz, yarı ankastre plaklar olarak dikkate alınırlar.

Bu hesap yönteminin büyük uzunluklu, dar ve alçak depolar için uygun olduğunu belirtmek gerekir.

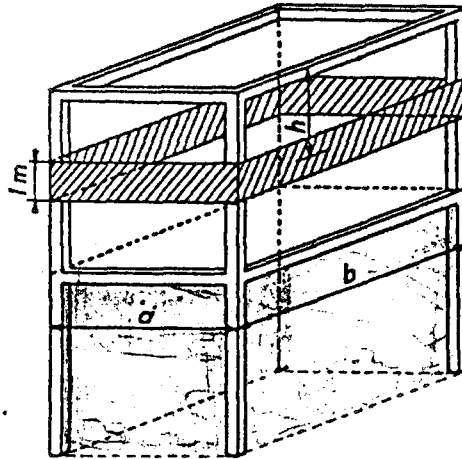
Deponun kolonlar üzerine oturması halinde, depo duvarlarının altına, ya yeter rijitlikte kiriş konulur ya da duvarın kendisi yüksek kiriş şeklinde hesaplanır. Depo duvarlarının yüksek kiriş olarak hesaplanması halinde depo tabanının, yan duvarlarla birleşimine özen göstermek gerekir. Taban donatısını Şekil 4.6 da gösterildiği gibi duvara uzatmak uygun olmaktadır. Ayrıca depolarda çatlaklar çok zararlı olduğundan duvar betonlarında kayma gerilmesinin ( $\tau_c = \frac{V}{bz}$ ) çok küçük kalması gerekir (Bu değer ilgili şartnamelerde verilmektedir).



Şekil 4.6. Taban Donatısının Duvara Uzatılması.

#### 4.2.2 Yatay Şeritler Yöntemi

Depoda 1,00 m yüksekliğinde yatay bir şerit dikkate alınsın (Şekil 4.7). Bu şerit  $p = \gamma h$  ortalama basıncının etkisindedir. Bu durumda eşit yayılı yük etkisinde kapalı bir çerçeve elde edilmiş olur. (Şekil 4.8a).



Şekil 4.7. Dikdörtgen Deponun Yatay Şeritlere Ayrılması.

$I_a$  ve  $I_b$  sırasıyla a ve b kenarlarının eylemsizlik momentlerini ve  $K = \frac{I_b}{I_a}$  yı göstermek üzere; bu kenarların köşelerindeki momentlerin,

$$M_D = M_C = M_B = M_A = \frac{p K a^3 + b^3}{12K a + b} \quad (4.1)$$

bağıntısıyla hesaplanabileceğini göstermek mümkündür (Charon, 1976).

Şerit yüksekliği 1,00 m olduğundan a ve b kenarlarının kalınlıkları  $t_a$  ve  $t_b$  ile gösterilirse:

$$I_a = \frac{t_a^3}{12} ; I_b = \frac{t_b^3}{12} \quad (t_a \text{ ve } t_b \text{ metre cinsindedir})$$

değerlerini almakta, dolayısıyla da K,

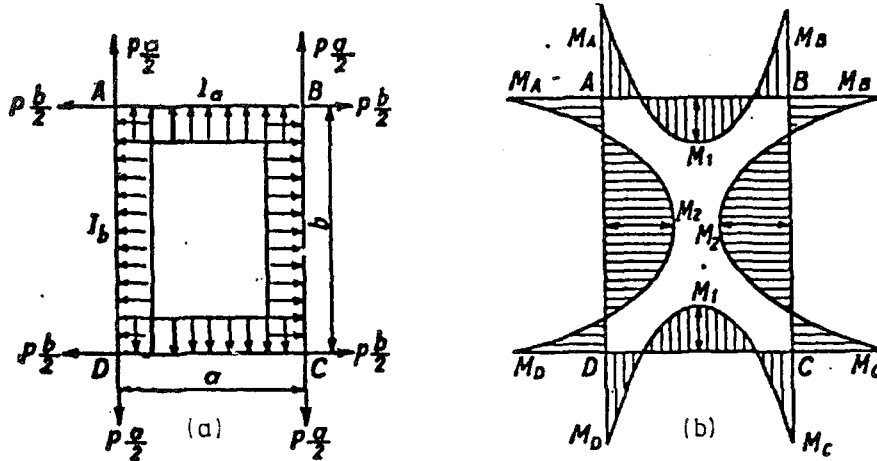
$$K = \frac{t_b^3}{t_a^3}$$

olmaktadır. Bu durumda maksimum açıklık momentleri,

$$M_1 = \frac{p a^2}{8} + M_A \quad (4.2)$$

$$M_2 = \frac{p b^2}{8} + M_B$$

bağıntılarıyla hesaplanır. Bu bağıntılardaki  $M_A$  ve  $M_B$  değerleri işaretleriyle birlikte yerine konacaktır. Bu duruma ilişkin moment diyagramı Şekil 4.8b de verilmektedir.



Şekil 4.8. Yatay Şeritlerde Yük Etkisi ve Moment Diyagramları.

AB duvarınının A ve B kesitlerinde oluşan kesme kuvveti,

$$V = \frac{p \cdot a}{2} + \frac{M_B - M_A}{a} \quad (4.3)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Burada  $M_B = M_A$  olduğunda  $V = p \cdot a / 2$  değerini alır. Diğer duvarlar da buna benzer kesme kuvvetlerinin etkisindedir. (Şekil 4.8a).

Durum böyle olunca, bu yöntemle göre depo duvarlarını ekse- nel çekme ve eğilme momentinin ortak etkisine (birleşik eğilme) göre hesaplamak gerekir. Buna göre hesaplanacak asal çekme donatısının şematik gösterilimi Şekil 4.9 da verilmektedir. Bu donatılara ilave olarak dağıtma donatıları yerleştirilerek depo duvar donatısı tamamlanmış olur. Yatay şeritler yöntemi eni ve boyu küçük olan derin depolar için, düşey şeritler yöntemine göre daha ekonomiktir.

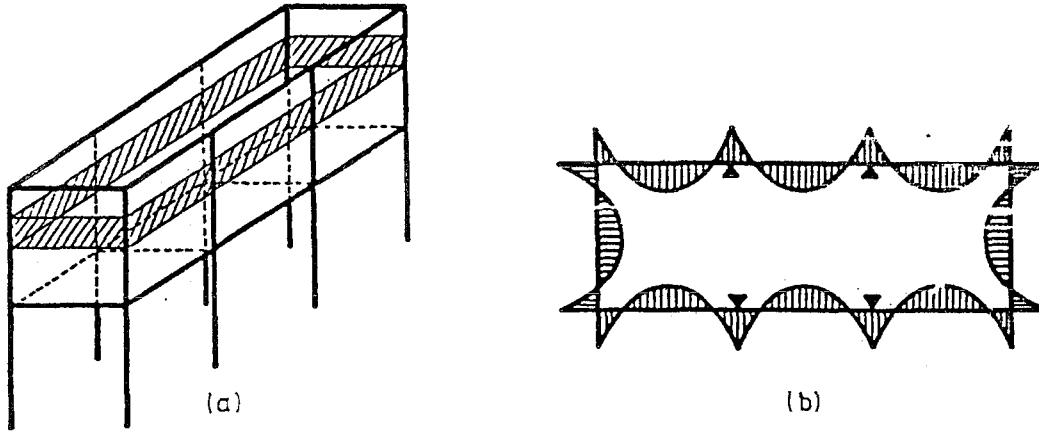
Depo taban ve tavanı  $a/b$  oranına bağlı olarak iki ya da dört kenardan mesnetlenmiş plak gibi hesaplanır. Bu plakların bazı mesnetlenme şekillerine göre hesabı madde 4.3 de verilmektedir. Diğer mesnetlenme şekilleri için plaklarla ilgili kaynaklara başvurmak gerekir.



Şekil 4.9 Yatay Dilim Donatı Şeması.

Deponun uzun olması ve çok sayıda kolona oturması halinde (Şekil 4.10a) bu hesap yine 1,00 m yüksekliğinde  $p = \gamma H$  ortalama basıncının etkisinde bir şerit dikkate alınarak yapılabilir. Bu duruma ilişkin moment diyagramı Şekil 4.10 b de verilmektedir.

Şekil 4.10 dakine benzer üstü kapalı bir deponun hesabında, depo tavan ve tabanını taşıyan alt ve üst enlemlerle kolonlar bir seri kapalı çerçeve oluşturur. Bu durumda da depo tavanı iki ya da dört kenarından oturan bir plak gibi hesaplanır. Depo tabanlarının da tavanı gibi hesaplamak mümkündür. Ancak bu durumda sıvı ağırlığını da dikkate almak gerekir.

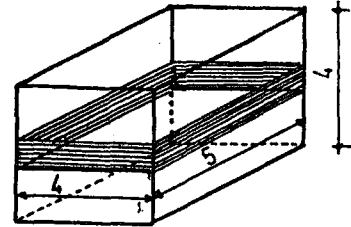


Şekil 4.10. Uzun Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı.

#### SAYISAL UYGULAMA 4.1. Tek Gözlü Dikdörtgen Depo Hesabı (80 m<sup>3</sup>)

Zemine oturan 80 m<sup>3</sup> hacminde dikdörtgen bir deponun hesaplanması istensin. Şekil 4.11 de gösterilen bu deponun iç boyutları 4x5x4 olup duvarlar değişken kalınlıklı (tabanda 30 cm-tepede 15 cm) olarak dikkate alınmaktadır. Malzeme olarak C40 ve S220 kullanılmakta olup  $\bar{\sigma}_c = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_{ct} = 6,3 \text{ kgf/cm}^2$  ve  $\bar{\sigma}_s = 1000 \text{ kgf/cm}^2$  alınmaktadır. Çatlama çok sakıncalı olduğundan  $k = 0,5 \times 10^6$  olarak dikkate alınacaktır.

Depo, yüksekliği 1,00 m olan yatay şeritler şeklinde hesaplanmakta ve her şeritte basınçların sabit ve şeritin ortasına uygulanan basınca eşit olduğu kabul edilmektedir.



Şekil 4.11.

Bu örnek için duvar kalınlıkları yatay kesit boyunca eşit olduğundan  $K = 1,00$  olmaktadır. Bu durumda (4.1) ve (4.2) bağıntıları yardımıyla,  $a = 4$ ;  $b = 5$  alınarak, aşağıdaki çizelge hazırlanabilir.

Diğer şeritler için donatının hesabı ve yerleştirilmesi benzer olduğundan aşağıda sadece alt şeritin (3-4 m) donatısı hesaplanmaktadır.



Şeritler	P (kgf/m <sup>2</sup> )	M <sub>A</sub> =M <sub>B</sub> (kg m)	M <sub>1</sub> (kg m)	M <sub>2</sub> (kg m)	Kısa kenar doğrultusun- da çekme kuvveti (kgf)	Uzun kenar doğrultusunda çekme kuvveti (kgf)
Birinci 0-1 m	500	-875	125	688	1250	1000
İkinci 1-2 m	1500	-2625	375	2063	3750	3000
Üçüncü 2-3 m	2500	-4375	675	3438	6250	5000
Dördüncü 3-4m	3500	-6125	875	4813	8750	7000

• Uzun kenar donatısı

Dikkate alınan şerit için kesitin ortalama yüksekliği 28 cm dir (Şekil 4.12).

\* Köşelerde donatı hesabı:

Köşelerdeki kesit etkileri:

$$M = 6125 \text{ kg m}; N=7000 \text{ kgf (çekme)}.$$

Kesitteki çekme donatısının  
ağırlık merkezindeki moment,

$$M_s = M - N \cdot u \rightarrow M_s = 6125 - 7000 \cdot 0,11 = 5355 \text{ kg m}$$

olarak hesaplanır.

$$k_x = \frac{n \sigma_c}{n \sigma_c + \sigma_s} \rightarrow k_x = \frac{15 \cdot 150}{15 \cdot 150 + 1000} = 0,692$$

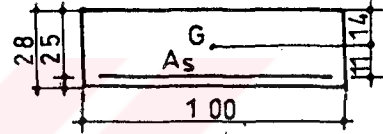
$$k_z = 1 - \frac{k_x}{3} \rightarrow k_z = 1 - \frac{0,692}{3} = 0,769$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s k_z d} + \frac{N}{\sigma_s} \rightarrow A_s = \frac{535500}{1000 \cdot 0,769 \cdot 25} + \frac{7000}{1000} = 34,85 \text{ cm}^2$$

seçilen donatı: 13 $\phi$ 20 (40,82 cm<sup>2</sup>). Bu donatı  $\phi$ 20/7 seklinde yerleştirilecektir.

$$\rho_r = \frac{A_s}{b \cdot 2(h-d)} \rightarrow \rho_r = \frac{40,82}{100 \cdot 2(28-25)} = 0,068$$

$\rho_r = 0,068$  için EK-A daki çizelge A1 den



Şekil 4.12..

$\sigma_s = 0,5 \cdot 2024 = 1012 > 1000 \text{ kgf/cm}^2$  (k değeri  $0,5 \times 10^6$  olduğu için çizelgeden alınan değer 0,5 ile çarpılmıştır).  
olduğundan seçilen  $\phi 20$  donatı çapı uygundur.

Kayma gerilmesi hesabı:

$$V = 8750 \text{ kg ve } z \leq k_z d (=0,90 d) \rightarrow z \leq 0,90 \cdot 25 = 21,9 \text{ cm}$$

$$\tau_c = \frac{V}{b_w z} \rightarrow \tau_c = \frac{8750}{100 \cdot 21,9} = 3,99 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_{ct}$$

$$(= 7 \text{ kgf/cm}^2)$$

\* Açıklıkta (duvarın ortasında) donatı hesabı:

Açıklıkta kesit etkileri:  $M = 4813 \text{ kg m}$ ,  $N=7000 \text{ kg}$  (çekme).

$$M_s = M - N \cdot u \rightarrow M_s = 4813 - 7000 \cdot 0,11 = 4043 \text{ kg m}$$

$$k_x = 0,692 \text{ ve } k_z = 0,769 \text{ (yukarıda hesaplanmıştı)}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s k_z d} + \frac{N}{\sigma_s} \rightarrow A_s = \frac{404300}{1000 \cdot 0,769 \cdot 25} + \frac{7000}{1000} = 28,02 \text{ cm}^2$$

seçilen donatı:  $12\phi 18$  ( $30,53 \text{ cm}^2$ ). Bu donatı  $\phi 18/8$  şeklinde yerleştirilecektir.

Bu hesapta kullanılan kesit uzun kenar hesabında kullanılan kesitin aynısıdır (Şekil 4.12).

\* Köşelerde donatı hesabı:

Köşelerde kesit etkileri:  $M = 6125 \text{ kg m}$ ,  $N=8750 \text{ kgf}$  (çekme)

$$M_s = M - N \cdot u \rightarrow M_s = 6125 - 8750 \cdot 0,11 = 5162,5 \text{ kgf} \cdot \text{m}$$

$$k_x = 0,692 \text{ ve } k_z = 0,769 \text{ (daha önce hesaplanmıştı)}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s k_z d} + \frac{N}{\sigma_s} \rightarrow A_s = \frac{516250}{1000 \cdot 0,769 \cdot 25} + \frac{8750}{1000} = 35,60 \text{ cm}^2$$

seçilen donatı:  $13\phi 20$  ( $40,82 \text{ cm}^2$ ). Bu donatı  $\phi 20/7$  şeklinde yerleştirilecektir.

Kayma gerilmesi hesabı

$$V = 7000 \text{ kg ve } z \leq 0,90 \cdot 25 = 21,9 \text{ cm}$$

$$\tau_c = \frac{V}{b_w z} \rightarrow \tau_c = \frac{7000}{100 \cdot 21,9} = 3,196 \text{ kgf/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_{ct} (=7 \text{ kgf/cm}^2)$$

\* Açıklıkta donatı hesabı

Açıklıkta kesit etkileri:  $M = 875 \text{ kgf.m}$  ,  $N = 8750 \text{ kgf}$ .

$$e = \frac{M}{N} \quad e = \frac{87500}{8750} = 10 \text{ cm}$$

Dış kuvvetlerin bileşkesi çekme bölgesindeki donatıların arasına düşmekte ve bu konumuyla çekirdeğin dışında bulunduğundan kesitin tümü çekme etkisinde kalmaktadır (Şekil 4.13).

$$A_s = \frac{M_s}{d'' \sigma_s} + \frac{N(d''-1)}{d'' \sigma_s} \rightarrow A_s = \frac{87500 \cdot 1}{22 \cdot 1000} + \frac{8750 \cdot 21}{22 \cdot 1000} = 8,75 \text{ cm}^2$$

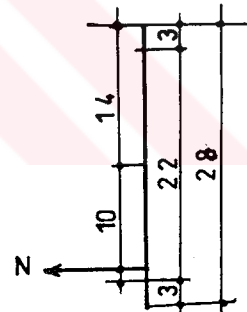
Seçilen donatı:  $12\phi 10$  ( $9,42 \text{ cm}^2$ ) Bu donatı  $\phi 10/7$  olarak yerleştirilecektir.

EK-A da Çizelge A2 den  $k=0,5 \cdot 10^6$  ve  $\bar{\sigma}_{ct} = 6,3 \text{ kgf/cm}^2$  için  $\bar{\sigma}_s = 1000 \text{ kgf/cm}^2$  lik gerilme  $\phi 10$  luk donatı için kabul edilebilir olduğu görülmektedir.

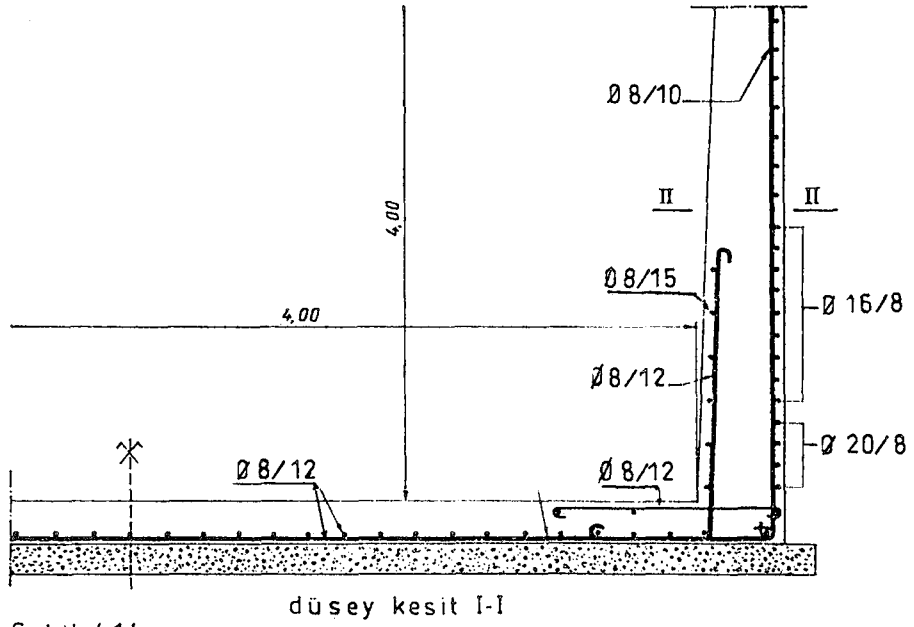
Bu örneğe ilişkin donatı şeması Şekil 4.14 ve 4.15 de verilmektedir.

Bu donatı detaylarında yukarıda hesaplanan asal donatılara ilave olarak dağıtma donatıları ve duvarla temel plağının bağlantısını sağlayan montaj donatıları da gösterilmiştir.

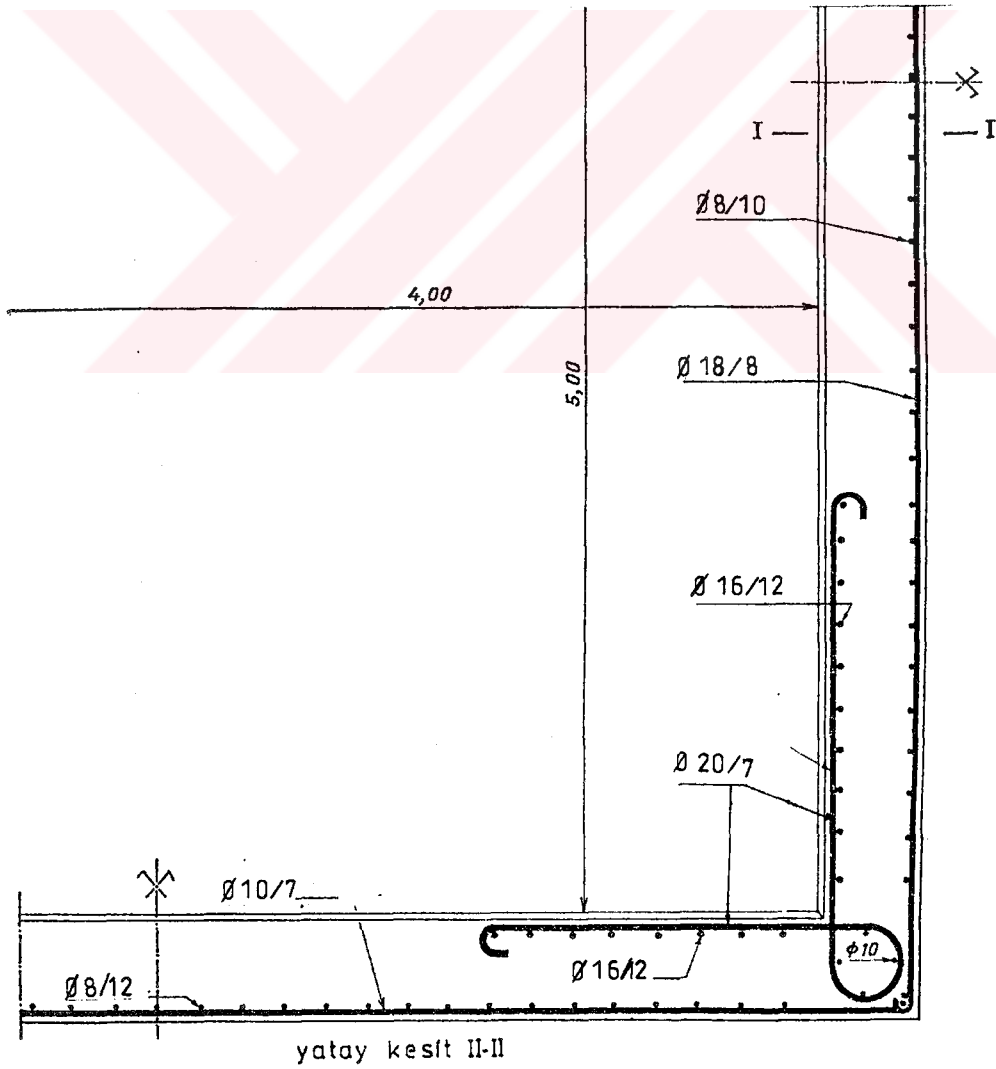
Taban plağı tesviye betonu üzerine oturtulup iki doğrultuda  $\phi 8/10$  luk donatıyla ızgara şeklinde donatılmaktadır.



Şekil 4.13.



Şekil 4.14.



Şekil 4.15.

### 4,3 DİKDÖRTGEN DEPOLARIN PRATİK HESABI

#### 4.3.1 Yerüstü Dikdörtgen Depoları

Dikdörtgen kesitli depolar, plaklardan oluşan yüzeysel taşıyıcılar olarak dikkate alınabilir. Çünkü, sıvı basıncı depo taban ve duvarlarına dik olarak etkimekte ve bundan dolayı iki doğrultuda eğilme momenti meydana gelmektedir. Durum böyle olunca elastik plak teorisi yardımıyla depo taban, tavan ve yan duvarlarında meydana gelecek kesit etkileri yaklaşık olarak hesaplanabilir. Aşağıda elastik plak teorisine göre iki düşey kenarı ankastre kabul edilen plaklar için moment katsayıları verilmektedir. Düşey kenarlar ankastre olduğundan, aşağıda alt ve üst kenarlar için özel durumlar dikkate alınmaktadır.

1. durum: Üst kenar basit mesnet-Alt kenar basit mesnet (Çizelge 4.1).
2. durum: Üst kenar serbest-Alt kenar basit mesnet (Çizelge 4.2).
3. durum: Üst kenar serbest -Alt kenar ankastre mesnet (Çizelge 4.3).

Kısmen ankastre mesnetlenme durumunda hesaplar oldukça karmaşık olmaktadır. Dikdörtgen depoların hidrostatik yük altında açıklık ve mesnet momentlerinin hesabı, yaklaşık bir yöntem yardımıyla yapılabilir. Bu amaçla, kısmen ankastrelik deponun düşey kenarlarında bulunmakta olup, alt ve üst kenar için aşağıdaki iki durum dikkate alınmaktadır.

1. durum: Üst kenar basit mesnet-alt kenar basit mesnet (Çizelge 4.4 ve 4.5).
2. durum: Üst kenar serbest-alt kenar basit mesnet (Çizelge 4.6 ve 4.7).

Bu yaklaşık yöntemde moment dengesi sadece deponun yatay kesitinde sağlanmaktadır.

Depo duvarında oluşabilecek çekme gerilmelerini hesaplamak için kesme kuvvetlerinin belirlenmesi gerekir. Zira, dikdörtgen deponun bir duvarında, düşey kenar boyunca oluşan kesme kuvveti

Çizelge 4.1. Plak Moment Hesabı için  $\eta$  Katsayıları.

b/H	x/H	y-0		y-b/4		y-b/2	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,00						
	0,25	+ 0,035	+ 0,010	+ 0,026	+ 0,011	- 0,008	- 0,039
	0,50	+ 0,057	+ 0,016	+ 0,044	+ 0,017	- 0,013	- 0,063
	0,75	+ 0,051	+ 0,013	+ 0,041	+ 0,014	- 0,011	- 0,055
2,50	0,00						
	0,25	+ 0,031	+ 0,011	+ 0,021	+ 0,010	- 0,008	- 0,038
	0,50	+ 0,052	+ 0,017	+ 0,036	+ 0,017	- 0,012	- 0,062
	0,75	+ 0,047	+ 0,015	+ 0,036	+ 0,014	- 0,011	- 0,055
2,00	0,00						
	0,25	+ 0,025	+ 0,013	+ 0,015	+ 0,009	- 0,007	- 0,037
	0,50	+ 0,042	+ 0,020	+ 0,028	+ 0,015	- 0,012	- 0,059
	0,75	+ 0,041	+ 0,016	+ 0,029	+ 0,013	- 0,011	- 0,053
1,75	0,00						
	0,25	+ 0,020	+ 0,013	+ 0,012	+ 0,008	- 0,007	- 0,035
	0,50	+ 0,036	+ 0,020	+ 0,023	+ 0,013	- 0,011	- 0,057
	0,75	+ 0,036	+ 0,017	+ 0,025	+ 0,012	- 0,010	- 0,051
1,50	0,00						
	0,25	+ 0,015	+ 0,013	+ 0,008	+ 0,007	- 0,006	- 0,032
	0,50	+ 0,028	+ 0,021	+ 0,016	+ 0,011	- 0,010	- 0,052
	0,75	+ 0,030	+ 0,017	+ 0,020	+ 0,011	- 0,010	- 0,048
1,25	0,00						
	0,25	+ 0,009	+ 0,012	+ 0,005	+ 0,005	- 0,006	- 0,028
	0,50	+ 0,019	+ 0,019	+ 0,011	+ 0,009	- 0,009	- 0,045
	0,75	+ 0,023	+ 0,017	+ 0,014	+ 0,009	- 0,009	- 0,043
1,00	0,00						
	0,25	+ 0,005	+ 0,009	+ 0,002	+ 0,003	- 0,004	- 0,020
	0,50	+ 0,011	+ 0,016	+ 0,006	+ 0,006	- 0,007	- 0,035
	0,75	+ 0,016	+ 0,014	+ 0,009	+ 0,007	- 0,007	- 0,035
0,75	0,00						
	0,25	+ 0,001	+ 0,006	+ 0,000	+ 0,002	- 0,002	- 0,012
	0,50	+ 0,005	+ 0,011	+ 0,002	+ 0,003	- 0,004	- 0,022
	0,75	+ 0,009	+ 0,011	+ 0,005	+ 0,005	- 0,005	- 0,025
0,50	0,00						
	0,25	+ 0,000	+ 0,003	+ 0,000	+ 0,001	- 0,001	- 0,005
	0,50	+ 0,001	+ 0,005	+ 0,001	+ 0,001	- 0,002	- 0,010
	0,75	+ 0,004	+ 0,007	+ 0,002	+ 0,001	- 0,003	- 0,014

Çizelge 4.2. Plak Moment Hesabı İçin  $\eta$  Katsayıları

b/H	x/H	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,00	0	+ 0,070	0	+ 0,027	0	-- 0,196
	0,25	+ 0,028	+ 0,061	+ 0,015	+ 0,028	-- 0,034	-- 0,170
	0,50	+ 0,049	+ 0,049	+ 0,032	+ 0,026	-- 0,027	-- 0,137
	0,75	+ 0,046	+ 0,030	+ 0,034	+ 0,018	-- 0,017	-- 0,087
2,50	0,00	0	+ 0,061	0	+ 0,019	0	-- 0,138
	0,25	+ 0,024	+ 0,053	+ 0,010	+ 0,022	-- 0,026	-- 0,132
	0,50	+ 0,042	+ 0,044	+ 0,025	+ 0,022	-- 0,023	-- 0,115
	0,75	+ 0,041	+ 0,027	+ 0,030	+ 0,016	-- 0,016	-- 0,078
2,00	0,00	0	+ 0,045	0	+ 0,011	0	-- 0,091
	0,25	+ 0,016	+ 0,042	+ 0,006	+ 0,014	-- 0,019	-- 0,094
	0,50	+ 0,033	+ 0,036	+ 0,020	+ 0,016	-- 0,018	-- 0,089
	0,75	+ 0,035	+ 0,024	+ 0,025	+ 0,014	-- 0,013	-- 0,065
1,75	0,00	0	+ 0,036	0	+ 0,008	0	-- 0,071
	0,25	+ 0,013	+ 0,035	+ 0,005	+ 0,011	-- 0,015	-- 0,076
	0,50	+ 0,028	+ 0,032	+ 0,017	+ 0,014	-- 0,015	-- 0,076
	0,75	+ 0,031	+ 0,022	+ 0,021	+ 0,012	-- 0,012	-- 0,059
1,50	0,00	0	+ 0,027	0	+ 0,005	0	-- 0,052
	0,25	+ 0,009	+ 0,028	+ 0,003	+ 0,008	-- 0,012	-- 0,059
	0,50	+ 0,022	+ 0,027	+ 0,012	+ 0,011	-- 0,013	-- 0,063
	0,75	+ 0,027	+ 0,020	+ 0,017	+ 0,011	-- 0,010	-- 0,052
1,25	0,00	0	+ 0,017	0	+ 0,003	0	-- 0,034
	0,25	+ 0,005	+ 0,020	+ 0,002	+ 0,005	-- 0,008	-- 0,042
	0,50	+ 0,017	+ 0,023	+ 0,009	+ 0,009	-- 0,010	-- 0,049
	0,75	+ 0,021	+ 0,017	+ 0,013	+ 0,009	-- 0,009	-- 0,044
1,00	0,00	0	+ 0,010	0	+ 0,002	0	-- 0,019
	0,25	+ 0,002	+ 0,013	+ 0,000	+ 0,003	-- 0,005	-- 0,025
	0,50	+ 0,010	+ 0,017	+ 0,005	+ 0,006	-- 0,007	-- 0,036
	0,75	+ 0,015	+ 0,015	+ 0,009	+ 0,007	-- 0,007	-- 0,036
0,75	0,00	0	+ 0,005	0	+ 0,001	0	-- 0,008
	0,25	+ 0,001	+ 0,008	+ 0,000	+ 0,002	-- 0,003	-- 0,013
	0,50	+ 0,005	+ 0,011	+ 0,002	+ 0,004	-- 0,004	-- 0,022
	0,75	+ 0,010	+ 0,012	+ 0,006	+ 0,004	-- 0,005	-- 0,026
0,50	0,00	0	+ 0,002	0	+ 0,000	0	-- 0,003
	0,25	+ 0,000	+ 0,004	+ 0,000	+ 0,001	-- 0,001	-- 0,005
	0,50	+ 0,002	+ 0,006	+ 0,001	+ 0,002	-- 0,002	-- 0,010
	0,75	+ 0,007	+ 0,008	+ 0,002	+ 0,002	-- 0,003	-- 0,014

Çizelge 4.3. Plak Moment Hesabı İçin  $\eta$  Katsayıları.

b/H	x/H	y = 0		y = b/4		y = b/2	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0,00	0	+ 0,025	0	+ 0,014	0	+ 0,082
	0,25	+ 0,010	+ 0,019	+ 0,007	+ 0,013	- 0,014	+ 0,071
	0,50	+ 0,006	+ 0,010	+ 0,008	+ 0,010	- 0,011	+ 0,055
	0,75	- 0,033	- 0,004	- 0,018	- 0,000	- 0,006	+ 0,028
	1,00	- 0,126	- 0,025	- 0,092	- 0,018	0	0
2,50	0,00	0	+ 0,027	0	+ 0,013	0	- 0,074
	0,25	+ 0,012	+ 0,022	+ 0,007	+ 0,013	- 0,013	- 0,066
	0,50	+ 0,011	+ 0,014	+ 0,008	+ 0,010	- 0,011	- 0,053
	0,75	- 0,021	- 0,001	- 0,010	+ 0,001	- 0,005	- 0,027
	1,00	- 0,108	- 0,022	- 0,077	- 0,015	0	0
2,00	0,00	0	+ 0,027	0	+ 0,009	0	- 0,060
	0,25	+ 0,013	+ 0,023	+ 0,006	+ 0,010	- 0,012	- 0,059
	0,50	- 0,015	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,010	- 0,010	- 0,049
	0,75	- 0,008	+ 0,003	- 0,002	+ 0,003	- 0,005	- 0,027
	1,00	- 0,086	- 0,017	- 0,059	- 0,012	0	0
1,75	0,00	0	+ 0,025	0	+ 0,007	0	- 0,050
	0,25	+ 0,012	+ 0,022	+ 0,005	+ 0,008	- 0,010	- 0,052
	0,50	+ 0,016	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,009	- 0,009	+ 0,046
	0,75	- 0,002	+ 0,005	+ 0,001	+ 0,004	- 0,005	- 0,027
	1,00	- 0,074	- 0,015	- 0,050	- 0,010	0	0
1,50	0,00	0	+ 0,021	0	+ 0,005	0	- 0,040
	0,25	+ 0,008	+ 0,020	+ 0,004	+ 0,007	- 0,009	- 0,044
	0,50	+ 0,016	+ 0,016	+ 0,010	+ 0,008	- 0,008	- 0,042
	0,75	+ 0,003	+ 0,000	+ 0,003	+ 0,004	- 0,005	- 0,026
	1,00	0,060	0,012	0,041	0,008	0	0
1,25	0,00	0	- 0,015	0	+ 0,003	0	- 0,029
	0,25	- 0,005	+ 0,015	+ 0,002	+ 0,005	- 0,007	- 0,034
	0,50	+ 0,014	+ 0,015	+ 0,008	+ 0,007	- 0,007	- 0,037
	0,75	+ 0,006	+ 0,007	+ 0,005	+ 0,005	- 0,005	- 0,024
	1,00	- 0,047	- 0,009	- 0,031	- 0,006	0	0
1,00	0,00	0	+ 0,009	0	+ 0,002	0	- 0,018
	0,25	- 0,002	+ 0,011	+ 0,000	+ 0,003	- 0,005	- 0,023
	0,50	+ 0,009	+ 0,013	+ 0,005	+ 0,005	- 0,006	- 0,029
	0,75	+ 0,008	+ 0,008	+ 0,005	+ 0,004	- 0,004	- 0,020
	1,00	- 0,035	- 0,007	- 0,022	+ 0,005	0	0
0,75	0,00	0	+ 0,004	0	+ 0,001	0	- 0,007
	0,25	+ 0,001	+ 0,008	- 0,000	+ 0,002	- 0,002	- 0,011
	0,50	+ 0,005	+ 0,010	+ 0,002	+ 0,003	- 0,003	+ 0,017
	0,75	+ 0,008	+ 0,007	+ 0,003	+ 0,003	- 0,003	+ 0,013
	1,00	- 0,024	- 0,005	- 0,015	+ 0,003	0	0
0,50	0,00	0	0,001	0	+ 0,000	0	- 0,002
	0,25	+ 0,030	- 0,005	- 0,000	+ 0,001	- 0,001	- 0,004
	0,50	+ 0,002	+ 0,006	+ 0,001	+ 0,001	- 0,002	- 0,009
	0,75	+ 0,001	+ 0,006	+ 0,001	+ 0,001	- 0,001	- 0,007
	1,00	+ 0,015	- 0,003	- 0,008	- 0,002	0	0



diğer duvara normal kuvvet olarak etkir. Bu da donatı hesabında moment yanında normal kuvvetin de dikkate alınmasını gerektirir (birleşik eğilme). Kesme kuvveti hesabı için gerekli katsayılar mesnetlenme durumlarına bağılı olarak Çizelge 4.5 ve 4.7 de verilmektedir.

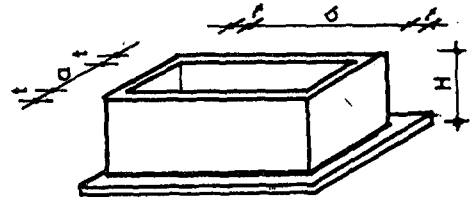
SAYISAL UYGULAMA 4.2 Tek Gözlü Bir Dikdörtgen Depo Hesabı (363 m<sup>3</sup>)

Deponun iç boyutları (Şekil 4.16):

Yükseklik H= 4,88 m

Uzunluk b= 12,20 m

Genişlik a= 6,10 m



Şekil 4.16.

Bu örnek için duvarların üst uçları serbest, alt uçları ise basit mesnetlidir. Sıvının (su) birim ağırlığı  $\gamma = 1 \text{ t/m}^3$  dür. Moment ve kesme kuvveti değerleri,

$$\frac{b}{H} = \frac{12,20}{4,88} = 2,50, \quad \frac{a}{H} = \frac{6,10}{4,88} = 1,25$$

oranlarına göre çizelgeler yardımıyla hesaplanmaktadır. Bu hesaplarda  $\gamma (\text{t/m}^3)$ , H (m) alınırsa, momentler  $\text{tm/m}$ , kesme kuvvetleri  $\text{t/m}$  olarak elde edilir (Bir metre genişlikli şerit için) Yukarıdaki a/H ve b/H oranları için Çizelge 4.6 dan alınan  $\eta$  moment katsayıları aşağıdaki çizelgede verilmektedir.

b/H=1,50											
a/H		y=0		y=b/4		y=b/2		z=a/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1,25	0	0	+0,069	0	+0,035	0	-0,092	0	-0,030	0	-0,010
	1/4	+0,026	+0,059	+0,015	+0,034	-0,018	-0,089	-0,006	-0,024	-0,006	-0,003
	1/2	+0,045	+0,048	+0,031	+0,031	-0,016	-0,082	+0,003	-0,012	+0,008	+0,007
	3/4	+0,044	+0,029	+0,034	+0,020	-0,012	-0,059	+0,011	-0,002	+0,018	+0,008

• Duvar momentlerinin hesabı

Bu katsayılar yardımıyla deponun değişik kesitlerindeki  $M_x$ ,  $M_y$  ve  $M_z$  momentleri hesaplanabilir. Burada sadece maksimum momentin hesaplanmasıyla yetinilmektedir.

Bu örnek için mutlak değerce maksimum moment deponun üstünde, iki duvarın ortak düşey kenarında yatay doğrultuda meydana gelmektedir. Bu momentin değeri, yukarıdaki çizelgedeki katsayılar yardımıyla,

$$M = \eta p H \rightarrow M = \eta \gamma H^3 \rightarrow M = -0,092 \cdot 1 \cdot 4,88^3 = -10,69 \text{ tm/m}$$

olarak hesaplanır. Buradaki (-) işareti duvarın sıvı dolu tarafında çekme olduğunu gösterir.

• Duvar kalınlığının hesabı

Duvar kalınlığının belirlenmesinde eğilme momenti ve kesme kuvvetinin dikkate alınması gerekir. Ancak genellikle eğilme momenti için belirlenen kalınlık kesme kuvveti için de yeterli olmaktadır. Aşağıda bu örnek için duvar kalınlığı her iki kesit etkisine göre hesaplanmıştır.

a) Eğilme momentine göre

Mutlak değerce maksimum moment  $M_{\max} = -10,69 \text{ tm/m}$  olarak hesaplanmıştır. Malzeme C25, S220 ( $\bar{\sigma}_c = 100 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\tau_{em} = 8 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_s = 1000 \text{ kgf/cm}^2$ ) dir. Buna göre,

$$k_x = \frac{\eta \sigma_c}{n\sigma_c + \sigma_s} \rightarrow k_x = \frac{15 \cdot 100}{15 \cdot 100 + 1000} = 0,6$$

$$k_z = 1 - \frac{k_x}{3} \rightarrow k_z = 1 - \frac{0,6}{3} = 0,8$$

$$d = \sqrt{\frac{2}{\sigma_c k_x k_z}} \cdot \sqrt{\frac{M}{b_w}} \rightarrow d = \sqrt{\frac{2}{0,1 \cdot 0,6 \cdot 0,8}} \cdot \sqrt{\frac{1069}{100}}$$

$$d = 6,45 \cdot 3,26 = 21,08 \text{ cm hesaplanır.}$$

b) Kesme kuvvetine göre

Düsey kenar boyunca maksimum kesme kuvveti Çizelge 4.7 yardımıyla,

$$V = \xi p H \rightarrow V = \xi \gamma H H \rightarrow V = 0,416 \cdot 1 \cdot 4,88^2 = 9,9 \text{ t/m}$$

olarak hesaplanır.

$$\tau_{em} = \frac{V}{b_w k_z d} \rightarrow d = \frac{V}{\tau_{em} b_w k_z} \rightarrow d = \frac{9900}{8 \cdot 100 \cdot 0,8} = 15,47 \text{ cm}$$

Bu sonuçlardan da görüldüğü gibi duvar kalınlığının belirlenmesinde eğilme momenti, bu örnek için de etkili olmuştur. Bu sonuçlara göre, emniyetli tarafta kalmak üzere, faydalı yükseklik  $d=25$  cm olarak seçilebilir. Beton örtü kalınlığı da 5 cm alınır-  
sa, depo duvar kalınlığı

$$t = d + \text{beton örtü kalınlığı}$$

$$t = 25 + 5 = 30 \text{ cm}$$

olarak belirlenir.

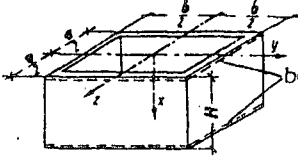
#### • Donatı hesabı

Bu durumda betonarme hesabı yapılan kesit genişliği  $b_w=100$  cm, yüksekliği duvar kalınlığına eşit dikdörtgen bir kesitten ibarettir. Bu kesitin donatı hesabı Çizelge 4.6 yardımıyla hesaplanan moment ve Çizelge 4.7 den hesaplanan kesme kuvveti (normal kuvvet olarak etkimekte) dikkate alınarak birleşik eğilmeye göre hesaplanır.

#### 4.3.2 Gömme Dikdörtgen Depolar

Gömme bir deponun yan duvarları diğer etkilerin (özağırlık, sıvı, sıcaklık, rüzgar vb.) yanında, sıvı etkisine ters yönde, toprak etkisine de maruz kalmaktadır. Gömme depolarda tahkik edilmesi gereken bir husus da, yeraltı su seviyesinin yüksek ve deponun boş olduğu zaman yüzme tehlikesidir. Burada verilen çizelgeler (4.4, 4.5, 4.6 ve 4.7) deponun sıvı ile dolu olması

Çizelge 4.4. Dikdörtgen Depolarda Moment Hesabı İçin  $\eta$  Katsayıları.



(burada  $p = \gamma \cdot H$  dir)

$M = \eta \rho H^2$

$b/H = 3,00$

a/H	z/H	y = 0		y = b/4		y = b/2		z = a/4		z = 0	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	1/4	+0,035	+0,010	+0,020	+0,011	-0,008	-0,039	+0,028	+0,011	+0,035	+0,010
	1/2	+0,057	+0,016	+0,044	+0,017	-0,013	-0,063	+0,044	+0,017	+0,057	+0,016
	3/4	+0,051	+0,013	+0,041	+0,014	-0,011	-0,055	+0,041	+0,014	+0,051	+0,013
2,50	1/4	+0,035	+0,010	+0,020	+0,011	-0,008	-0,030	+0,021	+0,010	+0,031	+0,011
	1/2	+0,057	+0,016	+0,044	+0,017	-0,012	-0,062	+0,036	+0,017	+0,052	+0,017
	3/4	+0,051	+0,013	+0,041	+0,014	-0,011	-0,055	+0,036	+0,014	+0,047	+0,014
2,00	1/4	+0,035	+0,010	+0,020	+0,011	-0,008	-0,038	+0,015	+0,010	+0,025	+0,013
	1/2	+0,057	+0,016	+0,045	+0,017	-0,012	-0,062	+0,028	+0,015	+0,043	+0,020
	3/4	+0,051	+0,013	+0,042	+0,014	-0,011	-0,054	+0,020	+0,013	+0,041	+0,016
1,75	1/4	+0,035	+0,010	+0,027	+0,011	-0,007	-0,037	+0,011	+0,008	+0,020	+0,013
	1/2	+0,057	+0,015	+0,045	+0,017	-0,012	-0,060	+0,021	+0,013	+0,036	+0,020
	3/4	+0,051	+0,013	+0,042	+0,014	-0,011	-0,053	+0,024	+0,012	+0,036	+0,016
1,50	1/4	+0,035	+0,010	+0,027	+0,011	-0,007	-0,036	+0,007	+0,008	+0,014	+0,013
	1/2	+0,057	+0,016	+0,045	+0,017	-0,011	-0,057	+0,015	+0,010	+0,027	+0,020
	3/4	+0,051	+0,013	+0,042	+0,014	-0,010	-0,051	+0,010	+0,011	+0,029	+0,017
1,25	1/4	+0,035	+0,010	+0,027	+0,011	-0,006	-0,032	+0,003	+0,003	+0,008	+0,011
	1/2	+0,057	+0,016	+0,040	+0,017	-0,011	-0,053	+0,008	+0,008	+0,017	+0,011
	3/4	+0,051	+0,013	+0,042	+0,014	-0,010	-0,048	+0,013	+0,008	+0,021	+0,016
1,00	1/4	+0,035	+0,010	+0,027	+0,011	-0,006	-0,029	-0,001	+0,000	+0,002	+0,008
	1/2	+0,057	+0,016	+0,040	+0,017	-0,010	-0,048	+0,002	+0,002	+0,007	+0,014
	3/4	+0,051	+0,013	+0,043	+0,014	-0,009	-0,044	+0,007	+0,004	+0,013	+0,013
0,75	1/4	+0,035	+0,010	+0,028	+0,011	-0,005	-0,025	-0,003	-0,005	-0,002	+0,001
	1/2	+0,057	+0,016	+0,040	+0,017	-0,008	-0,042	-0,003	-0,005	-0,001	+0,007
	3/4	+0,052	+0,013	+0,043	+0,014	-0,008	-0,039	+0,002	-0,002	+0,008	+0,007
0,50	1/4	+0,036	+0,010	+0,028	+0,011	-0,004	-0,021	-0,004	-0,011	-0,005	-0,008
	1/2	+0,057	+0,016	+0,047	+0,017	-0,007	-0,035	-0,007	-0,016	-0,006	-0,010
	3/4	+0,052	+0,013	+0,043	+0,014	-0,007	-0,033	-0,004	-0,010	-0,001	-0,004

$b/H = 2,50$

a/H	z/H	y = 0		y = b/4		y = b/2		z = a/4		z = 0	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
2,50	1/4	+0,031	+0,011	+0,021	+0,010	-0,008	-0,038	+0,021	+0,010	+0,031	+0,011
	1/2	+0,052	+0,017	+0,036	+0,017	-0,012	-0,062	+0,036	+0,017	+0,052	+0,017
	3/4	+0,047	+0,015	+0,036	+0,014	-0,011	-0,055	+0,030	+0,014	+0,047	+0,015
2,00	1/4	+0,031	+0,011	+0,021	+0,010	-0,008	-0,038	+0,015	+0,009	+0,025	+0,012
	1/2	+0,052	+0,017	+0,036	+0,017	-0,012	-0,061	+0,028	+0,015	+0,042	+0,020
	3/4	+0,047	+0,015	+0,036	+0,014	-0,011	-0,054	+0,029	+0,013	+0,041	+0,016
1,75	1/4	+0,032	+0,011	+0,021	+0,010	-0,007	-0,037	+0,011	+0,008	+0,020	+0,012
	1/2	+0,052	+0,018	+0,036	+0,017	-0,012	-0,059	+0,022	+0,013	+0,035	+0,021
	3/4	+0,047	+0,015	+0,036	+0,014	-0,011	-0,053	+0,024	+0,012	+0,035	+0,017
1,50	1/4	+0,032	+0,011	+0,022	+0,010	-0,007	-0,035	+0,007	+0,008	+0,014	+0,013
	1/2	+0,052	+0,018	+0,037	+0,017	-0,011	-0,057	+0,015	+0,010	+0,027	+0,021
	3/4	+0,047	+0,015	+0,036	+0,014	-0,010	-0,051	+0,019	+0,010	+0,020	+0,017
1,25	1/4	+0,032	+0,011	+0,022	+0,010	-0,006	-0,032	+0,003	+0,004	+0,007	+0,012
	1/2	+0,052	+0,018	+0,038	+0,017	-0,011	-0,053	+0,008	+0,007	+0,018	+0,019
	3/4	+0,048	+0,015	+0,037	+0,014	-0,010	-0,048	+0,014	+0,008	+0,022	+0,016
1,00	1/4	+0,032	+0,011	+0,023	+0,011	-0,006	-0,028	-0,001	+0,000	+0,002	+0,008
	1/2	+0,053	+0,018	+0,038	+0,017	-0,010	-0,048	+0,002	+0,002	+0,007	+0,014
	3/4	+0,048	+0,015	+0,038	+0,015	-0,009	-0,044	+0,007	+0,004	+0,013	+0,013
0,75	1/4	+0,033	+0,011	+0,024	+0,011	-0,005	-0,024	-0,003	-0,005	-0,002	+0,002
	1/2	+0,054	+0,018	+0,039	+0,017	-0,008	-0,041	-0,003	-0,005	-0,000	+0,005
	3/4	+0,049	+0,015	+0,038	+0,015	-0,008	-0,039	+0,006	-0,002	+0,006	+0,006
0,50	1/4	+0,033	+0,012	+0,024	+0,011	-0,004	-0,021	-0,004	-0,011	-0,005	-0,008
	1/2	+0,054	+0,018	+0,040	+0,017	-0,007	-0,035	-0,007	-0,016	-0,006	-0,010
	3/4	+0,049	+0,015	+0,039	+0,015	-0,007	-0,034	-0,004	-0,010	-0,001	-0,004

Çizelge 4.4'ün Devamı.

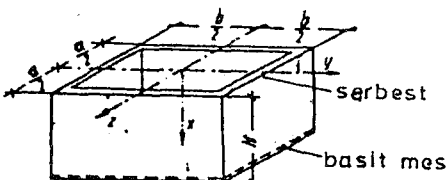
b/H=2.00											
a/H	z/H	y=0		y=b/L		y=b/2		z=a/L		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
2,00	1/4	+0,025	+0,013	+0,015	+0,009	-0,007	-0,037	+0,015	+0,009	+0,025	+0,013
	1/2	+0,049	+0,020	+0,028	+0,015	-0,012	-0,059	+0,028	+0,015	+0,042	+0,020
	3/4	+0,040	+0,016	+0,029	+0,013	-0,011	-0,053	+0,029	+0,013	+0,040	+0,016
1,75	1/4	+0,025	+0,013	+0,015	+0,009	-0,007	-0,036	+0,011	+0,008	+0,020	+0,013
	1/2	+0,042	+0,020	+0,028	+0,015	-0,012	-0,058	+0,022	+0,013	+0,035	+0,021
	3/4	+0,040	+0,016	+0,029	+0,013	-0,010	-0,052	+0,024	+0,012	+0,035	+0,017
1,50	1/4	+0,025	+0,013	+0,016	+0,009	-0,007	-0,034	+0,007	+0,006	+0,017	+0,013
	1/2	+0,043	+0,020	+0,028	+0,015	-0,011	-0,056	+0,015	+0,011	+0,027	+0,021
	3/4	+0,041	+0,016	+0,029	+0,013	-0,010	-0,050	+0,019	+0,010	+0,029	+0,017
1,25	1/4	+0,026	+0,013	+0,016	+0,010	-0,006	-0,032	+0,003	+0,003	+0,007	+0,011
	1/2	+0,043	+0,020	+0,029	+0,015	-0,010	-0,052	+0,008	+0,007	+0,018	+0,019
	3/4	+0,041	+0,016	+0,030	+0,013	-0,010	-0,048	+0,013	+0,006	+0,021	+0,016
1,00	1/4	+0,026	+0,013	+0,017	+0,010	-0,006	-0,028	-0,001	+0,000	+0,002	+0,008
	1/2	+0,044	+0,020	+0,030	+0,016	-0,009	-0,046	+0,002	+0,002	+0,007	+0,014
	3/4	+0,041	+0,016	+0,031	+0,014	-0,009	-0,044	+0,007	+0,004	+0,013	+0,013
0,75	1/4	+0,027	+0,013	+0,018	+0,010	-0,005	-0,024	-0,003	-0,004	-0,001	+0,002
	1/2	+0,045	+0,020	+0,031	+0,016	-0,008	-0,040	-0,002	-0,004	+0,000	+0,005
	3/4	+0,042	+0,016	+0,032	+0,014	-0,008	-0,041	+0,002	-0,002	+0,005	+0,008
0,50	1/4	+0,027	+0,013	+0,019	+0,010	-0,004	-0,021	-0,004	-0,010	-0,004	-0,007
	1/2	+0,046	+0,020	+0,033	+0,017	-0,007	-0,034	-0,006	-0,015	-0,006	-0,009
	3/4	+0,042	+0,016	+0,032	+0,015	-0,007	-0,037	-0,003	-0,010	-0,002	-0,003

b/H=1,50											
a/H	z/H	y=0		y=b/L		y=b/2		z=a/L		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1,50	1/4	+0,015	+0,013	+0,008	+0,007	-0,006	-0,032	+0,008	+0,007	+0,015	+0,013
	1/2	+0,028	+0,021	+0,016	+0,011	-0,010	-0,052	+0,016	+0,011	+0,028	+0,021
	3/4	+0,030	+0,017	+0,020	+0,011	-0,010	-0,048	+0,020	+0,011	+0,030	+0,017
1,25	1/4	+0,016	+0,013	+0,009	+0,008	-0,006	-0,029	+0,004	+0,004	+0,009	+0,012
	1/2	+0,025	+0,021	+0,017	+0,012	-0,010	-0,049	+0,009	+0,008	+0,018	+0,019
	3/4	+0,030	+0,017	+0,020	+0,012	-0,009	-0,045	+0,014	+0,009	+0,023	+0,016
1,00	1/4	+0,018	+0,013	+0,010	+0,009	-0,005	-0,025	+0,000	+0,001	+0,003	+0,008
	1/2	+0,030	+0,021	+0,019	+0,012	-0,009	-0,043	+0,003	+0,003	+0,008	+0,014
	3/4	+0,031	+0,017	+0,021	+0,013	-0,008	-0,041	+0,008	+0,005	+0,014	+0,014
0,75	1/4	+0,018	+0,014	+0,011	+0,010	-0,004	-0,021	-0,002	-0,003	-0,001	+0,002
	1/2	+0,032	+0,022	+0,021	+0,014	-0,007	-0,038	-0,002	-0,004	+0,001	+0,005
	3/4	+0,032	+0,018	+0,022	+0,014	-0,007	-0,036	+0,002	-0,000	+0,006	+0,008
0,50	1/4	+0,020	+0,016	+0,013	+0,012	-0,033	-0,017	-0,003	-0,009	-0,004	-0,006
	1/2	+0,035	+0,024	+0,023	+0,018	-0,006	-0,031	-0,006	-0,014	-0,005	-0,007
	3/4	+0,034	+0,020	+0,024	+0,016	-0,007	-0,003	-0,003	-0,008	-0,001	-0,001

b/H=1,00											
a/H	z/H	y=0		y=b/L		y=b/2		z=a/L		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1,00	1/4	+0,005	+0,009	+0,002	+0,003	-0,004	-0,020	+0,002	+0,003	+0,005	+0,009
	1/2	+0,011	+0,016	+0,006	+0,006	-0,007	-0,035	+0,006	+0,006	+0,011	+0,016
	3/4	+0,010	+0,015	+0,009	+0,007	-0,007	-0,035	+0,009	+0,007	+0,016	+0,015
0,75	1/4	+0,000	+0,010	+0,003	+0,004	-0,003	-0,016	+0,000	+0,000	+0,001	+0,005
	1/2	+0,013	+0,017	+0,008	+0,008	-0,006	-0,029	+0,001	+0,001	+0,005	+0,009
	3/4	+0,017	+0,016	+0,010	+0,008	-0,006	-0,031	+0,004	+0,003	+0,008	+0,010
0,50	1/4	+0,007	+0,011	+0,005	+0,006	-0,002	-0,010	-0,002	-0,005	-0,003	-0,002
	1/2	+0,015	+0,018	+0,010	+0,010	-0,004	-0,021	-0,003	-0,007	-0,003	-0,002
	3/4	+0,018	+0,016	+0,012	+0,010	-0,005	-0,026	-0,001	-0,004	-0,000	+0,001



Çizelge 4.6. Dikdörtgen Depolarda Moment Hesabı İçin  $\eta$  Katsayıları.



$$M = \eta p H^2$$

(burada  $p = \gamma H$  dir)

$b/H = 3.00$

$a/H$	$z/H$	$y = 0$		$y = b/4$		$y = b/2$		$z = a/4$		$z = 0$	
		$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$	$M_x$	$M_y$
3,00	0	0	+0,070	0	+0,027	0	-0,106	0	+0,027	0	+0,070
	1/4	+0,028	+0,061	+0,015	+0,028	-0,034	-0,170	+0,015	+0,028	+0,028	+0,060
	1/2	+0,049	+0,049	+0,032	+0,026	-0,027	-0,137	+0,032	+0,026	+0,049	+0,049
	3/4	+0,046	+0,030	+0,034	-0,018	-0,017	-0,087	+0,034	+0,018	+0,046	+0,030
2,50	0	0	+0,073	0	+0,033	0	-0,189	0	+0,013	0	+0,057
	1/4	+0,028	+0,063	+0,016	+0,033	-0,030	-0,151	+0,009	+0,014	+0,022	+0,050
	1/2	+0,049	+0,050	+0,033	+0,029	-0,025	-0,126	+0,023	+0,017	+0,041	+0,043
	3/4	+0,046	+0,030	+0,037	+0,020	-0,017	-0,084	+0,029	+0,014	+0,040	+0,027
2,00	0	0	+0,075	0	+0,039	0	-0,146	0	-0,005	0	+0,031
	1/4	+0,029	+0,065	+0,017	+0,036	-0,027	-0,133	+0,002	-0,002	+0,013	+0,032
	1/2	+0,050	+0,051	+0,035	+0,032	-0,023	-0,113	+0,016	+0,005	+0,030	+0,029
	3/4	+0,046	+0,031	+0,037	+0,021	-0,016	-0,078	+0,022	+0,008	+0,034	+0,020
1,75	0	0	+0,076	0	+0,041	0	-0,137	0	-0,018	0	+0,014
	1/4	+0,029	+0,065	+0,018	+0,038	-0,025	-0,125	-0,003	-0,012	+0,007	+0,018
	1/2	+0,050	+0,052	+0,036	+0,033	-0,021	-0,106	+0,011	-0,003	+0,023	+0,020
	3/4	+0,046	+0,031	+0,037	+0,021	-0,015	-0,074	+0,018	+0,004	+0,027	+0,015
1,50	0	0	+0,077	0	+0,043	0	-0,129	0	-0,033	0	-0,006
	1/4	+0,030	+0,066	+0,018	+0,039	-0,024	-0,118	-0,007	-0,024	+0,002	+0,004
	1/2	+0,050	+0,053	+0,037	+0,034	-0,020	-0,100	+0,005	-0,012	+0,015	+0,010
	3/4	+0,046	+0,031	+0,038	+0,022	-0,014	-0,070	+0,013	-0,000	+0,021	+0,010
1,25	0	0	+0,078	0	+0,045	0	-0,122	0	-0,052	0	-0,031
	1/4	+0,030	+0,067	+0,019	+0,041	-0,022	-0,111	-0,011	-0,039	-0,004	-0,018
	1/2	+0,050	+0,054	+0,038	+0,035	-0,019	-0,095	+0,000	-0,022	+0,008	-0,005
	3/4	+0,047	+0,032	+0,038	+0,023	-0,014	-0,068	+0,008	-0,006	+0,016	+0,001
1,00	0	0	+0,079	0	+0,047	0	-0,118	0	-0,074	0	-0,060
	1/4	+0,030	+0,067	+0,020	+0,043	-0,021	-0,105	-0,015	-0,056	-0,010	-0,042
	1/2	+0,051	+0,054	+0,038	+0,036	-0,018	-0,090	-0,005	-0,034	+0,001	-0,022
	3/4	+0,047	+0,032	+0,038	+0,023	-0,013	-0,065	+0,003	-0,014	+0,009	-0,009
0,75	0	0	+0,079	0	+0,047	0	-0,120	0	-0,098	0	-0,092
	1/4	+0,029	+0,066	+0,020	+0,042	-0,021	-0,107	-0,020	-0,079	-0,016	-0,070
	1/2	+0,051	+0,053	+0,037	+0,036	-0,018	-0,090	-0,011	-0,051	-0,006	-0,045
	3/4	+0,047	+0,031	+0,037	+0,022	-0,013	-0,066	-0,002	-0,025	+0,003	-0,024
0,50	0	0	+0,078	0	+0,047	0	-0,130	0	-0,126	0	-0,123
	1/4	+0,029	+0,065	+0,019	+0,042	-0,023	-0,115	-0,024	-0,105	-0,022	-0,101
	1/2	+0,050	+0,053	+0,035	+0,035	-0,019	-0,095	-0,016	-0,073	-0,013	-0,071
	3/4	+0,046	+0,031	+0,036	+0,021	-0,014	-0,068	-0,007	-0,040	-0,004	-0,042

Çizelge 4.6.nin Devamı.

b/H=2,50											
a/H	x/H	y=0		y=b/4		y=b/2		z=a/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1,50	0	0	+0,027	0	+0,005	0	-0,052	0	+0,005	0	+0,027
	1/4	+0,009	+0,028	+0,003	+0,008	-0,012	-0,059	+0,003	+0,008	+0,009	+0,028
	1/2	+0,022	+0,027	+0,012	+0,011	-0,013	-0,063	+0,012	+0,011	+0,022	+0,027
	3/4	+0,027	+0,020	+0,017	+0,011	-0,010	-0,052	+0,017	+0,011	+0,027	+0,020
1,25	0	0	+0,031	0	+0,008	0	-0,045	0	-0,005	0	+0,011
	1/4	+0,010	+0,031	+0,005	+0,012	-0,010	-0,050	+0,001	-0,001	+0,004	+0,015
	1/2	+0,024	+0,030	+0,014	+0,014	-0,011	-0,056	+0,007	+0,006	+0,014	+0,020
	3/4	+0,027	+0,021	+0,018	+0,012	-0,010	-0,048	+0,013	+0,006	+0,018	+0,016
1,00	0	0	+0,035	0	+0,013	0	-0,038	0	-0,016	0	-0,006
	1/4	+0,011	+0,034	+0,006	+0,016	-0,008	-0,042	-0,002	-0,010	-0,001	+0,001
	1/2	+0,025	+0,032	+0,015	+0,017	-0,010	-0,049	+0,002	-0,003	+0,006	+0,010
	3/4	+0,028	+0,022	+0,019	+0,014	-0,009	-0,045	+0,008	+0,002	+0,009	+0,010
0,75	0	0	+0,038	0	+0,016	0	-0,034	0	-0,024	0	-0,019
	1/4	+0,011	+0,036	+0,007	+0,018	-0,008	-0,038	-0,005	-0,020	-0,004	-0,013
	1/2	+0,025	+0,033	+0,016	+0,019	-0,008	-0,042	-0,002	-0,014	-0,001	-0,004
	3/4	+0,028	+0,022	+0,019	+0,015	-0,008	-0,041	+0,003	-0,007	+0,002	+0,001
0,50	0	0	+0,040	0	+0,017	0	-0,036	0	-0,030	0	-0,028
	1/4	+0,010	+0,037	+0,007	+0,019	-0,008	-0,040	-0,008	-0,031	-0,007	-0,027
	1/2	+0,024	+0,034	+0,017	+0,020	-0,009	-0,044	-0,006	-0,027	-0,006	-0,020
	3/4	+0,028	+0,022	+0,018	+0,016	-0,008	-0,040	-0,002	-0,018	-0,004	-0,010

b/H=2,00											
a/H	x/H	y=0		y=b/4		y=b/2		z=a/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
1,00	0	0	+0,010	0	+0,002	0	-0,019	0	+0,002	0	+0,010
	1/4	+0,002	+0,013	+0,000	+0,003	-0,005	-0,025	+0,000	+0,003	+0,002	+0,013
	1/2	+0,010	+0,017	+0,005	+0,006	-0,007	-0,036	+0,005	+0,006	+0,010	+0,017
	3/4	+0,015	+0,015	+0,009	+0,007	-0,007	-0,036	+0,009	+0,007	+0,015	+0,015
0,75	0	0	+0,016	0	+0,007	0	-0,013	0	-0,004	0	+0,003
	1/4	+0,003	+0,017	+0,001	+0,008	-0,004	-0,020	-0,001	-0,005	-0,001	+0,003
	1/2	+0,011	+0,020	+0,006	+0,009	-0,007	-0,033	+0,002	-0,001	+0,005	+0,007
	3/4	+0,016	+0,014	+0,009	+0,009	-0,006	-0,032	+0,004	+0,002	+0,009	+0,008
0,50	0	0	+0,020	0	+0,011	0	-0,011	0	-0,007	0	-0,005
	1/4	+0,003	+0,018	+0,001	+0,010	-0,004	-0,018	-0,002	-0,012	-0,003	-0,007
	1/2	+0,012	+0,021	+0,008	+0,010	-0,006	-0,032	+0,001	-0,009	+0,002	-0,005
	3/4	+0,017	+0,013	+0,010	+0,009	-0,006	-0,031	+0,002	-0,005	+0,006	+0,001

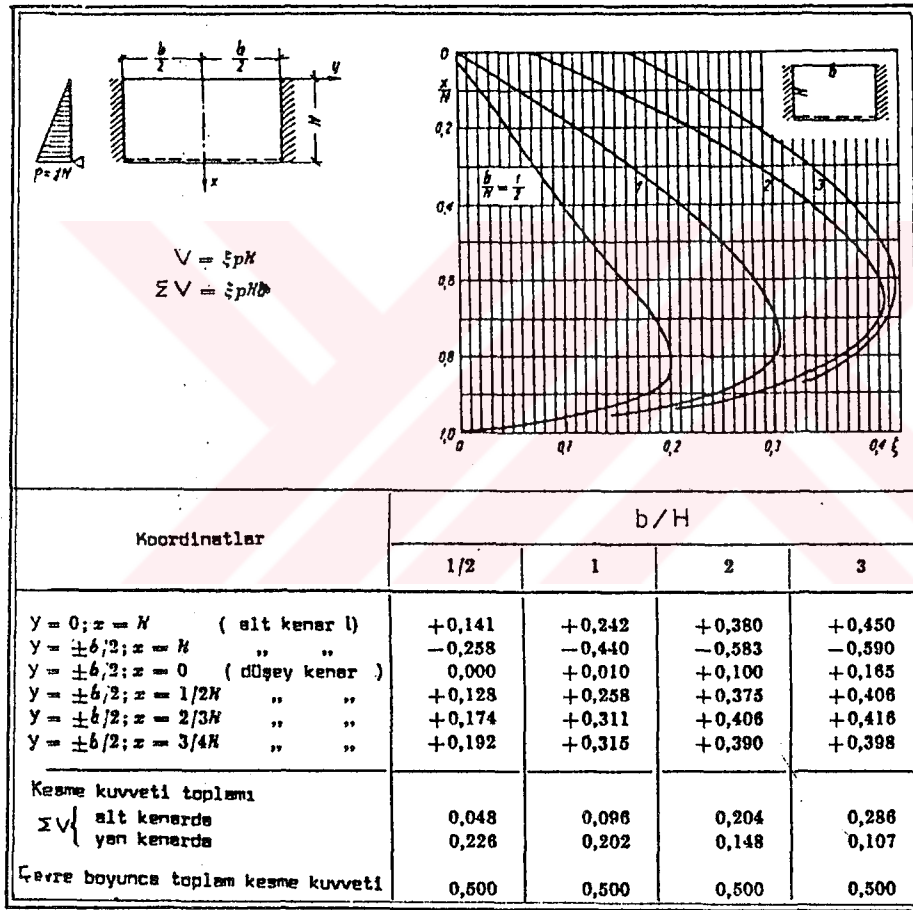


Çizelge 4.6. nin Devamı.

b/H=1.50											
a/H	z/H	y=0		y=b/4		y=b/2		z=a/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
2.50	0	0	+0,061	0	+0,019	0	-0,138	0	-0,019	0	+0,061
	1/4	+0,024	+0,053	+0,010	+0,022	-0,028	-0,132	+0,010	+0,022	+0,024	+0,053
	1/2	+0,042	+0,044	+0,025	+0,022	-0,023	-0,115	+0,025	+0,022	+0,042	+0,044
	3/4	+0,041	+0,027	+0,030	+0,016	-0,016	-0,078	+0,030	+0,016	+0,041	+0,027
2.00	0	0	+0,065	0	+0,026	0	-0,118	0	+0,003	0	+0,038
	1/4	+0,023	+0,055	+0,012	+0,027	-0,023	-0,113	+0,005	+0,008	+0,015	+0,037
	1/2	+0,043	+0,046	+0,028	+0,025	-0,020	-0,102	+0,018	+0,011	+0,032	+0,033
	3/4	+0,042	+0,028	+0,031	+0,018	-0,014	-0,070	+0,023	+0,011	+0,034	+0,022
1.75	0	0	+0,067	0	+0,030	0	-0,108	0	-0,006	0	+0,025
	1/4	+0,025	+0,057	+0,013	+0,030	-0,021	-0,104	+0,001	-0,002	+0,010	+0,026
	1/2	+0,044	+0,047	+0,029	+0,027	-0,019	-0,096	+0,013	+0,004	+0,025	+0,025
	3/4	+0,043	+0,023	+0,033	+0,019	-0,013	-0,066	+0,019	+0,008	+0,028	+0,019
1.50	0	0	+0,068	0	+0,033	0	-0,100	0	-0,018	0	+0,008
	1/4	+0,026	+0,058	+0,014	+0,032	-0,019	-0,097	-0,003	-0,012	+0,004	+0,013
	1/2	+0,045	+0,047	+0,030	+0,029	-0,018	-0,089	+0,008	-0,002	+0,017	+0,017
	3/4	+0,043	+0,029	+0,034	+0,019	-0,013	-0,063	+0,015	+0,004	+0,024	+0,015
1.25	0	0	+0,069	0	+0,035	0	-0,092	0	-0,030	0	-0,010
	1/4	+0,026	+0,059	+0,015	+0,034	-0,018	-0,089	-0,006	-0,024	-0,006	-0,003
	1/2	+0,045	+0,048	+0,031	+0,031	-0,016	-0,082	+0,003	-0,012	+0,008	+0,007
	3/4	+0,044	+0,029	+0,034	+0,020	-0,012	-0,059	+0,011	-0,002	+0,018	+0,008
1.00	0	0	+0,070	0	+0,037	0	-0,087	0	-0,045	0	-0,032
	1/4	+0,026	+0,060	+0,015	+0,036	-0,017	-0,083	-0,010	-0,038	-0,008	-0,021
	1/2	+0,046	+0,048	+0,031	+0,032	-0,015	-0,077	-0,003	-0,021	-0,001	-0,008
	3/4	+0,044	+0,029	+0,033	+0,021	-0,011	-0,056	+0,008	-0,008	+0,011	-0,000
0.75	0	0	+0,070	0	+0,038	0	-0,082	0	-0,062	0	-0,055
	1/4	+0,025	+0,060	+0,015	+0,037	-0,018	-0,078	-0,014	-0,053	-0,014	-0,042
	1/2	+0,046	+0,047	+0,030	+0,032	-0,014	-0,071	-0,008	-0,036	-0,009	-0,025
	3/4	+0,043	+0,029	+0,033	+0,020	-0,011	-0,064	+0,002	-0,018	+0,005	-0,011
0.50	0	0	+0,069	0	+0,039	0	-0,080	0	-0,081	0	-0,080
	1/4	+0,025	+0,059	+0,014	+0,038	-0,015	-0,075	-0,019	-0,072	-0,019	-0,068
	1/2	+0,044	+0,046	+0,028	+0,032	-0,014	-0,068	-0,014	-0,058	-0,017	-0,048
	3/4	+0,042	+0,028	+0,032	+0,019	-0,010	-0,052	-0,003	-0,030	-0,002	-0,026

b/H=1.00											
a/H	z/H	y=0		y=b/4		y=b/2		z=a/4		z=0	
		M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>
2.00	0	0	+0,045	0	+0,011	0	-0,091	0	+0,011	0	+0,04
	1/4	+0,016	+0,042	+0,006	+0,014	-0,019	-0,094	+0,006	+0,014	+0,016	+0,04
	1/2	+0,033	+0,036	+0,020	+0,016	-0,018	-0,089	+0,020	+0,016	+0,033	+0,03
	3/4	+0,036	+0,024	+0,025	+0,014	-0,013	-0,063	+0,025	+0,014	+0,036	+0,02
1.73	0	0	+0,048	0	+0,015	0	-0,081	0	-0,001	0	+0,03
	1/4	+0,017	+0,044	+0,007	+0,017	-0,017	-0,085	+0,003	+0,006	+0,012	+0,03
	1/2	+0,034	+0,038	+0,021	+0,019	-0,017	-0,083	+0,015	+0,011	+0,027	+0,02
	3/4	+0,036	+0,024	+0,025	+0,015	-0,012	-0,061	+0,020	+0,012	+0,031	+0,02
1.50	0	0	+0,050	0	+0,019	0	-0,072	0	-0,010	0	+0,01
	1/4	+0,018	+0,046	+0,008	+0,021	-0,015	-0,077	+0,000	-0,002	+0,007	+0,02
	1/2	+0,035	+0,039	+0,022	+0,021	-0,015	-0,076	+0,009	+0,004	+0,020	+0,02
	3/4	+0,036	+0,025	+0,026	+0,016	-0,012	-0,058	+0,016	+0,008	+0,025	+0,01
1.25	0	0	+0,052	0	+0,023	0	-0,064	0	-0,021	0	-0,00
	1/4	+0,019	+0,048	+0,009	+0,024	-0,014	-0,068	-0,002	-0,013	+0,001	+0,00
	1/2	+0,036	+0,041	+0,023	+0,023	-0,014	-0,069	+0,005	-0,004	+0,011	+0,01
	3/4	+0,037	+0,025	+0,026	+0,017	-0,011	-0,054	+0,011	+0,002	+0,016	+0,01
1.00	0	0	+0,054	0	+0,027	0	-0,053	0	-0,037	0	-0,02
	1/4	+0,019	+0,050	+0,010	+0,027	-0,012	-0,062	-0,005	-0,025	-0,005	-0,01
	1/2	+0,037	+0,042	+0,024	+0,025	-0,013	-0,064	-0,000	-0,015	+0,001	+0,00
	3/4	+0,037	+0,026	+0,027	+0,018	-0,010	-0,051	+0,006	+0,006	+0,008	+0,00
0.75	0	0	+0,055	0	+0,030	0	-0,058	0	-0,049	0	-0,04
	1/4	+0,018	+0,051	+0,011	+0,029	-0,012	-0,062	-0,009	-0,040	-0,010	-0,03
	1/2	+0,038	+0,043	+0,025	+0,026	-0,012	-0,062	-0,003	-0,029	-0,007	-0,01
	3/4	+0,037	+0,026	+0,027	+0,018	-0,010	-0,049	+0,002	-0,013	+0,001	-0,00
0.50	0	0	+0,054	0	+0,030	0	-0,065	0	-0,064	0	-0,06
	1/4	+0,018	+0,052	+0,011	+0,029	-0,014	-0,068	-0,012	-0,056	-0,014	-0,05
	1/2	+0,038	+0,044	+0,025	+0,025	-0,013	-0,064	-0,010	-0,045	-0,012	-0,03
	3/4	+0,037	+0,026	+0,026	+0,017	-0,010	-0,050	-0,003	+0,026	-0,004	-0,01

Çizelge 4.7. Dikdörtgen Depolarda Kesme Kuvveti Hesap Değerleri.



halinde kullanılabilirdiği gibi, deponun boş olduğu zaman toprak itkisinden dolayı meydana gelen etkilerin hesabında da kullanılabilirler. Ancak bu durumda çizelgelerden alınan katsayıların işaretini değiştirmek gerekir.

Söz konusu çizelgelerde depo duvarlarına uygulanan itkinin üçgen yayılı olduğu kabul edilmiştir. Ancak gömme depolarda genellikle depo üstünde yaklaşık 80 cm lik bir toprak dolgu bulunduğundan yük dağılımı trapez şeklindedir. Bununla beraber hesapların üçgen yayılı yüke göre yapılması sonuçları önemli derecede değiştirmeyeceğinden bu çizelgelerin pratik hesaplar için kullanılması her zaman mümkündür.

Gömme depolarda toprak itkisinin sıvı basıncını azaltıcı yönde etkilemesine rağmen hesabın, dairesel depolarda olduğu gibi,

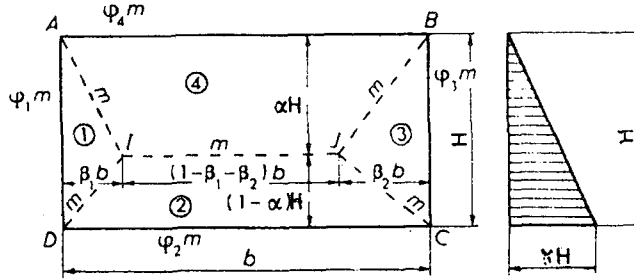
- a) Depoda sıvı var - toprak dolgu yok,
  - b) Depoda sıvı yok - toprak dolgu var,
- olması halleri için ayrı ayrı yapılması gerekir.

#### 4.4 DİKDÖRTGEN DEPOLARIN PLASTİK HESABI

Dikdörtgen depoların kırılma çizgileri teorisine dayalı plastik hesabı, Johansen yöntemini kullanarak yapılabilir. Bu yöntem mesnet koşulları ne olursa olsun (tam ankastre, basit mesnet, serbest kenar ve kısmen ankastre) problemin çözümüne imkan verir. Bu durumların herbirinde kullanılan yöntem aynıdır. Değişen sadece mesnet katsayısı ( $\varphi$ ) olmaktadır. Mesnet katsayısı ( $\varphi$ ) basit mesnet için 0, tam ankastre mesnet için 1.00 ve kısmen ankastre mesnet için ise 0-1.00 arasında bir değer alır.

Şekil 4.17 de dört kenarından oturan bir dikdörtgen plakta kırılma çizgileri verilmektedir. IJ yatay çizgisinden itibaren plak dört parçaya ayrılmaktadır. Genellikle, plağın dört kenarı boyunca mesnet koşulları farklıdır. Bu nedenle plaktaki birim moment  $m$  ile gösterilirse, plak kenarları boyunca dört

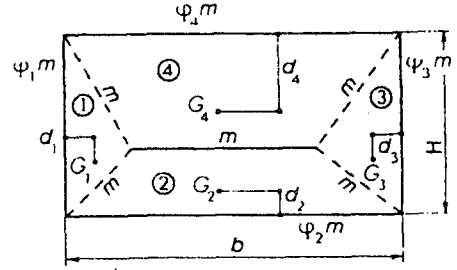
farklı  $\varphi \cdot m$  momentleri meydana gelir. Her bir kenar momenti için  $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$  ve  $\varphi_4$  mesnet katsayıları; düşey yüzeyin boyutlarına, tavan şartlarına ve temel zemini üzerindeki taban plağı momentine bağlı olarak seçilir (Guerrin, 1968 a).



Sekil 4.17. Dikdörtgen Plakta Kırılma Çizgileri

Diğer taraftan, IJ nin yatay olduğu bilinmekle beraber konumu kesin olarak bilinmemektedir. Bu durumda kırılma çizgisine ait 3 bilinmeyen ( $\alpha, \beta_1, \beta_2$ ) bulunmaktadır. Bunlara  $m$  birim momenti de eklenirse bilinmeyen sayısı dörde çıkar. Buna karşılık, kenarları üzerinde dört plak parçasına ait dört denge denklemi bulunmaktadır. Her bir parça üzerindeki kuvvetler; bu parçaların boyutlarına ve her bir parça yüzeyine intikal eden  $\gamma \cdot H$  sıvı yüküne bağlıdır. Plak parçalarının yüzeylerinin oluşturduğu hacimleri, prizma ve piramit şeklindeki elemanter hacim bileşenlerine ayırarak, yük etkisi bunlar üzerine etkitilir. Bu durumda, her elemanter hacim için, kenarlara göre, ağırlık merkezlerinin konumları hesaplanabilir. O halde genel durumda çözüm mümkündür. Ancak, elemanter olmasına rağmen bu hesap şekliyle çok yüksek dereceli denklemler ortaya çıkar. AD ve BC kenar şartlarının özdeş olduğu, sık rastlanan durumlarda bile ( $\varphi_1 = \varphi_3$  ve  $\beta_1 = \beta_2$ ) üç bilinmeyenli üç denklem gerekli olmaktadır. Bunlardan  $\alpha$  ve  $\beta$  yı veren denklemler beşinci derecedendir. Bu da teorik çözümün pratik olmadığını göstermektedir. Bu nedenle bu problemin çözümünde genellikle ardışık yaklaşım yöntemi tercih edilmektedir. Ardışık yaklaşım yönteminde izlenen yol aşağıda verilmektedir (Şekil 4.18).

- $\alpha$ ,  $\beta_1$  ve  $\beta_2$  nin tahmini olarak seçimi.
- Geometrik olarak bilinen dört plak parçasının (1-4) her birine tekabül eden  $P_1, P_2, P_3$ ,  $P_4$  hidrostatik yüklerinin ve  $G_1, G_2, G_3$ ,  $G_4$  ağırlık merkezlerinin hesabı.
- Denge denklemlerinin aşağıdaki şekilde yazımı.



Sekil 4.18..Dikdörtgen Plağın Parçalara Ayrılması

$$P_1 d_1 = m H + \varphi_1 m H = m H(1 + \varphi_1) \quad (4.4)$$

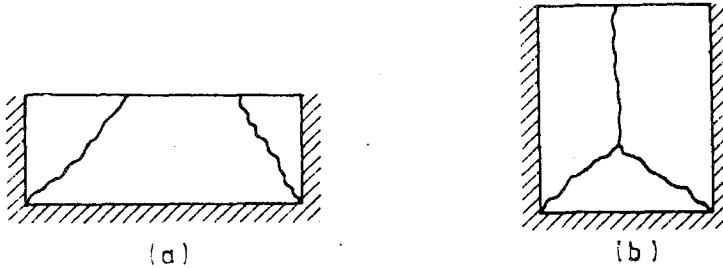
$$P_2 d_2 = m b(1 + \varphi_2) \quad (4.5)$$

$$P_3 d_3 = m H(1 + \varphi_3) \quad (4.6)$$

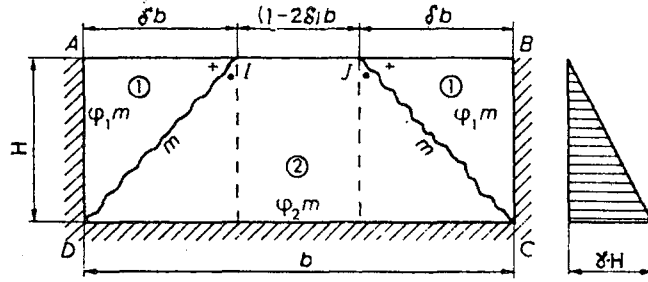
$$P_4 d_4 = m b(1 + \varphi_4) \quad (4.7)$$

Bu denklemlerin herbirinde hesaplanacak sadece  $m$  bilinmeyenini bulunmaktadır. Bu denklemlerden bulunan dört  $m$  değerinin birbirine eşit olması, kırılma çizgileri konumunun doğru seçilmiş olduğunu gösterir. Aksi halde  $\alpha$ ,  $\beta_1$  ve  $\beta_2$  değerlerini tekrar seçerek hesabı yeniden yapmak gerekir. Genellikle iki, üç yaklaşım çözümün elde edilmesine imkan verir. Depo üst kenarının serbest olması halinde problem basitleşir. Bu durumda iki kırılma çizgisinin oluşması mümkündür (Şekil 4.19a). Bu iki kırılma çizgilerinin düşey bir eksene göre simetrik olmaları problemi daha da basitleştirmektedir.

Aşağıda bir kenarı serbest (boşta) ve diğer üç kenarı mesnetli dikdörtgen plağın hesap bağıntıları verilmektedir.



Sekil 4.19. Kırılma Çizgileri Çeşitleri

Şekil 4.20.  $\delta \leq 0,50$  için kırılma çizgileri.

Bu plağa ait genel denklemler aşağıda verilmiştir.

$$3\beta^2\delta^3 - \beta^2(4+\varphi_2)\delta^2 - 4(1+\varphi_1)\delta + 4(1+\varphi_1) = 0 \quad (4.8)$$

$$m = \frac{(1-\delta^2)\gamma H^3}{6(\delta+\varphi_2)} \quad (4.9)$$

1. durum: Üç kenar tam ankastre ( $\varphi_1 = \varphi_2 = 1$ ). Genel denklem aşağıdaki şekli alır.

$$3\beta^2\delta^3 - 5\beta^2\delta^2 - 8\delta + 8 = 0 \quad (4.8')$$

$$m = \frac{1-\delta}{6(1+\delta)}\gamma H^3 = A\gamma H^3 \quad (4.9')$$

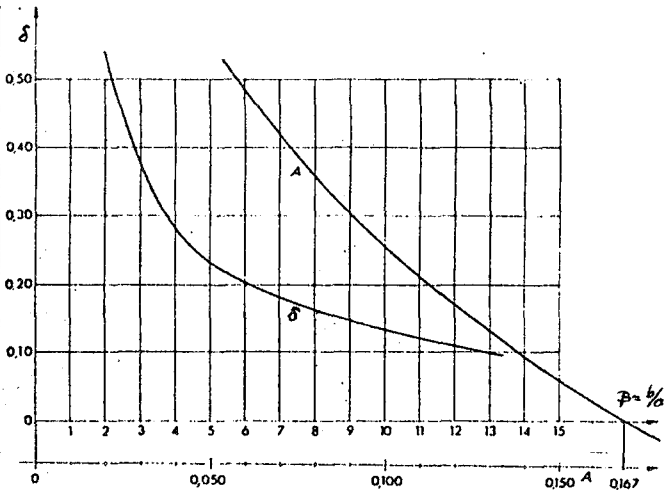
Burada,  $\delta$  ya (4.8') denkleminle ya da şekil 4.21 yardımıyla hesaplanır.

2. durum: Üç kenar basit mesnet ( $\varphi_1 = \varphi_2 = 0$ ). Genel durum aşağıdaki şekli alır.

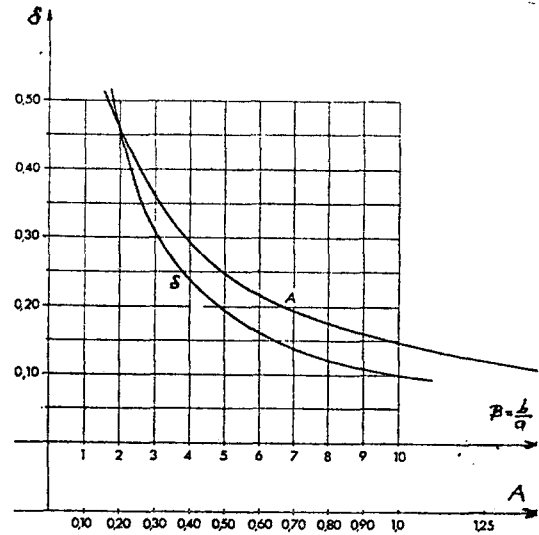
$$3\beta^2\delta^3 - 4\beta^2\delta^2 - 4\delta + 4 = 0 \quad (4.8'')$$

$$m = \frac{(1-\delta)\gamma H^3}{6\delta} = A\gamma H^3 \quad (4.9'')$$

Burada,  $\delta$  ya (4.8'') denkleminle ya da şekil 4.22 yardımıyla hesaplanabilir.

Şekil 4.21.  $\beta$  ya Bağlı  $\delta$  ve A Değerleri.

Not:  $\delta=0$ ,  $A=0,167$  değeri temele ankastre bağlı çok uzun plaklara karşılık gelmektedir.

Şekil 4.22.  $\beta$  ya Bağlı  $\delta$  ve A Değerleri.

Birinci durumda (üç kenar ankastre, bir kenar serbest)  $\beta = \frac{b}{a} = 3$  için plakta oluşan plastik ve elastik momentler aşağıda karşılaştırılmaktadır. Şekil 3.21 den negatif ve pozitif plastik moment katsayıları,

$$A = \frac{1-\delta}{6(1+\delta)} \rightarrow A = \frac{1-0,37}{6(1+0,37)} = \pm 0,076$$

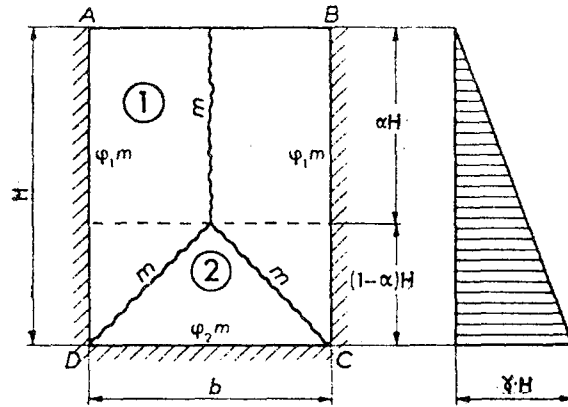
olarak elde edilir. Elastik momentler için bu katsayıların maksimum değerleri ise Çizelge 4.3 den;

- düşey doğrultuda : -0,126 ve +0,010
- yatay doğrultuda : -0,082 ve +0,025

olarak alınır. Deponun diğer kesitlerindeki momentler benzer şekilde hesaplanabilir. Bu sonuçların karşılaştırılması, her iki yöntemle elde edilen değerlerin çok farklı olduğunu göstermektedir.

Yukarıdaki formüller sadece kırılma çizgilerinin Şekil 4.19a da gösterilen biçimde olması halinde geçerlidir. Bir başka deyişle (4.8) denkleminde  $\delta \leq 0,50$  olması hali için geçerlidir. Aksi takdirde ( $\delta > 0,50$ ) kırılma Şekil 4.19b de gösterilen biçimde oluşur.  $\delta = 0,50$  için ise 1. durumda (üç kenar ankastre)  $\beta = 2,12$ ; 2. durumda (üç kenar basit mesnet)  $\beta = 1,78$  olarak elde edilir.

$\delta > 0,50$  olması halinde meydana gelen kırılma çeşidi Şekil 4.23 de görülmektedir. Bu duruma ilişkin bağıntılar, ara işlemler gösterilmeden aşağıda verilmektedir.



Şekil 4.23.  $\delta > 0,50$  için Kırılma Çizgileri





$$P_A = \frac{1}{2} \cdot 2,7 \cdot 2,0 \cdot 29 - \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 13 - \frac{1}{3} \cdot 16 \cdot 2 \cdot 1,5 \rightarrow P_A = 78,5 - 19,5 - 16$$

moment denklemi

$$2,7(1+0,5)m = 78,5 \cdot 1 - 19,5 \cdot \frac{2}{3} \cdot 2 - 16 \cdot \frac{5}{8} \cdot 2$$

$$4,05 m = 78,5 - 26 - 20 = 32,5$$

$$m = \frac{32,5}{4,05} = 8 \text{ kN m/m}$$

Ⓐ parçasının dengesinden;

Benzer şekilde;

$$2,0m = 19,5 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,5 + 16 \cdot \frac{1}{4} \cdot 1,5$$

$$= 9,75 + 6 = 15,75$$

$$m = \frac{15,75}{2} = 7,9 \text{ kN m/m}$$

Ⓐ ve Ⓑ parçalarının dengesinden hesaplanan m değerleri yaklaşık olarak birbirlerine eşit çıkmıştır. Bu nedenle hesabın başında seçilen n noktasının yeri doğru seçilmiştir. Aksi takdirde n nin yerini değiştirip, hesabı tekrar yapmak gerekir.

Bu durumda kırılma momenti;

- düşey doğrultuda = 8 kN m/m
- yatay doğrultuda,
  - merkezde = 8 kN m/m
  - kenarlar boyunca =  $8 \cdot 1,5 = 12 \text{ kN m/m}$

olarak dikkate alınacaktır.

#### 4.5 ÇOK GÖZLÜ DİKDÖRTGEN DEPOLAR

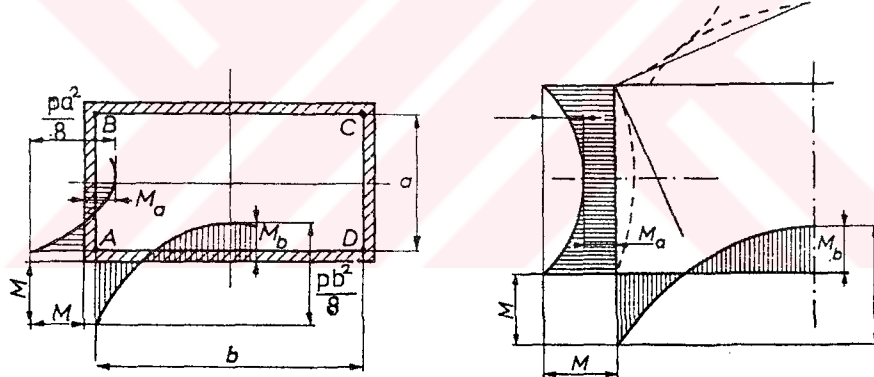
Dikdörtgen depoların özellikle elastik yöntemle, duvarın taban plağına ve muhtemelen tavan plağına kısmi ankastreliğini dikkate almadığından, kesin hesapları mümkün değildir. Tek gözlü depolar için zor olan bu problemin çok gözlü depolarda, özellikle de çok gözlü ve çok katlı depolarda, son derece karmaşık

bir durum alacağı açıktır. Bu nedenle çok gözlü depoların hesabında, madde 4.4 de irdelenen plastik hesap yönteminin kullanılması daha uygun olmaktadır.

Durum böyle olmakla beraber, bu tür yapıların yapımında tecrübeli mühendisler, bitişik gözlerin doldurma ya da boşaltma imkanları ve kenar reaksiyonlarını yaklaşık olarak dikkate alan, hesap yöntemlerini de kullanmaktadır. Örneğin, Amerikan şartnamesinin olduğu gibi yayınladığı, "Réservoirs et cuves en béton armé", Annales de L'ITBTP février 1960 da böyle bir yöntem verilmiştir.

Bununla beraber, plastik hesap mesnet koşullarını daha doğru bir şekilde dikkate alarak daha kesin bir hesabın yapılmasına imkan vermektedir. Mesnet koşulları daha önce de belirtildiği gibi bir  $\varphi$  katsayısıyla hesaba katılmaktadır.

Aşağıda verilen çerçeve dikkate alınsın (Şekil 4.25).



Şekil 4.25. Dikdörtgen Depo Kesiti, Şekildeğiştirilmesi ve Moment Diyagramı.

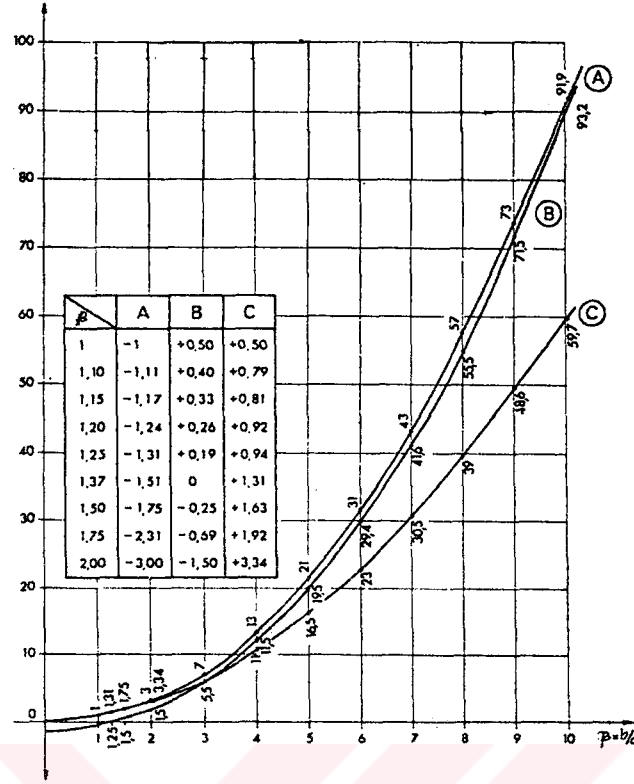
$\beta = b/a$  oranını göstermek üzere bu çerçevede meydana gelen momentler aşağıdaki değerleri alır.

$$A = \frac{1+\beta^3}{1+\beta} \quad \text{için,} \quad M = \frac{Pa^2}{12} A$$

$$B = \frac{1+3\beta-2\beta^3}{2(1+\beta)} \quad \text{için,} \quad M_a = \frac{p a^2}{12} B$$

$$C = \frac{-2+3\beta^2+\beta^3}{2(1+\beta)} \quad \text{için,} \quad M_b = \frac{p a^2}{12} C$$

Buradaki A, B ve C katsayıları  $\beta$  ya bağlı değerler olup Şekil 4.26 dan alınabilir.



Şekil 4.26. β'ya Bağlı A, B, C Katsayıları.

Hesapları  $\beta$  nın fonksiyonu olarak,

$$\frac{M}{M_b}, \frac{M}{M_a} \text{ ve } \frac{M_a}{M_b} \quad \left( = \frac{A}{C}, \frac{A}{B} \text{ ve } \frac{B}{C} \right)$$

oranlarını veren Şekil 4.27 yardımıyla kolayca yapmak mümkündür.

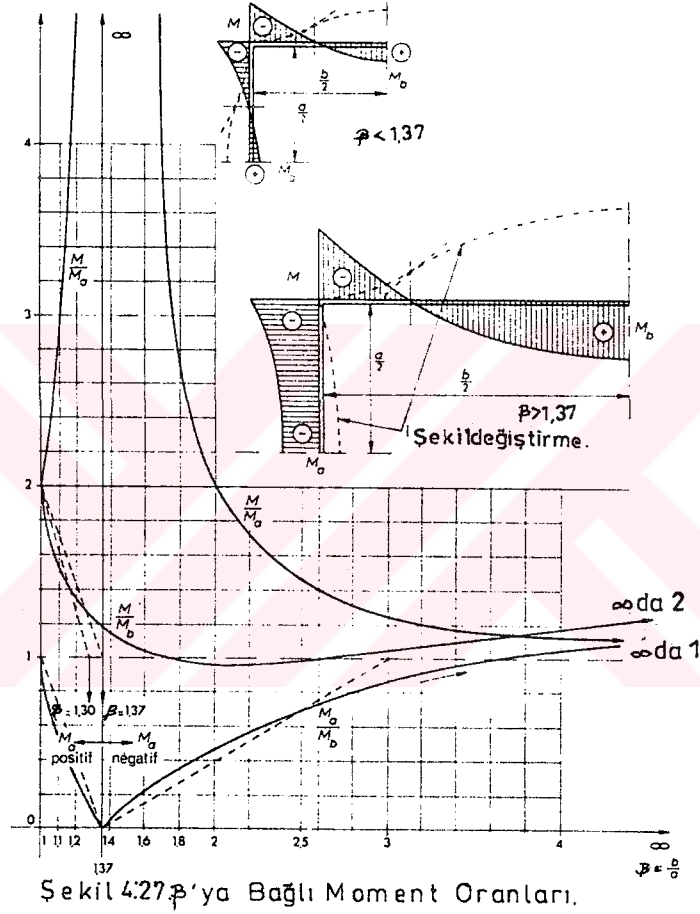
Büyük kenar dikkate alınırca,  $M/M_b$  oranı plastik hesapta kullanılan  $\beta$  değerini vermektedir.

Kare kesitli depolarda ( $\beta=1,00$ )  $M/M_b = 2,00$  değerini almakta,  $\beta$  arttıkça bu oran azalmakta,  $\beta=2,00$  civarında ise bir minimumdan geçmektedir. Çok uzun depolarda büyük yüzeyin ankastre olması halinde bu  $M/M_b$  oranı limit değer olarak 2,00 değerini alır.

Pratikde  $\beta$  nadir olarak 3,00 değerini geçer.  $\beta=1,25$  ya da 1,30 değerinden itibaren  $M/M_b$  oranı 1,00'e çok yakındır. Bu sebeple dikdörtgen depoların büyük yüzünün plastik hesabında  $1,30 < \beta < 3$  için  $M/M_b = 1$  olarak alınabilir.

1,00 <  $\beta$  < 1,30 için  $\frac{M}{M_b} > 1$  alınmalıdır.  $\beta > 1,00$  için  $\frac{M}{M_b} \rightarrow 2,00$  ye gitmektedir. Hesaplarda Şekil 4.27 de gösterilen eğrisel değişim yerine, doğrusal değişimi kullanmak pratik için yeterli sonuçlar verir.

Küçük yüzeyde ise  $\beta = 1,00$  için  $M/M_a = 2,00$  değerini almaktadır.  $\beta = 1,37$  (yani  $M_a \rightarrow 0$ ) için  $M/M_a$  oranı  $\infty$ 'a gitmektedir.  $\beta \rightarrow \infty$  değerinde  $M/M_a = 1,00$  limit değerini alır.



Buradan, pratik için aşağıdaki hesap kuralları çıkarılabilir.

• Uzun kenar (b) hesabı

\*  $\beta < 1,37$  için;

- kenarların ortasındaki (açıklıktaki) moment: m

- köşelerdeki (mesnetteki) moment:  $-m \varphi_i$ , burada  $\varphi_i = 2 \frac{\beta}{1,37}$  dir.

\*  $\beta \geq 1,37$  için;

-  $\frac{M}{M_b} = 1$  (açıklık ve mesnet momentlerinin birbirine eşit olması hali)

• Kısa kenar (a) hesabı

\*  $\beta < 1,37$  için;

- mesnetteki moment :  $-m\varphi_i$

- açıklıktaki moment :  $-m\varphi_i \left(1 - \frac{\beta}{1,37}\right)$

\*  $\beta \geq 1,37$  için

- mesnetteki moment:  $-m$

- açıklıktaki moment:  $-(0,61\beta - 0,83)m$ .

Diğer taraftan yukarıdaki her iki durum için kısa kenar için aşağıdaki bağıntı kullanılabilir.

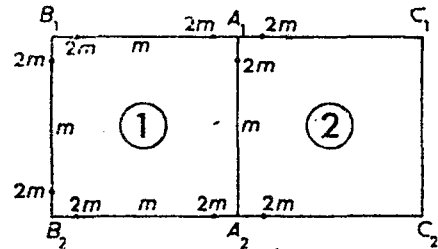
$$M_a = \frac{pa^2}{8} - M$$

Yukarıdaki hesap şekli, daha önce verilen hesap yöntemiyle pratik olarak çözülebilen, tek gözlü depoların hesabı için gereksizdir. Ancak, bu hesap şekli diğer bağıntılarla birlikte çok gözlü depoların incelenmesi için uygun olmaktadır.

#### 4.5.1 İki Gözlü Kare Depolar (a=b)

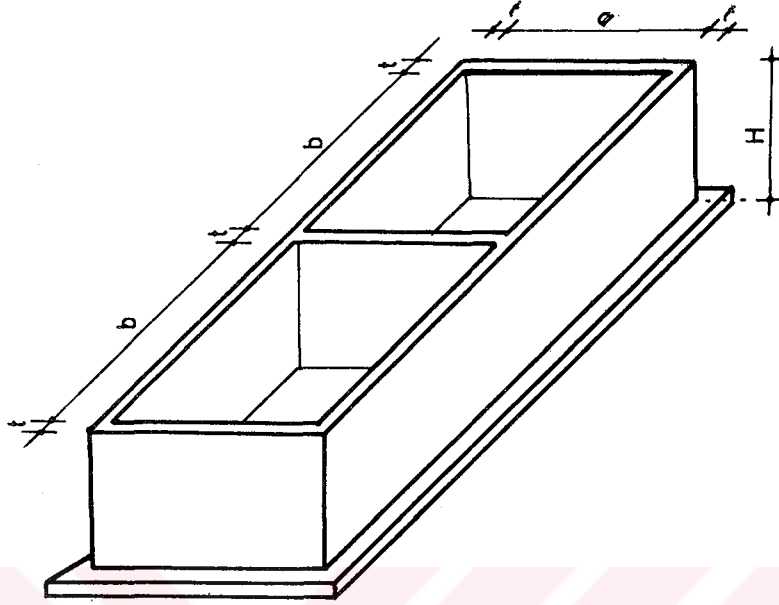
Kenarları birbirine tam ankastre olan kare gözlerin köşelerindeki momentler; maksimum açıklık momentinin iki katı değer almaktadır (Şekil 4.28).

Yukarıda da belirtildiği gibi bu durumun oluşması için köşelerin tam ankastre olması gerekmektedir. Bu sonuçlar gurup halindeki kare gözlerin sayısı ve doluluk ihtimalleri ne olursa olsun değişmez.



Şekil 4.28. İki Gözlü Kare Depo.

4.5.2 Kısa Kenarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depolar ( $b/a > 1,37$ , Şekil 4.29)



Şekil 4.29. Kısa Kenarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depo

Tek gözlü depolarda köşe momentleri ( $-m$ ), büyük kenar doğrultusunda maksimum açıklık momentine ( $m$ ) eşittir. Küçük kenar doğrultusundaki maksimum açıklık momenti ise  $-m(0,61\beta - 0,83)$  değerini alır. Buradan iki gözlü depolara geçilirse plastik hesap için (1) dolu durumuyla (2) boş durumunda  $B_1$  ve  $B_2$  köşelerinin şartları değişmektedir. Aksine,  $A_1C_1$  in varlığı  $B_1A_1$  in  $A_1$  deki dönmelerini kösteklemeye çalışmaktadır. Bu sebeple  $A_1B_1$  yüzeyinin  $A_1$  kesitindeki moment  $B_1$  kesitindeki momentten daha büyük olan,

$$\varphi_i m' \text{ (burada } 1 < \varphi_i < 2)$$

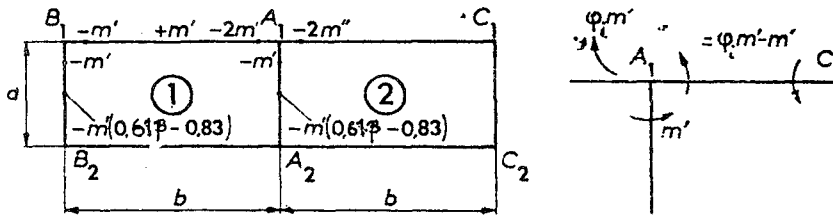
değerini alır.

$\beta$  değeri büyüdükçe  $\varphi_i$  1,00 değerine yaklaşır. Örneğin kaynak (Guerrin, 1968b) de  $\beta$  nın 1,37 den 3 değerine çıkması,  $\varphi_i$  değerinin 1,60 dan 1,20 ye düşmesine sebep olur.

$A_1$  deki değişikliğin  $A_1C_1$  den ileri geldiği kabul edilmesi (bu kabul tam doğru olmamakla beraber) pratik için yeterli

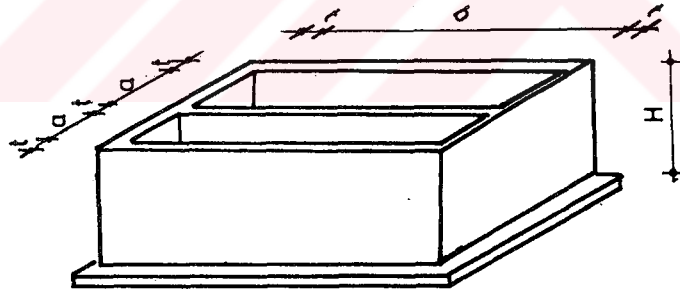
sonuç vermektedir.  $A_1A_2$  yüzeyindeki momentlerin  $B_1B_2$  yüzeyindeki momentlere eşit olduğu kabul edilebilir. Ancak, her iki gözün aynı anda dolu olması halini de dikkate almak gerekmektedir. Bu durumda  $A_1A_2$  bölme duvarı hiç bir rol oynamadığından  $A_1$  kesitindeki ankastrelik tam olur.

Şekil 4.30 da bu şekildeki iki gözlü dikdörtgen depolar için momentler gösterilmektedir. Bu konuda (Guerrin,1968b; Unesco , 1968; Johansen,1962) kaynaklarına başvurulabilir.



Şekil 4.30. İki Gözlü Dikdörtgen Depo.

#### 4.5.3 Uzun Duvarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depolar ( $b/a > 1,37$ , Şekil 4,31)



Şekil 4.31. Uzun Kenarlarından Biri Ortak İki Gözlü Dikdörtgen Depo

Bu tip depolarda bir gözün dolu olması halinde  $A_1$  ve  $B_1$  de birim momentler  $-\varphi_i m$  (burada  $1,10 < \varphi_i < 1,20$ ),  $B_2$  ve  $A_2$  de ise  $-\varphi'_i m$  (burada  $1,30 < \varphi'_i < 1,50$ ) olarak hesaplanır.  $A_1A_2$  ve  $B_1B_2$  duvar kesitlerinin ortasındaki momentler için, yukarıdaki hesap yolu izlenebileceği gibi,  $m'$  aranan moment olmak üzere;

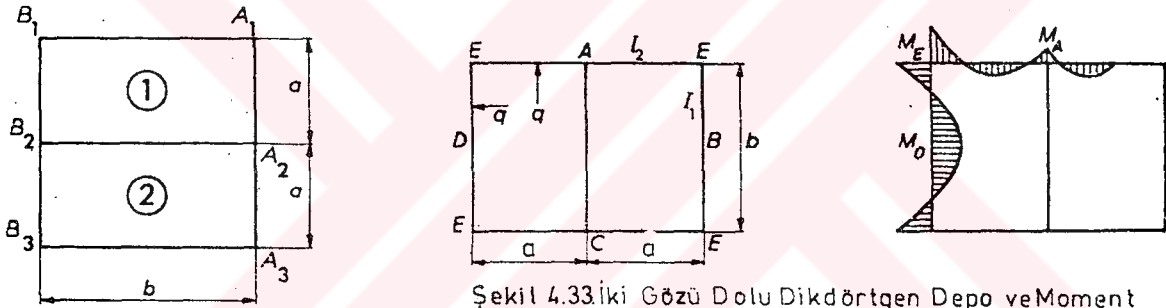
$$m' = \frac{pa^2}{8} - \frac{m(\varphi_i + \varphi_i')}{2}$$

bağıntısıyla yaklaşık olarak hesaplanabilir (Şekil 4.32).

Her iki gözün de dolu olması halinde sistem hem geometrik olarak hem de yükleme yönünden simetriktir. Bu durumda, daha önce verilen hesap tarzına benzer şekilde çözüm yapılabileceği gibi, Kleinlogel'in bir gözülü, gergili depoya uyguladığı aşağıdaki elastik çözüm de kullanılabilir.

$$k = \frac{I_2}{I_1} \frac{b}{a}$$

olmak üzere; AC gergisindeki normal kuvvet, E, A ve B kesitlerindeki eğilme momentleri, sırasıyla, aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir (Şekil 4.33).



Şekil 4.32. İki Gözülü Dikdörtgen Depo.

Şekil 4.33. İki Gözülü Dolu Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı

$$N_{AC} = \frac{q}{2a} \frac{2a^2 + (5a^2 - b^2)k}{2k+1}$$

$$M_E = - \frac{q}{12} \frac{a^2 + 2b^2 k}{2k+1}$$

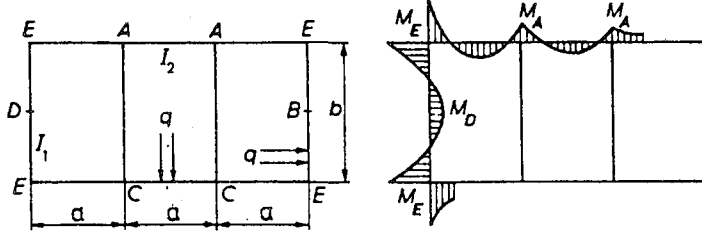
$$M_A = M_C = - \frac{q}{12} \frac{a^2 + (3a^2 - b^2)k}{2k+1}$$

$$M_B = M_D = \frac{q}{8} \frac{b^2}{8} - M_E$$



#### 4.5.4 Üç Gözlü Dikdörtgen Depolar

Üç gözün de dolu olması halinde,  $k$  iki gözlü depolarda olduğu gibi alınır, Kleinlogel metodu kullanılarak orta gergilerdeki normal kuvvet, E, A ve B kesitlerindeki eğilme momentleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir (Şekil 4.34).



Şekil 4.34. Üç Gözü Dolu Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı.

$$N_{AC} = \frac{q}{2a} \frac{6a^2 + (11a^2 - b^2)k}{5k+3}$$

$$M_E = -\frac{q}{12} \frac{3a^2 + 5b^2 - k}{5k+3}$$

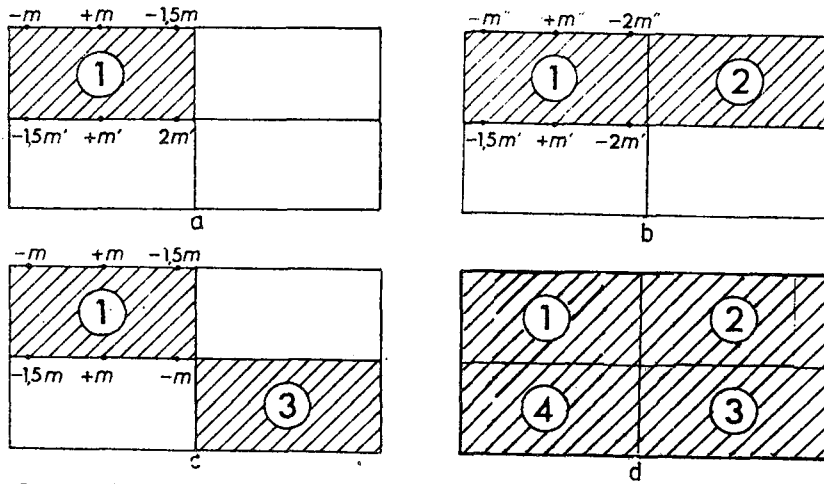
$$M_A = M_C = -\frac{q}{12} \frac{3a^2 + (6a^2 - b^2)k}{5k+3}$$

$$M_B = M_D = \frac{qb^2}{8} - M_E$$

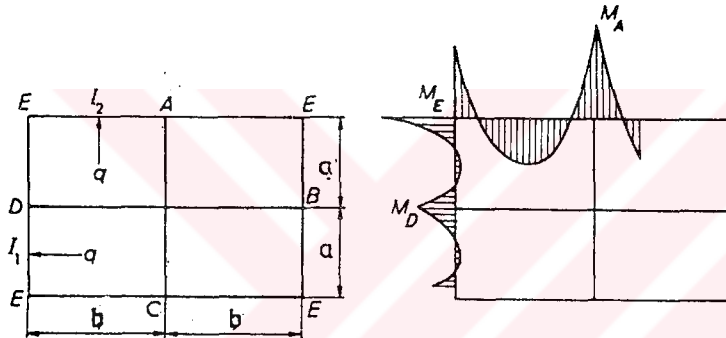
#### 4.5.5 Dört Gözlü Dikdörtgen Depo

Sadece ① gözünün dolu olması halinde Şekil 4.35a da büyük duvarlarda meydana gelen momentler verilmektedir. ① ve ② gözlerinin dolu olması halinde uzun duvarlarda meydana gelen momentler Şekil 4.35b de ① ve ③ gözlerinin dolu olması halinde uzun duvarlarda oluşan momentler ise Şekil 4.35c de verilmektedir. Dört gözün de dolu olması halinde (Şekil 4.35d) hesabı yine Kleinlogel yöntemiyle yapmak mümkündür.

Bu yöntemle göre; bölme duvarlarındaki (gergilerdeki) normal kuvvetler ve E, A, B kesitlerindeki eğilme momentleri aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanabilir (Şekil 4.36).



Şekil 4.35. Dört Gözlü Dikdörtgen Depo'da Doldurma Çesitleri.



Şekil 4.36. Dört Gözü Dolu Dikdörtgen Depo ve Moment Diyagramı.

$$N_{AC} = \frac{q}{4a} \frac{a(4a+5b) - b^2}{k+1}$$

$$N_{DB} = \frac{q}{4b} \frac{5b^2 - a^2 + 4b^2k}{k+1}$$

$$M_E = -\frac{q}{12} \frac{a^2 + b^2k}{k+1}$$

$$M_A = M_C = -\frac{q}{24} \frac{a(2a+3b) - b^2k}{k+1}$$

$$M_B = M_D = -\frac{q}{24} \frac{3b^2 - a^2 + 2b^2k}{k+1}$$

#### 4.6 DİKDÖRTGEN DEPO DUVARLARININ İSTİNAT DUVARI OLARAK HESABI

Depolanacak sıvı hacminin fazla olması halinde, depo duvar hesaplarını daha önce anlatılan yöntemlerle (Madde 4.2, 4.3, 4.4) yapmak yerine; istinat duvarı şeklinde hesaplamak daha uygun olabilir. Bu nedenle, zirai ya da enerji üretimi amaçlı depo yapımında, genellikle depo duvarının istinat duvarı şeklinde hesaplanması tercih edilmektedir. Çok büyük olan bu depolar ile yalnızca bir veya iki kenarına duvar yapılmış diğer kenarları doğal olarak sağlanmış olanları rezervuar olarak da tanımlamak mümkündür. Aşağıda bu konuda genel bilgiler verilmektedir. Daha ayrıntılı bilgi için bu konudaki kaynaklara başvurmak gerekir (Manning, 1967).

##### 4.6.1 Konsol Plak Duvarlı Depolar (Üstü Açık Büyük Depolar)

Konsol plak duvarların en yaygın olarak kullanılan çeşitleri Şekil 4.37 de gösterilmiştir. Bunlar, dengeleri büyük ölçüde topuk kısmının üstünde kalan sıvının ağırlığına bağlı olduğundan yalnızca kuru veya iyi drene edilmiş zeminler üstüne yapılabilirler.

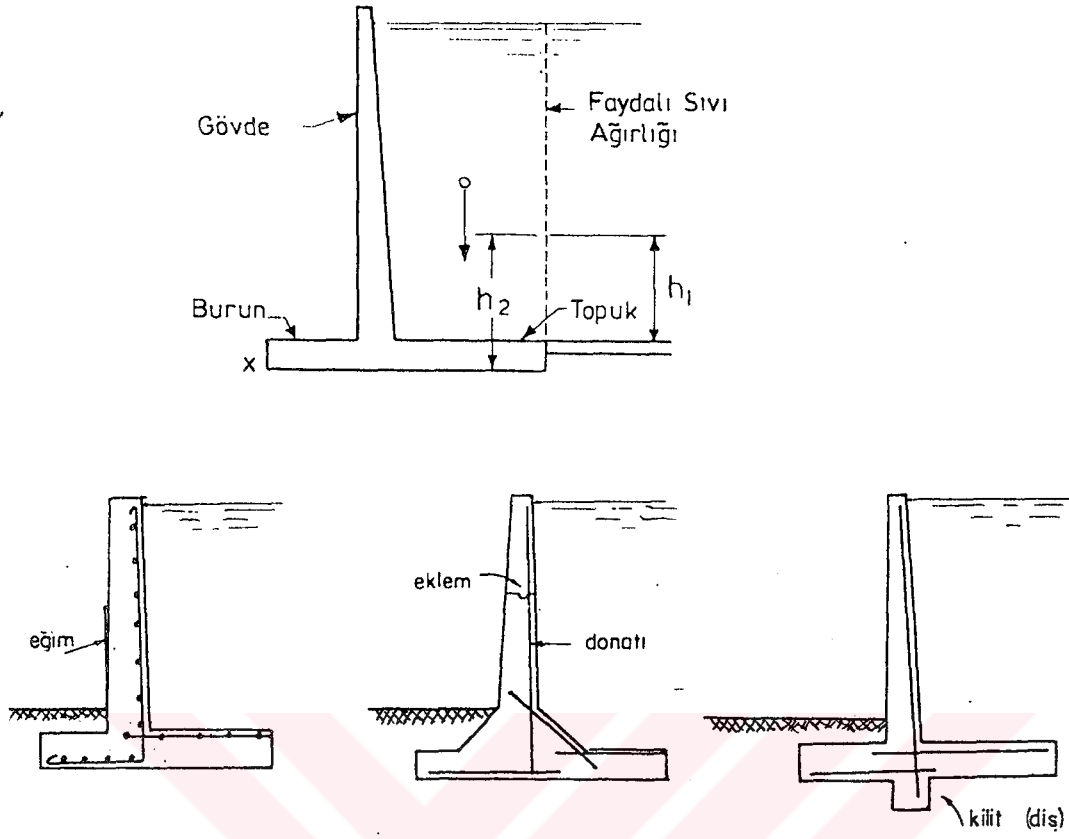
Aksi takdirde, temel tabanında sıvı sızıntıları meydana gelebileceğinden bu olay deponun yıkımına bile sebep olabilir (Şekil 4.38).

##### • Konsol plak teorik oranları

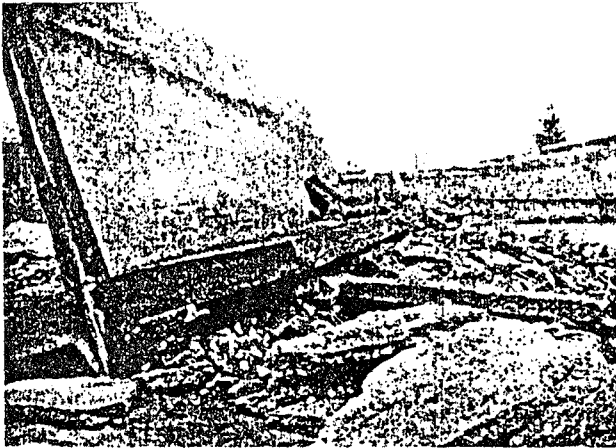
Pratikte depo duvar elemanların kalınlıkları ve ağırlıkları olmasına rağmen, ön boyutlandırma için bunlar başlangıçta Şekil 4.39 da gösterildiği gibi kalınlıksız ve ağırlıksız olarak kabul edilmektedir.

Şekil 4.39 da dikkate alınan duvarın aşağıda verilen şartları sağlaması gerekir.

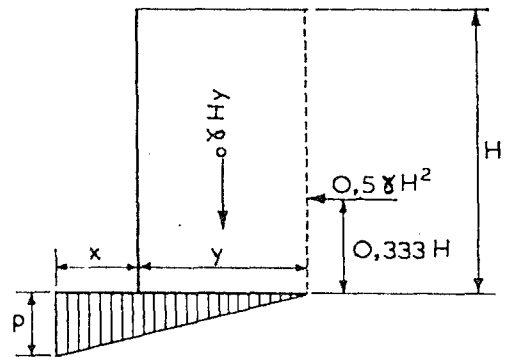
1) Duvarın devrilmeye karşı emniyet katsayısı en az 2 olmalıdır.



Şekil 4.37. Konsol Plak Duvarlar ve Asal Donatıların Yerleştirilmesi

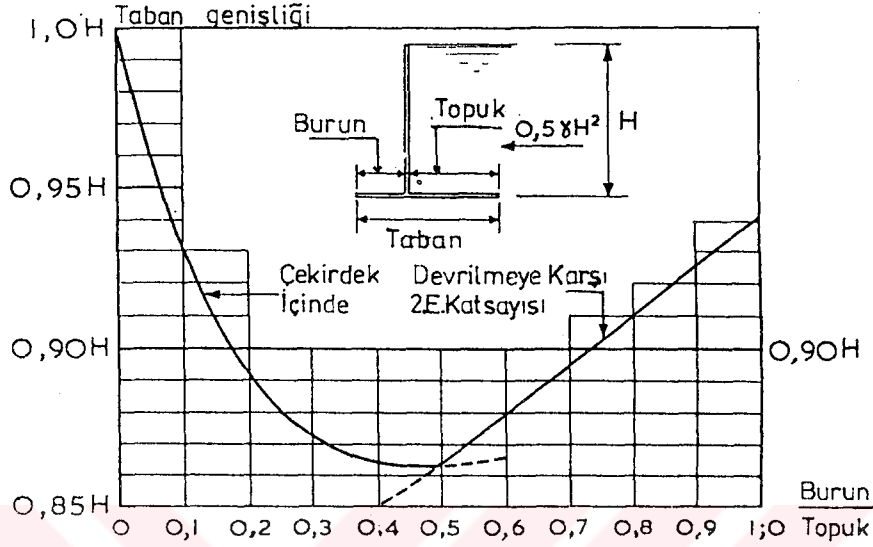


Şekil 4.38. Yıkılmış Konsol Plak Depo Görüntüsü



Şekil 4.39. İdealleştirilmiş Konsol Plak Duvar

2) Duvara etkiyen düşey ve yatay kuvvetlerin bileşkesinin tatbik noktasının çekirdek içinde kalması için duvar boyutlarının Şekil 4.40 daki sınır değerleri sağlaması gerekir.



Şekil 4.40. Konsol Plak Duvarların Boyutlandırılmasında Sınır Değerler

Şekil 4.40 dan da görüldüğü gibi, burun genişliğinin, topuk genişliğinin yarısı olması halinde minimum taban genişliğinin 0,863H olarak seçilmesi uygun olmaktadır.

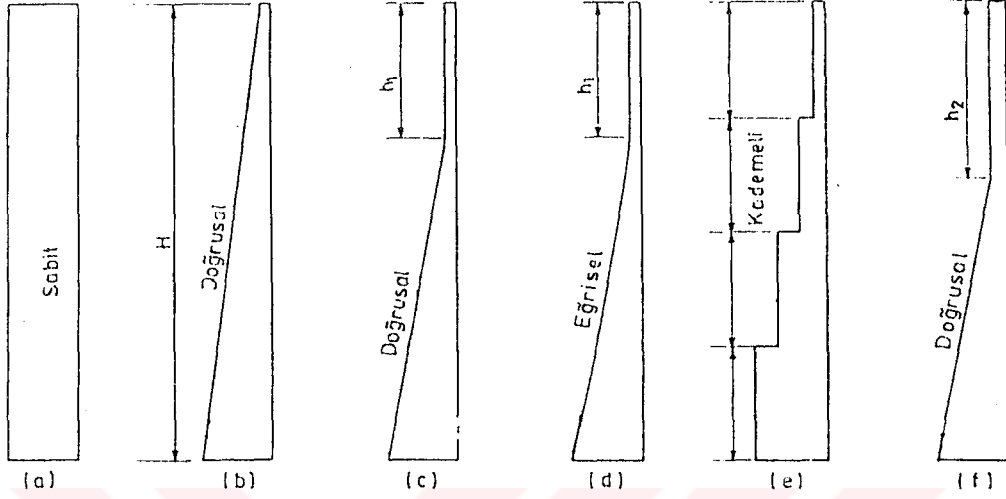
Gövdenin tabanla birleştiği bölgede üç konsol momenti (gövde, burun ve topuk) dengelenmek zorundadır.

Şekil 4.40 dan alınan değerler genellikle ilk adımda en iyi çözümü vermemesine rağmen ön boyutlandırma için fikir vermektedir.  $\gamma$  nın bütün değerleri için Şekil 4.40 kullanılabilir. Devirici moment hesaplanırken Şekil 4.37 deki X noktası dikkate alınır, bileşke sıvı itkisi temel tabanından  $h_2$  kadar yukardan etkimektedir. Burada  $h_2 = 0,33H + \text{taban kalınlığı}$  olmaktadır. Ancak pratikte H değeri;  $H + \text{taban kalınlığına}$  çok yakın olduğundan H olarak sıvı derinliği alınmaktadır.

- Gövde duvar kalınlığı

Duvar kalınlığı, Şekil 4.41 de gösterilen a, b, c, d e, ve f

durumlarından biri dikkate alınarak belirlenebilir. Bu duvar tiplerinden birinin yapımına karar verilirken beton ve çelik maliyeti ile kalıp işçiliği göz önünde tutulmalıdır.



Şekil 4.41. Ekonomik Konsol Plak Gövde Şeklinin Seçimi

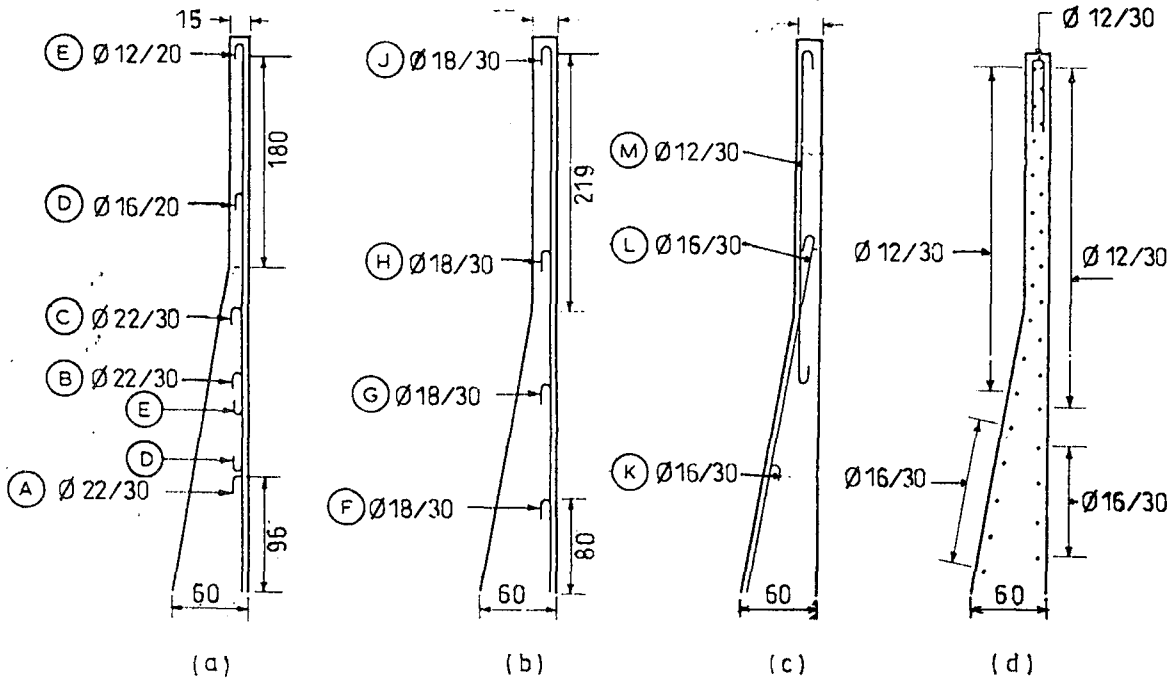
Deponun yapımına, konsol plak duvar olarak karar verilmişse genellikle donatının fazlasını sıvı yüzüne koymak gerekmektedir. Bir fikir vermesi açısından, gövde plağının minimum kalınlıkta yapılması halinde, çekme donatısının %70'inin sıvıya yakın yüze yerleştirilmesi uygun olabilir. Şekil 4.42 de 4,5 m yüksekliğinde konsol plak duvar için hesaplanmış donatı detayı bir örnek olarak verilmektedir.

Pratikte, duvar tabanından tepesine kadar oluşan, düşey çatlaklar özellikle duvarın üst kısımlarında tehlikeli olmaktadır. Bu nedenle duvarın üst kısmına; alt kısmına göre daha fazla yatay donatı yerleştirilir (Şekil 4.42 d).

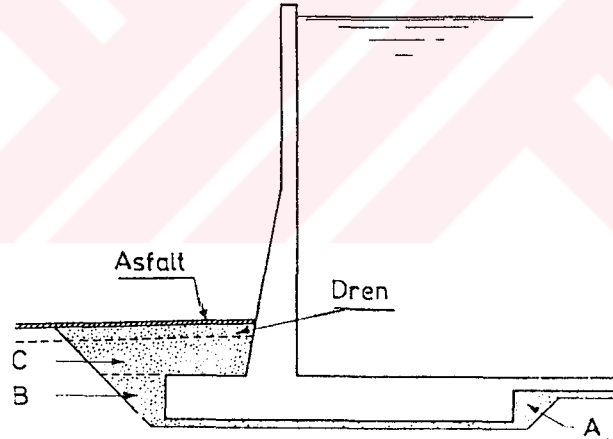
- Konsol plak duvarların dengesinin korunması

Konsol plak duvarların dengesinden emin olmak için, sıvının temel altından sızmasını önlemek gerekir (Şekil 4.43).

Konsol plak temel kenarları keskin olarak yapılmışsa, Şekil 4.43 de gösterilen A ve B alanlarının iyi yapılmış kütle betonla doldurulması gerekir. C alanı da iyi bir şekilde doldurulmalı ve yapılan drenler yağmur sularının uzaklaştırılmasını sağlamalıdır.



Şekil 4.42. 4,5m.Yükseğinde Konsol Plak Donatı Detayı

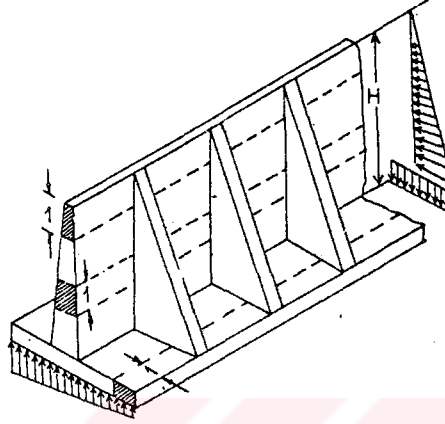


Şekil 4.43. Konsol Plak Duvar Drenaj Sistemi

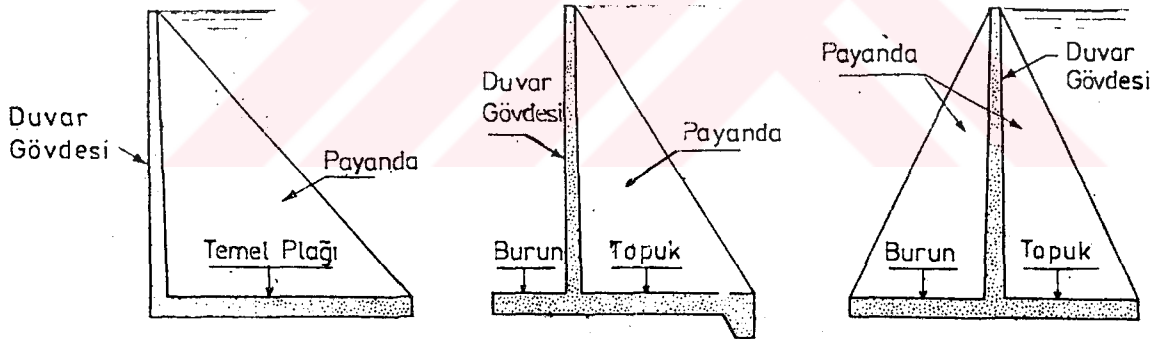
#### 4.6.2 Payandalı Konsol Plak Duvarlı Depolar

Yapılacak deponun çok yüksek olması durumunda payandalı konsol plak duvarların yapılması zorunlu olmaktadır. Bu duvarlar özellikle baraj rezervuarlarının yapımında kullanılmaktadır. Payandaların yapılmasıyla duvar hesabında büyük zorluklar çıkmaktadır. Çünkü bunları bağımsız parçalara ayırarak

hesabını yapmak oldukça yaklaşık olmakta, dolayısıyla da çözüm hakikatten uzaklaşmaktadır. Bu konuda daha geniş bilgi için istinat duvarlarının irdelendiği zemin mekaniği ve betonarme kitaplarına başvurmak gerekir (Özden, 1971; Özden ve diğ., 1988; Durmuş, 1989). Payandalı konsol plak duvarlara ilişkin bazı örnekler Şekil 4.44 de verilmektedir.



a) Payandalı duvarda yük etkileri genel görünüşü (sıvı payandalı tarafta)

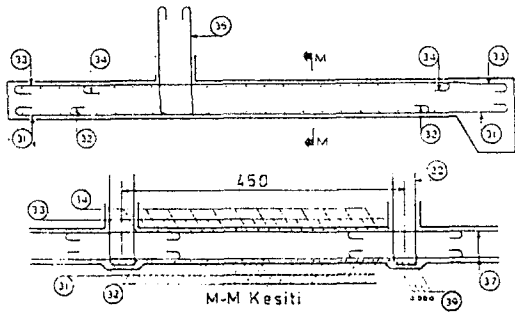


b) Payandalı konsol duvar çeşitleri

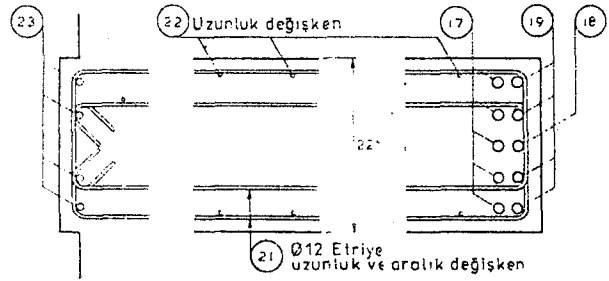
Şekil 4.44. Payandalı Konsol Duvar Yük Etkileri genel Görünüşü ve Çeşitleri.

Bu duvarlarda donatı yerleştirilmesi gövde plağında kolay; ancak payandalarda oldukça güç olmaktadır. Çünkü yatay ve düşey donatı aralıkları genellikle sık olmakta ve bu durumda eğimli payandalara büyük çaplı donatıların yerleştirilmesi güçlük meydana getirmektedir. Şekil 4.45 de 9,00 m yüksekliğinde bir payandalı depo duvarına yerleştirilen donatı bir örnek olarak verilmektedir.

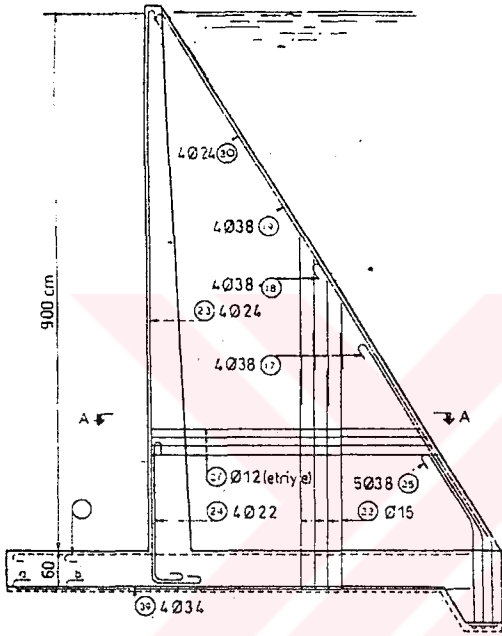




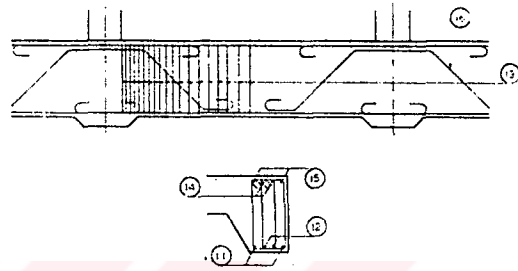
a) Payandalı duvar tabanı donatı şeması



c) A-A kesiti donatı detayı



b) Payanda donatı şeması



d) Payanda donatısınınarka kiritse ankrığı

Şekil 4.45. Payandalı Konsol Depo Duvar Donatı Şeması.

## 4.7 DİKDÖRTGEN DEPOLARDA KONSTRÜKSİYON

### 4.7.1 Dikdörtgen Depo Tavan Konstrüksiyonu

Depo tavanının, duvarlarla birleşimi monolitik (yekpare) mafsallı ve nadiren kayıcı mafsallı olarak yapılır. Belirli bir basınçta tutulması gereken yanıcı ya da gaz şekline dönüşebilen sıvıların bulunduğu depolar dışında bu birleşim bölgesi genellikle mutlak bir geçirimsizliği gerektirmez.

Gömme depolarda tavan plağının üstüne yaklaşık 80 cm lik curuf ya da toprak tabakası yerleştirilmektedir. Tavan plağı

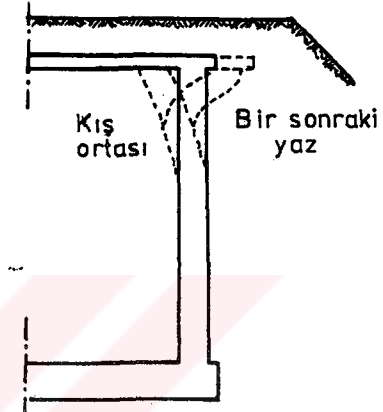
üstündeki yükü azaltmak amacıyla hafif bir izolasyon tabakası teşkil edilebilir. Bilhassa büyük depolarda bu tip izolasyon teşkilinde deponun doldurma ve boşaltma sıklığı ile ısı değişimleri gözönüne alınmalıdır. Kış ortasında tavan plağı büzülerek duvarı içeri doğru çekmektedir. Bu durumda depo duvarının arkasıyla, dolgu malzemesi arasında boş bir alan kalmaktadır. Dolgu kuru taneli malzeme ise duvarın hareketine müsaade edecek ve bu boş alanı dolduracaktır (Şekil 4.46).

Bir sonraki yaz ortasında tavan plağı genişlemeye çalışacaktır. Fakat duvarın genişlemesini, dolgu malzemesi karşı bir basınç uyguladığından, engellemeye çalışır. Bu durumda duvarda birçok çatlaklar oluşabilir ve duvarın üst ucundaki düşüm noktası kayabilir. Bu hareketin zararı duvarın arka kısmı ile dolgu malzemesi arasına basınca dayanıklı malzeme (3-4 mm kalınlığında köpük plastik tabaka) yerleştirilerek önlenebilir.

Depo tavanı, düzlem plak, prefabrik kabuk, kirişli ya da kirişsiz döşeme şeklinde yapılabilir.

Depo inşaatında prefabrik elemanlar genellikle örtü olarak kullanılırlar. Ayrıca depo içinde ya da dışında inşa edilen kolonlar da prefabrik olarak yapılabilir. Depo üstüne gelen suların daha iyi akıtılması için depo tavanı genellikle %0,5-1,0 eğimli olarak yapılır. Tavanın üst yüzü genellikle çimento şerbeti ile sıvanır ve uygun bir izolasyon örtüsüyle kaplanır.

Deponun havalandırılması amacıyla depo tavan plağında havalandırma tertibatı yapılır. Havalandırma tertibatı sadece teknolojik açıdan değil aynı zamanda sıvı seviyesinin değişmesi durumunda depoda üniform bir hava basıncı temini için de gereklidir.



Şekil 4.46. Gömme Depolarda Sıcaklık Etkisi.

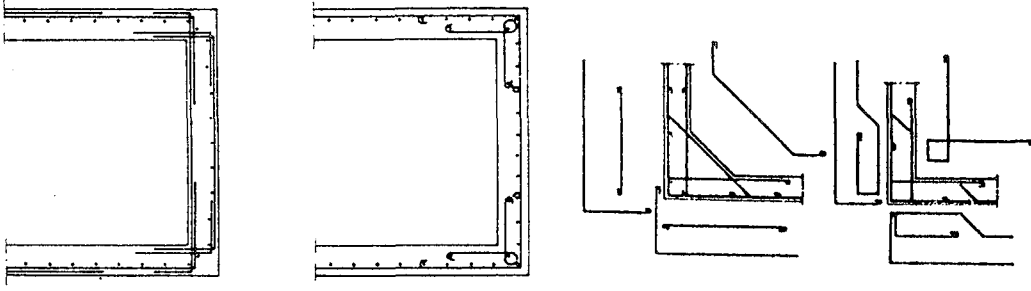
#### 4.7.2 Dikdörtgen Depo Yan Duvar Konstrüksiyonu

Yan duvarlar düşey ve yatay kirişlerle bir ya da iki doğrultuda çalışan sürekli plak şeklinde yapılabilirler. Plaklar yatay doğrultuda dışmerkez çekme kuvvetine, düşey doğrultuda ise dışmerkez basınç kuvvetine göre hesaplanıp donatılmalıdır. Bir doğrultuda ortaya çıkan gerilmelerin diğer doğrultudaki gerilmelerin hesabında dikkate alınmasına gerek yoktur.

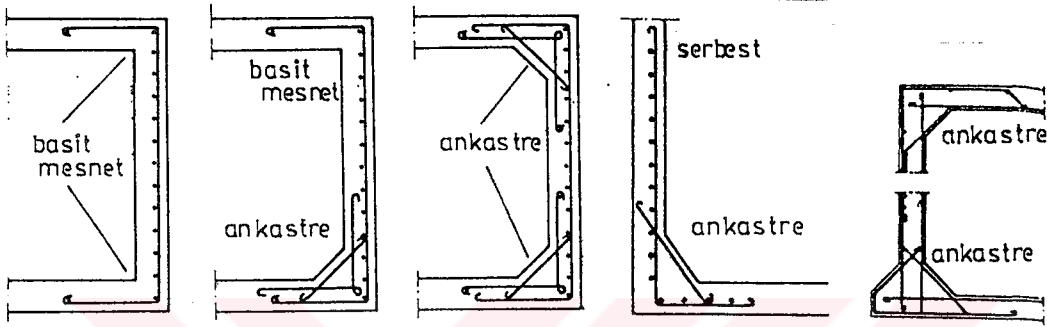
Duvar kalınlıkları en basit olarak sabit seçilir. Yüksekliğin fazla olması durumunda değişken kalınlıklı duvar kullanılabilir. Genellikle iç yüz düşey olarak yapılarak, dış yüze 1/15-1/20 arasında eğim verilir. En küçük duvar kalınlığının geçirimsizliği temin etmek için, 10 cm den az olmaması uygun olmaktadır (Bkz. Şekil 4.41). İnce duvarlara genellikle bir kat donatı yerleştirilir. Kalınlık arttıkça ya da donatı tek sıraya sığmıyorsa, her iki yüze de donatı koymak gerekebilir. İki kat donatı kullanmak çatlama riskini azaltacağı için geçirimsizlik açısından da uygundur. Ayrıca gömme depolarda, dışarıdan dolgu malzemesi basıncı olacağından, ortaya çıkan eğilme momentlerini karşılamak için iki yüze de donatı koymak gerekli olabilir. Dıştan dolgu basıncına maruz kalmayan duvarlar iç sıvı basıncına göre donatılır. Deponun değişik kesitlerinde bu basınca göre yerleştirilmiş donatı detayları Şekil 4.47 de gösterilmektedir.

Yüksekliği az olan depolarda, depo duvarı ister alttan ankastre ister alttan ve üstten basit momentli olsun, duvarlara sadece düşey doğrultuda asal donatı, yatay doğrultuda ise dağıtma donatısı yerleştirilir.

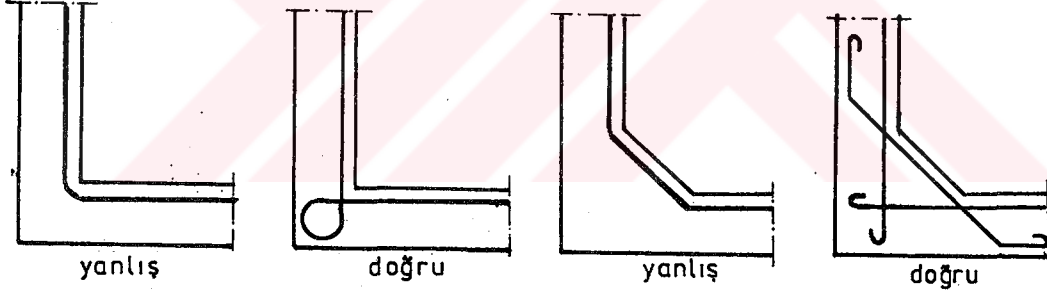
Prefabrik elemanların duvar olarak kullanılması oldukça kısıtlıdır. Birleşim bölgelerinde kullanılan donatı elemanları arasında çekme kuvvetini taşır. Çelik kısımlarının birleşimi kaynakla ya da bu amaç için yerleştirilmiş profil çelik elemanlarla yapılabilir. Arada kalan boşluklar ise çimento hamuru ile doldurulur (Şekil 4.48).



a) Depo yatay kesit donatı detayları



b) Depo düşey kesit donatı detayları



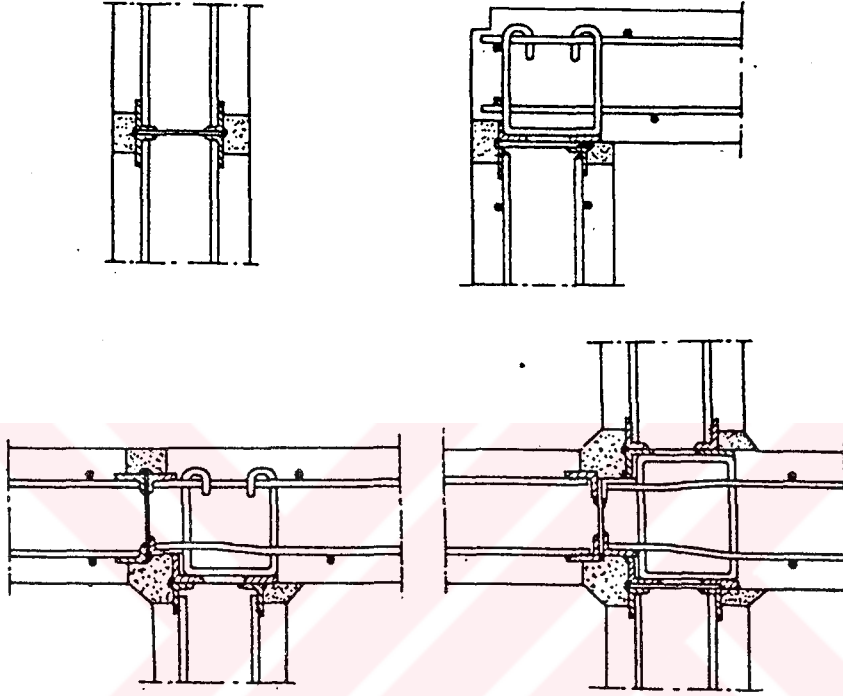
c) Depolarda yanlış ve doğru donatı düzenlemeleri.

Şekil 4.47. Dikdörtgen Depolarda Donatı Düzenlemesi.

Plaklar arasında derzler özel çimento ile ya da normal beton kullanılması halinde vibrasyon ya da hava vermek suretiyle kapatılır. En iyi geçirimsizlik öngörülme uygulayarak sağlanır (Demir ve diğ.,1988).

Depoların geçirimsizlik ve hesap varsayımları açısından en önemli kısmı depo duvarıyla, taban plağının birleşim bölgesi olmaktadır. Bu birleşim monolitik, mafsallı ya da kayıcı mafsallı olabilir. Dolayısıyla da mesnet çeşidi olarak tam ankastre,

kısmen ankastre, basit mesnet ve kayıcı mesnet durumlarından biri dikkate alınarak hesabı yapılabilir. Tam ankastrelik temel zemininin çok sağlam olduğu ya da kalın taban plağında ve geniş temelde dikkate alınır. İnce ve dar taban plağında kısmen ankastrelik söz konusudur.



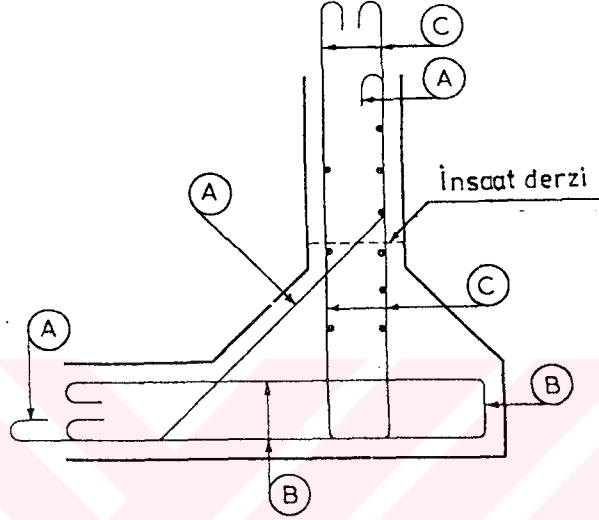
Şekil 4.48. Dikdörtgen Depolarda Prefabrik Elemanların Birleşimi

Duvar tabanlarında kayma derzi bulunması son zamanlarda uygulamaya konulmuştur. Eski depoların çoğunda kayma derzi bulunmamasına rağmen duvarlar tabandan bağımsız bir parça olarak dikkate alınıp hesapları yapılmıştır. Bunun yanında proje mühendisleri, çoğu kez içgüdüsel olarak duvarla temel arasındaki birleşimi takviye etmeye, sağlamlaştırmaya çalışmışlardır. Bunun için birleşim bölgesinin iç köşesine bazen de hem iç hem de dış köşesine eğim vermişlerdir (Şekil 4.49). Bu şekilde birleşim bölgelerine donatılar hesaplanmadan sezi yoluyla yerleştirilmiştir.

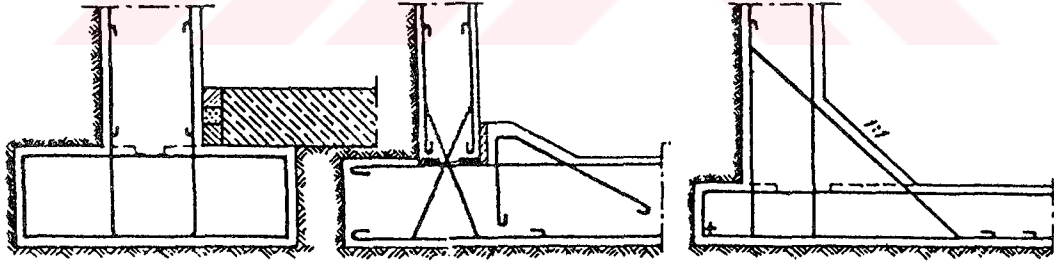
Bugün artık duvarla taban plağı arasında derz bulunmakta dolayısıyla da bu şekilde birleşim nadiren yapılmaktadır. Bu şekilde birleşim yapılacaksa ve taban plağıyla birlikte dökülecekse inşaat derzi Şekil 4.49 da gösterilen konumda yapılmalıdır.

Şekil 4.50 de yerinde dökme beton ve prefabrik elemanlarla yapılan depo taban ve duvar birleşim detayları verilmektedir.

Uniform olmayan oturmaların zararlı etkisini azaltmak amacıyla duvar tabanı ile, taban plağı derz vasıtasıyla birbirinden ayrılmalıdır.



Şekil 4.49. Depo Taban Duvar Birleşim Detayı.



a) Yerinde Dökme (Monolitik)

b) Prefabrik Olarak

Şekil 4.50. Depo Duvar Taban Birleşim Bölgesi Detayları

#### 4.7.3 Dikdörtgen Depolarda Taban Konstrüksiyonu

Depo taban konstrüksiyonu genellikle üzerine oturduğu zeminin özelliklerine bağlıdır.

Gömme ya da kısmen zemine gömülü depolarda yan duvarlar ile boş depoda dolgu zemini itkisinden dolayı taban plağı kenarlarında eğilme momentleri ortaya çıkar. Bu sakıncayı önlemek için Bölüm 5 de anlatıldığı gibi depo tabanının derzlerle (4mx4m) ~ (10mx10m) lik alanlara bölünerek dökülmesi uygundur. İnce taban plaklarında donatı tek katlı, kalın plaklarda ise her iki yüze yakın iki katlı olarak yerleştirilir. Ancak bu durumda da donatılar korozyona karşı korunmalıdır.

Prefabrik tabanlar ağırlığı genellikle 2,5 - 3,0 ton ve boyutları 3,0m x 3,0 m olarak teşkil edilen prefabrik elemanlardan oluşur. Bu elemanlar asfalt ile sıkıştırılmış grobeton ya da çimento şerbeti akıtılmış kum tabakası üzerine konulur. Plakların birleşimi dışarıya uzatılan donatı çubukları yardımıyla yapılır.

Depo tabanlarına ilişkin daha ayrıntılı bilgi Bölüm 5 de verilmektedir.

## BÖLÜM 5

### DAİRE VE DİKDÖRTGEN DEPO TABANLARI

#### 5.1 GİRİŞ

Depo tabanları, diğer normal betonarme yapı tabanlarına genel olarak benzemekle beraber, bunlarda geçirimsizlik önemli olduğundan bazı ilave konstrüktif önlemler almak gerekir. Alınan bu konstrüktif önlemler depo tabanının çatlamasına neden olacak, zemin oturması, rötire ve sıcaklık etkilerinin azaltılmasını sağlamaktan ibarettir. Bu etkiler genel olarak depo tabanına yerleştirilen derzler yardımıyla karşılanmaktadır.

Zeminin çok yumuşak, çok değişken ya da umulandan daha kolay sıkışabilir olması durumunda moment ve kesme kuvveti etkisinde taban plağının ve yerleştirilecek derzin projelendirilmesini yapmak oldukça zor olmaktadır. Bu durumda mühendisler başarıyla uyguladıkları taban ve derz çeşitlerini tavsiye etmekte olup pratikte bunlar yapılmaktadır. Bu nedenle bu bölümde verilen depo taban ve derz örnekleri genellikle pratikte başarıyla uygulanmıştır (Manning, 1967).

Derz çeşitleri ve bunların depolarda uygulamaları bölüm 7 de ayrıntılı olarak verildiğinden aşağıda sadece tabanlarda, zemin cinsine göre, uygulamaları üzerinde durulmaktadır.

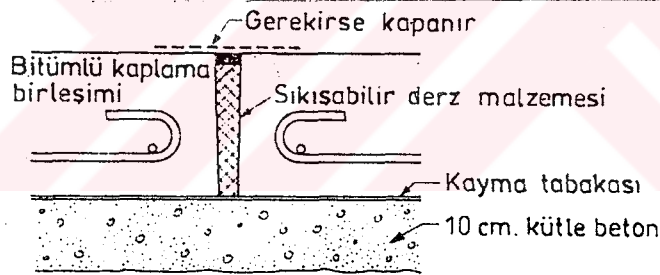
#### 5.2 SAĞLAM ZEMİNE OTURAN DEPO TABANLARI

Bu tabanlar oldukça sert ve sağlam zemine (kaya zemin, vb.) oturduğundan, taban zemininde meydana gelen çökmeler küçük, gerilmeler ise üniform olmaktadır. Durum böyle olunca depo tabanlarında eğilme momenti meydana gelmez.



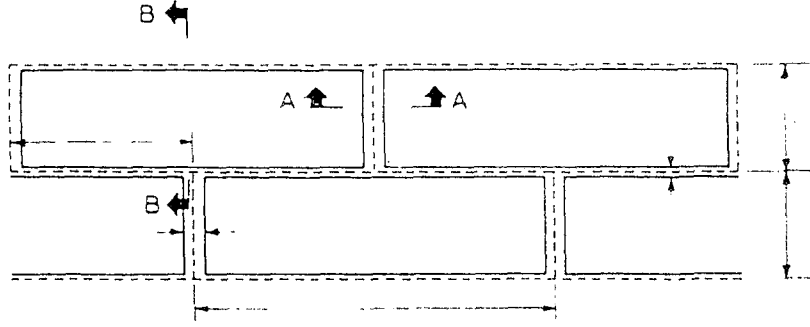
Bu zeminler üzerine oturan BS25 betonundan yapılmış 12 cm lik bir plak 3 m, 20 cm lik bir plak ise 10 m su yüksekliğinde bir depo tabanı için yeterli olabilir.

Yukarıda da belirtildiği gibi rötrenin ve sıcaklık etkileri depo tabanı için büyük önem arz etmektedir. Toplam rötrenin yaklaşık %5-7 si beton dökümünün ilk haftasında, %25 i de ilk ay içinde meydana gelmektedir. Depo tabanı, bu etkileri azaltabilmek için çapraz şekilde ya da santranc tahtasına benzer şekilde dökülür. Bu şekilde betonlama sayesinde soğutma rötresinin %50 si önlenir. Ancak, diğer sertleşme rötresinin %95 inin kontrol edilmesi oldukça zor olmaktadır. Bu rötrenin etkisini azaltabilmek için de değişik önlemler alınmaktadır. Bu amaçla taban plağı sürtünmesiz bir yüzey üzerine oturtularak her iki doğrultuda büzülüp genişlemesine imkan verilir (Şekil 5.1). Kayılcılığı sağlamak için eskiden kayma tabakası olarak bitümlü malzemeler kullanılmaktaydı. Ancak, son zamanlarda genellikle sentetik polimerler kullanılmaktadır.



Şekil 5.1. Depo Tabanının Kayma Tabakası Üzerine Oturtulması

Taban kalınlığının fazla olması halinde Şekil 5.2 de gösterilen türde depo tabanı yapmak, rötrenin ve sıcaklık etkilerini karşılamak için uygun olmaktadır. Kullanılan derz malzemesi burada meydana gelebilecek tüm hareketleri almak zorundadır. Genişlemesi istenen derz malzemesi sıkıştırılmış durumda derze yerleştirilmeli ve alüminyum kağıdı gibi bazı ilave malzemelerle korunmalıdır.

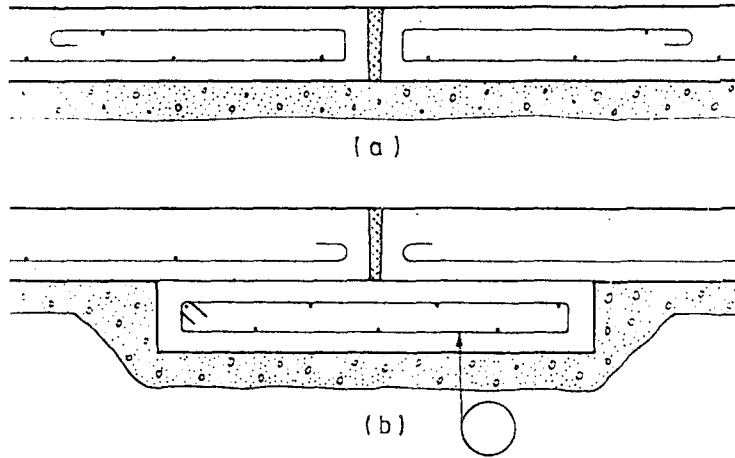


Şekil 5.2. Tabanın Bölmelere Ayrılması Halinde Derzlerin Yerleştirilmesi

### 5.3 ÇOK HETEROJEN ZEMİNE OTURAN DEPO TABANLARI

Bazı zeminler birkaç metre içinde çakıldan, kile; iriden, inceye değişiklik göstermektedir. Bu zeminlerde oturmaların küçük olması nadiren mümkün olmakla beraber, gerilme yayılışının üniform olması imkansızdır. Bu durumda depo tabanlarında ihmal edilemeyecek büyüklükte eğilme momentleri meydana gelmektedir.

Taban plağında bulunan derzin altındaki zeminin sağlam olması halinde plak bu noktada konsol olarak dikkate alınabilir. Zemindeki değişikliğin ani ya da tecriden olması halleri için Şekil 5.3 a da verilen taban detayı kullanılabilir. Zemin şartlarının bazı bölgelerde çok kötü olması halinde Şekil 5.3b de gösterildiği gibi ilave plaklar koymak gerekebilir.

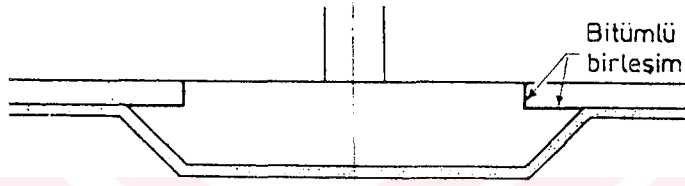


(Sağlam fakat heterojen zemin)

Şekil 5.3. Karışık Zeminlerde Tabanların Birleşimi

#### 5.4 SIKIŞABİLİR ZEMİNE OTURAN DEPO TABANLARI

Burada zemin sağlam ve üniform olmakla beraber, çökmelerin önemli olacağı düşüncesiyle zeminin sıkışabilirliğini dikkate almak gerekmektedir. Bu çeşit zeminlerde komşu bölmeler arasındaki düşey harekete, duvar tabanlarına ve eğer varsa, kolon temellerine dikkat etmek gerekir. Bu problem özellikle gömme depolarda tavan üstünde fazla toprak dolgunun bulunması halinde, önemli olmaktadır. Bu durumda detaylandırmayı Şekil 5.4 deki gibi yapmak gerekir.

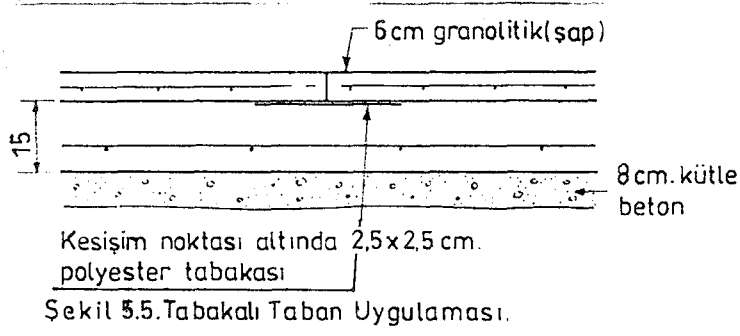


Şekil 5.4. Sıkışabilir Zeminterde Tabanların Birleşimi

#### 5.5 İKİ VE ÜÇ TABAKALI DEPO TABANLARI

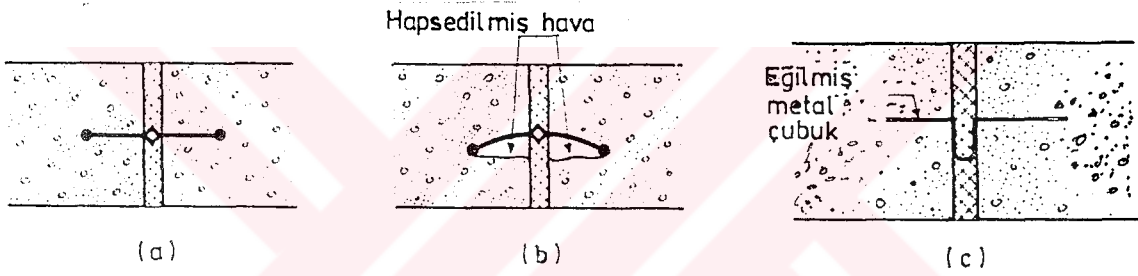
Yol yapımında taban plakları iki tabaka olarak dökülecekse, üst tabaka alt tabakadan hemen sonra dökülmek zorundadır. Bu şekilde yapılmasının amacı, etkilere karşı tek bir tabaka gibi davranmasını sağlamaktır. Ancak, depo tabanlarında durum bundan farklıdır. Çünkü, bazen alt ve üst tabakaların birbirinden bağımsız çalışması gerekli olabilir. Bu nedenle depo taban tabakalarının belirtilen zaman aralıklarında dökülmesi gerekir. Tabakalar birbirinden, bitümlü boya, cam lifi kumaş, sentetik polimer yaygı gibi malzemelerle ayrılarak, bağımsız çalıştırılabilir. Şekil 5.5 de gösterilen tabakalı depo taban detayı üstü kapalı depolar için yapılmıştır.

Şekilde görülen kütle beton ve 15 cm lik taban plağı depo tavanı dökülmeden önce yapılmıştır. 6 cm lik gronolitik (şap) tabakası ise depo tavanı tamamen bittikten ve yüklendikten sonra dökülmüştür.



### 5.6 DEPO TABANLARINDA DERZ BANTI KULLANIMI

Derz bantını duvardaki derzlere yerleştirmek, tabandaki derzlere yerleştirmekten daha kolaydır. Şekil 5.6 da pratikte uygulanmış eğilebilir sentetik derz bantları verilmektedir.



Şekil 5.6. Derz Bantlarının Depo Tabanlarında Uygulanması

İyi galvanize edilmiş çelik ya da bakır derz çubuğu eğilmeleri karşılamak için uygun olmayabilir. Bu durumda derz bantının kolları altında hapsedilmiş hava kalabilir. Ancak, özel işçilik ve alet kullanılarak, derz bantının kolları altında kalan havanın dışarı çıkması sağlanabilir. Şekil 5.6 b de gösterilen bu durumdan kaçınmak için Şekil 5.6 c de gösterildiği gibi eğilmiş elemanlar kullanılmaktadır.

### 5.7 GEÇİRİMSİZ TABAN ASTAR KAPLAMASI

Geçirimsizlik katkı maddeleri kullanılarak, ince kum ile bir beton karışımı yapıлып depo tabanına döşenebilir. Bu tür astar kaplama depo dolu olduğu sürece görevini tam olarak

yapabilir. Ancak, deponun birkaç hafta boş kalması durumunda çatlayıp dökülebilir. Ayrıca, tabanda meydana gelebilecek eğilme gibi hareketlere karşı plastik davranış gösteremeyeceğinden derhal çatlayabilir.

Kaplama olarak bitümlü malzemeler de kullanılabilir. Ancak bunlar depolanın sıvıya zarar verebilir.

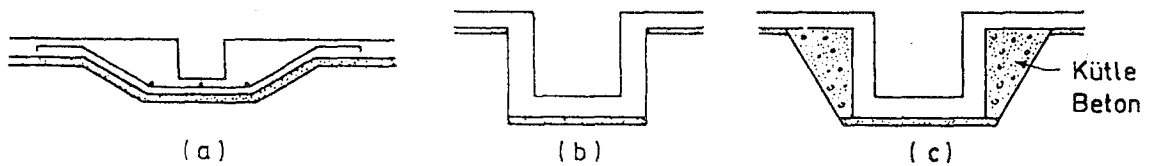
Hasır şeklinde kaynaklanmış ince donatıyla birlikte püskürtme harç kullanılarak oldukça sağlam bir takviye tabakası yapılabilir. Ancak, bu, oldukça pahalı bir çözüm olduğundan, genellikle hasar görmüş depoların takviyesinde kullanılmaktadır.

#### 5.8. DEPO TABANLARINDA DRENAJ ÇUKURU

Depo tabanlarının çoğu eğimli olarak yapılmaktadır. Taban eğimi tesfiye betonu ile temin edilebilir. Büyük depolarda taban plağı %1 eğimle, küçük depolarda %2-3 eğimle yapılabilir.

Büyük depolarda taban içine yerleştirilen çıkış borusu bulunmaktadır. Bazı durumlarda bu boru ağzının drenaj çukuruna yerleştirilmesi gerekli olabilir. Drenaj çukurunun projelendirilmesinde dikkat edilecek en önemli husus tabanın en düşük seviyesine yapılmasıdır. Drenaj çukurunun mümkün olduğu kadar çabuk yapılması gerekir. Bu nedenle projesinde kullanılacak donatıların hafriyata başlanmadan önce hazırlanması gerekir. Aksi halde depo yapımı sırasında yağacak bir yağmur depo tabanında birikecek, çevredende gelen çamurlu sularla birlikte depoya zarar verebilir.

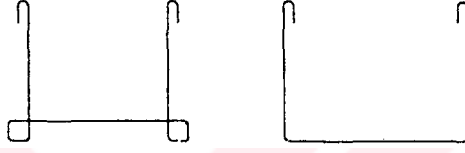
Küçük drenaj çukurları (yaklaşık 50x50x40) Şekil 5.7a da gösterildiği gibi yapılabilirler. Çukur kazılır kazılmaz 10 cm lik grobetonla kaplanmalıdır.



Şekil 5.7. Depo Tabanlarında Drenaj Çukurlarının Uygulanması

Daha büyük drenaj çukurları (yaklaşık 1x1x1 m boyutlarında) Şekil 5.7b ve c de gösterildiği gibi yapılır. Zeminin sert olması halinde kazı yüzeyleri düşey olarak yapılır bu yüzeye ayrıca kalıp yapmaya gerek yoktur.

Büyük drenaj çukurları donatı detaylandırılmasında Şekil 5.8 de gösterilen etriye donatılarını yerleştirmek gerekir. Boyutları yaklaşık 1x1x1 m olan drenaj çukuruna her iki doğrultuda yerleştirilen  $\phi 36/20$  lik donatı 10 m su yüksekliğine kadar yeterli olmaktadır.



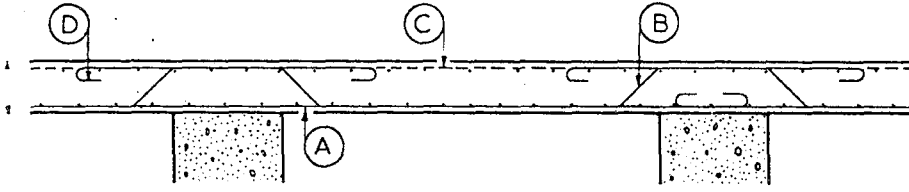
Şekil 5.8. Drenaj Çukurlarında Donatı Detayı

#### 5.9 ASKILI DEPO TABANLARI

Sıvı depolarının çoğu su deposu olarak kullanılmakta ve bunların yükseklikleri yaklaşık 3 m ile 15 m arasında değişmektedir. Yüksekliği 15 m olan bir deponun zemin üzerinde, yaklaşık olarak, meydana getirdiği basınç  $15 \text{ t/m}^2$  olmaktadır. Sağlam bir zemin bu basıncı emniyetle taşır. Ancak zeminin sağlam olmaması halinde bu basıncı karşılaması imkansızdır.

Deponun yapılacağı zeminin 80-100 cm yumuşak zemin yada az miktarda kısmen yumuşak zemin içermesi halinde, zayıf zeminler boşaltılıp kütle betonla doldurulabilir. Ancak bu zayıf zemin tabakasının 2 m den fazla olması halinde, bu zeminleri boşaltıp kütle betonla doldurmak ekonomik yönden uygun olmayabilir. Bu durumda sağlam zemine kadar kolonlar, duvarlar yada kazık temellerle inerek, depo tabanını bunlar üzerine yapmak daha uygun olabilir.

Duvara oturan depo tabanına yerleştirilen donatı detayı sematik olarak Şekil 5.9 da verilmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi depo tabanının duvara, kolonlara ya da kazık temellere oturması halinde hesabı normal betonarme yapılardaki döşeme hesabına benzer şekilde yapılabilir. Ancak bu durumda depo tabanına etkiyen yük, diğer normal betonarme yapılarda bulunan sabit ve hareketli yüke göre çok fazladır. Bu konuda kaynak (Manning, 1967) ye başvurulabilir.



Şekil 5.9. Depolarda Askılı Taban Donatı Detayı

## BÖLÜM 6

### AYAKLI DEPOLAR

#### 6.1 GİRİŞ

Ayaklı depolar, kendi ağırlıklarının fazla olması nedeniyle küçük hacimlerde bile diğer tür depolara göre daha pahalıya mal olmaktadır. Bu nedenle  $100 \text{ m}^3$  den daha büyük hacimler için tercih edilmektedir. Bununla beraber, maliyetleri hacimleri ile orantılı olarak arttığından, çok büyük hacimlerde (örneğin  $1000 \text{ m}^3$  den büyük) yapılmaları da nadirdir. Daha büyük hacimleri ancak öngörülmesi beton kullanılarak inşa edilmektedir ((Şekil 6.1). Aksi takdirde ekonomik olmaktan çıkarlar.

Ayaklı depolar, büyüklüklerinin fazla olması halinde ( $>400 \text{ m}^3$ ) iki gözlü olarak yapılabilirler. Bunlar genellikle dairesel olarak yapıldığından, bölmelerin, aynı merkezli iç içe iki silindir şeklinde yapılması ekonomik olmaktadır. Dış bölmenin yarıçapı iç bölmenininkinin 1,45 katı alınırsa yaklaşık olarak her iki bölme aynı büyüklükte olur.

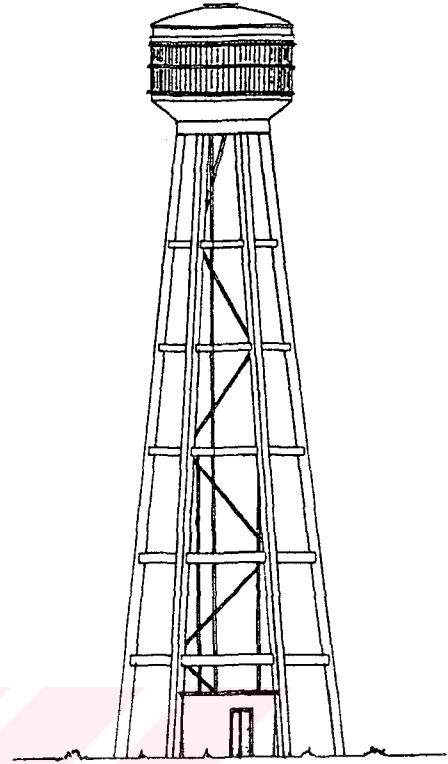
Bu depolarda estetiklik, diğer depolara göre daha önemlidir. Eskiden bu depoları, çevrenin manzarasını bozmaması için, sarmaşıklar ve ağaçlarla saklamaya çalışırlardı. Ancak günümüzde artık madde 2.10 da anlatıldığı gibi son derece estetik ayaklı depolar yapılmaktadır. Türkiye'de ise bu depolar genellikle tek tip olarak inşa edilmektedir (Şekil 6.2).

Bu bölümde Şekil 6.2 dekine benzer bir deponun projelendirilmesi anlatılmakta ve bir sayısal uygulama verilmektedir.





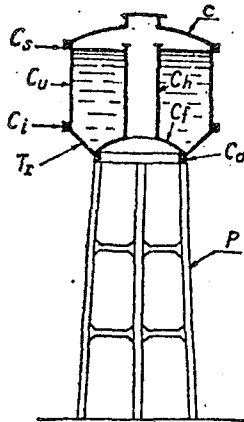
Şekil 6.1. Öngerilmeli Beton Ayaklı Depo  
(18900 m<sup>3</sup>)



Şekil 6.2 .Türkiye'de İnşa Edilen  
Ayaklı Depo Çeşiti

## 6.2 AYAKLI DEPOLARIN PROJELENDİRİLMESİ

Ayaklı depoları meydana getiren elemanlar aşağıda verilmekte ve her birinin incelenmesi ardarda yapılmaktadır (Şekil 6.3) (Charon,1976; Pernot, 1954).



Şekil 6.3. Ayaklı Depo  
Elemanları

- Kubbe şeklinde bir tavan (C).
- Kubbe tabanında yer alan bir üst kuşak (C<sub>s</sub>).
- Silindirik bir hazne (C<sub>u</sub>). Alt kuşak (C<sub>i</sub>)
- Silindirik hazneyi taban kubbesine bağlayan kesik koni (T<sub>r</sub>).
- Taban kubbesi (C<sub>f</sub>).
- Depo içine girmeye imkan veren baca (C<sub>h</sub>).
- Ayakların üst kısmında haznenin mesnet kuşağı (C<sub>a</sub>).
- Ayak adı verilen taşıyıcı kısım (P). Bu kısım bir kule bir yapı ya da direklerden yapılmış olabilir.

### 6.2.1 Tavan Kubbesi (Basık kubbeler)

Bölüm 3 de belirtildiği gibi bu kubbeler özellikle ayaklı sıvı depolarının tavan ve tabanının inşasında kullanılırlar. Her iki durumda da bu basık kubbelerin düşey doğrultuda eşit yayılı yükün etkisinde olduğu kabul edilmektedir. Çünkü bunlar depo tavan kısmını örtmede kullanılırsalar bile, basık olmalarından dolayı, rüzgarın bu kubbeler üzerindeki etkisi önemli olmamaktadır.

Durum böyle olunca; basınç çizgisi ile ortalama çizginin çakıştığı varsayılabilir. Bu varsayım eşit yayılı yükün etkisindeki ortalama parabolik bir lif durumunda gerçekçi değildir. Ancak dikkate alınan basık çember yayı için bu kabul gerçeğe daha yakındır. Bu şartlar altında kubbede eğilme momenti meydana gelmez ve dış kuvvetlerin bileşkesi meridyenin teğeti doğrultusunda etkir.

#### 6.2.1.1 Hesap yöntemi

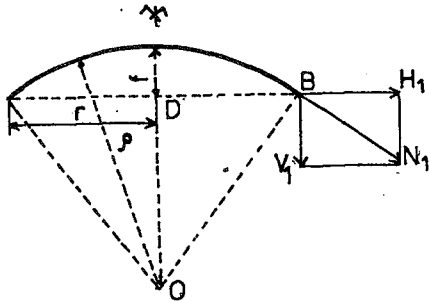
Şekil 6.4 deki sembollere göre kubbe yüzey alanı,

$$A = 2 \pi \rho f$$

bağıntısıyla hesaplanır. Kubbenin  $1,00 \text{ m}^2$  sindeki toplam yük (özağırlık + hareketli yük)  $p$  ile gösterilirse, kubbe yüzeyindeki bileşke kuvvet;

$$P = 2 \pi \rho f p$$

değerini alır. Bunun  $1.00 \text{ m}$  çevre uzunluğundaki değeri,



Şekil 6.4. Basık Kubbe

$$V_1 = \frac{2 \pi \rho f p}{2 \pi r} \rightarrow V_1 = \frac{\rho f p}{r}$$

$$\rho = \frac{r^2 + f^2}{2f} \text{ değeri yerine konursa,}$$

$$V_1 = \frac{(r^2 + f^2)}{2r} p \quad (6.1)$$

bağıntısıyla belirlenir.

Normal kuvvet çember teğeti doğrultusunda etkidiğinden BOD ve B H<sub>1</sub> R<sub>1</sub> üçgenlerinin benzerliğinden,

$$\frac{H_1}{\rho-f} = \frac{V_1}{r},$$

bağıntısı yazılabilir. Buradan 1.00 m uzunluğundaki itkinin değeri;

$$H_1 = \frac{V_1 (\rho-f)}{r} = \frac{V_1 (r^2-f^2)}{2rf} \quad (6.2)$$

normal kuvvetin değeri ise,

$$N_1 = \sqrt{V_1^2 + H_1^2} \quad (6.3)$$

bağıntılarıyla hesaplanır. Kubbe kalınlığı h(cm) ise betondaki basınç gerilmesi;

$$\sigma_c = \frac{N_1}{100 h} \quad (N_1 \rightarrow \text{kgf}, \sigma_c \rightarrow \text{kgf/cm}^2) \quad (6.4)$$

bağıntısıyla belirlenir. (6.4) bağıntısının yaklaşıkliğinden dolayı emniyetli tarafta kalmak için  $\bar{\sigma}_c$  betonun basınç emniyet gerilmesini göstermek üzere;

$$\sigma_c \leq \frac{\bar{\sigma}_c}{2}$$

olması gerekir.

Meridyen doğrultusundaki donatılar genellikle teorik yönden hiç bir anlamı olmayan bir yöntemle hesaplanmaktadır. Çünkü bu yöntem donatının kayma gerilmesine çalıştığını kabul etmektedir. Bu yönüme göre; kubbe tabanında 1.00 m çevre uzunluğu için gerekli donatı alanı,

$$A_s = \frac{V_1}{\bar{\tau}_s} \quad (\bar{\tau}_s: \text{çeliğin kayma emniyet gerilmesi})$$

bağıntısıyla hesaplanmaktadır. Bu ancak betonun çok yumuşak olması, dolayısıyla da donatının betonu kesememesi halinde doğru olarak kabul edilebilir. Ancak teknik literatürde bu yöntemle

hesaplanan kubbelerin uygulanan yükleri rahat bir şekilde taşıdıkları belirtilmektedir (Charon,1976). Bu nedenle daha kesin yöntemlerin kullanılması halinde bu ampirik bağıntının kullanılmasında bir sakınca yoktur.

Bununla beraber, kubbenin basınç etkisinde bir eleman olmasından dolayı meridyen doğrultusunda konan donatının,merkezi basınç etkisindeki elemanlara yerleştirilen donatı miktarının belirli bir oranı olması daha mantiki görülmektedir.

Bu durumda kabul edilebilecek minimum donatı oranları aşağıda verilmektedir.

- Çok yüklü kubbelerde (depo taban kubbesi): 0,006.
- Az yüklü kubbelerde (depo tavan kubbesi): 0,003.

Buradan kubbe kalınlığı  $h$  (cm) olmak üzere, paralel uzunluğunun 1.00 m si için meridyen doğrultuda konacak minimum donatı alanı,

$$\min A_s (\text{cm}^2) = 0,6 h \text{ ya da } 0,3 h$$

olarak hesaplanır.

Meridyen doğrultusundaki donatı aralıkları çok küçük bir değer almaya başlayınca her iki donatıdan biri kesilip diğeri devam ettirilir.

Paralel doğrultusundaki donatılar dağıtma donatısı görevini yaparlar. Bunların kesit alanı meridyen doğrultusundaki donatı alanının 1/3 ile 1/2 si arasında bir değer alır. Minimum dağıtma donatısı  $\phi 6/20$  olarak alınmalıdır.

$H_1$  kuvveti kuşak kirişi tarafından karşılanır. Bu  $H_1$  kuvvetinden dolayı kuşak kirişi,

$$N_k = H_1 r$$

değerindeki merkezi çekme kuvvetinin etkisinde kalır. Bu durumda kuşak kirişi boyunca donatısı,

$$A_{st} = \frac{N_k}{\sigma_s}$$

bağıntısıyla hesaplanır.

### 6.2.2 Üst Kuşak

Bu kuşağın her metresine kubbeden gelen  $H_1$  itkisi ve sıvı seviyesine bağlı olarak sıvıdan meydana gelen muhtemel  $H_2$  itkisini taşımaktadır. Bir metre uzunluktaki bileşke kuvvet  $H$  ise madde 6.2.1 de olduğu gibi,  $R$  hazne yarıçapını göstermek üzere  $N = H R$  çekme kuvvetini oluşturur. Bu kuvvetin donatıyla karşılanması gerekmektedir.  $\bar{\sigma}_s$  donatı emniyet gerilmesini göstermek üzere, gerekli donatı alanı,

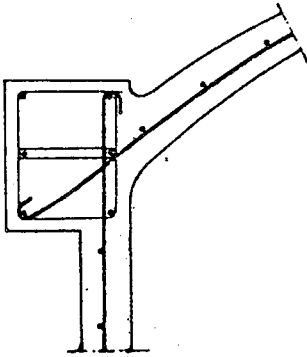
$$A_s = \frac{HR}{\bar{\sigma}_s} \quad (6.5)$$

bağıntısıyla hesaplanır.

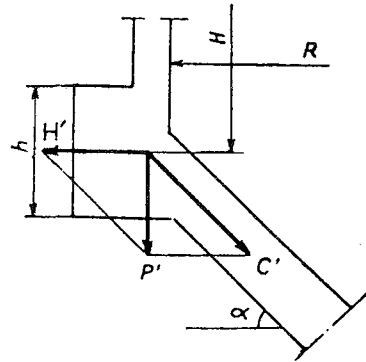
Bu alan 4-6 ya da zorunlu hallerde daha fazla donatı çubukuna çevrilir ve etriyelerle bağlanır. Kubbe ve düşey cidar donatılarının ankraji bu kuşak girişinde yapılır (Şekil 6.5).

### 6.2.3 Silindirik Hazne

Hazne; dairesel depolar için Bölüm 3, madde 3.2.2 de verilen yöntemle hesaplanabilir.



Şekil 6.5. Üst Kuşak Donatı Ankraji



Şekil 6.6. Alt Kuşağa Etkiyen Yükle

#### 6.2.4 Alt Kuşak

Bu kuşağa etkiyen; düşey cidar ve kubbeden gelen 1 m uzunluktaki yük  $P'$  olsun (Şekil 6.6).

Bu yük  $H' = \frac{P'}{\text{tg}\alpha}$  yatay yüküyle, kesik koni jeneratrisi (doğuray) doğrultusunda  $C'$  bileşenine ayrılabilir.  $\alpha$  kesik koninin yatayla yaptığı açığı göstermek üzere,

$$C' = \frac{P'}{\sin\alpha}$$

bağıntısıyla hesaplanır.

$C'$  kuvveti kesik koni yardımıyla mesnet kuşağına aktarılır.  $H'$  kuvveti ise, ayrıca sudan  $h$  yüksekliği üzerinde meydana gelen ve 1 m çevre uzunluğu için değeri  $\gamma hH$  olansıvı itkisini de taşıyan, alt kuşak tarafından karşılanmaktadır.

O halde bir metre uzunluktaki toplam itki,

$$H_1' = \frac{P'}{\text{tg}\alpha} + \gamma hH \quad (6.6)$$

bağıntısıyla belirlenir. Üst kuşakta olduğu gibi bu kuşakta da  $N = H_1'R$  çekme kuvveti oluşur ve bu kuvvet

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} \quad (6.7)$$

bağıntısıyla hesaplanan donatıyla karşılanır.

#### 6.2.5 Kesik Koni

Şekil 6.7a da görülen kesik koninin  $ds \times 1.00$  boyutunda bir elemanı dikkate alınsın. Bu eleman kendi öz ağırlığı ve sıvı basıncı etkisi altındadır. Aşağıda hesaplar önce öz ağırlık ihmal edilerek sıvı basıncına göre yapılmakta. Daha sonra ise öz ağırlık dikkate alınıp sıvı basıncı ihmal edilmektedir. Her iki durum süperpoze edilerek kesik koni kesit etkileri belirlenerek donatı hesabı yapılmaktadır.

Merkezinin koordinatları  $x$  ve  $y$  olan bu elemandaki sıvı basıncı değeri,

$$p = \gamma(h-y)$$

den hesaplanır.

Elemana etkiyen bileşke kuvvet

$$p \, ds \, 1,00 = \gamma(h-y)ds$$

değerindedir. Bu kuvvet iki bileşene ayrılabilir:

- Paralel doğrultusunda birim uzunlukta,

$$q_1 = \frac{p \, ds}{\sin \alpha} = \frac{\gamma(h-y)dy}{\sin^2 \alpha}$$

Burada  $\alpha$  cidarın yatayla yaptığı açığı,  $dx$  ve  $dy$  ise  $ds$  elemanının eksenler üzerindeki izdüşümünü göstermektedir.

- Kesik konu cidarı doğrultusunda,

$$c_1 = \frac{p \, ds}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{\gamma(h-y)dy}{\sin \alpha \operatorname{tg} \alpha}$$

Dairesel depolarda olduğu gibi (Bkz. Bölüm 3, madde 3.2)  $q_1$  kuvvetine elemanter kesik koni çemberinde;

$$dN_1 = q_1 (R+X) = \frac{\gamma(h-y) \left(R + \frac{Y}{\operatorname{tg} \alpha}\right) dy}{\sin^2 \alpha}$$

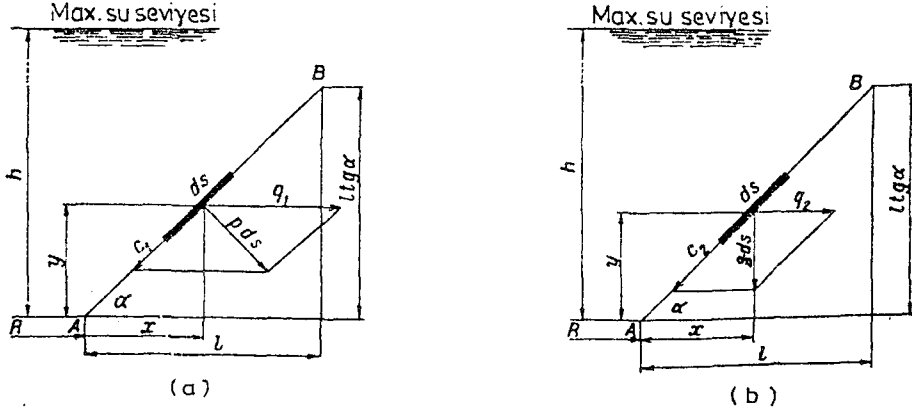
çekme kuvveti karşılık gelmektedir. Kesik koni üzerindeki bileşke çekme kuvveti,

$$\begin{aligned} N_1 &= \frac{\gamma}{\sin^2 \alpha} \int_0^{\ell \operatorname{tg} \alpha} (h-y) \left(R + \frac{Y}{\operatorname{tg} \alpha}\right) dy \\ &= \frac{\gamma \ell}{\sin \alpha \cos \alpha} \left| h \left(R + \frac{\ell}{2}\right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{\ell}{3}\right) \ell \operatorname{tg} \alpha \right| \end{aligned}$$

olarak elde edilir.  $c_1$  kuvveti ise  $ds$  boylu elemanter kesik konide

$$d.c_1 = 2\pi(R+X) c_1 = \frac{2\pi\gamma(h-y) \left(R + \frac{Y}{\operatorname{tg} \alpha}\right) d.y}{\sin \alpha \operatorname{tg} \alpha}$$

basınç kuvvetini meydana getirmektedir.



Sekil 6.7. Dikkate Alınan Kesik Koni Elemanı

Bu durumda cidar doğrultusunda kesik koninin tüm yüzeyine uygulanan sıvı itkisinden doğan  $C_1$  bileşke basınç kuvveti

$$C_1 = \frac{2\pi\gamma}{\sin\alpha \operatorname{tg}\alpha} \int_0^{\ell \operatorname{tg}\alpha} (h-y) \left[ R + \frac{y}{\operatorname{tg}\alpha} \right] dy$$

$$= \frac{2\pi\gamma\ell}{\sin\alpha} \left[ h\left(R + \frac{\ell}{2}\right) - \left(\frac{R}{2} + \frac{\ell}{3}\right)\ell \operatorname{tg}\alpha \right]$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Aşağıda kesik koni öz ağırlığının dikkate alınması üzerinde durulmaktadır (Şekil 6.7b). Cidarın bir metre karesindeki öz ağırlığı  $g$  ile gösterilirse  $ds \cdot 1,00$  elemanı üzerinde  $g \cdot ds$  kuvveti meydana gelir. Bu kuvvet, sıvı itkisinden doğan etkinin belirlenmesinde olduğu gibi,  $q_2$  yatay bileşeni ile cidar doğrultusunda  $c_2$  bileşenine ayrılabilir.

$$q_2 = \frac{g \cdot ds}{\operatorname{tg}\alpha}, \quad c_2 = \frac{g \cdot ds}{\sin\alpha}$$

Yatay bileşenden ( $q_2$ ) dolayı kesik koni elemanında çember doğrultusunda,

$$dN_2 = q_2 (R+x) = \frac{g}{\sin\alpha \operatorname{tg}\alpha} \left( R + \frac{y}{\operatorname{tg}\alpha} \right) dy ;$$

çekme kuvveti meydana gelir. Buradan, bileşke kuvvet,



$$N_2 = \frac{g}{\sin \alpha \operatorname{tg} \alpha} \int_0^{\ell \operatorname{tg} \alpha} \left(R + \frac{y}{\operatorname{tg} \alpha}\right) dy = \frac{g \ell}{\sin \alpha} \left(R + \frac{\ell}{2}\right)$$

olarak elde edilir. Uzunluğu  $ds$  olan elemanter kesik konide  $c_2$  bileşeninden dolayı

$$dc_2 = 2\pi(R+x)c_2 = \frac{2\pi g}{\sin^2 \alpha} \left(R + \frac{y}{\operatorname{tg} \alpha}\right) dy$$

kuvveti meydana gelir. Buradan kesik koni kısmının öz ağırlığından dolayı meydana gelen bileşke basınç kuvveti;

$$C_2 = \frac{2\pi g}{\sin^2 \alpha} \int_0^{\ell \operatorname{tg} \alpha} \left(R + \frac{y}{\operatorname{tg} \alpha}\right) dy = \frac{2\pi g \ell \left(R + \frac{\ell}{2}\right)}{\sin \alpha \cos \alpha}$$

olarak elde edilir.

Durum böyle olunca, kesik koni kısmı çemberlerine etkiyen toplam çekme kuvveti;

$$N = N_1 + N_2 = \frac{\ell}{\sin \alpha} \left[ \left(\frac{\gamma h}{\cos \alpha} + g\right) \left(R + \frac{\ell}{2}\right) - \frac{\gamma \ell \operatorname{tg} \alpha}{\cos \alpha} \left(\frac{R}{2} + \frac{\ell}{3}\right) \right] \quad (6.8)$$

toplam çember donatısı alanı ise

$$A_{st} = \frac{N}{\sigma_s}$$

bağıntısıyla belirlenir.

Pratik olarak bu şekilde bulunan donatı alanı  $AB$  uzunluğuna üniform olarak dağıtılabilir. Çünkü kesik koni yüksekliğinin daima küçük olması ve sıvı yüksekliği ile kesik koninin yarıçapının ters yönde değişmesi (biri küçülürken, diğerinin büyümesi) çekme kuvvetinin hemen hemen sabit kalmasına neden olmakta, bir başka söyleyişle  $N$  bileşkesinin  $h \cdot R$  nin fonksiyonu olan  $N_1$  bileşeni  $AB$  boyunca çok az değişmektedir.

Kesik koninin tabanındaki  $C$  bileşke basınç kuvveti ise  $P$  alt kuşaktan kesik koniye intikal eden yükü göstermek üzere;

$$C = \frac{P}{\sin \alpha} + C_1 + C_2$$

$$C = \frac{P+2\pi l \left[ (\gamma h + \frac{g}{\cos \alpha}) (R + \frac{l}{2}) - \gamma l (\frac{R}{2} + \frac{l}{3}) \tan \alpha \right]}{\sin \alpha} \quad (6.9)$$

değerini alır. (6.8) ve (6.9) bağıntılarında R kesik koninin alt kısmındaki yarıçapını göstermektedir.

Bu C basınç kuvvetini karşılamak için konacak basınç donatısı çember donatısı için dağıtma donatısı görevini de yapar.

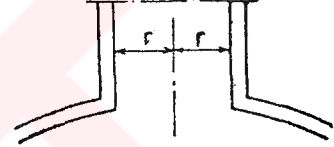
#### 6.2.6 Baca

Baca cidarları basınca çalışmaktadır. Bir metre yükseklikli bir dilim dikkate alınırsa bu basınç kuvveti, p su basıncını, r baca yarıçapını göstermek üzere (Şekil 6.8),

$$N' = pr$$

bağıntısıyla hesaplanır.

Genellikle beton bu basınç kuvvetini karşılar. Ancak, her ihtimale karşı, betonun bu kuvvete dayanıp dayanamayacağını denetlemek gerekir. Durum ne olursa olsun, rötire ve benzeri etkilerden doğan çatlamayı önlemek için, bacaya düşey ve yatay (çember) doğrultuda donatı koymak gerekir.



Sekil 6.8. Baca

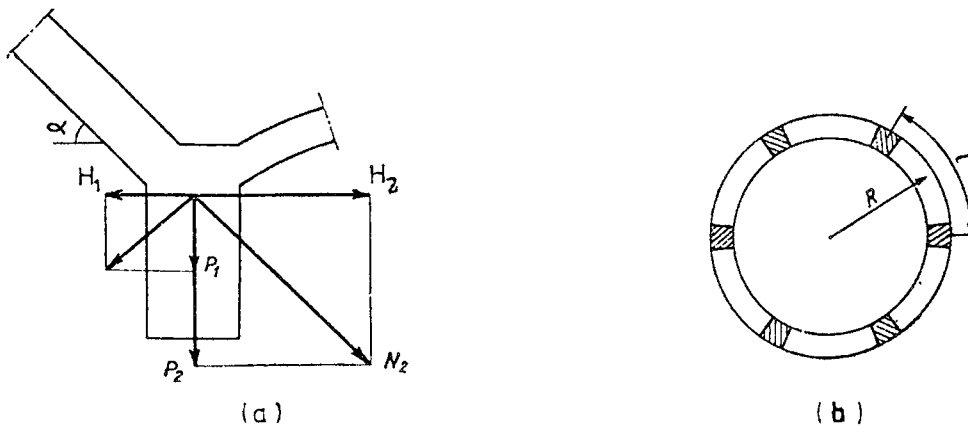
#### 6.2.7 Taban Kubbesi

Tavan kubbesinden farklı olmadığından bu kubbenin hesabı da madde 6.2.1 deki gibi yapılabilir.

#### 6.2.8 Hazne Mesnet Kuşağı

Taban kubbesinden dolayı bu kuşağın birim uzunluğuna  $P_1$  düşey kuvveti ve  $H_1$  yatay itkisi gelmektedir (Şekil 6.9 a). Kesik koni içindeki  $N_2$  normal kuvveti  $P_2$  ve  $H_2$  gibi iki bileşene ayrılır:

$$H_2 = N_2 \cos \alpha \quad , \quad P_2 = N_2 \sin \alpha$$



Şekil 6.9. Hazne Mesnet Kuşağı ve Ayaklara Oturması

Genellikle kuşak kirişinde çekme kuvveti doğmaması için  $H_2 > H_1$  olmasına çalışılır. Aksi takdirde ( $H_2 < H_1$ ) bu çekme kuvvetini karşılayacak donatının mesnet kuşağına yerleştirilmesi gerekir.

$H_2$  ve  $H_1$  in bileşkesi burulma meydana gelmemesi için hemen hemen kiriş yüksekliğinin ortasından geçmelidir.

Depo haznesinin bir kule üzerine oturması halinde; mesnet kirişi basit bir rijitlik kirişinden ibarettir.  $H_2 > H_1$  için basınca çalışan bu kirişe basınç donatısı koymak gerekir. Mesnet kuşağı deponun ayaklara (kolonlara) oturması halinde  $P_1$ ,  $P_2$  yükleri ve kendi öz ağırlığının etkisindedir. Mesnetlerin merkezlerini birleştiren çizgi kiriş eksenine çakışmıyorsa, mesnet kirişinde burulma momenti meydana gelir. Bu momentin maksimum değerleri çizelge 6.1 'in son sütununda verilmektedir. Bu sütundaki P değerleri kirişe etkiyen toplam yükleri göstermektedir. R değeri ise Şekil 6.9b de görülmektedir. Bu burulma momentlerinin mümkün olduğu kadar küçük tutulmasında yarar vardır. Bu da ayak sayısının aşırı derecede azaltılmamasını gerektirmektedir. Burulma momentlerinden doğan gerilmeler emniyet gerilmelerinden büyükse mesnet kuşak kirişi burulmaya göre donatılır (Charon, 1976; Durmuş, 1989).

Çizelge 6.1. Mesnet Kusağında Ayak Sayısına Göre Kesit Etkileri.

Ayak sayısı	Her bir ayaktaki yük	Maksimum kesme kuvveti	Egilme momenti		Maksimum burulma momenti
			Ayak doğrultusunda	Acıklığın ortasında	
4	$\frac{P}{4}$	$\frac{P}{8}$	- 0,03415 PR	0,01762 PR	0,00530 PR
6	$\frac{P}{6}$	$\frac{P}{12}$	- 0,01482 PR	0,00751 PR	0,00151 PR
8	$\frac{P}{8}$	$\frac{P}{16}$	- 0,00827 PR	0,00416 PR	0,00063 PR
12	$\frac{P}{12}$	$\frac{P}{24}$	- 0,00365 PR	0,00190 PR	0,00018 PR

### 6.2.9 Ayaklar

Burada iki durumu birbirinden ayırmak gerekmektedir.

a) Depo haznesinin bir kule tarafından taşınması hali (Şekil 6.10).

Herhangi bir xx yatay kesiti dikkate alınsın:

P dolu deponun xx kesitinin üstündeki ağırlığını, P' boş deponun bu kesit üzerindeki ağırlığını,  $M(=v_1 h_1 + v_2 h_2 + v_3 h_3)$  xx kesitinde rüzgardan doğan momenti,  $A_c$  xx kesitindeki beton halkanın alanını, I bu kesitin eylemsizlik momentini, y halkanın dış yarıçapını göstermek üzere, ekstrem gerilmeler;

- deponun dolu olması halinde,

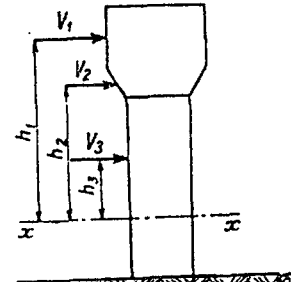
$$\sigma = \frac{P}{A_c} \pm \frac{M y}{I}$$

- deponun boş olması halinde ise,

$$\sigma = \frac{P'}{A_c} \pm \frac{M y}{I}$$

bağıntısıyla belirlenir.

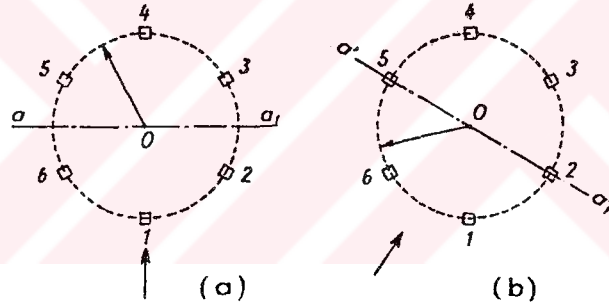
$\bar{\sigma}$  kuleyi oluşturan malzeme emniyet gerilmesini göstermek üzere  $\sigma \leq \bar{\sigma}$  ve  $\sigma > 0$  olması gerekmektedir.



Sekil 6.10. Kule Depo

b) Depo haznesinin ayaklar tarafından taşınması hali (Şekil 6.3).

Aşağıda deponun altı ayağa oturması hali incelenmektedir. Ancak deponun daha farklı sayıda ayağa oturması halinde düşünce tarzı benzer kalacaktır. Rüzgarın 1-4 doğrultusunda (Şekil 6.11a) ya da  $\widehat{106}$  açısının açı ortayı doğrultusunda (Şekil 6.11b) estiği varsayılmaktadır. Rüzgar; ayak ile bu ayakları bağlayan enlemlerde eğilme momenti ve bazı ayaklarda ek basınç bazı ayaklarda ise çekme kuvvetleri oluşturur. Bu azalan ya da artan ayak yüklerini belirlemek ve buna bağlı olarak tüm deponun stabilitesini hesaplamak için herhangi bir xx yatay kesitindeki tüm ayakların; N normal kuvveti ile M eğilme momentini taşıyan tek bir kesitmiş gibi çalıştıkları kabul edilmektedir. Buradaki normal kuvvet xx eksenini üzerinde boş ya da dolu deponun ağırlığını, M momenti ise xx eksenini üzerinde etkileyen rüzgar momentini göstermektedir.



Şekil 6.11. Ayaklı Depolarda Rüzgarın Esis Yönü

A, R yarıçaplı çember üzerindeki her bir ayağın kesit alanını göstermek üzere;

1-4 doğrultusunda esen rüzgar için  $aa_1$  eksenine göre eylemsizlik momenti,

$$I_{aa_1} = 2 AR^2 + 4 A \frac{R^2}{4} = 3AR^2$$

den, buradan 4 numaralı ayaktaki gerilme,

$$\sigma_4 = \frac{N}{6A} + \frac{MR}{3AR^2} = \frac{N}{6A} + \frac{M}{3AR}$$

ve bu ayaktaki normal kuvvet

$$N_4 = \sigma_4 A = \frac{N}{6} + \frac{M}{3R}$$

bağıntısıyla hesaplanır. Aynı şekilde 1 numaralı ayaktaki

$$N_1 = \sigma_1 A = \frac{N}{6} - \frac{M}{3R}$$

den ve 2 (ya da 6), 3 (ya da 5) numaralı ayaklardaki normal kuvvetler

$$N_2 = N_6 = \frac{N}{6} - \frac{M}{6R} ; N_3 = N_5 = \frac{N}{6} + \frac{M}{6R}$$

bağıntılarıyla hesaplanır. Deponun boş olması halinde  $N_1 > 0$  ve deponun dolu olması halinde,

$$\sigma = \frac{N_4}{A} < \bar{\sigma}$$

koşulları sağlanmalıdır.  $106^\circ$  açılı ortayı doğrultusunda eşen rüzgar için, yukarıdakine benzer şekilde, ayaklardaki normal kuvvetler;

$$N_1 = N_6 = \frac{N}{6} - \frac{M}{2\sqrt{3}R} ; N_3 = N_4 = \frac{N}{6} + \frac{M}{2\sqrt{3}R} ; N_2 = N_5 = \frac{N}{6}$$

bağıntılarıyla belirlenirler.

- Ayaklardaki etkilerin hesabı

Her bir ayağın iki enleme arasında kalan kısmının orta kesitinde (Şekil 6.12'deki aa', bb', cc' kesitleri) momentin sıfırdan geçtiği kabul edilmektedir.

V hazne üzerinde, 1 düzlemine kadar etkiyen rüzgar kuvvetini  $V'$ , aa' ve 1 düzlemleri arasında ayaklara etkiyen rüzgar kuvvetini göstermek üzere, aa' kesitindeki kesme kuvveti;

$$V_1 = V + V'$$

değerini alır. Bu durumda 1 ve 2 kesitlerindeki eğilme momentleri;

$$M_{1a} = M_{2ü} = V_1 \cdot h_1$$

değerlerini alır. Aynı şekilde  $V_2$ , bb' kesitindeki kesme kuvvetini göstermek üzere;

$$M_{2a} = M_{3ü} = V_2 \cdot h_2$$

momentleri elde edilir. Diğerleri için de, momentler benzer şekilde hesaplanır. Bağıntılardaki  $ü$  indisi ayağın iki enleme arasında kalan kısmının üst ucunu, a indisi ise alt ucunu göstermektedir.

1,2,3,..., kesitlerindeki toplam moment belirlenince bu momentin n tane ayak tarafından eşitçe paylaşıldığı kabul edilir. Bu durumda bir ayaktaki moment değeri,

$$m_{ü} = m_a = \frac{M}{n} \quad (\text{burada } M=V_1 \cdot h_1, V_2 \cdot h_2, \dots)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bundan sonra yukarıda herhangi bir xx kesiti için yapıldığı gibi her bir ayak, iki enleme arasında kalan elemanın tepesinde ve tabandaki normal kuvvetler hesaplanır.

Her bir elemana etkiyen M ve N kesit kuvvetleri bilinince bileşik eğilme bağıntılılarıyla gerekli donatı ve istenirse betondaki gerilmeler hesaplanabilir. Rüzgar herhangi bir doğrultuda esebileceğinden ayakları simetrik olarak donatmak gerekir.

- Enlemelerdeki etkinin hesabı

Burada da deponun altı ayağa oturması durumu incelenmektedir. Ayak sayısının farklı olması halinde hesap yine benzer şekilde yapılabilir.

2 düzlemindeki enleme dikkate alınsın (Şekil 6.12). Bitişik ayak kısımlarının uçlarındaki momentler  $m_{1a}$  ve  $m_{2ü}$  ise, dengelenecek moment,

$$m = m_{1a} + m_{2ü}$$

olarak elde edilir.

Herhangi bir düğüm noktasının denge de olabilmesi için enlemelerden düğüm noktasına etkiyen bileşke momentler mutlak değerce m momentine eşit olmaları gerekir (kolon uç momentlerinin giriş uç momentlerine eşit olması gerekir).

Enlemelerdeki moment değerlerini elde etmek için her bir düğüm noktasında mevcut olan m momentlerini enlemeler doğrultusunda dağıtmak yeterlidir.

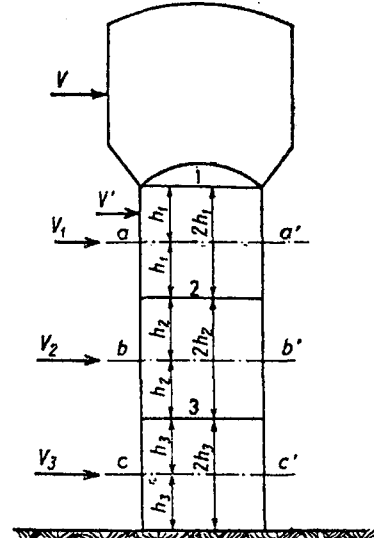
Önce rüzgarın AB doğrultusuna dik doğrultuda estiği kabul edilsin (Şekil 6.13a).

$$\cos 30 = 0,866, \frac{1}{\cos 30} = 1,15, \text{tg} 30^\circ = 0,575,$$

oldukları bilinmektedir. Böylece elde edilen sonuçlar incelenen enlemenin açılımından ibaret olan Şekil 6.13b de verilmektedir. Benzer şekilde, rüzgarın AD doğrultusunda esmesi halinde (Şekil 6.13c) elde edilen sonuçlar Şekil 6.13d de verilmektedir.

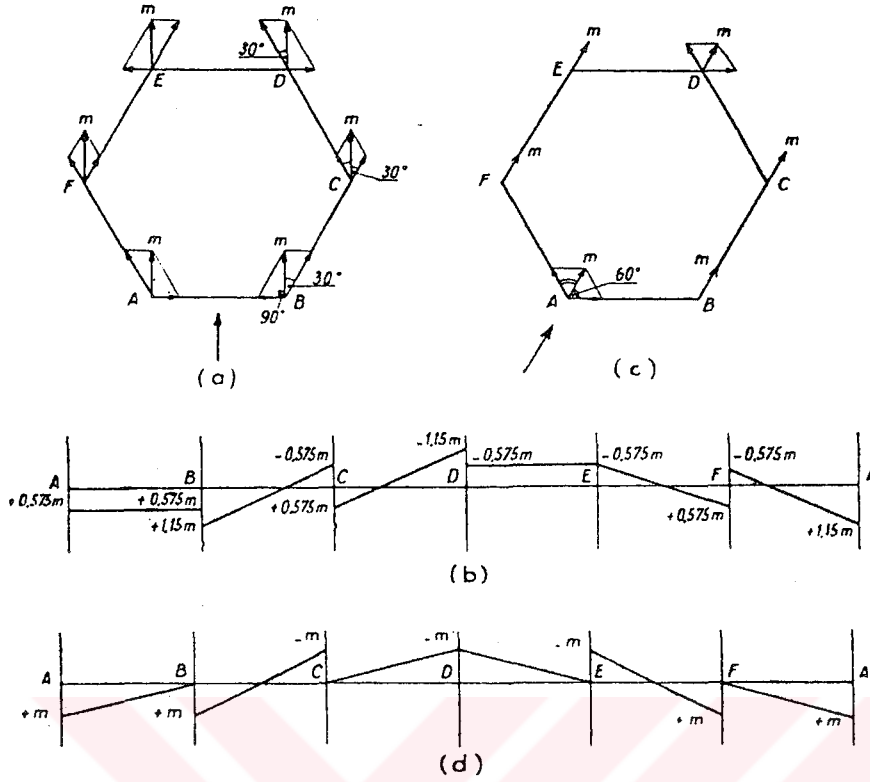
Bu şekillerden  $l$  elemanın iki ayak arasında kalan kısmının boyunu göstermek üzere; mutlak değerce maksimum eğilme momentinin  $1,15 m$  ve kesme kuvvetinin maksimum değerinin  $\frac{2m}{l}$  olduğu görülmektedir.

Deponun 8 ayağa oturması durumunda eğilme momentinin maksimum değeri  $\sqrt{2} m$ , kesme kuvvetinin maksimum değeri ise  $\frac{2m}{l}$  olarak elde edilir. Bu etkileri karşılayacak şekilde enlemeleri simetrik olarak donatmak gerekir (Charon, 1976).



Şekil 6.12. Ayaklı Depolarda Rüzgar Etkisi





Şekil 6.13. Entemelerin Yatay Yüklere Göre Hesabı

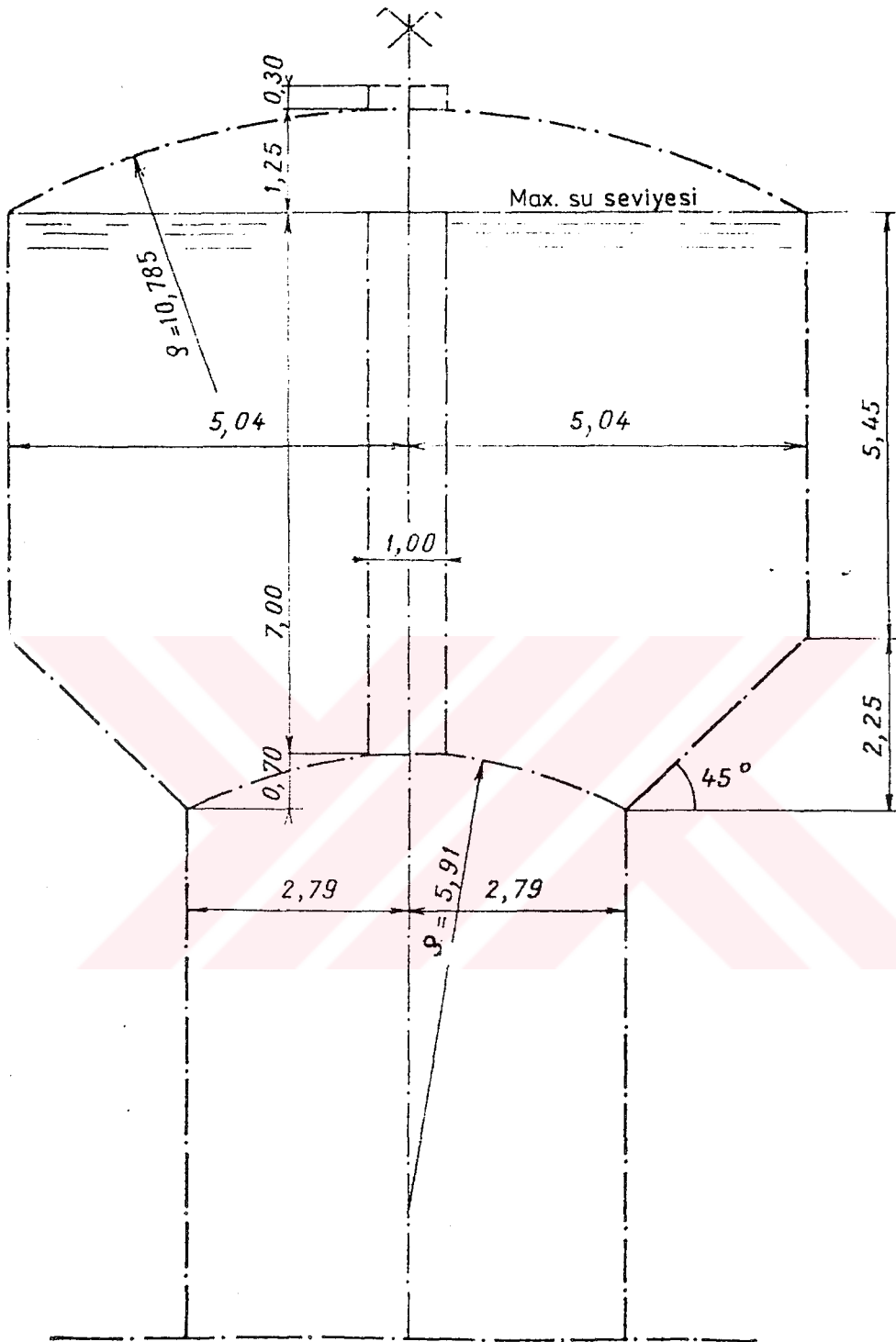
### 6.2.10 Temeller

Ayaklar, zemin emniyet gerilmesine göre, baş kirişleri ile bağlanmış tekil temellere, sürekli temellere ya da radye temellere oturtulur.

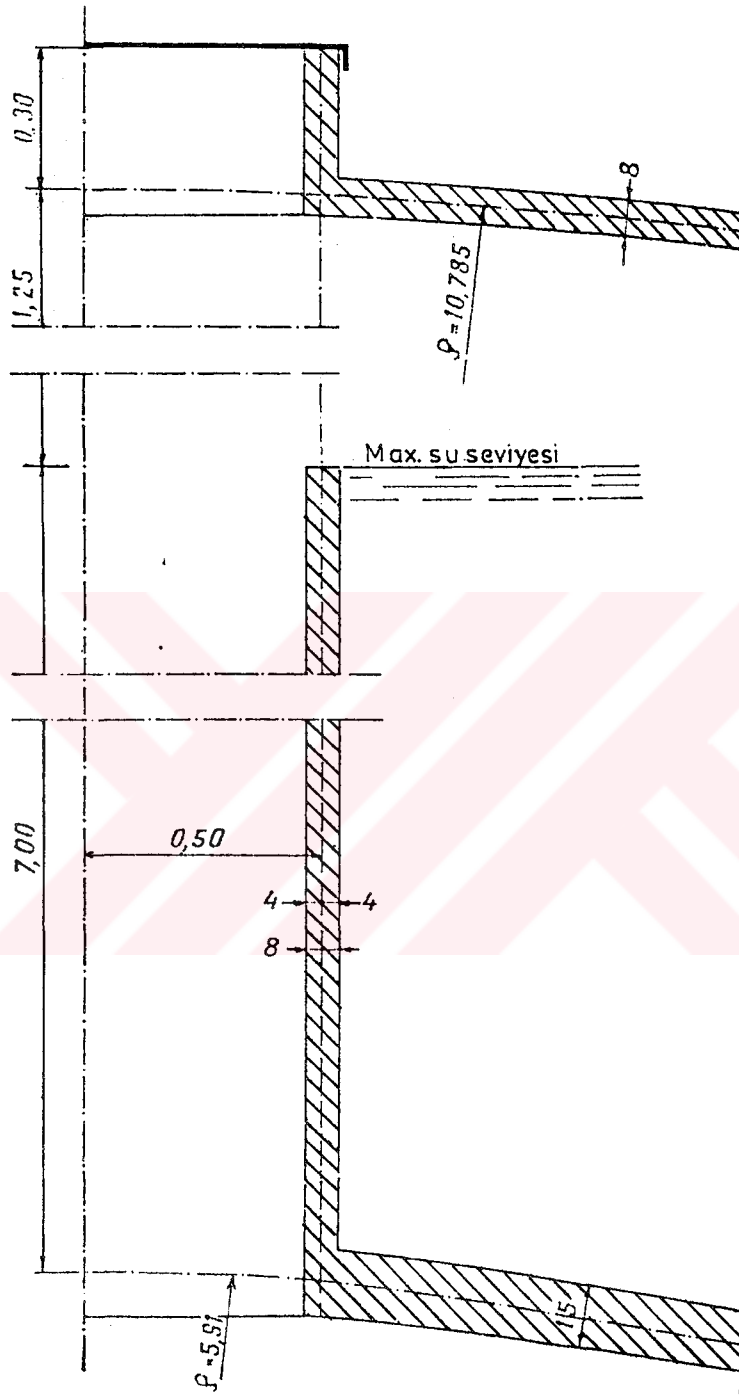
#### SAYISAL UYGULAMA 6.1. Ayaklı Depo Hesabı ( $\approx 500 \text{ m}^3$ )

Şekil 6.14 de, eksenleriyle gösterilmiş deponun incelenmesi istensin. Bu deponun çeşitli elemanlarının boyutları Şekil 6.15 ve 6.16 da verilmektedir.

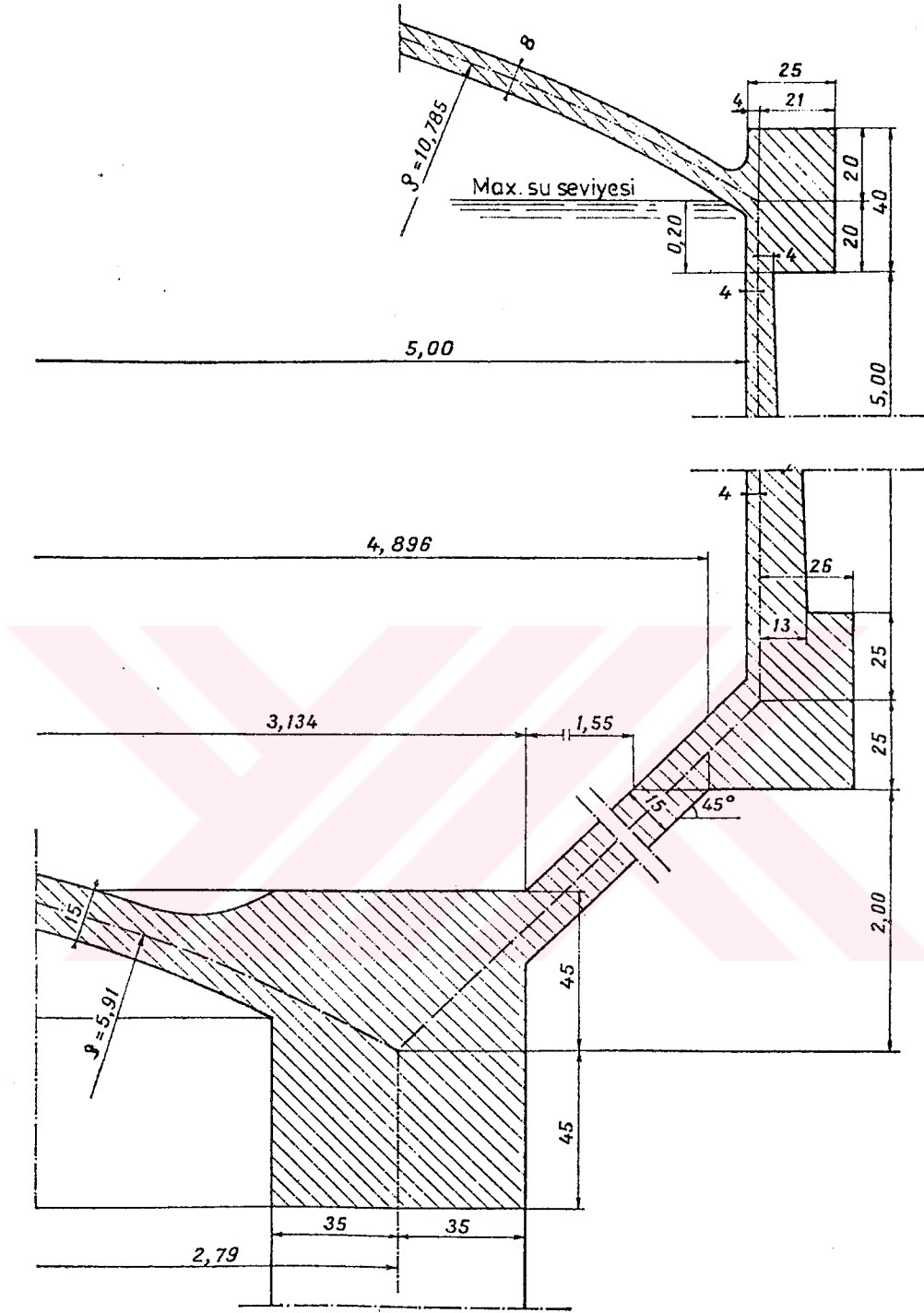
Malzeme C40 ( $\bar{\sigma}_c = 150 \text{ kgf/cm}^2$ ,  $\bar{\sigma}_{ct} = 6,3 \text{ kgf/cm}^2$ ), S220 dir. Çatlama çok sakıncalı olduğundan suyla temasta bulunan kısımlar için  $k = 0,5 \cdot 10^6$  ve  $n = 15$  alınmaktadır.



Sekil 5.14



Şekil 6.15



Şekil 6.16

Altı ayağa oturan (Şekil 6.20) deponun tüm yüzeyini kaplayan sıva yükü  $40 \text{ kg/m}^2$  dir.

a) Tavan kubbesi

Kubbe eğrilik yarıçapı:

$$\rho = \frac{r^2 + f^2}{2f} \rightarrow \rho = \frac{5,04^2 + 1,25^2}{2 \cdot 1,25} = 10,785 \text{ m}$$

Kubbe alanı :

$$A = 2 \pi \rho f \rightarrow A = 2 \cdot 3,14 \cdot 10,785 \cdot 1,25 = 84,66 \text{ m}^2 \approx 85 \text{ m}^2.$$

Her bir metre karedeki yük:

Öz ağırlık (g)	$0,08 \cdot 2500$	$= 200 \text{ kg/m}^2$
Sıva yükü		$= 40 \text{ kg/m}^2$
Hareketli yük (q)		$= 200 \text{ kg/m}^2$
		<hr style="width: 100%;"/>
		$p = 440 \text{ kg/m}^2$

Kuşağın  $1,00 \text{ m}$  uzunluğundaki kubbeden aktarılan düşey yük,

$$V_1 = \frac{(r^2 + f^2)p}{2r} \rightarrow V_1 = \frac{(5,04^2 + 1,25^2) 440}{2 \cdot 5,04} = 1177 \text{ kg/m}$$

yatay itki,

$$H_1 = \frac{V_1 (r^2 - f^2)}{2 r f} \rightarrow H_1 = \frac{1177 (5,04^2 - 1,25^2)}{2 \cdot 5,04 \cdot 1,25} = 2227 \text{ kg/m}$$

ve bileşke normal kuvvet,

$$N_1 = \sqrt{V_1^2 + H_1^2} \rightarrow N_1 = \sqrt{1177^2 + 2227^2} = 2519 \text{ kg/m}$$

olarak hesaplanır. Betondaki basınç gerilmesi ise,

$$\sigma_c = \frac{N_1}{b_w h} \rightarrow \sigma_c = \frac{2519}{100 \cdot 8} = 1,47 \text{ kgf/cm}^2$$

olarak hesaplanır.

Bu gerilme emniyet gerilmesinden küçüktür. Bununla beraber rötire ve sıcaklık etkilerini karşılamak için donatı koymak gereklidir. Bu donatılar:

Meridyen doğrultusunda:  $\phi 6/13$ ,

Paralel doğrultusunda :  $\phi 6/17$ ,

şeklinde yerleştirilecektir.

b) Üst kuşak

Kubbe itkisi  $H_1 = 2227 \text{ kgf/m}$

Su itkisi  $H_2 = \gamma \frac{0,20^2}{2} = 20 \text{ kgf/m}$

Toplam  $H = 2247 \text{ kgf/m}$ .

Çekme kuvveti,

$$N = H \cdot R \rightarrow N = 2247 \cdot 5,00 = 11235 \text{ kg}$$

olarak hesaplanır.

EK bölümdeki çizelge A2 den  $k=0,5 \cdot 10^6$  ,  $\bar{\sigma}_c=6,2 \text{ kgf/cm}^2$  ve  $\phi 16$  lık donatı için  $\bar{\sigma}_s=1055 \text{ kgf/cm}^2$  olarak alınıp, emniyet gerilmesinin ( $\bar{\sigma}_s=1000 \text{ kgf/cm}^2$ ) kabul edilebilir olduğu görülmektedir.

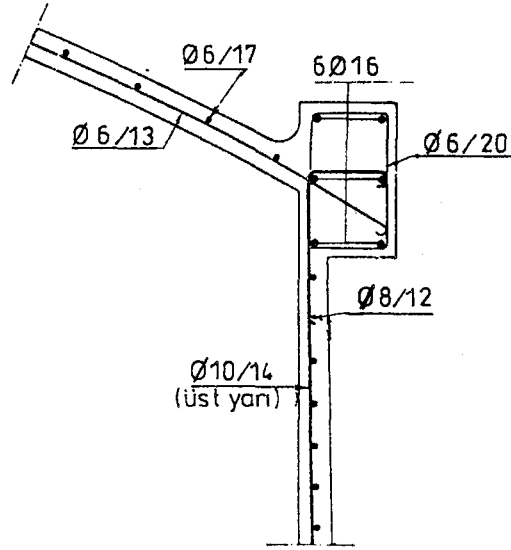
$$A_s = \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \rightarrow A_s = \frac{11235}{1000} = 11,235 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı:  $6\phi 16 (12,06 \text{ cm}^2)$

Üst kuşak ve kubbe donatısının yerleştirilmesi Şekil 6.17 de görülmektedir.

c) Silindirik hazne

Haznenin hesabı 1 m. yükseklikli şeritlere ayrılarak ve bu şeritlerin ortasındaki ortalama basınç dikkate alınarak yapılmaktadır. Haznenin üst seviyesi su seviyesinden 0,20 m daha yukarıda bulunmaktadır.



Sekil 6.17

## 1. Şeritte:

$$p = \gamma H \rightarrow p = 1000 (0,20+0,50) = 700 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = p R \rightarrow N = 700 \cdot 5 = 3500 \text{ kg}$$

Donatı gerilmesi  $\sigma_s = 1000 \text{ kgf/cm}^2$  ile sınırlandırılırsa  $k=0,5 \cdot 10^6$  ve  $\bar{\sigma}_c = 6,3 \text{ kgf/cm}^2$  için EK-A'da Çizelge A2 den donatı çapı olarak  $\phi 16$  nın kullanılabilceği anlaşılmaktadır. Bu hesap sonuçları aşağıdaki çizelgede verilmektedir.

Şeritler	h (m)	p (kg/m <sup>2</sup> )	N (kg)	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	Seçilen donatı (cm <sup>2</sup> )
I	0,70	700	3500	3,5	8 $\phi$ 8 (4,02)
II	1,70	1700	8500	8,5	8 $\phi$ 12 (9,04)
III	2,70	2700	13500	13,5	7 $\phi$ 16 (14,07)
IV	3,70	3700	18500	18,5	10 $\phi$ 16 (20,1)
V	4,70	4700	23500	23,5	12 $\phi$ 16 (24,12)

Dağıtma donatısı olarak  $\phi 10/7$  (9,42 cm<sup>2</sup>) kullanılacak ve bunların yarısı hazne yüksekliğinin ortasında kesilecektir.

Alt şeritteki beton çekme gerilmesi,

$$\sigma_{ct} = \frac{N}{b_w h + n A_s} \rightarrow \sigma_{ct} = \frac{23500}{100 \cdot 17 + 15 \cdot 24,12} = 11,39 \text{ kgf/cm}^2$$

$$> \bar{\sigma}_{ct} = 6,3 \text{ kgf/cm}^2$$

olarak hesaplanır. Buradan da görüldüğü gibi beton çatlamaya maruz kalmıştır. Bu nedenle yukarıda yapılan donatı hesabı doğrudur.

d) Alt kuşak

Düşey yükler:

$$\text{Kubbeden: } p' = A \cdot p \rightarrow p' = 85 \cdot 440 = 37400 \text{ kg}$$

$$\text{Üst kuşaktan: } p' = \pi h (r_d^2 - r_i^2) \gamma_c = \pi \cdot 0,40 (5,25^2 - 5,0^2) 2500 = 8050 \text{ kg}$$

$$\text{Hazneden: } p' = 2 \pi r_o t_{ort} h \gamma_c = 2 \pi 5,05 \left( \frac{0,08 + 0,17}{2} \right) 5 \cdot 2500 = 49578 \text{ kg}$$

$$\text{Sıva yükünden: } p' = 2 \pi r h_s g_{sıva} = 2 \pi 5 \cdot 5,70 \cdot 40 = 7160 \text{ kg}$$

$$\text{Alt kuşaktan: } p' = [0,50 \cdot \pi (5,30^2 - 5,00^2) + 0,27 \cdot \pi (5^2 - 4,896^2)] 2500 = 14430 \text{ kg}$$

$$p' = 116618 \text{ kg}$$

Bir metre uzunluktaki düşey yük,

$$p' = \frac{116618}{\pi 10,30} = 3603 \text{ kgf/m}$$

olarak hesaplanır. (6.6) bağıntısına göre 1,00 m uzunluktaki itki,

$$H'_1 = \frac{P'}{tg\alpha} + \gamma h H \rightarrow H'_1 = \frac{3603}{tg45} + 1000 \cdot 0,50 \cdot 5,45 = 6328 \text{ kgf/m,}$$

Çekme kuvveti,

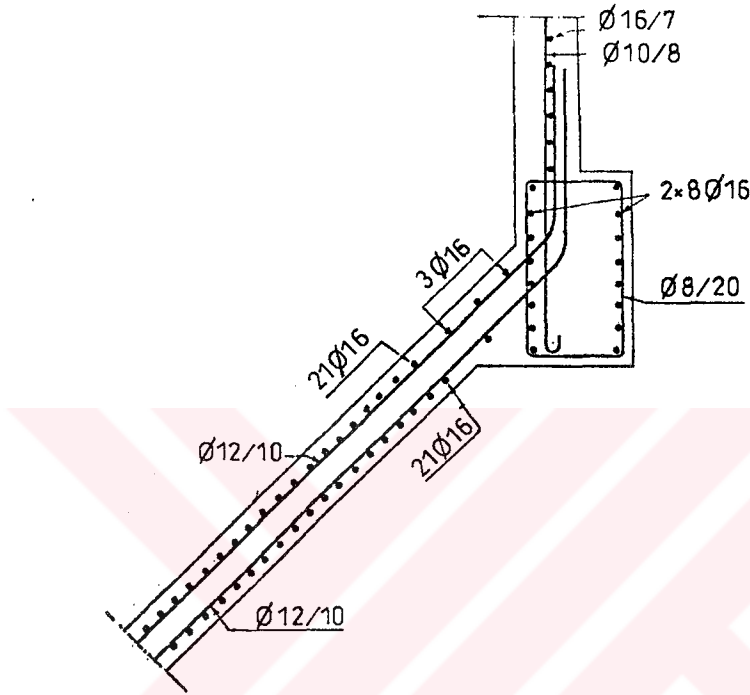
$$N = H'_1 R \rightarrow N = 6328 : 5 = 31640 \text{ kgf}$$

olarak hesaplanır. Bu kuvveti karşılamak için gerekli çember donatısı alanı,



$$A_{st} = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{31640}{1000} = 31,640 \text{ cm}^2$$

olup seçilen donatı;  $16\phi 16$  ( $32,16 \text{ cm}^2$ ) dir. Etriye  $\phi 8/20$  olarak yerleştirilecektir (Şekil 6.18).



Şekil 6.18

e) Kesik koni

(6.8) ve (6.9) formüllerinde,

$$\alpha = 45^\circ; \quad \cos \alpha = \sin \alpha = 0,707; \quad \tan \alpha = 1; \quad R=3,134; \quad l=1,55$$

$$\gamma = 1000; \quad h=5,45+2,25-0,45 = 7,25$$

$$g = 0,15 \cdot 2500 + 40 = 415; \quad P=116618$$

olarak yerine konulacaktır (boyutlar kg ve m cinsindedir).

$$N = \frac{l}{\sin \alpha} \left| \left( \frac{\gamma h}{\cos \alpha} + g \right) \left( R + \frac{l}{2} \right) - \frac{\gamma l \tan \alpha}{\cos \alpha} \left( \frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) \right| \rightarrow$$

$$N = \frac{1,55}{0,707} \left| \left( \frac{1000 \cdot 7,25}{0,707} + 415 \right) \left( 3,134 + \frac{1,55}{2} \right) - \frac{1000 \cdot 1,55 \cdot 1}{0,707} \left( \frac{3,134}{2} + \frac{1,55}{3} \right) \right| \rightarrow$$

$$N = 81422 \text{ kg.}$$

Buradan çember donatısı alanı,

$$A_s = \frac{N}{\sigma_s} = \frac{81422}{1000} = 81,422$$

olarak hesaplanır. Seçilen donatı  $42\phi 16 (84,44 \text{ cm}^2)$  olup, her iki yüze yarı yarıya ( $\phi 16/10$ ) olarak yerleştirilecektir.

Dağıtma donatısı her bir yüzeye koni yüksekliğinin ortasında  $\phi 12/10$  olacak şekilde yerleştirilecek ve uzantıları koninin tepesinden geçecektir.

Kesik koninin tabanındaki basınç kuvveti,

$$C = \frac{P + 2\pi l \left[ \left( \gamma h + \frac{g}{\cos \alpha} \right) \left( R + \frac{l}{2} \right) - \gamma l \left( \frac{R}{2} + \frac{l}{3} \right) \tan \alpha \right]}{\sin \alpha}$$

$$C = \frac{116618 + 2 \cdot 1,55 \left[ \left( 1000 \cdot 7,25 + \frac{415}{0,707} \right) \left( 3,134 + \frac{1,55}{2} \right) - 1000 \cdot 1,55 \left( \frac{3,134}{2} + \frac{1,55}{3} \right) \right]}{0,707}$$

$$C = 543101 \text{ kg}$$

ve buna bağlı olarak betondaki basınç gerilmesi,

$$\sigma_c = \frac{C}{\pi D t} = \frac{543101}{\pi 648 \cdot 15} = 17,78 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

olarak hesaplanır (Şekil 6.18).

f) Baca

Tabandaki su yüksekliği 6,925 m. Dış yarı çap 0,54 m dir. 1,00 m yükseklik için en alt kısımdaki basınç kuvveti,

$$N' = p \cdot r = 1000 \cdot 6,925 \cdot 0,54 = 3740 \text{ kg,}$$

betondaki basınç gerilmesi ise,

$$\sigma_c = \frac{N'}{A_c} = \frac{3740}{100 \cdot 8} = 4,675 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

olarak hesaplanır. Bacada çember donatısı  $\phi 8/14$  ve dağıtma

h) Hazne mesnet kuşağı

Kesik koniden dolayı 1 m deki normal kuvvet,

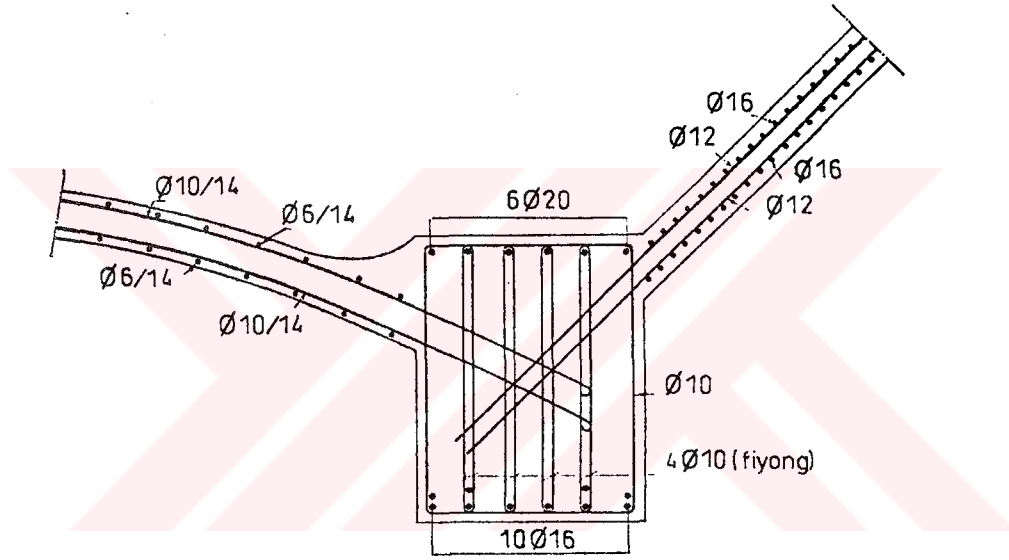
$$N_2 = \frac{C}{2\pi r} = \frac{543101}{2 \pi 2,79} = 30981 \text{ kg}$$

olarak hesaplanır.

Bunun yatay bileşeni:  $H_2 = N_2 \cos \alpha = 30981 \cdot 0,707 = 21903 \text{ kg}$

Bileşke yatay kuvvet:  $H_1 - H_2 = 21460 - 21903 = -443 \text{ kg}$

olarak bulunur.



Sekil 6.19

Yönü içe doğru olan bu kuvvet kuşakta,

$$N = 443 \cdot 2,79 = 1236 \text{ kg}$$

değerinde bir basınç oluşturur.

Dolu haznenin toplam ağırlığı; 700 ton civarında hesaplanmakta. Ancak, depo üstüne izolasyon malzemesi konabileceği ve oluşabilecek ek basınçları dikkate almak için, emniyetli tarafta kalmak üzere, haznenin toplam ağırlığı 800 ton olarak alınmaktadır.

Mesnet kuşak kirişi altı ayağa oturduğundan maksimum burulma momenti, eğilme momentleri ve kesme kuvveti değerleri Çizelge 6.1 den hesaplanabilir.

Maksimum burulma momenti hesabı:

$$T = 0,00151 \cdot 800000 \cdot 2,79 = 3370 \text{ kgm} \rightarrow T = 337000 \text{ kgcm}$$

$$\frac{h}{b_w} = \frac{90}{70} = 1,3 \text{ için çizelge 6.2 den } \psi = 4,52 \text{ alınır.}$$

$$\tau_t = \frac{\psi T}{h \cdot b_w^2} = \frac{4,52 \cdot 337000}{90 \cdot 70^2} = 3,45 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_s = \frac{V}{b_w k_z d} = \frac{66667}{70 \cdot 0,9 \cdot 84} = 12,59 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Maksimum kesme kuvveti (V) aşağıda hesaplanmakta)}$$

$$\bar{\tau} = 7 \text{ kg/cm}^2 < \tau_s + \tau_t = 16,04 \text{ kg/cm}^2$$

olduğundan kayma donatısı hesabı gerekmektedir.

Çizelge 6.2. Dikdörtgen Kesitlerde  $\tau_t$  Hesabı İçin  $\psi$  Değerleri.

$\frac{h}{b_w}$	$\psi$	$\frac{h}{b_w}$	$\psi$	$\frac{h}{b_w}$	$\psi$	$\frac{h}{b_w}$	$\psi$	$\frac{h}{b_w}$	$\psi$	$\frac{h}{b_w}$	$\psi$
1.0	4.81	1.6	4.28	2.2	4.00	2.8	3.81	3.4	3.66	4.0	3.55
1.1	4.71	1.7	4.23	2.3	3.97	2.9	3.77	3.5	3.64	6.0	3.35
1.2	4.62	1.8	4.17	2.4	3.94	3.0	3.74	3.6	3.63	$\infty$	3.00
1.3	4.52	1.9	4.12	2.5	3.91	3.1	3.72	3.7	3.61		
1.4	4.43	2.0	4.07	2.6	3.87	3.2	3.70	3.8	3.59		
1.5	4.33	2.1	4.04	2.7	3.84	3.3	3.68	3.9	3.57		

Boyuna burulma donatısı:

$$A_{s\ell} = \frac{T(b'+h')}{b'h'\sigma_s} = \frac{337000(64+84)}{64 \cdot 84 \cdot 1000} = 9,27 \text{ cm}^2$$

enine burulma donatısı,

$$A_{sw} = \frac{a T}{2\sigma_s b' h'} = \frac{100 \cdot 337000}{2 \cdot 1000 \cdot 64 \cdot 84} = 3,13 \text{ cm}^2$$

olarak hesaplanır. Bu donatı  $\phi 8/16$  olarak yerleştirilecektir.

Açıklıktaki maksimum eğilme momenti,

$$M = 0,00751 \cdot 800000 \cdot 2,79 = 16762 \text{ kgm}$$

mesnetteki maksimum eğilme momenti,

$$M = -0,01482 \cdot 800000 \cdot 2,79 = -33078 \text{ kgm}$$

maksimum kesme kuvveti,

$$V = \frac{P}{12} = \frac{800000}{12} = 66667 \text{ kg}$$

olarak hesaplanır.

Eğilme hesabı için donatı emniyet gerilmesi olarak,

- mesnette  $\bar{\sigma}_s = 1000 \text{ kgf/cm}^2$

- açıklıkta, donatılar sıvıdan uzakta olduğundan,  $\bar{\sigma}_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$

alınarak, donatı hesapları daha önce yapılanlara benzer olarak yapılabilir. Bu şekilde hesaplanan donatılar Şekil 6.19 da verilmektedir.

## i) Mesnetler (ayaklar)

Şekil 6.14, 6.16 ve 6.20 ye göre rüzgara açık yüzeyler:

Kubbede	$\approx \frac{2}{3} 10,00 \cdot 1,20$	8 m <sup>2</sup>	86,11 m <sup>2</sup>
Silindirik hazne	: 10,20 · 5,90	60,18 m <sup>2</sup>	
Kesik konide	: $\frac{9,37+6,47}{2} (2,00-0,45)$	12,28 m <sup>2</sup>	
Alt kuşakda	: 6,28 · 0,90	5,65 m <sup>2</sup>	112,06 m <sup>2</sup>
Ayaklarda	: (2 · 0,70 + 4 · 0,99) 19,50	104,52 m <sup>2</sup>	
Enlemelerde	: 2 · 0,60 · 6,28	7,54 m <sup>2</sup>	
		<u>198,17 m<sup>2</sup></u>	

Rüzgardan doğan kuvvetlerin aşağıdaki değerleri alacağı kabul edilmektedir.

- dairesel kısım üzerinde : 85 kg/ m<sup>2</sup>

- enlemeler ve ayaklar üzerinde : 140 kg/m<sup>2</sup>

Bu durumda aşağıdaki değerler elde edilir.

- Dairesel kısım üzerinde: 85 · 86,11 = 7319 kg (tabandan itibaren 24,35 m yükseklikte etkimektedir).

- Enlemeler ve ayaklar üzerinde: 140 · 112,00 = 15688 kg (tabandan itibaren 9,75 m yükseklikte etkimektedir).

Rüzgardan doğan devrilme momenti;

$$7319 \cdot 24,55 + 15688 \cdot 9,75 = 331176 \text{ kgm}$$

olarak hesaplanıp, emniyetli tarafta kalmak üzere, 5/3 ile çarpılırsa,

$$\frac{5}{3} 331176 = 551960 \text{ kgm}$$

olarak hesaplanır.

Haznenin boş olması halinde deponun boş ağırlığı;

Mesnet kuşağına kadar (önceki bileşmeler)	180000
Ayaklar $6 \cdot 0,70 \cdot 0,70 \cdot 19,50 \cdot 2500$	143325
Enlemeler $2 \cdot 0,60 \cdot 0,50 \cdot 12,54 \cdot 2500$	18810
	<u>342135</u>

Boş depoda koruyucu moment

$$342135 \frac{6,28}{2} = 1074304 \text{ kgm} > 551960 \text{ kgm}$$

olduğundan deponun rüzgara karşı devrilme emniyeti sağlanmaktadır.

Deponun dolu olması halinde tabandaki kesit etkileri;

$$N_{\text{top}} = 962135 \text{ kg}$$

$$M = 331176 \text{ kg m}$$

olarak alınacaktır. Bu etkilere göre maksimum ve minimum ayak yükleri,

$$N = \frac{N}{6} \pm \frac{M}{3R} \rightarrow N = \frac{962135}{6} \pm \frac{331176}{3 \cdot 2,79} = 160356 \pm 39575 ;$$

$$N_{\text{max}} = 199931 \text{ kg} , N_{\text{min}} = 120781 \text{ kg}$$

olarak hesaplanır. Maksimum normal kuvvet altında betondaki basınç gerilmesi ise,

$$\sigma = \frac{N_{\text{max}}}{A} = \frac{199931}{70 \cdot 70} = 40,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_c$$

olarak hesaplanır.

\* Ayaklardaki eğilme momentlerinin hesabı:

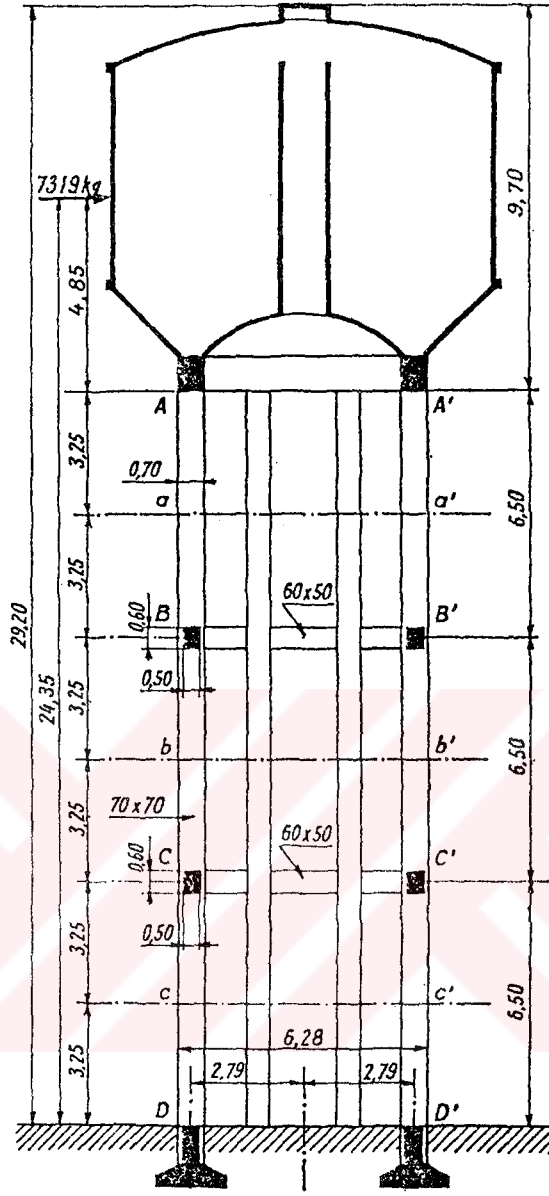
Bir metre yükseklik için ayakların rüzgara açık yüzeyi,

$$(2 \cdot 0,70 + 4 \cdot 0,99) = 5,36 \text{ m}^2$$

aa' kesitinde kesme kuvveti (Şekil 6.20),

$$7319 + 140 \cdot 5,36 \cdot 3,25 = 9758 \text{ kg}$$

olarak hesaplanırlar.



Şekil 6.20

Üst ayakların her birinin üst ve alt uçlarındaki momentler,

$$M_a = M_{\bar{u}} = \frac{9758 \cdot 3,25}{6} = 5286 \text{ kgm}$$

bb' kesitinde kesme kuvveti

$$9758 + 140 (5,36 \cdot 6,50 + 0,60 \cdot 12,54) = 15688 \text{ kg,}$$

ara ayakların her birinin alt ve üst uçlarındaki momentler,



$$M_a = M_{\ddot{u}} = \frac{15688 \cdot 3,25}{6} = 8497 \text{ kgm,}$$

cc' kesitinde kesme kuvveti,

$$15688 + 140(5,36 \cdot 6,50 + 0,60 \cdot 12,54) = 21618 \text{ kg,}$$

alt ayakların her birinin alt ve üst uçlarındaki momentler,

$$M_a = M_{\ddot{u}} = \frac{21618 \cdot 3,25}{6} = 11708 \text{ kgm,}$$

olarak elde edilirler.

\* Ayaklardaki normal kuvvetlerin hesabı:

Deponun dolu olması halinde AA' düzeyinde normal kuvvet ve moment

$$N = 800000 \text{ kg, } M = 7319 \cdot 4,85 = 35497 \text{ kg.m}$$

değerinde olup maksimum ve minimum normal kuvvetler,

$$N = \frac{800000}{6} \pm \frac{35497}{3 \cdot 2,79} = 133333 \pm 4241,$$

$$N_{\max} = 137575 \text{ kg, } N_{\min} = 129091 \text{ kg}$$

olarak hesaplanırlar.

BB' düzeyinde:

$$N_{\text{top}} = 852477 \text{ kg;}$$

$$M = 7319 \cdot 11,35 + \frac{15688}{3} \cdot 3,25 = 100064 \text{ kgm;}$$

(15688 kg ayakların toplam yüksekliği üzerinde ve enlemelerde rüzgardan doğan kuvveti göstermektedir. Bu kuvvet daha önce hesaplanmıştı).

$$N = \frac{852477}{6} \pm \frac{100064}{3 \cdot 2,79} ; N_{\max} = 154037 \text{ kg, } N_{\min} = 130121 \text{ kg.}$$

CC' düzeyinde:

$$N_{\text{top}} = 909657 \text{ kg};$$

$$M = 7319 \cdot 17,85 + \frac{15688}{3} \cdot 2 \cdot 6,50 = 198621 \text{ kg m};$$

$$N = \frac{909657}{6} \pm \frac{198621}{3 \cdot 2,79}; \quad N_{\text{max}} = 175164 \text{ kg}, \quad N_{\text{min}} = 128054 \text{ kg}.$$

DD' düzeyinde; daha önce yapılan hesaplara benzer olarak,

$$N_{\text{max}} = 199931 \text{ kg}, \quad N_{\text{min}} = 120781 \text{ kg}$$

değerleri hesaplanır.

Deponun boş olması halinde:

AA' düzeyinde:

$$N_{\text{top}} = 180000 \text{ kg}; \quad M = 35497 \text{ kg m};$$

$$N_{\text{max}} = 34242 \text{ kg}; \quad N_{\text{min}} = 25758 \text{ kg m}.$$

BB' düzeyinde:

$$N_{\text{top}} = 232477 \text{ kg}; \quad M = 100064 \text{ kg m};$$

$$N_{\text{max}} = 50704; \quad N_{\text{min}} = 26788 \text{ kg}.$$

CC' düzeyinde:

$$N_{\text{top}} = 289657 \text{ kg}; \quad M = 198621 \text{ kg m},$$

$$N_{\text{max}} = 81831 \text{ kg}; \quad N_{\text{min}} = 24721 \text{ kg m}.$$

DD' düzeyinde:

$$N_{\text{top}} = 342135 \text{ kg}; \quad M = 331176 \text{ kg m};$$

$$N_{\text{max}} = 96597 \text{ kg}; \quad N_{\text{min}} = 17447 \text{ kg}.$$

Ayak donatıları ve beton gerilmeleri aşağıdaki etkilere göre belirlenecektir.

A kesiti:

$$M = 5286 \text{ kgm} ; N = 137575 \text{ kg};$$

$$M = 5286 \text{ kgm} ; N = 25758 \text{ kg}.$$

B kesiti (üst elemanın alt ucunda):

$$M = 5286 \text{ kgm}; N = 154037 \text{ kg};$$

$$M = 5286 \text{ kgm}; N = 26788 \text{ kg}.$$

B kesiti (ara eleman üst ucunda):

$$M = 8497 \text{ kgm}; N = 154037 \text{ kg};$$

$$M = 8497 \text{ kgm}; N = 26788 \text{ kg}.$$

C kesiti (ara elemanın alt ucunda):

$$M = 8497 \text{ kgm}; N = 175164 \text{ kg};$$

$$M = 8497 \text{ kgm}; N = 24781 \text{ kg}.$$

C kesiti (alt elemanın üst ucunda):

$$M = 11708 \text{ kgm}; N = 175164 \text{ kg};$$

$$M = 11708 \text{ kgm}; N = 24721 \text{ kg}.$$

D kesiti (alt elemanın alt ucunda):

$$M = 11708 \text{ kgm}; N = 199931 \text{ kg}$$

$$M = 11708 \text{ kgm}; N = 17447 \text{ kg}.$$

Ayak donatısı simetrik olarak yerleştirilecektir.

\* Enlemelerin hesabı

BB' düzeyinde :

$$m = 5286 + 8497 = 13783 \text{ kg m.}$$

Enlemelerdeki maksimum moment;

$$13783 \cdot 1,15 = 15850 \text{ kg m,}$$

Maksimum kesme kuvveti;

$$\frac{2 \cdot 13783}{2,09} = 13189 \text{ kg.}$$

olarak alınır.

CC' düzeyindeki enleme için hesap benzer şekilde yapılabilir. Enlemeler simetrik olarak donatılacak ve donatılar enleme boyunca devam ettirilecektir (Charon, 1976).

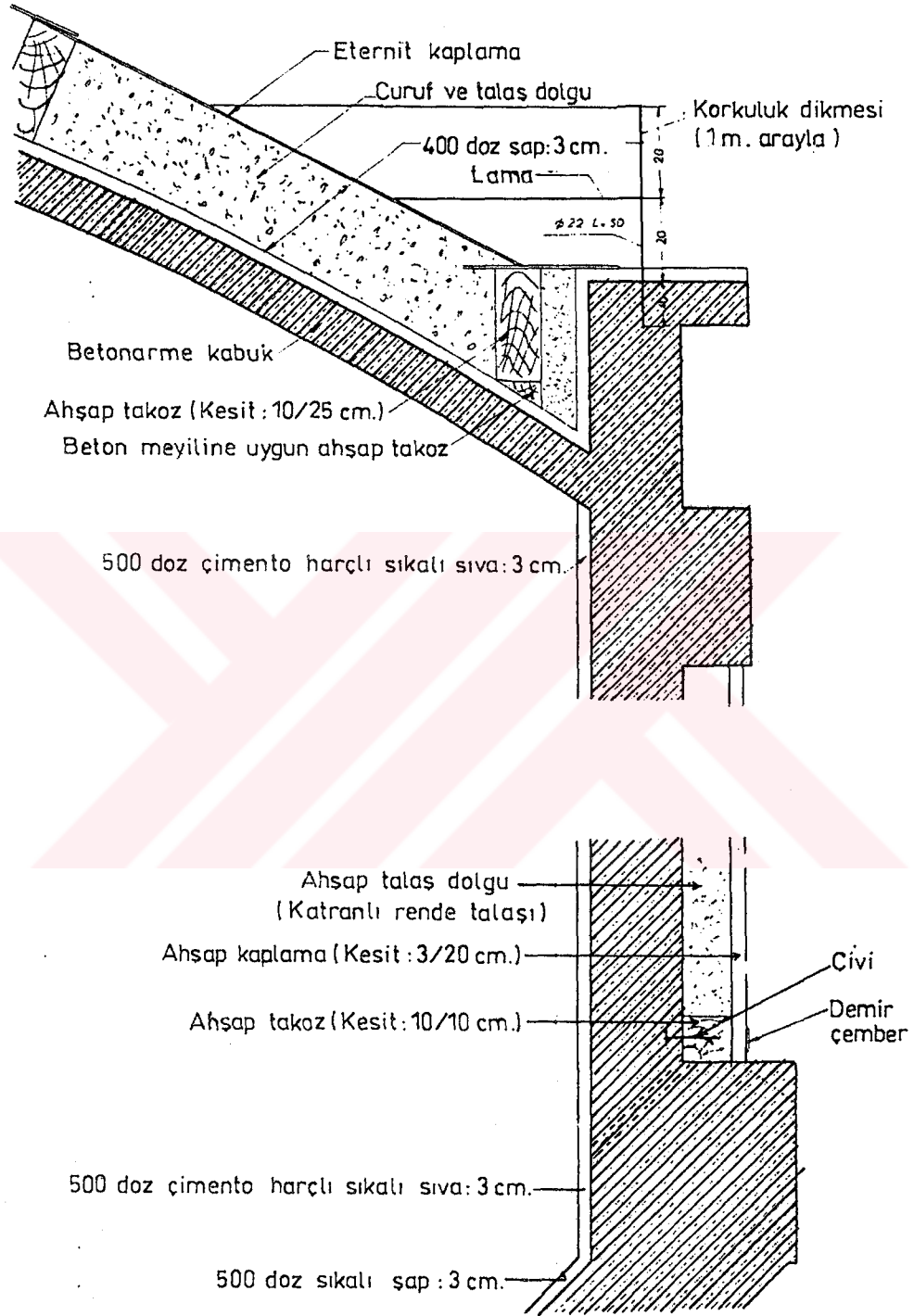
Charon, 1976

### 6.3 AYAKLI DEPOLARDA KONSTRÜKSİYON

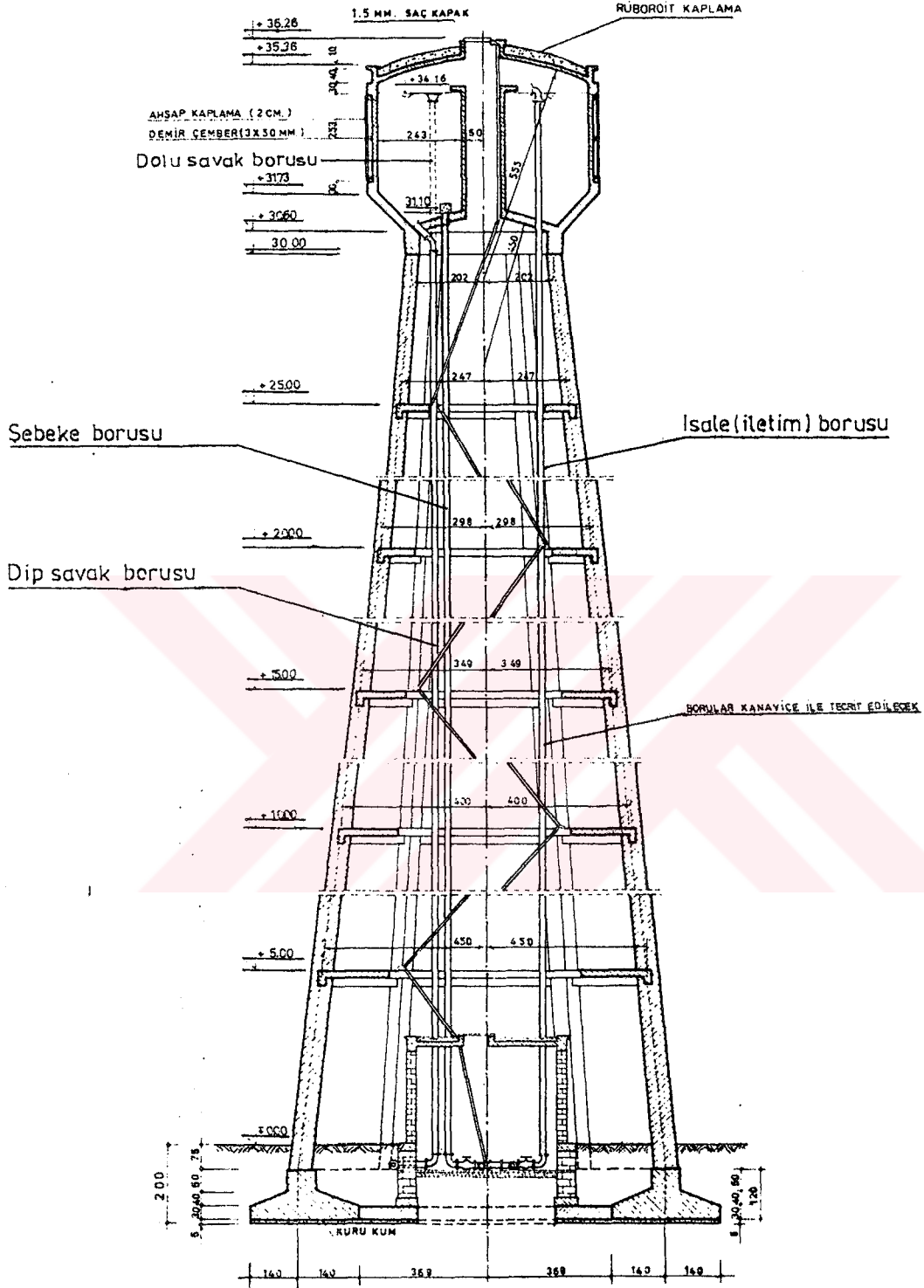
Ayaklı depolar monolitik olarak yapılabilecekleri gibi (önce ayaklar yapıp hazne bunlar üzerine inşa edilmektedir), hazne kısmı yerde yapıp krikolarla kaldırılarak ayaklar üzerine oturtulabilir. Şekil 6.1 de gösterilen ayaklı depoda hazne yerde yapıp sonradan krikolarla ayak kısmının üstüne oturtulmuştur.

Ayaklı depolar, içerisindeki sıvının donmasını ya da aşırı ısınmasını önlemek için bazı izolasyon malzemeleri ile kaplanır. Şekil 6.21 de İller Bankası tarafından yaptırılan ayaklı depoda üst kubbe ve silindirik haznede yapılan izolasyon tabakası detayı verilmektedir.

Ayaklı depolarda isale (iletim), şebeke, dolu savağı ve dip savağı boruları diğer yer üstü depolarında olduğu gibi detaylandırılmakla beraber, yer darlığı gibi sebeplerle bunların daha titizlikle detaylandırılması gerekir. Çünkü depo betonu ile borular arasında kalabilecek çok küçük bir boşluk sıvının dışarı sızmasına neden olabilir. Şekil 6.22 de İller Bankası tarafından yaptırılan 100 m<sup>3</sup> lük bir ayaklı depoda isale, şebeke, dip savak ve dolu savak borularının donanımı gösterilmektedir. Şekilden de görüldüğü gibi depo haznesine birçok boru giriş çıkışı bulunmakta olup, bunların betonla temas bölgelerinde özel önlemler alarak sıvının sızmasını önlemek gerekmektedir.



Sekil 6.21. Ayaklı Depoda Tavan Kubbesi ve Silindirik Hazne İzolasyon Detayı



Şekil 6.22. Depo Düşey Kesiti ve Boru Donanımı

## BÖLÜM 7

### DEPOLARDA DERZLER

#### 7.1 GİRİŞ

Betonarme yapıyı tek bir bütün olarak yapmak çeşitli bakımlardan yararlıdır. Ancak, yapının boyutları büyüyünce ve bağlantılarda oluşan etkiler önem kazanınca, hesaplarda genellikle göz önüne alınmayan ikinci derecedeki gerilmeler tehlike yaratacak değerlere çıkmaktadır. Zorunlu durumlarda rötire, sıcaklık değişmesi, temelde farklı oturmalar gibi etkenleri de hesaba katarak boyutlandırma yapılabilir. Ancak pratikte genel olarak bunları hesaba katmak yerine; yapının taşıyıcı sistemi, bu etkiler minimum olacak şekilde seçilmektedir. Bu da yapıyı derzlerle parçalara ayırmak suretiyle önemli ölçüde gerçekleştirilebilmektedir.

Bu bölümde derz malzemeleri hakkında kısa bir bilgi verildikten sonra derz çeşitleri ve bunların depolarda projelendirilmeleri hakkında genel ilkeler üzerinde durulmaktadır. Pratikte, depo projesinde derzlerin yerleri ve değişik kısımların betonlama zamanları açık bir şekilde belirtilmek zorundadır.

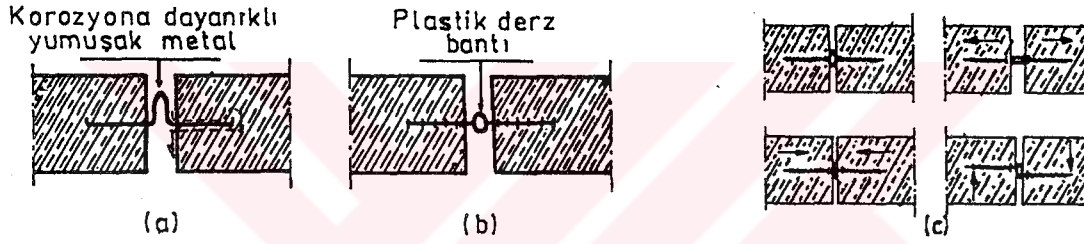
#### 7.2 DERZ MALZEMELERİ

Derzlerde kullanılan malzemeler aşağıdaki şekilde üç sınıfa ayrılabilir:

- Derz dolgu malzemesi.
- Derz yalıtım malzemesi.
- Sıvı tutucu derz bantı.

Depo derzlerinde kullanılabilecek dolgu ve yalıtım malzemeleri "Su Depoları ve Yüzme Havuzlarının Sızdırma Yalıtımı Tasarım ve Yapım Kuralları, TS3599" standardına uygun olarak kullanılmalıdır.

Sıvı tutucu derz bantı olarak korozyona dayanıklı yumuşak metal, kauçuk ya da plastik bantlar kullanılabilir (Şekil 7.1). Kullanılan derz bantlarında geçirimsizliği sağlaması özelliğinin yanında, derzin iki karşılıklı yüzlerinin her yönde hareket etmesini sağlama özelliği de aranmaktadır (Şekil 7.1c). Ayrıca sıvının kullanılan derz bantı ile temas ettiği beton yüzeyi arasından dolanarak sızma tehlikesi de önlenmelidir (Şekil 7.1a).



Şekil 7.1. Sıvı Tutucu Derz Bantı Çeşitleri ve Hareket Kabiliyetleri.

### 7.3 DERZ ÇEŞİTLERİ

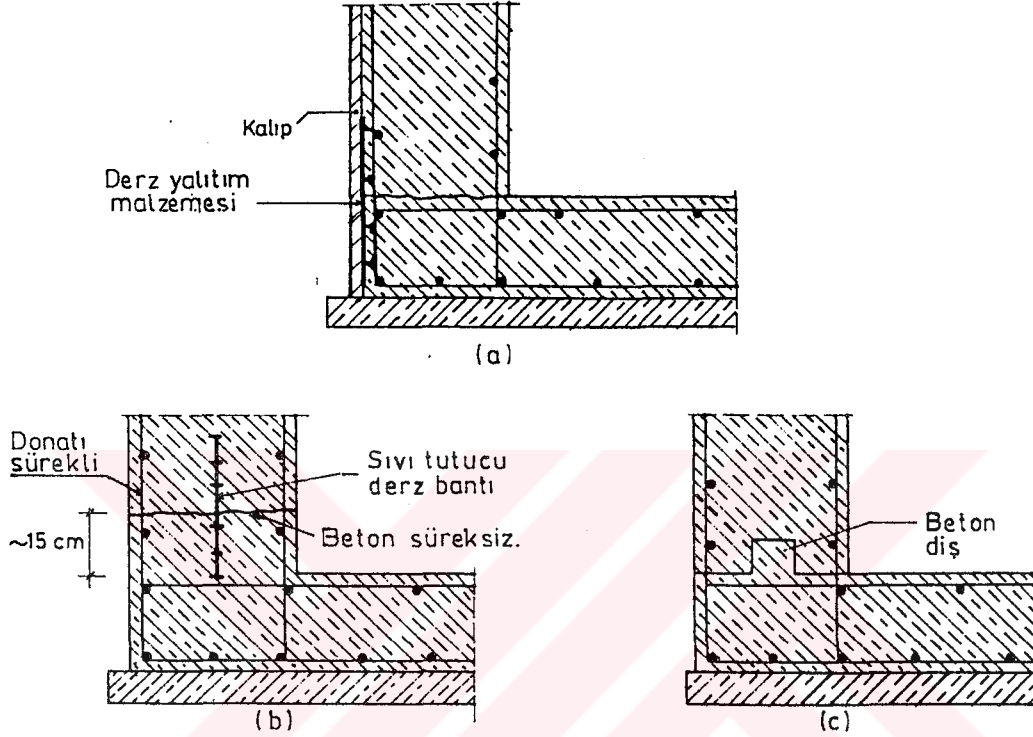
Aşağıda derzler, inşaat derzleri ve hareket derzleri olarak iki ana sınıfa ayrılarak incelenmektedir. Bu konuda daha ayrıntılı bilgi için ilgili kaynaklara bakılabilir (DSİ, 1980; Lufsky, 1980; BS 5337, 1982; Demir ve Diğ., 1988; Aka ve Diğ., 1977; Manning, 1967).

#### 7.3.1 İnşaat Derzleri

İnşaat derzleri çalışma şartlarına ve tekniğine bağlı olarak betona yapılan ve elemanın sürekliliğini bozmayan derzlerdir. Bu derzlerde donatı sürekli, beton süreksiz olarak teşkil edilmektedir. İnşaat derzleri genel olarak taban plağı ile duvar birleşim bölgelerinde ve bitişik depo duvar şeritleri arasında düzenlenmektedir.



Duvarla tabanplağının birleşim bölgesine teşkil edilen inşaat derzi ya sıvı tutucu derz bantı kullanarak (Şekil 7.2b) ya da beton diş yapılarak (Şekil 7.2c) düzenlenebilir.



Şekil 7.2. İnşaat Derzleri Detayları.

İnşaat derzleri statik etkilerin en az olduğu yerlere (örneğin taban plaklarında moment sıfır kesitleri) ya da çatlakların kolayca onarılabilceği bölgelere yerleştirilmelidir.

Ayrıca dışardan zararlı sıvıların depo içine bu derzler ya da duvar taban birleşim bölgesinde oluşabilecek çatlak vasıtasıyla sızması da engellenmelidir (Şekil 7.2a).

### 7.3.2 Hareket Derzleri

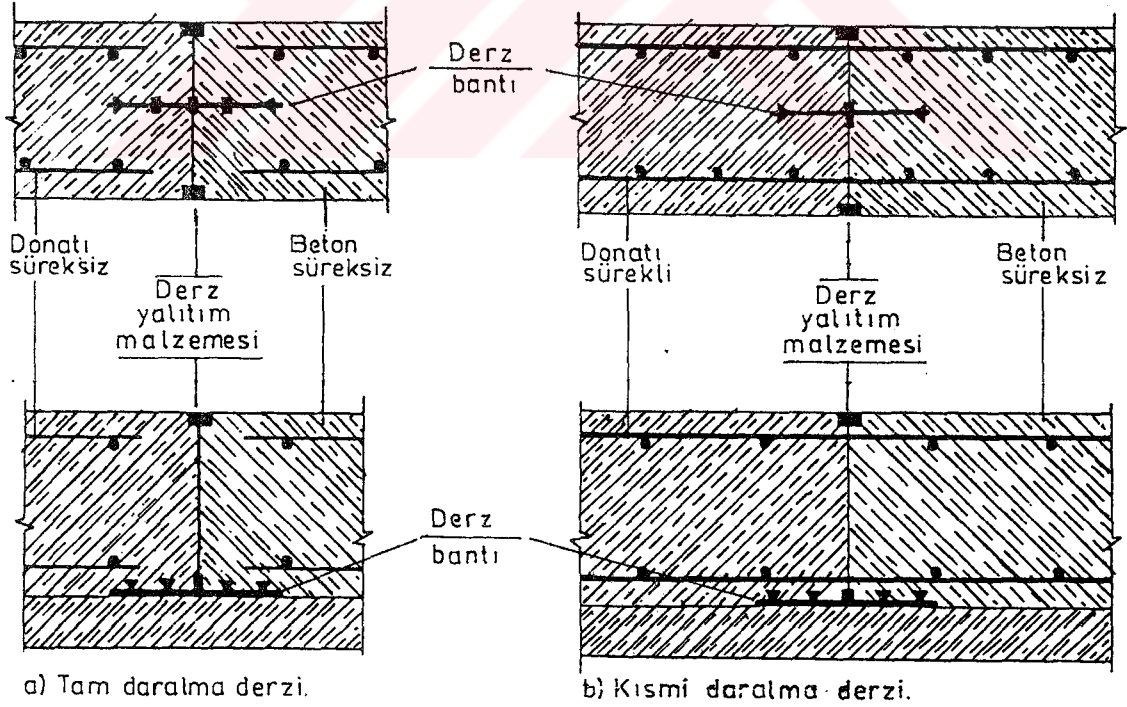
Bir yapının bitişik kısımlarının birbirinden bağımsız hareket etmesine imkan vermek amacıyla özel olarak yapılan derzlerdir. Depolarda kabul edilemeyecek çatlakları önlemenin etkin yollarından biri de bu derzlerin yapılmasıdır. Ancak bu derzle-

rin çatlamayı önlemede etkinlikleri yerlerinin doğru seçilmiş olmasına bağlıdır. Bu yerler özellikle derz yapılmadığı takdirde çatlakların meydana gelebileceği bölgelerdir. Bu bölgelere yapılan hareket derzleri;

- betonda rötre ve ısı değişimlerinden doğan çekme gerilmelerini azaltırlar,
- farklı zemin oturmalarında çatlak oluşmasını önlerler,
- statik sistemi basitleştirip, momentleri azaltırlar.

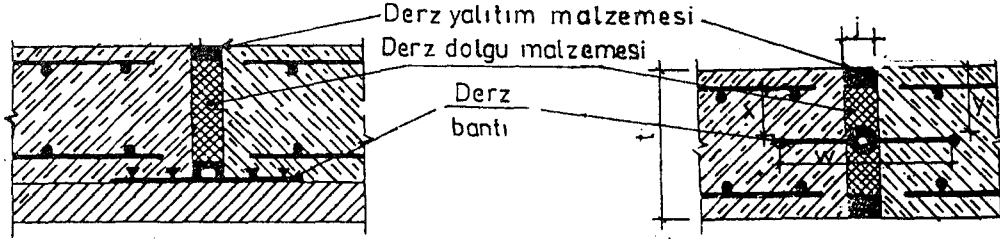
Bu derzler aşağıdaki şekilde sınıflandırılabilir:

a) Daralma derzleri: Derz boyunca betonun sürekli olmadığı fakat teşkilinde derzin iki yan yüzü arasında boşluk bırakılmamış olan betonun büzülmesine imkan veren derzlerdir. Derz boyunca hem beton hem de donatı süreksiz ise tam daralma derzi, donatı sürekli beton süreksiz ise kısmi daralma derzi olarak sınıflandırılırlar (Şekil 7.3 a ve b).



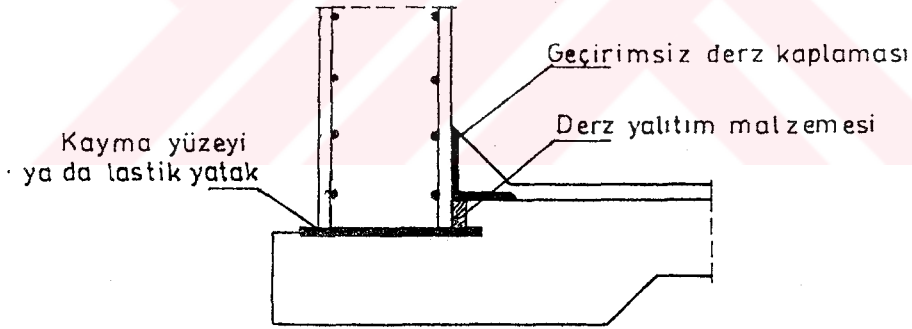
Şekil 7.3. Daralma Derz Çeşitleri ve Detayları.

b) Genleşme derzleri: Yapıda hem genleşme, hem de daralma hareketlerine imkan veren derz boyunca hem betonun hem de donatının süreksiz olduğu ve derzin iki yüzü arasında boşluk bırakılmış derzlerdir (Şekil 7.4).



Şekil 7.4. Genleşme Derzi Detayları (derz bantının altta ve ortada olması halleri).

c) Kayma derzleri : Derz düzleminde yapı kısımları arasındaki rölatif hareketleri kolaylaştırmak için özel tedbirlerin alındığı donatı ve betonda tam süreksizliğin sağlandığı derzlerdir (Şekil 7.5).



Şekil 7.5. Kayma derzi detayı.

### 7.3.2.1 Tabandaki Derzler

Depo tabanlarında zemin cinsine göre kullanılması gerekli derz çeşitleri bölüm 5 de anlatılmıştı. Burada da bu bölümde anlatılan derzlerin tabanlarda uygulamalarından kısaca söz edilmektedir.

Depoların taban plakları, harekete engel unsurları minimuma indirerek rötire ve sıcaklık daralmasına imkan verecek şekilde projelendirilebilir. Taban plağı ile grobeton arasına kalın polietilen ya da kalın bitümlü malzemedan bir ayırma tabakası yapılarak hareketin kısıtlanmasına engel olunabilir. Genleşmenin öngörüldüğü ve genleşme derzi yapılan yerler dışındaki hareket derzleri tam daralma derzi olmalıdır. Bu tür derzlerle ayrılmış taban bölme bloklarının uzun kenarının boyutu 15 m yi geçmemelidir.

Bununla birlikte, taban plağı rötire ve sıcaklık büzülmesine tamamen engel olunacak şekilde projelendirilebilir. Bu amaçla taban plağı bir ayırma tabakası yapılmadan doğrudan grobeton üzerine dökülmelidir. Bu durumda daralma derzi gerekmez, eğer yapılacak olursa da kısmi daralma derzi yapılmalıdır.

Şekil 7.6 da depo tabanına yerleştirilecek genleşme derzinde kullanılan yalıtım tabakaları ve sıvı tutucu derz bantlarının detayı gösterilmektedir.

#### 7.3.2.2 Duvarlardaki Derzler

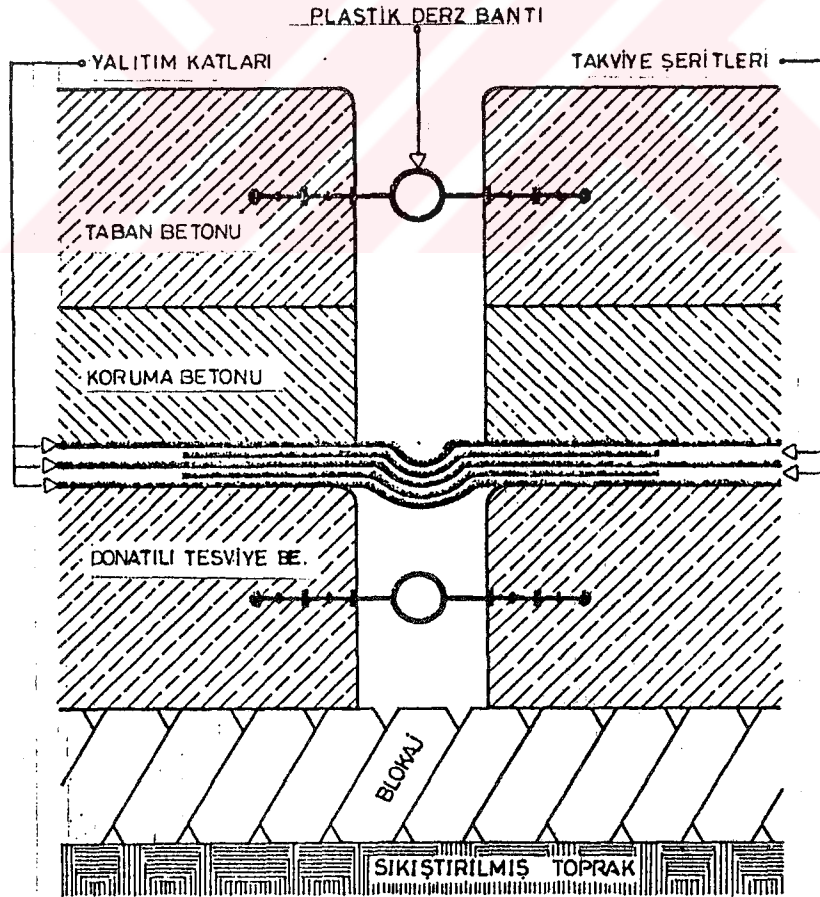
Duvarların rötire ihtimali açısından davranışı özellikle incelenmelidir. Düşeyde kısmi daralma derzi yapılmadığı zaman maksimum 10 m de bir tam daralma derzi temin edilerek hareketi kısıtlayıcı tesirler azaltılmalıdır. Genleşme derzleri 30 m yi geçmeyen aralıklarla yapılmalıdır.

Yatayda betonun işlenebilirliğinin mümkün olduğu yüksekliğe kadar şerit halinde monolitik olarak dökülmesi gerekir. Bu yükseklikte inşaat derzi yapılabilir. Ancak pratikte düşey inşaat derzlerinde yatay olanlara oranla daha az sorun çıkmaktadır. Bu nedenle proje mühendisi seçim yapmak durumunda kalırsa düşey inşaat derzlerini seçmesi tavsiye edilir (Manning, 1967).

### 7.2.2.3 Tavan Plağında Derzler

Tavan plağı genellikle taban plağından daha fazla sıcaklık etkisine maruz kalır. Buna karşılık, tavan plağı depo köşeleri dışında önemli bir sınırlayıcı etkisinde değildir. Tavan plağı ile duvarların monolitik olarak projelendirildiği durumlarda, duvarların etkisiyle tavanda meydana gelebilecek çatlakları önlemek için, duvarlardaki hareket derzleri tavan plağında da devam ettirilmelidir.

Tavan plağında hareket derzlerinin yapılmaması isteniyorsa ya uygun bir inşaat sırası belirleyerek sıcaklık etkisinden doğan hareketleri sınırlayıcı baskıları azaltmak ya da çatlakları sınırlayacak yeterli donatı koymak zorunludur. Bu özellikle dik-dörtgen depolarda duvar köşelerinde gereklidir. Bir boyutu 60 m yi geçen depolarda duvarla tavan plağı arasında mutlaka kayma derzi yapılmalıdır.



Şekil 7.6. Depo Tabanlarında Genleşme Derzi Detayı.

## BÖLÜM 8

### DEPOLARDA GEÇİRİMSİZLİĞİN TEMİNİ

#### 8.1 GİRİŞ

Normal bir betonarme yapının görevini tam olarak yapabilmesi için üç temel şartın sağlanması gerekmektedir. Bunlar;

- betondaki gerilmelerin kabul edilebilir sınırlar içinde kalması,
- donatıdaki gerilmelerin kabul edilebilir sınırlar içinde kalması,
- beton ve donatı arasındaki aderansın sağlanmış olması,

olarak sıralanabilir. Ancak, sıvı depoları gibi özel mühendislik yapılarında bu üç temel şarta ilaveten,

- rötire ve sıcaklık farkından doğan gerilmelerin de kesinlikle dikkate alınması gerekir. Çünkü sıvı depolarında geçirimsizlik birinci dereceden önemli olduğundan, normal betonarme bir yapıda kabul edilebilen çatlaklar bunlar için son derece sakıncalı olmaktadır.

Depoların, bağlantı ve derz bölgeleri gibi önemli kısımlarında geçirimsizlik için alınması gerekli konstrüktif önlemler bundan önceki bölümlerde anlatıldı. Bu bölümde ise genel olarak geçirimsiz beton ve kaplama yapımı üzerinde durulmaktadır.

#### 8.2 BETONUN GEÇİRİMSİZLİĞİNİN SAĞLANMASI

Betonu oluşturan temel malzemeler çimento, agrega ve su olduğundan, aşağıda geçirimsiz beton yapmak için, bu malzemelerde aranan özelliklerden söz edilmektedir.

### 8.2.1 Çimento

Depo yapımında kullanılan çimentolarda aşağıdaki özellikler aranmaktadır:

- İnce öğütülmüş olmalı.
- Kuruduktan sonra çok az büzülme göstermeli ve rötresi az olmalı.
- Belli bir kıvama gelmek için az suya ihtiyaç göstermeli.
- Mukavemeti yüksek olmalı.
- Yavaş priz yapmalı.
- Temini mümkünse, uçucu küllü çimento kullanılmalı ya da normal portland çimentosuna %5-%15 oranında uçucu kül katılmalı.

### 8.2.2 Agregası

Depo betonlarında aranılan en önemli özellik, düşük su/çimento oranlarında istenen optimum sıkışma derecesine ulaşmasıdır. Bu nedenle en uygun agrega cinsi ve granülometrisini tespit etmek en önemli hususlardan biridir.

#### 8.2.2.1 İnce Agregası (Kum)

İnce agrega normal doğal temiz kum olmalı ve içerisindeki zararlı madde oranları aşağıda belirtilen yüzdeleri geçmemelidir (DSI, 1980).

	Ağırlık olarak (%)
200 Nolu elekten geçen malzeme	3
Şist	1
Kömür	1
Kil	1
Diğer zararlı maddelerin tümü (Alkali, mika, balçık, vb)	2

Kum malzemesi içindeki zararlı maddelerin toplamı %5'i geç-

meyeceği gibi granülometrisi de TS706 da belirlenen sınırlar içinde kalmalıdır. Kum kirliliğine neden olan zararlı maddeler ve kum kirliliğinin ölçülmesinde kullanılan yöntemler hakkında (Durmuş ve Diğ.,1988; 1989) kaynaklarına bakılabilir.

#### 8.2.2.2 Kaba Agregada (Çakıl)

Kaba agregada geçirimsizlik için aranan özellikler aşağıda verilmektedir.

- Temiz olmalı, değilse organik maddelerden arınıncaya kadar yıkanmalı.
- Tamamen yuvarlak doğal dere çakılı kullanılmalı, kırmataş kullanılmamalı. Çünkü doğal agregalarla yapılan betonda geçirimsizliği sağlamak kırma taşla yapılan betondan daha kolaydır (DSI, 1980; Manning,1967).
- Dona dayanıklı, sağlam, yüzeyi gözenekli olmayan, ağır agregada olmalı. Kuru birim ağırlığı  $2,6 \text{ gr/cm}^3$  ten az olmamalı.
- Yapısında Jips, anhidrid, klorür tuzları gibi beton ya da donatıya zarar veren maddeler bulunmamalı.
- Farklı genleşme sonucunda çatlak oluşturacak karışık agregada kullanılmamalı.

Agregada granülometri eğrisinin, D maksimum tane çapını (mm), d herhangi bir çapı (mm) ve P, d çapındaki agregada yüzdesini göstermek üzere,

$$P = 20 \left( \frac{d}{D} + 4 \sqrt{\frac{d}{D}} \right)$$

bağıntısına uyması tavsiye edilmektedir (DSI, 1980).

Betoniyere giriş anındaki kaba agreganın içindeki zararlı maddelerin değerleri aşağıda belirtilen yüzdeleri geçmemelidir.

	Ağırlık olarak (%)
200 Nolu elekten geçen malzeme	1
Şist	1
Kömür	1



Kil	0,5
Diğer zararlı maddeler	1

Bu malzemelerin toplamının %3'ü geçmemesi gerekir.

### 8.2.3 Karışım Suyu

Beton karışım suyu olarak hiç bir deneye tabi tutulmaksızın içme suyu kullanılabilir. Dere ya da göllerden su alınması halinde bunları teste tabi tutmak gerekmektedir. Bu konuda kaynak (Akman, 1987; Durmuş, 1989)'a bakılabilir.

## 8.3 GEÇİRİMSİZLİK İÇİN BETON KARIŞIMI VE YERLEŞTİRİLMESİ

Depolar için seçilen beton karışım oranları, yeterli derecede geçirimsizliği ve mukavemeti sağlamalıdır.

Geçirimsizlik üzerinde birçok faktör etkili olmaktadır. Bunlar arasında çimento dozajıda sayılabilir. Normal ya da çabuk sertleşen portland çimentosu ile yapılan geçirimsiz betonun bitmiş halindeki çimento dozajı  $300 \text{ kg/m}^3$  ile  $550 \text{ kg/m}^3$  arasında olmalıdır. Depolar için asgari beton kalitesi BS20 (C20) dir.

Diğer bir önemli faktör de su/çimento oranıdır. Bu oranın düşük olması geçirimsizlik için uygun olmaktadır. Bu oranın depolarda 0,50 civarında olması iyi netice vermektedir.

Betoniyerde karma işlemine, malzeme homojen olarak karıştırmaya ve üniform bir renk ve kıvam alınmaya kadar devam edilmelidir. Bu süre, su hariç bütün malzemelerin betoniyere girmesinden itibaren 1,50 dakikadan az olmamalıdır.

Beton uygun bir şekilde karıştırıldıktan sonra kullanılacağı yere mümkün olan en kısa yoldan taşınıp yerleştirilmeli ve mekanik bir vibratör kullanarak sıkıştırılmalıdır. Taşıma esnasında malzemenin ayrışmasına, kaybına ve kirlenmesine engel olunmalıdır.

Kil	0,5
Diğer zararlı maddeler	1

Bu malzemelerin toplamının %3'ü geçmemesi gerekir.

### 8.2.3 Karışım Suyu

Beton karışım suyu olarak hiç bir deneye tabi tutulmaksızın içme suyu kullanılabilir. Dere ya da göllerden su alınması halinde bunları teste tabi tutmak gerekmektedir. Bu konuda kaynak (Akman, 1987; Durmuş, 1989)'a bakılabilir.

### 8.3 GEÇİRİMSİZLİK İÇİN BETON KARIŞIMI VE YERLEŞTİRİLMESİ

Depolar için seçilen beton karışım oranları, yeterli derecede geçirimsizliği ve mukavemeti sağlamalıdır.

Geçirimsizlik üzerinde birçok faktör etkili olmaktadır. Bunlar arasında çimento dozajıda sayılabilir. Normal ya da çabuk sertleşen portland çimentosu ile yapılan geçirimsiz betonun bitmiş halindeki çimento dozajı  $300 \text{ kg/m}^3$  ile  $550 \text{ kg/m}^3$  arasında olmalıdır. Depolar için asgari beton kalitesi BS20 (C20) dir.

Diğer bir önemli faktör de su/çimento oranıdır. Bu oranın düşük olması geçirimsizlik için uygun olmaktadır. Bu oranın depolarda 0,50 civarında olması iyi netice vermektedir.

Betoniyerde karma işlemine, malzeme homojen olarak karıştırmaya ve üniform bir renk ve kıvam alınmaya kadar devam edilmesidir. Bu süre, su hariç bütün malzemelerin betoniyere girmesinden itibaren 1,50 dakikadan az olmamalıdır.

Beton uygun bir şekilde karıştırıldıktan sonra kullanılacağı yere mümkün olan en kısa yoldan taşınıp yerleştirilmeli ve mekanik bir vibratör kullanarak sıkıştırılmalıdır. Taşıma esnasında malzemenin ayrışmasına, kaybına ve kirlenmesine engel olunmalıdır.

Betonun yüksek yerlere nakli mekanik aletlerle yapılıp, kürek ve benzeri aletler kullanarak beton elle yüksek yerlere taşınmamalıdır.

Beton dökümü sırasında, ısının  $+4^{\circ}\text{C}$  ile  $+32^{\circ}\text{C}$  arasında olması gerekir. Bu sınırların dışında beton dökülmemelidir.

Beton döküldükten hemen sonra başlayan bakım zamanı içinde beton devamlı nemli tutulmalı ve beton yüzündeki ısı değişikliklerini önleyecek tedbirler alınmalıdır. Beton döküldükten sonra beton yüzü ani kurumayı önlemek ve sıcaklık değişikliğini minimuma indirmek için örtülmelidir. Bu iş beton dökümünden itibaren 20 saat içerisinde yapılır.

Betonun kürüne, şartnamede (TS 500) belirtilen 28 günlük mukavemetin  $3/4$  ünü alıncaya kadar devam edilmelidir, ancak bu süre 10 günden az olmamalıdır.

#### 8.4 BETONUN KATKI MADDELERİ

Geçirimsizlik betonun kendi bünyesinde temin edilmeye çalışılıp, gerekli olmadıkça katkı maddesi kullanılmamalıdır. Basınçlı geçirimsizlik için plastikleştirici adı verilen çok yüksek özgül alana sahip tozlar kullanılır. Bunların da puzolanik aktiflikleri (diatome toprağı, silis dumanı) daha da uygundur.

Geçirimsizlik için betona katılan katkı maddeleri piyasada toz ve sıvı halde bulunmaktadır.

#### 8.5 İÇ KAPLAMA VE GEÇİRİMSİZLİK ŞEKİLLERİ

##### 8.5.1 İç Kaplama

Yalıtılmış yüzeyleri korumak amacıyla yatay, eğimli ve eğri yüzeylerde en az 10 cm kalınlığında betondan yapılan, düşeyde ise blok ya da yerinde dökülerek yapılan betondan oluşan bir kaplama tabakasıdır.

### 8.5.2 Yalıtım Örtüleri ile Yapılan Geçirimsizlik

Deponun yatay, düşey, eğri ve eğimli yüzlerine uygulanan içinde taşıyıcı bir malzeme bulunan bitüm bazlı yalıtım örtüleri kullanarak yapılan, ihtiyaca göre iki ya da çok katlı olarak uygulanabilen, katların birbirine ve uygulandıkları yüzeye sıcak uygulanan bitüm ile yapıştırıldıkları geçirimsizlik şeklindedir.

### 8.5.3 Cam Lifi Takviyeli Plastik Kaplama ile Yapılan Geçirimsizlik

Cam lifli takviyeli plastik kaplama ile yapılan geçirimsizlik, depoların yatay, eğri, eğimli ve düşey yüzlerine polyes-terin cam elyafı ile takviye edilmesi suretiyle yüzeyde bir kaplama tabakası oluşturacak şekilde döşenmesi ile yapılan geçirimsizlik şeklindedir.

## BÖLÜM 9

### DEPOLARDA DEPREM HESABI

#### 9.1 GİRİŞ

Normal bir betonarme yapı için zor olan deprem hesabı, depolarda daha da karmaşık durum almaktadır. Çünkü depolarda yapı-zemin etkileşmesine ilave olarak depo haznesi-sıvı etkileşimi de ortaya çıkmaktadır.

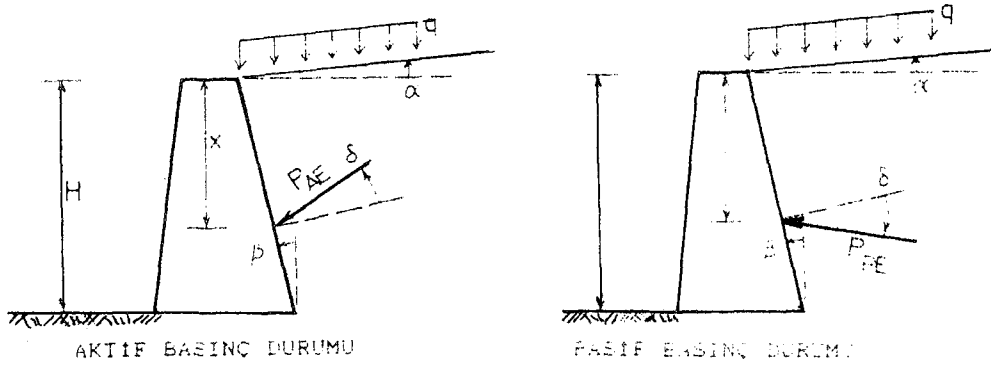
Bu bölümde çeşitli geometriye sahip gömme, yerüstü ve ayaklı depoların depreme göre hesabına ilişkin birkaç hesap yöntemi verilmekte ve yöntemler kendi aralarında karşılaştırılmaktadır. Bu arada pratik uygulamaları kolaylaştırmak için yöntemlerden elde edilen çeşitli çizelge ve grafikler de verilmektedir.

#### 9.2 GÖMME DEPOLARIN HESABI

Gömme depoların deprem hesabının; yerüstü depoların hesabından farkı, bunların hesabında diğer etkilere ilaveten dinamik zemin basıncının da dikkate alınması gereğidir.

##### 9.2.1 Dinamik Zemin Basıncının Hesabı

Şekil 9.1 de gösterilen geometriye sahip istinat duvarlarına ya da gömme depo yan duvarlarına benzer yapılara deprem sırasında gelecek statik ve dinamik basınçlar birçok ülke yönetmeliklerinde Mononobe-okabe yöntemi ile tayin edilmektedir. Bu yöntemle ilgili kritik bir değerlendirme için (Seed ve diğ., 1970) kaynağına bakılabilir. Bu tür yapıların Japon şartnamesine göre (JSCE, 1984) dinamik zemin basıncının hesabı aşağıda verilmektedir.



Şekil 9.1 Aktif ve Pasif Dinamik Zemin Basıncı Etkisi.

$z$  yüzeyden itibaren derinliği,  
 $\gamma_z$  zemin birim ağırlığını ( $N/m^3$ ),  
 $c$  kohezyonu ( $N/m^2$ ),  
 $q$  yüzeydeki ek yükü,  
 $\phi$  zemin iç sürtünme açısını,  
 $k_h$  yatay deprem katsayısını,  
 $k'$  itibari deprem katsayısı [ $\gamma_z k_h / (\gamma_z - 1)$ ],  
 $\theta$   $\arctan(k_h)$  ya da  $\arctan(k')$  değerini,  
 $\beta$  duvar arka yüzünün düşeyle yaptığı açığı,  
 $\delta$  zemin ve yapı arasındaki sürtünme açısını ( $\leq 15^\circ$ ),  
 $\alpha$  zemin yüzeyinin yatayla yaptığı açığı,  
 $P_{AE}$   $z$  derinliğindeki toplam aktif basıncı ( $N/m^2$ ),  
 $P_{PE}$   $z$  derinliğindeki toplam pasif basıncı ( $N/m^2$ ),  
 göstermektedir.

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

olmak üzere;

$$P_{AE} = \gamma_z z K_{AE} - 2c\sqrt{K_{AE}} + q K_{AE}$$

bağıntısıyla hesaplanır.

zemin yüzeyinden z derinliğindeki toplam pasif statik ve dinamik zemin basıncı  $P_{PE}$ ;

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

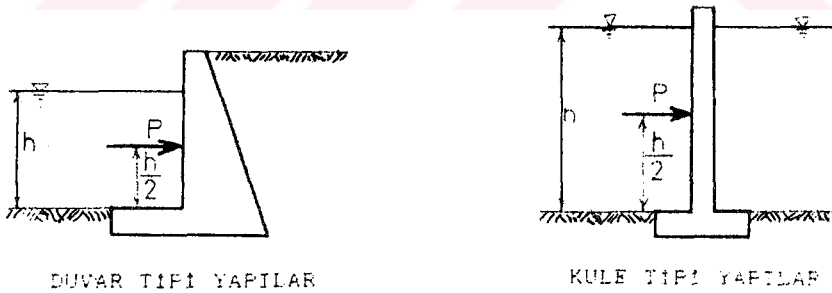
olmak üzere,

$$P_{PE} = \gamma_z z K_{PE} + 2c \sqrt{K_{PE}} + q K_{PE}$$

den hesaplanır.

### 9.2.2 Hidrodinamik Basıncın Hesabı

Şekil 9.2 de gösterilen yapı tiplerine benzer yapılar (gömme depo yan duvarı, bölme duvarı, vb.) üzerine etkiyecek hidrodinamik basınçların hesabı için deprem yönetmelikleri genellikle Westergaard teorisini (Westergaard, 1933) kullanmaktadır. Aşağıda hidrodinamik basınç için yine yukarıda adı geçen Japon şartnamesinde önerilen yaklaşık bağıntılar verilmektedir.



Sekil 9.2. Hidrodinamik Basınç Etkisi

Duvar tipi yapılar için birim duvar boyuna düşen toplam hidrodinamik kuvvet  $P$  (N),  $h$  su yüksekliğini (m) göstermek üzere;

$$P = \frac{7}{12} k_h \gamma h^2$$

den hesaplanır.

Hidrodinamik kuvvete dik doğrultudaki genişliği  $b(m)$  olan Şekil 9.2 b dekine benzer yapılar için toplam hidrodinamik kuvvet;

$$b/h \leq 2 \quad \text{için,} \quad P = \frac{3}{4} k_h \gamma b^2 h \left(1 - \frac{b}{4h}\right),$$

$$2 < b/h \leq 3.1 \quad \text{için,} \quad P = \frac{3}{8} k_h \gamma b^2 h ,$$

$$b/h > 3.1 \quad \text{için,} \quad P = \frac{7}{6} k_h \gamma b h^2 ,$$

değerlerini alır.  $P$  kuvvetinin tatbik noktası sıvı derinliğinin yarısı olarak alınmaktadır (Erdik, 1987).

### 9.3 YERÜSTÜ DEPOLARININ HESABI

#### 9.3.1 Yapılan Kabüller

Üstü tamamen kapalı ve sıvı ile dolu rijit bir depoda, sıvının hareketi rijit bir kütle gibi depo ile beraberdir. Ancak sıvı yüzeyi ile deponun üstü arasında çok az bir boşluk varsa depo üstü açık depo gibi hesaplanır. Bu konuda Newmark, dalga oluşması açısından, deponun üstü açık depo gibi davranması için toplam derinliğin %2 si kadar bir boşluğun yeterli olacağını belirtmiştir. Burada sadece üstü açık depolar üzerinde durulmaktadır.

Depodaki sıvının sıkışmaz bir sıvı olduğu kabul edilmektedir. Westergaard sıvının sıkışabilir olması halinde basınçlarda yapılan hatanın %4 olduğunu göstermiştir.

Son olarakta deponun temel zeminine ankastre olduğu, dolayısıyla da depo taban ivmesiyle zemin ivmesinin aynı olduğu kabulü de yapılmaktadır.

#### 9.3.2. Deiresel Depolar

##### 9.3.2.1. Bu Konudaki Bazı Hesap Yöntemlerinin İrdelenmesi

Madde 9.3.2.2, 9.3.2.3 ve 9.3.2.4 de geliştirilen hesap



yöntemleri, zamana bağlı dinamik ek basınç için, farklı kabuller yapmaktadır. Jacobsen'e göre depodaki hız alanı doğrudan zemin hızıyla orantılıdır (Bkz. EK-B1). Diğer taraftan B 8 bağıntısında; zamanın basınç üzerindeki etkisi ihmal edilerek sadece sıvının salınmaya başlamadan önce, impulstan doğan ek basıncı dikkate alınmaktadır. Bu kabul  $f''(t)$  ivmesinin şeklinden bağımsız olarak, ek basıncın değerlendirilmesine imkan vermektedir.

Sıvının salınım etkisini dikkate almayan bu yöntemle göre pratik ve gerçekçi bir hesap geliştirilemez.

Hunt ve Priestley yöntemi; impuls etkisiyle salınımı birlikte dikkate alarak zamanın fonksiyonu olan hız alanıyla, zemin ivmesi arasında bir bağıntıya imkan vermektedir. Daha genel olması üstünlüğü yanında sonuçlarda ek bir bilinmeyen [ $a(t)$  zemin ivmesi] bulunması sakıncası da mevcuttur. Bu nedenle, madde 9.3.2.5 de diğer araştırmacılar tarafından verilen sonuçlarla yapılan karşılaştırmada depo ivmesine özel bir şekil vermek gerekmiştir.

Gayet tabii, bu yöntem sıvı titreşim modlarının tümünü dikkate alan salınım basınçlarını da işlemlere katmaktadır.

Housner, yönteminde salınım ve impuls etkilerini birbirinden ayırmaktadır (Bkz. EK-B3).

Bu incelemede iki sınıf depoyu birbirinden ayırt etmek gerekmektedir:

- Doluluk oranı  $h/R < 1.5$  olan sığ depolar.
- Doluluk oranı  $h/R > 1.5$  olan derin depolar.

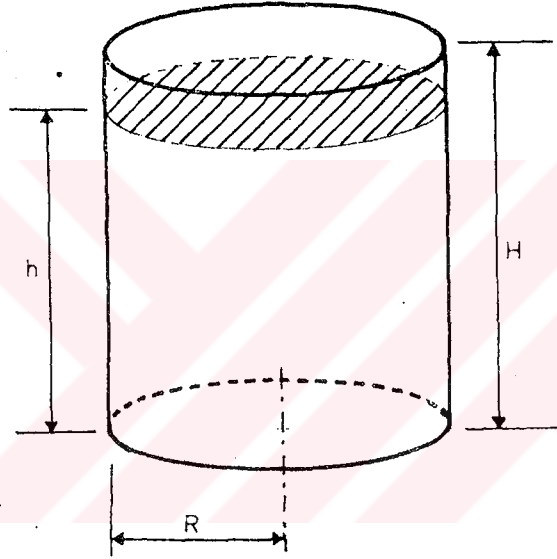
Hunt ve Priestley ile Housner'e ait olan her iki hesap yöntemi deponun  $h/R$  doluluk oranının her değeri için uygulanabilir.

Bu yöntemler  $h/R < 1,5$  doluluk oranına sahip depolar için birbirine yakın sonuçlar vermektedir. Bu nedenle uygulaması daha kolay olan Housner yöntemi pratik bir hesap amacıyla madde 9.3.2.4 c de irdelenmektedir. Aksine,  $h/R > 1,5$  doluluk oranına sahip depolar için Housner yöntemi %10 yaklaşık sonuçlar vermek-

tedir. Bu nedenle daha yüksek hassasiyet istenen depoların hesabında madde 9.3.2.3 c de verilen Hunt ve Priestley yönteminin kullanılması tercih edilmektedir.

### 9.3.2.2 Jacobsen ve Ayre'ye Göre Hesap Yöntemi

Bu yöntemde, sıvı dalgalarının salınımından doğan kesit etkileri ihmal edilerek sadece impuls etkisi dikkate alınmaktadır. Bu bölümde incelenen depo şekli Şekil 9.3 de verilmektedir.



Şekil 9.3. Deprem Hesabında Dikkate Alınan Dairesel Depo

#### 9.3.2.2 a Hız Alanı

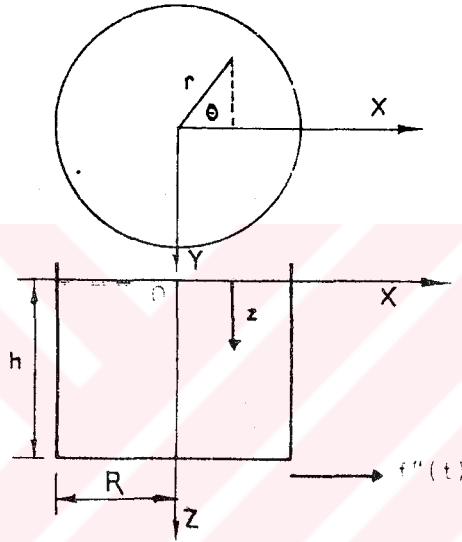
Basınç dağılımlarının belirlenmesine imkan veren ve bu depoya hakim olan hız alanıdır. Bu alanın hesabı için aşağıdaki kabuller yapılmaktadır.

- Depo duvarları rijittir.
- Depolanan sıvı sıkışmazdır.
- Depolanan sıvı viskoz değildir.
- Yüzey dalgalarının şekli ihmal edilmektedir.
- Depo yatay doğrultuda  $f'(t)$  hızıyla yerdeğiştirilir.

Silindirik koordinatların  $(r, \theta, z)$  kullanılması halinde (Şekil 9.4)

$$\Phi = f'(t) \cos \theta \sum_{n=1,3,5}^{\infty} A_n \sin nkz I_1(nkr) \quad (9.1)$$

şeklindeki hız alanı elde edilir (Bkz. EK-B1). Bu bağıntıdaki  $I_n$  tamamen imajiner  $x=i.n.k.r$  argümanlı ve  $n$ . dereceden Bessel fonksiyonudur.  $A_n$  değeri ise B15 bağıntısından elde edilir.



Şekil 9.4. Yatay  $f''(t)$  ivmesine Maruz Dairesel Depo

#### 9.3.2.2 b Dinamik Ek Basınçlar

Dinamik impulstan doğan ek basınçların dağılımı; doğrudan hız alanından

$$p = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t} = -\rho f''(t) \cos \theta \sum_{n=1,3,5}^{\infty} A_n \sin nkz I_1(nkr)$$

bağıntısıyla elde edilmekte ve bu ek basınçların duvarlar üzerindeki  $(r=R)$  bileşkesi,

$$P = 2 \int_0^h \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} (p \cos \theta r d\theta dr)_{r=R}$$

şeklinde elde edilir. Bu bileşke öteleme doğrultusunda ve sadece bir duvarda aşağıdaki değeri alır.

$$\gamma_i = \frac{1}{R} \sum_{1,3,5}^{\infty} \frac{A_n I_1(nkR)}{n}$$

$$P_{ii} = -\rho f''(t) h R^2 \gamma_i$$

olmak üzere ,

$$P_{ii} = -\rho f''(t) h \cdot R \sum_{1,3,5}^{\infty} \frac{A_n I_1(nkR)}{n} \quad (9.2)$$

şeklinde yazılabilir.

### 9.3.2.3 Hunt ve Priestley'e Göre Hesap Yöntemi

Bu hesapta dalgaların oluşması ve bunların duvarlar üzerindeki etkisi dikkate alınmaktadır.

Diğer taraftan bu maddedeki bütün ifadeler önce boyutsuz halde verilip daha sonra boyutlu şekilleriyle yazılmışlardır.

#### 9.3.2.3 a Hız Alanı

Şekil 9.3 deki gibi birim yarıçaplı dairesel bir depo dikkate alınsın. Depo yatay doğrultuda  $a(t)$  ivmesi, dolayısıyla da  $\Phi$  hız alanının etkisindedir. Burada yüzey dalgaları dikkate alınarak,

$$\Phi(r, \theta, z, t) = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} F_n(t) \frac{J_1(\lambda_n r) \cosh \lambda_n (h-z)}{J_1'(\lambda_n) \cosh \lambda_n h} \quad (9.3)$$

şeklinde bir hız alanı elde edilir (Bkz. B2). Bu ifadedeki  $\lambda_n$  birinci dereceden ve birinci çeşit Bessel fonksiyonunun birinci türevinin köklerini göstermektedir. Bu durumda,

$$n = 1, 2, 3, \dots \text{ için } J_1'(\lambda_n) = 0$$

$$\text{ve } \beta_n = \sqrt{\lambda_n^2 h^2 - \lambda_n^2} \text{ olmak üzere,}$$

$$F_n(t) = \frac{2}{\beta_n (1 - \lambda_n^2)} \int_0^t a'(\tau) \sin \beta_n (t - \tau) d\tau$$

şeklinde yazılabilir.

## 9.3.2.3 b. Dinamik Ek Etki

(9.3) bağıntısı yardımıyla tüm noktalardaki dinamik basınç;

$$p = z - \left[ r a(t) + \sum_{n=1}^{\infty} F'_n(t) \frac{J_1(\lambda_n r) ch \lambda_n (h-z)}{J_1(\lambda_n) ch \lambda_n h} \cos \theta \right]$$

bağıntısıyla elde edilir. Bunun integralini almak suretiyle duvarlar üzerindeki ek basıncın bileşkesi ise;

$$P = -\pi h \left[ a(t) + \sum F'_n(t) \frac{th \lambda_n h}{\lambda_n h} \right]$$

den hesaplanır.  $P$ ,  $F'_n(t)$  ye dolayısıyla da  $a(t)$  değişimine bağlıdır.

$a(t) = a_m \sin \omega t$  olarak seçilirse;

$$F'_n(t) = \frac{2 \omega^2 a(t)}{(1 - \lambda_n^2)(\omega^2 - \beta_n^2)} - \frac{2 a_m \omega \beta_n \sin \beta_n t}{(1 - \lambda_n^2)(\omega^2 - \beta_n^2)}$$

şekline gelir. Bu da  $P$  nin,

$$P = P_2 = -\rho a(t) h R^2 \left[ \pi + \frac{2 \omega^2 \pi R^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2)(\omega^2 R - g \beta_n^2)} \right] + \quad (9.4)$$

$$+ 2 \rho a_m \omega \pi R^3 \sqrt{R g} \sum_1^{\infty} \frac{\beta_n \sin \beta_n \sqrt{g/R} t th \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2)(\omega^2 R - g \beta_n^2)}$$

şeklinde yazılmasına imkan verir. Buradan (9.4) bağıntısıyla hesaplanan bileşke kuvvetinin bir impuls basıncı bileşkesi  $P_{2i}$  ile; bir salınım basıncı bileşkesi  $P_{2o}$  in toplamı olduğu görülmektedir. Bu da;

$$\delta_i = \left[ \pi + \frac{2 \omega^2 \pi R^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2)(\omega^2 R - g \beta_n^2)} \right] \quad (9.5)$$

olmak üzere,

$$P_2 = P_{2i} + P_{2o} \quad (9.6)$$

$$P_{2i} = \rho a_m h R^2 \delta_i \quad (9.7)$$

şeklinde yazılabilir.  $\delta_i$  katsayısı madde 9.3.2.3 c deki Çizelge 9.1 den ya da Şekil 9.5 den alınabilir.  $P_{2i}$  impuls basınçları bileşkesi

$$Z_i = \frac{\left[ \frac{1}{2} + \frac{2 \omega^2 R^3}{h^2} \sum_1^{\infty} \frac{1}{\lambda_n^2 (1 - \lambda_n^2)(\omega^2 R - g \beta_n^2)} \left( 1 - \frac{1}{ch \lambda_n h/R} \right) \right]}{\left[ 1 + \frac{2 \omega^2 R^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2)(\omega^2 R - g \beta_n^2)} \right]} \quad (9.8)$$

olmak üzere,

$$z_i = h Z_i \quad (9.9)$$

yüksekliğine uygulanır.  $Z_i$  nin değerleri madde 9.3.2.3 c deki Şekil 9.7 den alınabilir.

$$\delta_o = \frac{2 \omega \pi R \sqrt{R g}}{h} \sum_1^{\infty} \frac{\beta_n t h \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 R - g \beta_n^2)} \quad (9.10)$$

olmak üzere, hidrodinamik salınım basınçlarının bileşkesi,

$$P_{2o} = \rho a_m h R^2 \delta_o \quad (9.11)$$

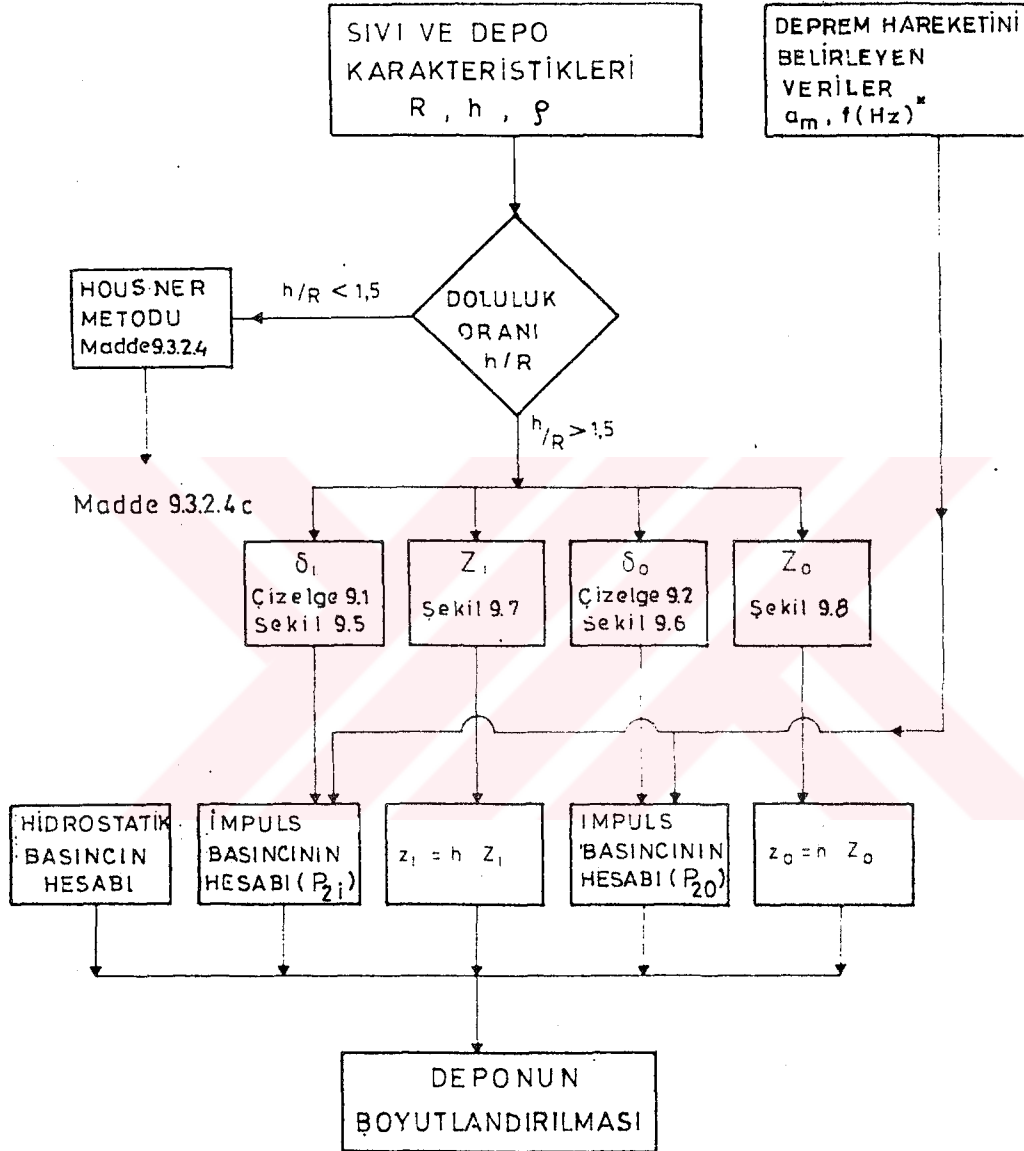
den hesaplanır.  $\delta_o$  değerleri madde 9.3.2.3 c deki Çizelge 9.2 ya da Şekil 9.6 dan alınabilir.

$$Z_o = \frac{\sum_1^{\infty} \frac{\beta_n}{\lambda_n^2 (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 R - g \beta_n^2)} \left(1 - \frac{1}{ch \lambda_n h/R}\right)}{\sum_1^{\infty} \frac{\beta_n t h \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 R - g \beta_n^2)}} \quad (9.12)$$

olmak üzere bu bileşke kuvvet,

$$z_o = R Z_o \quad (9.13)$$

olarak tanımlanan bir yüksekliğe tatbik edilmektedir.  $Z_o$  madde 9.3.2.2 c deki Şekil 9.8 den alınabilir.

9.3.2.3 c Dairesel Depoların Pratik Hesabı ( $h > 1.5R$ )Akış Diyagramı 91. Dairesel Depoların Pratik Hesabı ( $h > 1.5R$ ).

\* Frekans zemin için kullanılan  $a_m$  maksimum ivmesini içeren frekans bandı içinde akselogram yardımıyla belirlenir.

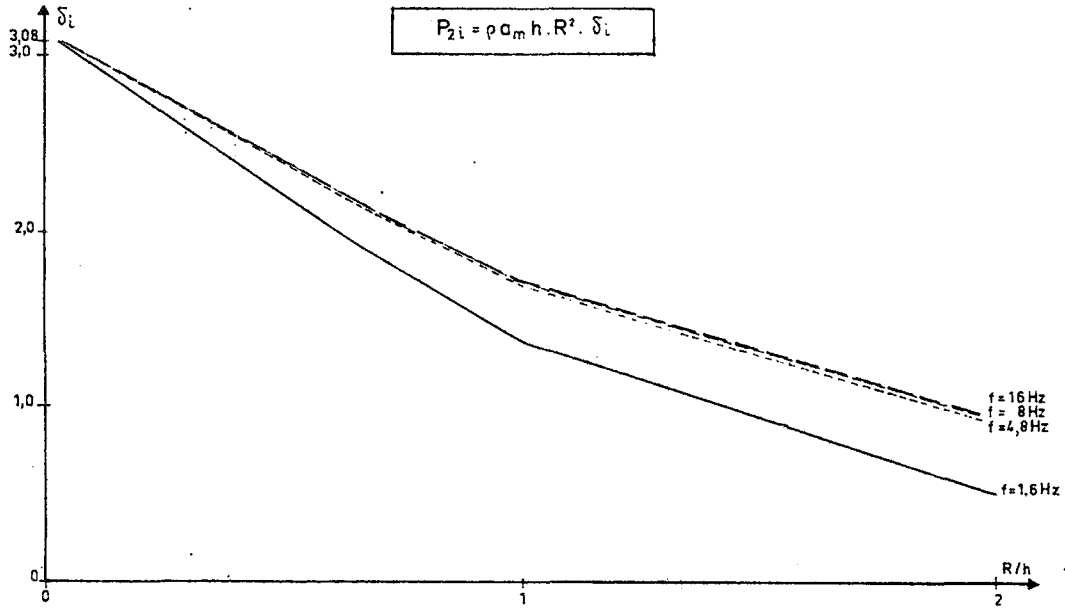
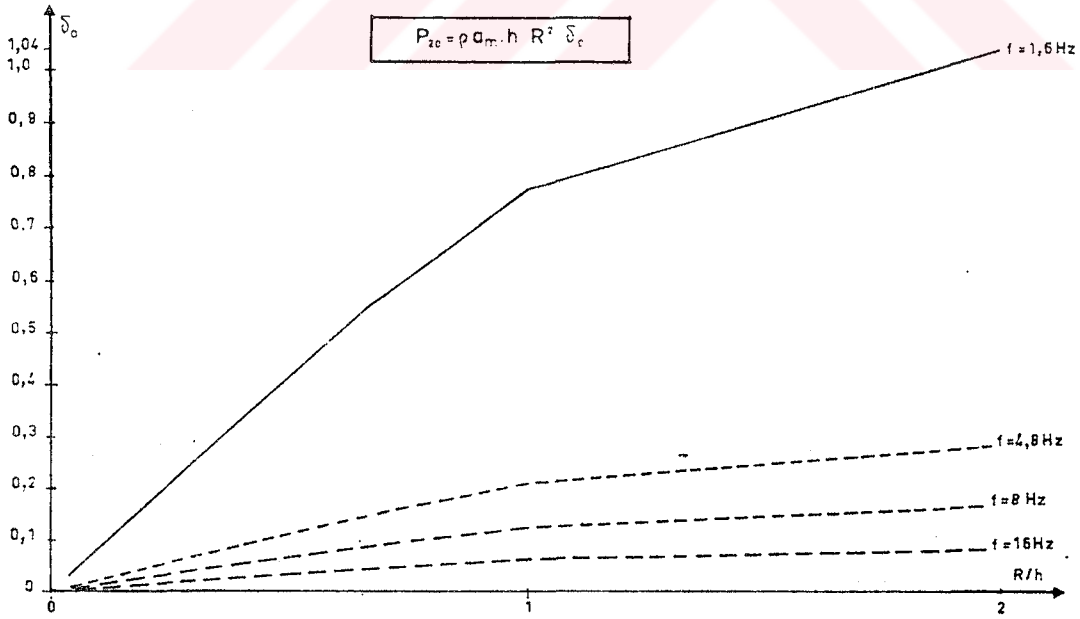
Çizelge 91. Dairesel Depolarda  $P_{2i}$  İmpuls Basıncı İçin  $\delta_i$  Katsayıları.

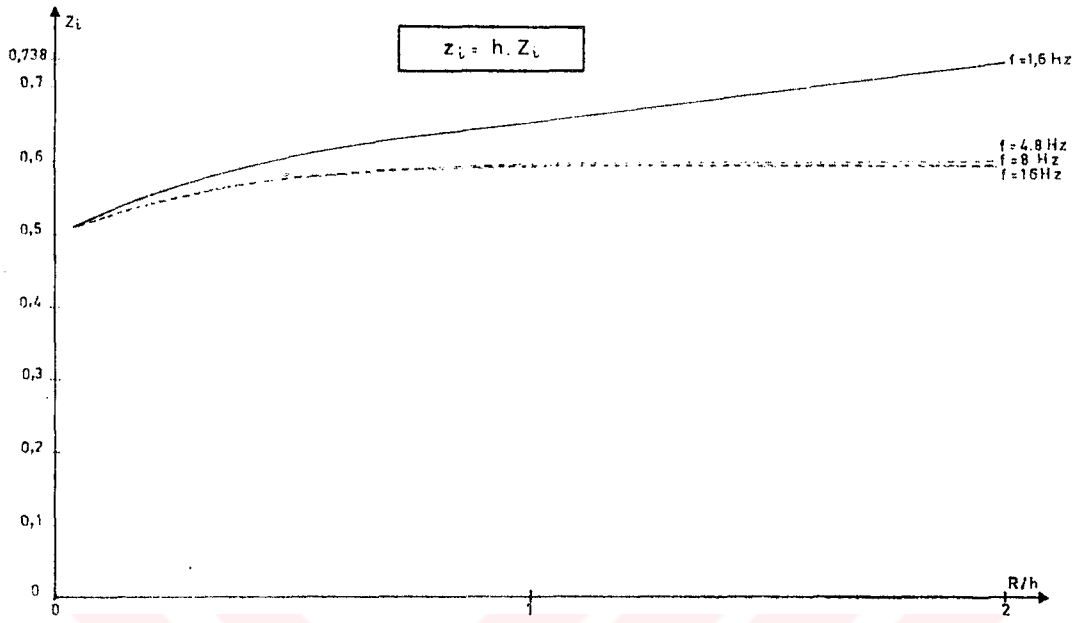
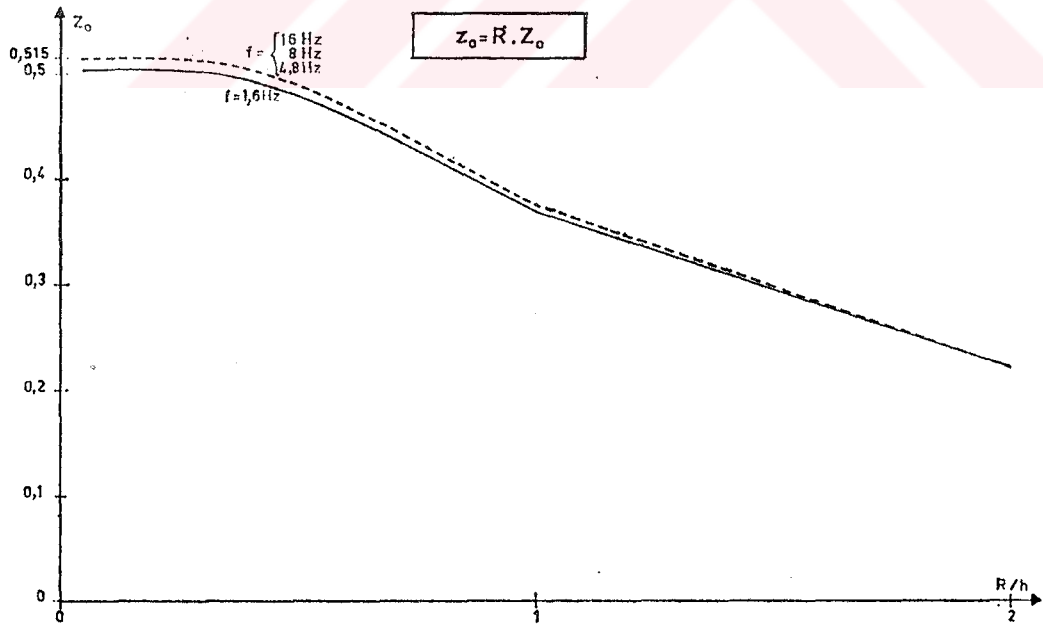
$P_{2i} = \rho \cdot a_m \cdot h \cdot R^2 \cdot \delta_i$				
R/h	f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz
2.000	0.513	0.909	0.935	0.946
1.000	1.379	1.692	1.712	1.721
0.667	1.908	2.134	2.149	2.154
0.500	2.209	2.381	2.392	2.396
0.400	2.394	2.532	2.541	2.544
0.333	2.518	2.633	2.640	2.643
0.286	2.607	2.706	2.712	2.714
0.250	2.674	2.760	2.765	2.768
0.222	2.726	2.802	2.807	2.809
0.200	2.767	2.836	2.840	2.842
0.182	2.801	2.864	2.868	2.869
0.167	2.829	2.887	2.890	2.892
0.154	2.853	2.906	2.909	2.911
0.143	2.874	2.923	2.926	2.927
0.133	2.891	2.937	2.940	2.941
0.125	2.907	2.950	2.953	2.954
0.118	2.921	2.961	2.964	2.965
0.111	2.933	2.971	2.973	2.974
0.105	2.944	2.980	2.982	2.983
0.100	2.954	2.988	2.990	2.991
0.095	2.962	2.995	2.997	2.998
0.091	2.970	3.002	3.004	3.005
0.087	2.978	3.008	3.010	3.010
0.083	2.985	3.013	3.015	3.016
0.080	2.991	3.018	3.020	3.021
0.077	2.997	3.023	3.025	3.025
0.074	3.002	3.027	3.029	3.030
0.071	3.007	3.031	3.033	3.034
0.069	3.011	3.035	3.037	3.037
0.067	3.016	3.039	3.040	3.041
0.065	3.020	3.042	3.043	3.044
0.063	3.023	3.045	3.046	3.047
0.061	3.027	3.048	3.049	3.050
0.059	3.030	3.051	3.052	3.052
0.057	3.033	3.053	3.054	3.055
0.056	3.036	3.056	3.057	3.057
0.054	3.039	3.058	3.059	3.059
0.053	3.042	3.060	3.061	3.062
0.051	3.044	3.062	3.063	3.064
0.050	3.047	3.064	3.065	3.066
0.049	3.049	3.066	3.067	3.067
0.048	3.051	3.068	3.069	3.069
0.047	3.053	3.069	3.070	3.071
0.045	3.055	3.071	3.072	3.072
0.044	3.057	3.072	3.073	3.074
0.043	3.059	3.074	3.075	3.075
0.043	3.061	3.075	3.076	3.077
0.042	3.062	3.077	3.078	3.078
0.041	3.064	3.078	3.079	3.079
0.040	3.065	3.079	3.080	3.080



Çizelge 9.2. Dairesel Depolarda  $P_{20}$  Salınım Basıncı İçin  $\xi_0$  Katsayıları

$P_{20} = \rho \cdot a_m \cdot h \cdot R^2 \cdot \xi_0$				
R/h	f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz
2.000	1.040	0,288	0.170	0.085
1.000	0.769	0.208	0.123	0.061
0.667	0.547	0.147	0.087	0.043
0.500	0.414	0.112	0.066	0.033
0.400	0.332	0.089	0.053	0.026
0.333	0.277	0.074	0.044	0.022
0.286	0.237	0.064	0.038	0.019
0.250	0.208	0.056	0.033	0.016
0.222	0.184	0.050	0.029	0.015
0.200	0.166	0.045	0.026	0.013
0.182	0.151	0.041	0.024	0.012
0.167	0.138	0.037	0.022	0.011
0.154	0.128	0.034	0.020	0.010
0.143	0.119	0.032	0.019	0.009
0.133	0.111	0.030	0.018	0.009
0.125	0.104	0.028	0.016	0.008
0.118	0.098	0.026	0.016	0.008
0.111	0.092	0.025	0.015	0.007
0.105	0.087	0.024	0.014	0.007
0.100	0.083	0.022	0.013	0.007
0.095	0.079	0.021	0.012	0.006
0.091	0.075	0.020	0.012	0.006
0.087	0.072	0.019	0.011	0.005
0.083	0.069	0.019	0.011	0.005
0.080	0.066	0.018	0.011	0.005
0.077	0.064	0.017	0.010	0.005
0.074	0.061	0.017	0.010	0.005
0.071	0.059	0.016	0.009	0.005
0.069	0.057	0.015	0.009	0.005
0.067	0.055	0.015	0.009	0.004
0.065	0.054	0.014	0.009	0.004
0.063	0.052	0.014	0.008	0.004
0.061	0.050	0.014	0.008	0.004
0.059	0.049	0.013	0.008	0.004
0.057	0.047	0.013	0.008	0.004
0.056	0.046	0.012	0.007	0.004
0.054	0.045	0.012	0.007	0.004
0.053	0.044	0.012	0.007	0.003
0.051	0.043	0.011	0.007	0.003
0.050	0.042	0.011	0.007	0.003
0.049	0.040	0.011	0.006	0.003
0.048	0.040	0.011	0.006	0.003
0.047	0.039	0.010	0.006	0.003
0.045	0.038	0.010	0.006	0.003
0.044	0.037	0.010	0.006	0.003
0.043	0.036	0.010	0.006	0.003
0.043	0.035	0.010	0.006	0.003
0.042	0.035	0.009	0.005	0.003
0.041	0.034	0.009	0.005	0.003
0.040	0.033	0.009	0.005	0.003

Şekil 9.5. Dairesel Depolarda  $P_{2i}$  İmpuls Basıncının HesabıŞekil 9.6. Dairesel Depolarda  $P_{2o}$  Salınım Basıncının Hesabı

Şekil 9.7. Dairesel Depolarda Bileşke İmpuls Basıncının  $Z_i$  Tatbik NoktasıŞekil 9.8. Dairesel Depolarda Bileşke Salınım Basıncının  $Z_o$  Tatbik Noktası

#### 9.3.2.4 Housner'e Göre Yaklaşık Hesap Yöntemi

İlk iki yöntemde etkilerin kesin ifadeleri, genellikle serinin ilk iki terimiyle yetinilmesine rağmen, oldukça karmaşıktır. Bu nedenle, aşağıda, önceki yöntemlere göre daha basit ifadeler veren ve madde 9.3.2.5 de diğer yöntemlerle karşılaştırılan Housner yöntemi verilmektedir.

Seçilen matematik modelde sıvının etkisi iki tip bileşene ayrılmaktadır:

- İmpuls etkisini oluşturan pasif etki.
- Salınım etkisini oluşturan aktif etki.

İmpuls etkileri, pasif kütle adı verilen, bir kısım sıvı kütlelerinin depo duvarlarının ötelenmesine eylemsizlik prensibiyle etkimesinden meydana gelmektedir.

Eşdeğer mekanik model; eşdeğer sıvı kütlelerinin uyguladığı yatay etkiye eşit etki meydana getiren  $h_i$  yüksekliğinde depoya rijit olarak bağlı,  $M_i$  kütlelerini dikkate almak suretiyle elde edilmiştir.

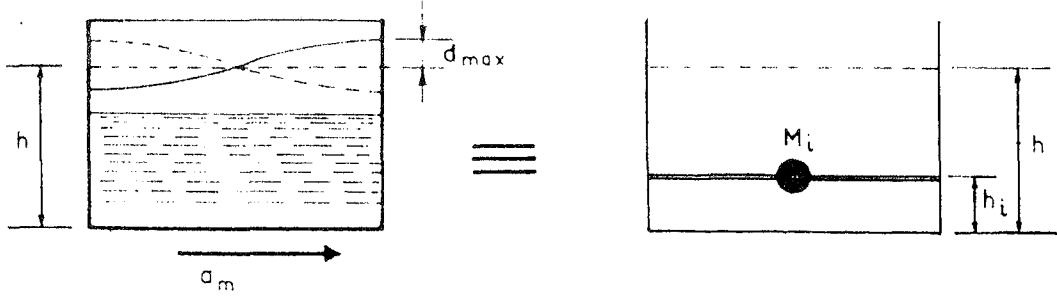
Sıvı salınımı ihmal edildiğinde impuls etkisinin eşdeğer sistemi Şekil 9.9a da verilmektedir.

Salınım etkileri ise, aktif kütle adı verilen, sıvı kütlelerinin diğer bir kısmının deprem etkisi altında salınım hareketi yapmasından ileri gelmektedir.

Mekanik eşdeğeri  $h_{on}$  ya da  $h_{on}^*$  seviyelerinde  $k_n$  yay katsayılarıyla tutulmuş  $n$  tane  $M_{on}$  kütlelerini dikkate almak suretiyle elde edilmektedir. Öyle ki yatay salınımlar aktif sıvı kütlelerinin oluşturduğu titreşim etkilerine eşit bir etki meydana getirirler.

Eğilme momentinin hesabı için dikkate alınan etkiler duvarlar üzerindeki etkilerdir. Bu durumda  $M_{on}$  kütleleri  $h_{on}^*$  seviyesinde etkirler (Şekil 9.9 c).

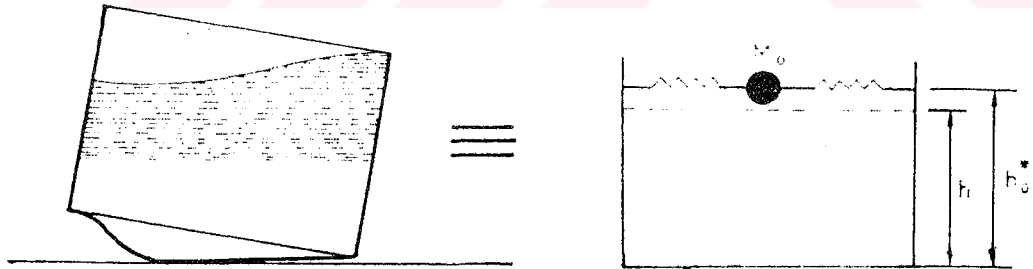
Böylece iki tip etki için dikkate alınan model Şekil 9.10 da verilmektedir.



a) İmpuls basınçlarının mekanik eşdeğeri

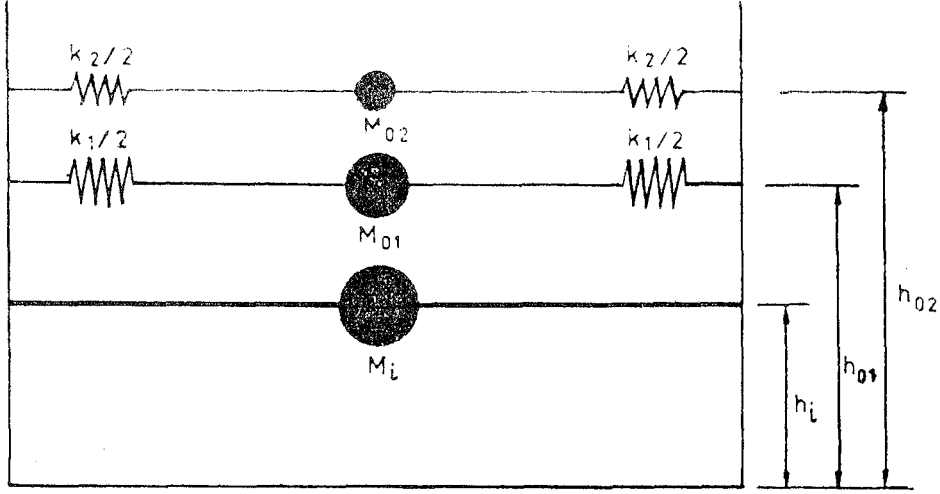


b) Salınım basınçlarının mekanik eşdeğeri : duvarlar üzerinde



c) Salınım basınçlarının mekanik eşdeğeri , taban ve duvarlar üzerinde

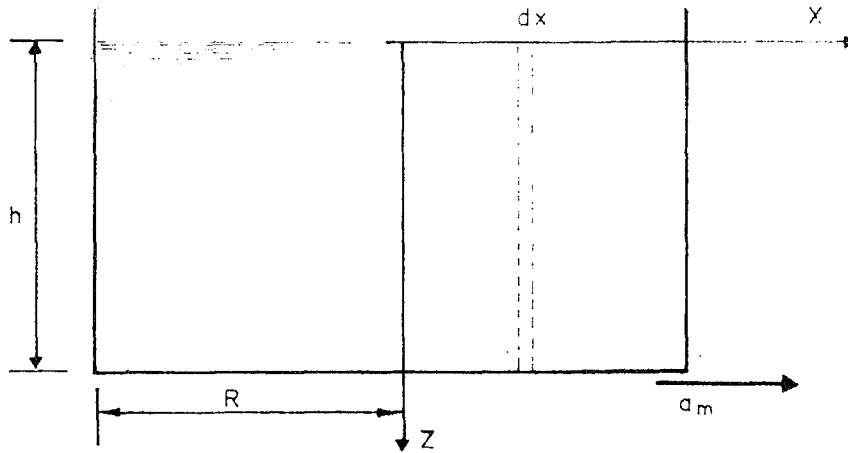
Şekil 9.9. Dairesel Depolarda Gerçek ve Mekanik Eşdeğer Sistem



Şekil 9.10. Bir Pasif  $M_i$  (impuls) Kütlesi ve İki Adet Aktif  $M_{01}$ ,  $M_{02}$  (salınım) Kütleleri Modeli

#### 9.3.2.4 a İmpuls Etkileri

Şekil 9.11 de belirtilen maksimum  $a_m$  ivmesinin etkisinde düşey duvarlı ve yatay tabanlı dairesel bir depo dikkate alınsın.



Şekil 9.11. Maksimum  $a_m$  İvmesine Maruz Dairesel Depo

Sıvının sıkışabilirliği ihmal edilebilir. Kütlenin korunumu prensibi ve dinamiğin temel ilkesi dikkate alınarak depo duvarlarına uygulanan hidrodinamik basınç,

$$p = -\rho h^2 \left[ \frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{du}{dt} \quad (9.14)$$

olarak belirlenir (Bkz.EK-B3). Diğer bir gösterimle, u sıvının ox doğrultusundaki hızını ve,

$$u = a_m \frac{ch \sqrt{3} \frac{x}{h}}{sh \sqrt{3} \frac{R}{h}}$$

ox doğrultusundaki basınç dağılımını göstermek üzere,

$$p = -\rho a_m h \sqrt{3} \left[ \frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{z}{h} \right)^2 \right] th \sqrt{3} \frac{R}{h} \quad (9.15)$$

şekline gelir.

(9.14) bağıntısının integrali alınır, impulsun yatay hidrodinamik basınçlarının bileşkesi;

$$P_{3i} = -\rho a_m \pi R^2 h \frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h}$$

olarak elde edilir. Bu bağıntıda,

$$\epsilon_i = \pi \frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} \quad (9.16)$$

olarak gösterilirse, bağıntı,

$$P_{3i} = -\rho a_m h R^2 \epsilon_i \quad (9.17)$$

olarak ya da,

$$P_{3i} = a_m M_i \quad (9.18)$$

şeklinde yazılabilir.

$M_i$  kütlelerinin değerleri madde 9.3.2.4 c deki Çizelge 9.3 de ve Şekil 9.12 de verilmektedir.  $h_1$  yüksekliğine tatbik edilen  $P_{3i}$  bileşkesi madde 9.3.2.4 c deki Çizelge 9.3 ya da Şekil 9.13 den alınabilir.

#### 9.3.2.4 b Salınım Etkileri

Yukarıdaki aynı kabuller yapılarak; bir taraftan yüzey dalgalarının kazandığı potansiyel enerji, diğer taraftan tüm sistemin kinetik enerjisi dikkate alınarak  $\theta$  açısal koordinatının

fonksiyonu olarak hidrodinamik ek etkilerin dağılımının ifadesi;

$$p = \rho \frac{R^3}{3} \sqrt{\frac{27}{8}} \left( 1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} - \frac{\sin^2 \theta}{2} \right) \cos \theta \frac{ch \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h-z}{R}}{sh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \Phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t \quad (9.19)$$

şeklinde elde edilir (EK B). Burada sıvının titreşim temel açısal hızı (frekansı)

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \quad (9.20)$$

$\Phi_0$  maksimum salınım açısını ( $z=0$  da) göstermek üzere, salınım açısı;

$$\Phi = \Phi_0 \frac{sh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h-z}{R}}{sh \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R}} \sin \omega_0 t$$

bağıntılarıyla belirlenirler.

(9.19) bağıntısı  $z$  ve  $\theta$  üzerinde integre edilirse, salınımın yatay hidrodinamik bileşkesi,

$$P_{30} = \rho \frac{10}{48} \pi R^4 \Phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t \quad (9.21)$$

ya da

$$P_{30} = 1.2 M_0 g \Phi_0 \sin \omega_0 t \quad (9.22)$$

bağıntısıyla elde edilir. Buradaki  $\omega_0, g, R$  ve  $h$  parametrelerinin fonksiyonu olarak (9.20) bağıntısıyla hesaplanır. (9.21) bağıntısının maksimum değeri  $\sin \omega_0 t = 1$  için

$$P_{30} = 1.2 M_0 g \Phi_0$$

bağıntısıyla belirlenir.

$M_0$  kütesinin değerleri madde 9.3.2.4 c deki Çizelge 9.3 den ya da Şekil 9.14 den alınabilir.  $h_0$  yüksekliğine tatbik edilen  $P_{30}$  bileşkesi madde 9.3.2.4 cdeki Çizelge 9.3 den alınabilir.

Sıvı titreşiminin temel modunun frekansı,

$$f_0 = 1.2 \frac{g}{R} \frac{R \Phi_0}{A_1} \quad (9.23)$$



bağıntısıyla hesaplanır. Burada,

$$\omega_o^2 = 1.2 \frac{g}{R} \quad \text{ve} \quad \frac{R \Phi_o}{\Lambda_1} \quad (\text{madde 9.3.2.4 c deki Şekil 9.15 den alınabilir.})$$

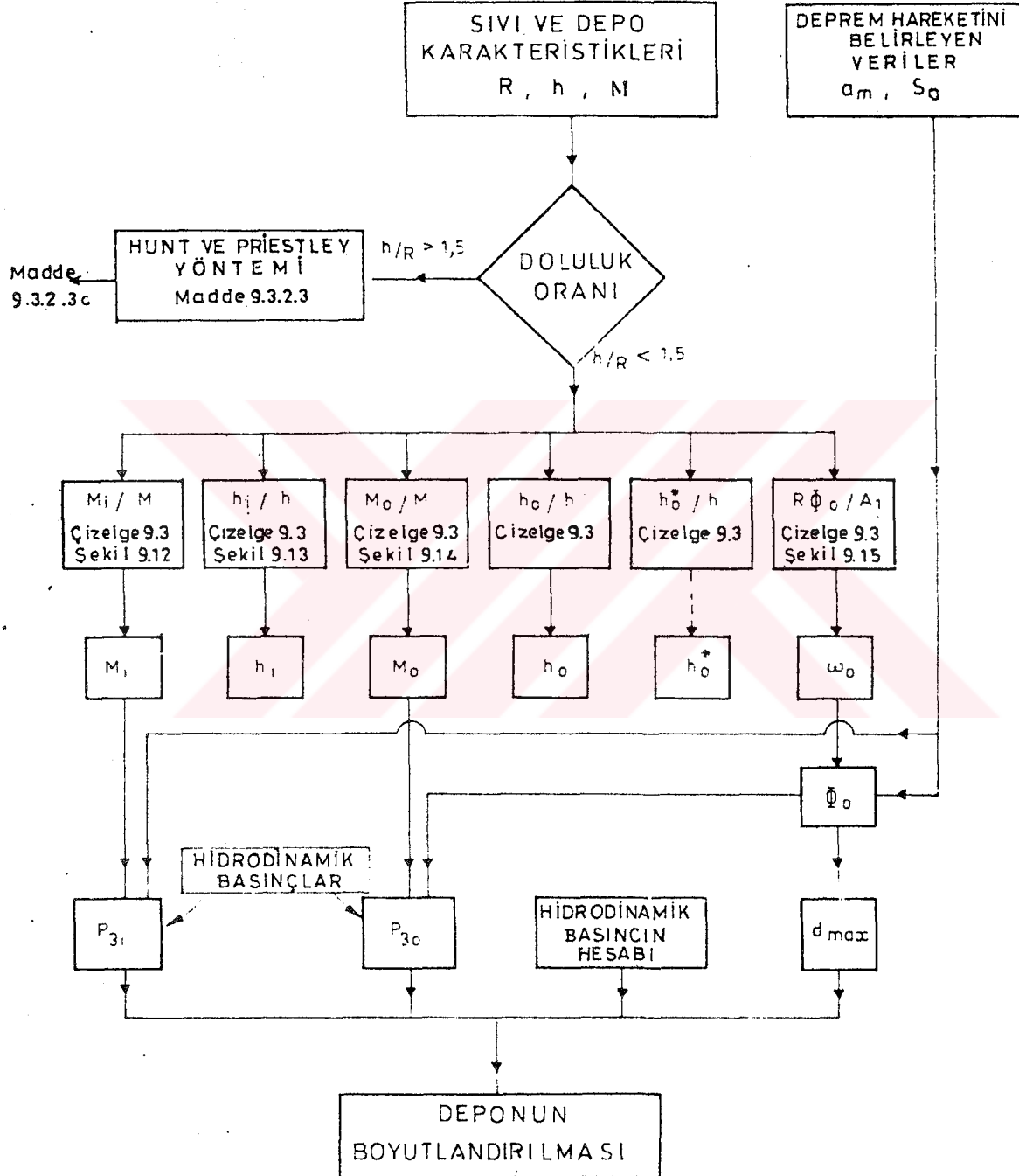
$f_o$  bilinince spektrum eğrilerinden  $S_a$  ya karşılık gelen ivme alınır. Serbest yüzeyin  $\Phi_o$  maksimum salınım açısı,  $S_a$  ivme spektrumu cinsinden,

$$\Phi_o = 0.83 \frac{S_a}{g} \quad (9.24)$$

şeklinde yazılabilir. Diğer taraftan sıvı salınıminin ulaştığı maksimum yükseklik ( $d_{\max}$ );

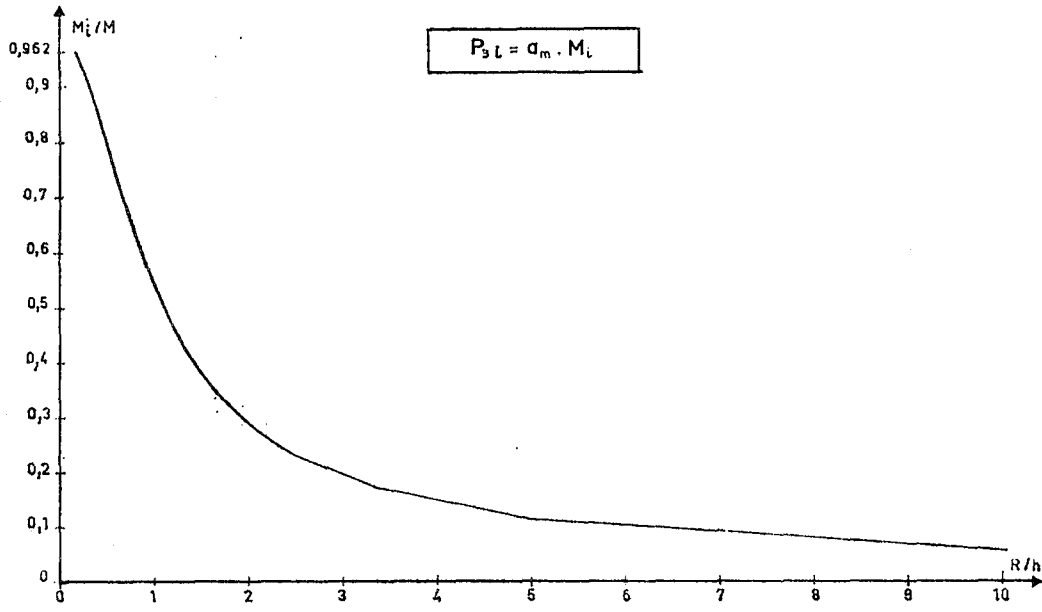
$$d_{\max} = \frac{0.408 R}{\left[ \frac{g}{\omega_o^2 \Phi_o R} - 1 \right] \text{th}(1.84 h/R)} \quad (9.25)$$

dan hesaplanır.

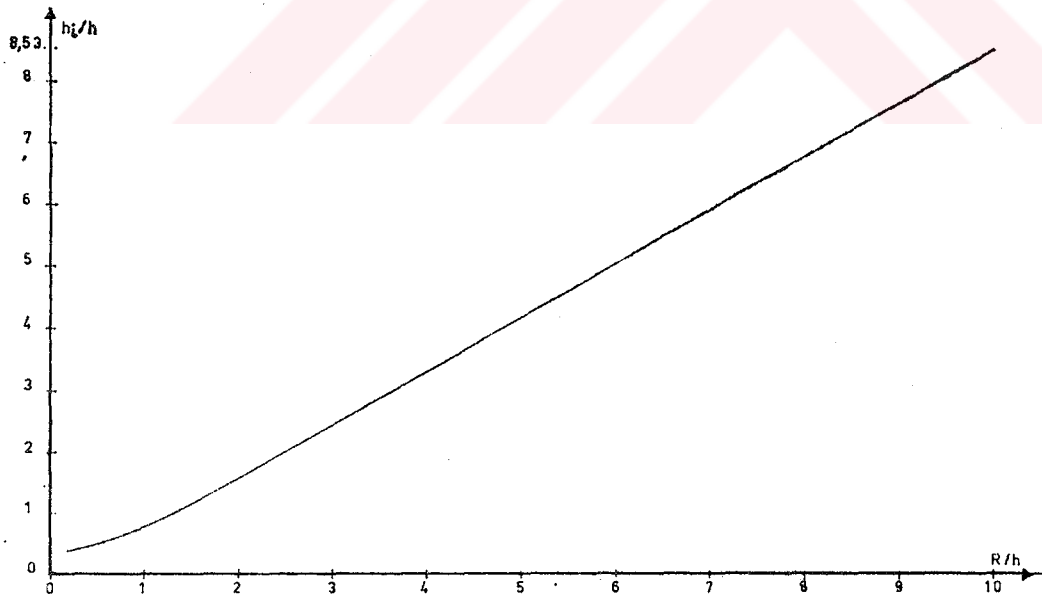
9.3.2.4 c. Dairesel Depoların Pratik Hesabı ( $h \leq 1,5R$ )Akış Diyagramı 9.2.Dairesel Depoların Pratik Hesabı ( $h \leq 1,5R$ ).

Çizelge 9.3. Dairesel Depolarda Houzner Metoduyla Hidrodinamik Basıncın Hesabı

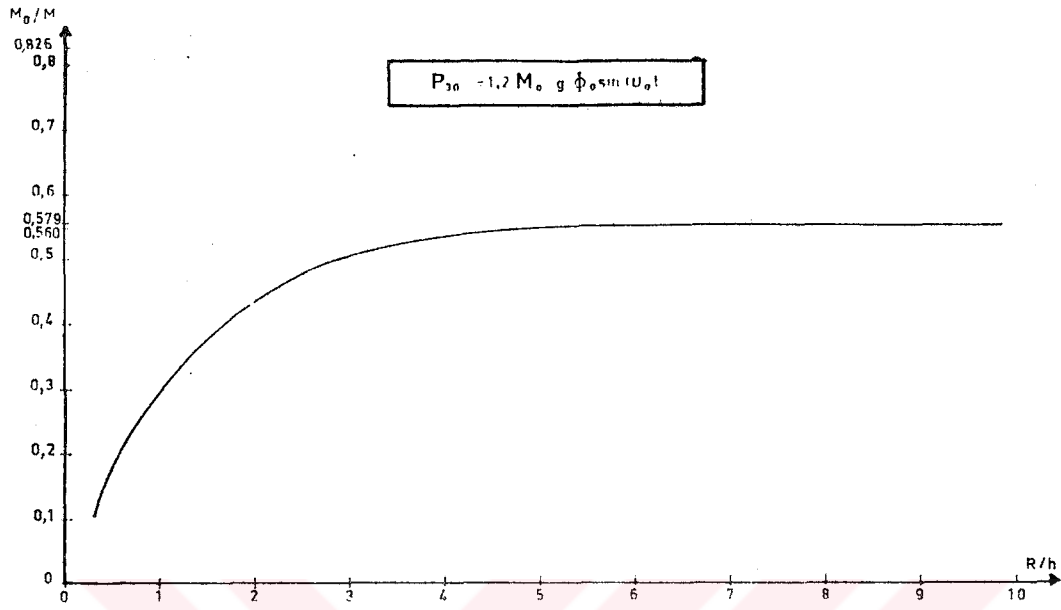
R/h	Mi/M	hi/h	Mo/M	ho/h	ho*/h	R $\phi$ o/A <sub>1</sub>
10.000	0.058	8.535	0.579	0.501	30.166	0.279
5.000	0.115	4.205	0.560	0.506	7.798	0.540
3.333	0.173	2.762	0.532	0.512	3.664	0.770
2.500	0.231	2.041	0.498	0.521	2.228	0.961
2.000	0.288	1.610	0.462	0.533	1.573	1.114
1.667	0.344	1.327	0.425	0.545	1.227	1.230
1.429	0.398	1.130	0.390	0.559	1.028	1.317
1.250	0.450	0.986	0.358	0.574	0.907	1.381
1.111	0.498	0.879	0.328	0.590	0.831	1.426
1.000	0.542	0.797	0.302	0.605	0.784	1.459
0.909	0.583	0.733	0.279	0.621	0.755	1.481
0.833	0.620	0.682	0.259	0.637	0.739	1.497
0.769	0.653	0.641	0.241	0.652	0.730	1.509
0.714	0.683	0.607	0.225	0.667	0.727	1.516
0.667	0.710	0.580	0.210	0.681	0.727	1.522
0.625	0.734	0.557	0.198	0.694	0.731	1.526
0.588	0.755	0.537	0.186	0.707	0.735	1.528
0.558	0.775	0.521	0.176	0.719	0.742	1.530
0.526	0.792	0.506	0.167	0.731	0.748	1.531
0.500	0.808	0.494	0.159	0.742	0.755	1.532
0.476	0.822	0.484	0.151	0.752	0.763	1.533
0.455	0.834	0.474	0.144	0.761	0.770	1.533
0.435	0.846	0.466	0.138	0.770	0.777	1.533
0.417	0.856	0.459	0.132	0.779	0.784	1.534
0.400	0.866	0.453	0.127	0.787	0.791	1.534
0.385	0.874	0.447	0.122	0.794	0.798	1.534
0.370	0.882	0.442	0.118	0.801	0.804	1.534
0.357	0.889	0.437	0.114	0.808	0.810	1.534
0.345	0.896	0.433	0.110	0.814	0.816	1.534
0.333	0.902	0.429	0.106	0.820	0.822	1.534
0.323	0.907	0.426	0.103	0.826	0.827	1.534
0.313	0.913	0.423	0.099	0.831	0.832	1.534
0.303	0.917	0.420	0.096	0.836	0.837	1.534
0.294	0.922	0.418	0.094	0.841	0.841	1.534
0.286	0.926	0.415	0.091	0.845	0.846	1.534
0.278	0.929	0.413	0.088	0.849	0.850	1.534
0.270	0.933	0.411	0.086	0.853	0.854	1.534
0.263	0.936	0.409	0.084	0.857	0.858	1.534
0.256	0.939	0.407	0.082	0.861	0.861	1.534
0.250	0.942	0.406	0.079	0.864	0.864	1.534
0.244	0.944	0.404	0.078	0.868	0.868	1.534
0.238	0.947	0.403	0.076	0.871	0.871	1.534
0.233	0.949	0.402	0.074	0.874	0.874	1.534
0.227	0.951	0.401	0.072	0.877	0.877	1.534
0.222	0.953	0.399	0.071	0.879	0.879	1.534
0.217	0.955	0.398	0.069	0.882	0.882	1.534
0.213	0.957	0.397	0.068	0.884	0.884	1.534
0.208	0.959	0.397	0.066	0.887	0.887	1.534
0.204	0.960	0.396	0.065	0.889	0.889	1.534
0.200	0.962	0.395	0.064	0.891	0.891	1.534



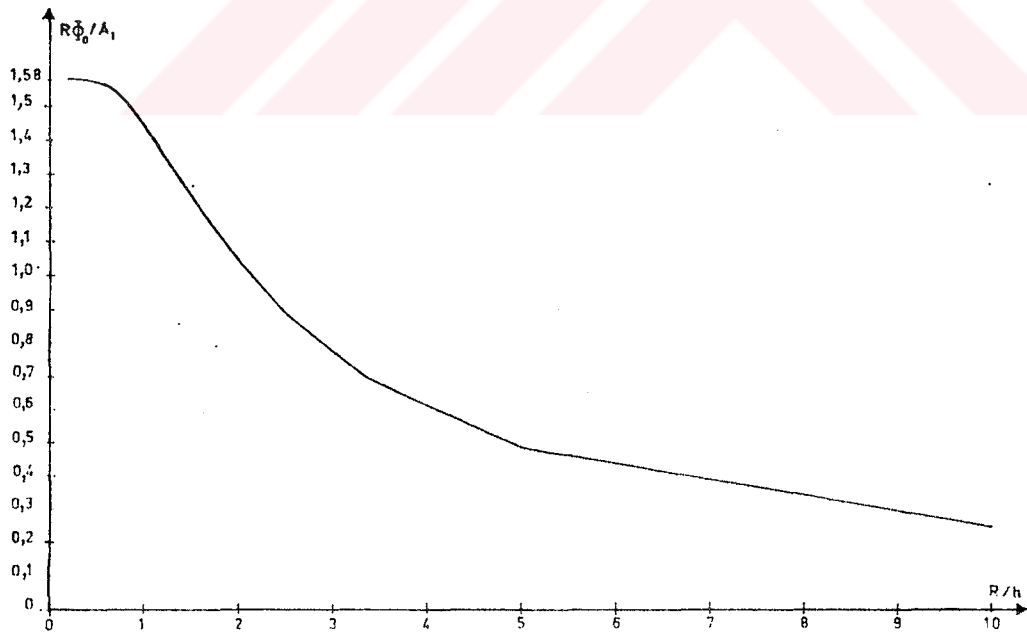
Sekil 9.12. Dairesel Depolarda  $P_{3i}$  İmpuls Basıncının Hesabı



Sekil 9.13. Dairesel Depolarda Bileşke İmpuls Basıncının  $h_i$  Tatbik Noktası



Sekil 9.14. Dairesel Depolarda  $P_{30}$  Salınım Basıncının Hesabı



Sekil 9.15. Dairesel Depolarda  $R\phi_0/A_1$  Değerinin Hesabı

### 9.3.2.5 Üç Hesap Yönteminin Karşılaştırılması

Bu karşılaştırma  $R/h$  oranının fonksiyonu olarak ( $P_1, P_2, P_3$ ) basınç bileşkekelerinin değişimlerini belirleyerek yapılmaktadır. Hunt ve Priestley hesap yönteminde 1Hz-20Hz frekans aralığında deprem mühendisliğinde kullanılan frekans değerleri dikkate alınmıştır.

#### A) İmpuls Basınçlarının Karşılaştırılması

- Jacobsen'e göre:

$$P_{1i} = -\rho f''(t) h R^2 \gamma_i \quad (9.26)$$

- Hunt ve Priestley'e göre:

$$P_{2i} = -\rho a_m h R^2 \delta_i \quad (9.27)$$

- Housner'e göre:

$$P_{3i} = -\rho a_m h R^2 \epsilon_i \quad (9.28)$$

Housner hesap yönteminin diğer hesap yöntemleriyle karşılaştırıldığında gerçekçi olduğu görülmektedir (Çizelge 9.4).

Çizelge 9.4 den görüldüğü gibi  $h < 1,5R$  için  $\gamma_i$  ve  $\delta_i$  katsayıları ile  $\epsilon_i$  katsayısı arasındaki fark %1-%4 arasında değişmektedir. Oysa, aynı fark  $h > 1,5R$  için %3,5-%7 arasında değişmektedir.

Diğer taraftan aynı çizelge de Hunt ve Priestley tarafından verilen  $\delta_i$  katsayıları üzerinde tahrik frekansının etkisinin sıvı yüksekliği azaldıkça arttığı görülmektedir.

Aynı şekilde, doluluk oranının çok büyük ( $h/R \gg 1,5$ ) olması halinde sıvının salınımları, yüksek frekanslar (16Hz) için ihmal edilebilir olduğundan  $\delta_i$  ve  $\epsilon_i$  katsayıları arasındaki fark yüksek frekanslar (16Hz) için %3,5; alçak frekanslar (1,6Hz) için %7 den daha az olmaktadır.

#### B) Salınım Basınçlarının Karşılaştırılması

- Hunt ve Priestley'e göre:

$$P_{2i} = \rho a_m h R^2 \delta_i \quad (9.29)$$

Çizelge 9.4. Dairesel Depolarda İmpuls Basıncıları İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

	R/H	JACOBSEN et AYRE $\gamma_i$	HUNT et PRIESTLEY $\delta_i$				HOUZNER $\epsilon_i$
			f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz	
h/R < 1,5	5.000	0.359	0.117	0.343	0.366	0.375	0.363
	3.333	0.551	0.165	0.526	0.551	0.561	0.544
	2.500	0.746	0.326	0.718	0.744	0.754	0.725
	2.000	0.939	0.513	0.909	0.935	0.946	0.905
	1.667	1.123	0.705	1.094	1.119	1.130	1.081
	1.429	1.294	0.893	1.267	1.291	1.301	1.251
	1.250	1.449	1.069	1.424	1.447	1.457	1.413
	1.111	1.588	1.232	1.566	1.588	1.596	1.564
	1.000	1.711	1.379	1.692	1.712	1.721	1.703
	0.909	1.820	1.511	1.804	1.823	1.830	1.830
	0.833	1.916	1.628	1.902	1.920	1.927	1.946
	0.769	2.000	1.733	1.989	2.006	2.012	2.050
	0.714	2.074	1.826	2.066	2.081	2.088	2.144
	0.667	2.140	1.908	2.134	2.149	2.154	2.228
	h/R > 1,5	0.625	2.206	1.982	2.195	2.208	2.214
0.588		2.258	2.048	2.249	2.262	2.267	2.353
0.556		2.305	2.107	2.297	2.309	2.314	2.405
0.526		2.348	2.161	2.341	2.353	2.357	2.452
0.500		2.386	2.209	2.381	2.392	2.396	2.494
0.476		2.420	2.253	2.416	2.427	2.431	2.532
0.455		2.452	2.293	2.449	2.459	2.463	2.566
0.435		2.480	2.330	2.479	2.489	2.493	2.598
0.417		2.506	2.363	2.507	2.516	2.519	2.627
0.400		2.530	2.394	2.532	2.541	2.544	2.653
0.385		2.553	2.423	2.555	2.564	2.567	2.678
0.370		2.573	2.449	2.577	2.585	2.588	2.700
0.357		2.592	2.474	2.597	2.605	2.608	2.722
0.345		2.610	2.497	2.616	2.623	2.626	2.741
0.333		2.626	2.518	2.633	2.640	2.643	2.760
0.323		2.642	2.539	2.649	2.657	2.659	2.777
0.313		2.656	2.557	2.665	2.672	2.674	2.793
0.303		2.669	2.575	2.679	2.686	2.689	2.808
0.294		2.682	2.592	2.693	2.699	2.702	2.822
0.286		2.694	2.607	2.706	2.712	2.714	2.836
0.278		2.705	2.622	2.718	2.724	2.726	2.848
0.270		2.715	2.636	2.729	2.735	2.737	2.860
0.263		2.725	2.649	2.740	2.746	2.748	2.872
0.256		2.735	2.662	2.750	2.756	2.758	2.882
0.250		2.743	2.674	2.760	2.765	2.768	2.893
0.244		2.752	2.685	2.769	2.774	2.777	2.902
0.238		2.760	2.696	2.778	2.783	2.785	2.912
0.233		2.767	2.706	2.786	2.791	2.794	2.920
0.227		2.774	2.716	2.794	2.799	2.801	2.929
0.222		2.781	2.726	2.802	2.807	2.809	2.937
0.217	2.788	2.735	2.809	2.814	2.816	2.945	
0.213	2.794	2.743	2.816	2.821	2.823	2.952	
0.208	2.800	2.752	2.823	2.828	2.830	2.959	
0.204	2.806	2.759	2.830	2.834	2.836	2.966	
0.200	2.811	2.767	2.836	2.840	2.842	2.972	

- Housner'e göre:

$$P_{30} = \rho S_0 h R^2 \varepsilon_0 \quad \text{burada} \quad \varepsilon_0 = \frac{R}{h} \ln \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{h}{R} \quad (9.30)$$

$\delta_0$  ve  $\varepsilon_0$  katsayılarının değerleri  $h/R$  doluluk oranının fonksiyonu olarak Çizelge 9.5 den alınabilir.

Hunt ve Priestley'e göre  $R \approx 2,5h$  olan depolarda 1,6Hz-16Hz frekans aralığında salınımlar maksimum değerine ulaşmakta, bu da bir rezonans olayına karşılık gelmektedir. Aynı şekilde belirli bir doluluk oranı için serbest yüzeydeki salınımlar frekans değerleri azaldıkça artmaktadır.

Hunt ve Priestley ile Housner'e göre salınım basınçlarının karşılaştırılması ancak  $a_m$  akselogramı ve  $S_a$  ivme spektrumu yardımıyla yapılabilir. Bununla beraber Housner'e göre  $\varepsilon_0$ ; doluluk oranı  $h/R < 1,5$  olan depolarda salınım basınçlarının yeteriyle çabuk azaldığı görülmektedir. Buna karşılık, doluluk oranı küçük betonarme ya da çelik dairesel depolarda bu azalma çok yavaş olduğundan Housner'in yaklaşık yöntemi kullanılabilir. Bu nedenle madde 9.3.2.4c de basınç bileşkelerinin tatbik noktaları ve maksimum dalga yüksekliklerinin kolay hesaplanmasına imkan veren çizelge ve şekiller verilmektedir.

Kolayca tutuşabilen melzemelerin ya da petrol ve doğal gaz gibi hidrokarburlu maddelerin stok edildiği doluluk oranı önemli olan depolar için Housner yöntemi boyutların gereğinden büyük olarak hesaplanmasına sebep olarak pahalı bir çözüme getirebileceğinden, bu durumlarda Hunt ve Priestley yönteminin kullanılması daha uygun olabilir.

Bu amaçla 9.3.2.3c de tahrik frekansına bağlı olarak (bu frekansın bilindiği kabul edilerek) duvarlara tatbik edilen etkilerin değerlerinin belirlenmesine imkan veren çizelge ve şekiller verilmiştir.

Son olarak temel modun açısal hızlarının Hunt ve Priestley (EK B2, bağıntı B26') ile Housner (EK B3, bağıntı B45) hesap yöntemlerinin hepsinde özdeş olduğunu belirtmek uygun olmaktadır.



Çizelge 9.5. Dairesel Depolarda Salınım Basıncı İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

	R/H	HUNT et PRIESTLEY $\delta_0$				HOUZNER $\epsilon_0$
		f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz	
h/R < 1,5	5.000	0.873	0.279	0.165	0.082	1.759
	3.333	1.034	0.295	0.174	0.087	1.671
	2.500	1.059	0.296	0.175	0.087	1.565
	2.000	1.040	0.288	0.170	0.085	1.450
	1.667	0.998	0.274	0.162	0.081	1.335
	1.429	0.944	0.258	0.153	0.076	1.226
	1.250	0.885	0.241	0.143	0.071	1.124
	1.111	0.826	0.224	0.133	0.066	1.033
	1.000	0.769	0.208	0.123	0.061	0.951
	0.909	0.716	0.193	0.114	0.057	0.878
	0.833	0.667	0.180	0.106	0.053	0.813
	0.769	0.622	0.168	0.099	0.049	0.756
	0.714	0.582	0.157	0.093	0.046	0.706
	0.667	0.547	0.147	0.087	0.043	0.661
	h/R > 1,5	0.625	0.514	0.139	0.082	0.041
0.588		0.485	0.131	0.077	0.038	0.586
0.558		0.459	0.124	0.073	0.036	0.554
0.526		0.436	0.117	0.069	0.034	0.525
0.500		0.414	0.112	0.066	0.033	0.499
0.476		0.395	0.106	0.063	0.031	0.476
0.455		0.377	0.101	0.060	0.030	0.454
0.435		0.361	0.097	0.057	0.028	0.435
0.417		0.346	0.093	0.055	0.027	0.417
0.400		0.332	0.089	0.053	0.026	0.400
0.385		0.319	0.086	0.051	0.025	0.385
0.370		0.307	0.083	0.049	0.024	0.370
0.357		0.296	0.080	0.047	0.023	0.357
0.345		0.286	0.077	0.045	0.023	0.345
0.333		0.277	0.074	0.044	0.022	0.333
0.323		0.268	0.072	0.043	0.021	0.323
0.313		0.259	0.070	0.041	0.020	0.312
0.303		0.252	0.068	0.040	0.020	0.303
0.294		0.244	0.066	0.039	0.019	0.294
0.286		0.237	0.064	0.038	0.019	0.286
0.278		0.231	0.062	0.037	0.018	0.278
0.270		0.224	0.060	0.036	0.018	0.276
0.263		0.218	0.059	0.035	0.017	0.263
0.256		0.213	0.057	0.034	0.017	0.256
0.250		0.208	0.056	0.033	0.016	0.250
0.244		0.202	0.055	0.032	0.016	0.244
0.238		0.198	0.053	0.031	0.016	0.238
0.233		0.193	0.052	0.031	0.015	0.233
0.227		0.189	0.051	0.030	0.015	0.227
0.222		0.184	0.050	0.029	0.015	0.222
0.217		0.180	0.049	0.029	0.014	0.217
0.213		0.177	0.048	0.028	0.014	0.213
0.208	0.173	0.047	0.027	0.014	0.208	
0.204	0.169	0.046	0.027	0.013	0.204	
0.200	0.166	0.045	0.026	0.013	0.200	

### 9.3.3 Dikdörtgen Depolar

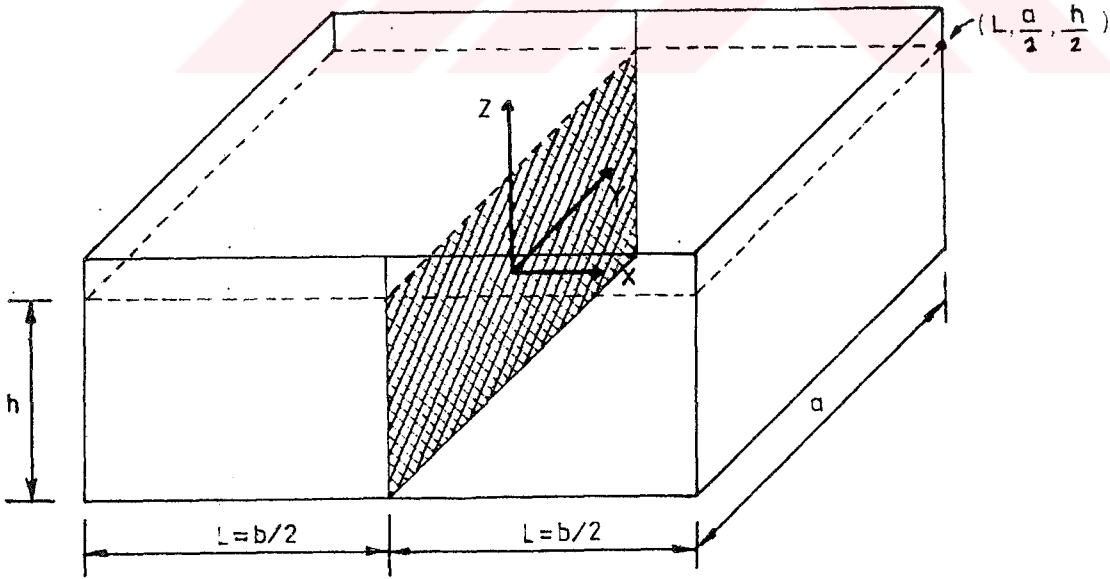
#### 9.3.3.1 Bu Konudaki Bazı Hesap Yöntemlerinin İrdelenmesi

Graham ve Rodriguez yöntemi sadece impuls etkisini dikkate almakta buna karşılık Hunt ve Priestley yöntemi ise impuls ve salınım etkilerinin her ikisini de hesaba katmaktadır. Madde 9.3.3.5 de sadece impulstan doğan ek basınçların karşılaştırılması halinde bu iki yöntemin birbirine eşdeğer olduğu görülmektedir.

Madde 9.3.3.4de verilen Housner'in yaklaşık yöntemi impuls etkileri kadar salınım etkilerini de içermektedir.

#### 9.3.3.2 Graham ve Rodriguez'e Göre Hesap Yöntemi

Burada dikkate alınan depo Şekil 9.16 da verilmektedir. Hesap ve gösterilim kolaylığı sağlamak için dikdörtgenin uzun kenarında  $b/2$  değeri  $L$  ile gösterilmektedir.



Sekil 9.16. Dikdörtgen Depo Eksen Takımı

Sıkışmaz ve viskoz olmayan bir sıvıyı içeren bir depo dikkate alınsın. Bu depo ox eksenini doğrultusunda  $a(t)$  ivmesine maruz kalsın. Bu yöntem sadece  $(P_{4i})$  impuls etkisini dikkate almaktadır.

Depoda h.a duvar yüzeyine uygulanan hidrodinamik basınçların bileşkesinin

$$p = h \omega^2 / g \quad (9.31)$$

$$f_n^2 = h \omega_n^2 / g \quad (9.32)$$

$$\omega_n^2 = g(2n+1) \frac{\pi}{2L} th \left[ (2n+1) \frac{\pi h}{2L} \right] \quad (9.33)$$

olmak üzere,

$$P_{4i} = -\rho a(t) h 2L a \left\{ 1 + \sum_0^{\infty} \frac{8 th [(2n+1) h/2L]}{\pi^3 (2n+1)^3 h/2L} \times \frac{1}{\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1} \right\} \quad (9.34)$$

bağıntısıyla hesaplanabileceği ispatlanabilir (Bkz. EK-C1).

(9.34) bağıntısı boyu  $2L$  ve eni birim olan ( $a=1$ ) depo için

$$P_{4i} = -\rho a(t) h L \left\{ 1 + \sum_0^{\infty} \frac{8 th [(2n+1) h/2L]}{\pi^3 (2n+1)^3 h/2L} \times \frac{1}{\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1} \right\} \quad (9.35)$$

şekline gelir. Bu da

$$\lambda_i = 1 + \sum_0^{\infty} \frac{8 th [(2n+1) h/2L]}{\pi^3 (2n+1)^3 h/2L} \frac{1}{\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1} \quad (9.36)$$

ile gösterilirse,

$$P_{4i} = -\rho a(t) h L \lambda_i \quad (9.37)$$

şeklinde yazılabilir.

### 9.3.3.3 Hunt ve Priestley'e Göre Hesap Yöntemi

Madde 9.3.3.2 de genişliği birim olan ve boyutları yarı uzunluğa indirgenen hesap yöntemi için yapılan kabuller burada da aynen geçerlidir. EK C2 de ayrıntıları verilen hesap hidrodinamik basınçların bileşkesinin fiziki ifadesinin  $P_{5i}$  impuls basınçları ve  $P_{50}$  salınım basınçlarının toplamı olduğunu göstermektedir.

$$P_5 = P_{5i} + P_{5o} \quad (9.38)$$

Bu bağıntıdaki  $P_{5i}$ ;

$$\alpha_n = (2n - 1) \frac{\pi}{2} \quad (9.39)$$

$$\beta_n = \sqrt{\alpha_n \operatorname{th} \alpha_n h/L} \quad (9.40)$$

olmak üzere;

$$P_{5i} = -\rho a(t) h L \left[ 1 - \frac{2 \omega^2 L^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{\operatorname{th} \alpha_n h/L}{\alpha_n^3 (\omega^2 L - g \beta_n^2)} \right] \quad (9.41)$$

şeklinde yazılabilir.

$$\mu_i = 1 - \frac{2 \omega^2 L^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{\operatorname{th} \alpha_n h/L}{\alpha_n^3 (\omega^2 L - g \beta_n^2)} \quad (9.42)$$

olarak gösterilirse, (9.41) bağıntısı;

$$P_{5i} = -\rho a(t) h L \mu_i \quad (9.43)$$

şeklini alır.  $P_{5o}$  salınım basınçları ifadesi

$$P_{5o} = 2 \rho g h L \sum_1^{\infty} \frac{a_n \omega \beta_n \operatorname{th} \alpha_n h/L}{\alpha_n^3 (\omega^2 L - g \beta_n^2) h/L} \quad (9.44)$$

şeklinindedir.

$$\mu_o = \sum_1^{\infty} \frac{a_n \omega \beta_n \operatorname{th} \alpha_n h/L}{\alpha_n^3 (\omega^2 L - g \beta_n^2) h/L} \quad (9.45)$$

ile gösterilirse, (9.44) bağıntısı,

$$P_{5o} = 2 \rho g h L \mu_o \quad (9.46)$$

şeklini alır.

Not: İmpuls basınçlarının ifadesi olan (9.34) bağıntısındaki  $P_{4i}$  de  $f_n$  ve  $f$  yerine değerleri konur ve  $n' = n+1$  şeklinde bir indis değişimi yapılırsa,

$$P_{4i} = -\rho a(t) L h \left\{ 1 + \sum_1^{\infty} \frac{8 \operatorname{th} \left[ (2n' - 1) \frac{h}{2L} \right]}{\pi^3 (2n' - 1)^3 \frac{h}{2L}} \times \right. \\ \left. \times \frac{\omega^2}{g (2n' - 1) \frac{\pi}{2L} \operatorname{th} \left[ (2n' - 1) \frac{\pi h}{2L} \right] - \omega^2} \right\} \quad (9.47)$$

şekline gelir.

$$\alpha_n' = (2n' - 1) \frac{\pi}{2} \quad (9.48)$$

denirse bu bağıntı,

$$P_{4i} = -\rho a(t) h L \left[ 1 - \frac{2\omega^2 L^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \alpha_n' h/L}{\alpha_n'^3 (\omega^2 L - g \beta_n'^2)} \right] \quad (9.49)$$

şeklini alır. Buradan görüldüğü gibi Graham ve Rodriguez'e (9.49) göre ve Hunt ve Priestley'e (9.41) göre hesaplanan impuls basınçları birbirine eşdeğerdir.

$$P_{4i} = P_{5i} \quad (9.50)$$

#### 9.3.3.4 Housner'e Göre Yaklaşık Çözüm

Dairesel depolara ait bölümde olduğu gibi bu yaklaşık hesapta impuls ve salınım etkileri olmak üzere iki tip etki dikkate alınmaktadır.

##### 9.3.3.4a İmpuls Etkisi

EK C3 de maksimum  $a_m$  ivmesine maruz dikdörtgen bir deponun düşey duvarına uygulanan impuls ek basınçlarının yatay bileşkesi;

$$P_{6i} = -\rho a_m h L \frac{th \sqrt{3} L/h}{\sqrt{3} L/h} \quad (9.51)$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu bağıntıda

$$\eta_i = \frac{th \sqrt{3} L/h}{\sqrt{3} L/h} \quad (9.52)$$

ile gösterilirse, (9.51) bağıntısı,

$$P_{6i} = -\rho a_m h L \eta_i \quad (9.53)$$

şeklinde yazılabilir. Bu da daha kısa bir şekilde,

$$P_{6i} = a_m M_i \quad (9.54)$$

şekline getirilebilir. Bu bağıntıdaki  $M_i$  madde 9.3.3.4c deki Çizelge 9.6 ya da Şekil 9.17 den alınabilir.

Bu bileşke madde 9.3.3.4c deki Çizelge 9.6 ve Şekil 9.18 de verilen  $h_i$  yüksekliğine tatbik edilmektedir.

## 9.3.3.4b Salınım Etkileri

EK C3 de salınım ek basınçları bileşkesinin,  $\omega_0$  sıvı titreşiminin temel açısal hızını ve  $\Phi_0$  sıvının maksimum açısını göstermek üzere,

$$P_{60} = \frac{1}{3} \rho L^3 \omega_0^2 \Phi_0 \sin \omega_0 t \quad (9.55)$$

bağıntısıyla hesaplanabileceği gösterilmiştir. Aynı şekilde salınım ek basınçlarının bileşkesini veren (9.55) bağıntısı

$$P_{60} = M_0 g \Phi_0 \sin \omega_0 t \quad (9.56)$$

şeklinde yazılabilir. Bu bağıntıdaki  $M_0$  madde 9.3.3.4c deki Çizelge 9.6 ya da Şekil 9.19 dan alınabilir.  $P_{60}$  kuvveti madde 9.3.3.4c de verilen Çizelge 9.6 ya da Şekil 9.20 de verilen ve madde 9.3.3.4 de tanımlanan  $h_0$  ya da  $h_0^*$  yüksekliğine tatbik edilmektedir.

Sıvı titreşiminin temel modunun frekansı,

$$\omega_0^2 = \frac{g}{L} \left( \frac{L \Phi_0}{A_1} \right) \quad (9.57)$$

olmak üzere,

$$f_0 = \frac{\omega_0}{2\pi} \quad (9.58)$$

bağıntısıyla hesaplanır.  $L\Phi_0/A_1$  madde 9.3.3.4c deki Çizelge 9.6 ya da Şekil 9.21 den alınabilir. Serbest yüzeyin maksimum salınım açısı ( $\Phi_0$ ),

$$\Phi_0 = \frac{S_a}{g} \quad (9.59)$$

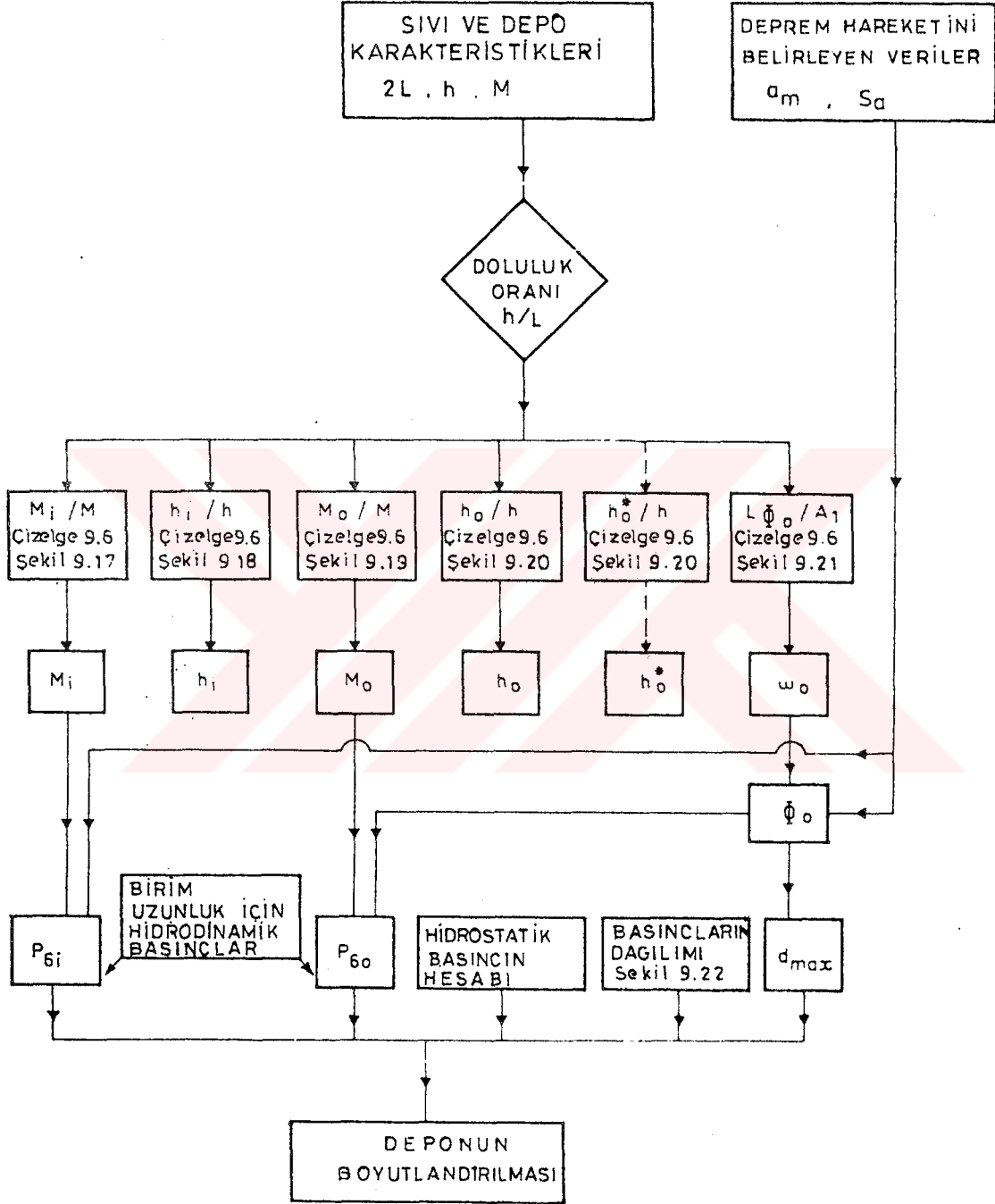
den hesaplanır. Bu bağıntıdaki  $S_a$ ,  $f_0$  'a bağlı olarak ivme spektrumundan alınır. Diğer taraftan sıvı salınımının ulaştığı maksimum yükseklik ( $d_{\max}$ ),

$$d_{\max} = \frac{0.527 L}{\left( \frac{g}{\omega_0^2 \Phi_0 L} - 1 \right) th(1.58 h/L)} \quad (9.60)$$

den hesaplanır.

Son olarak bir genelleştirme ile Şekil 9.22 de yatay deprem etkisi için gövde iç yüzü düşey olan baraj türü yapılara uygulanan hidrodinamik basınçların dağılımı verilmektedir.

## 9.3.3.4 c. Dikdörtgen Depoların Pratik Hesabı

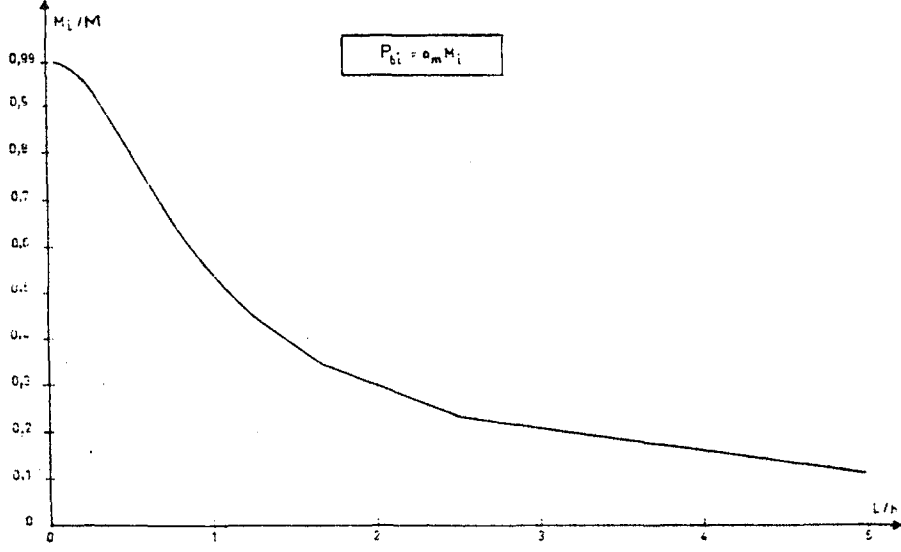
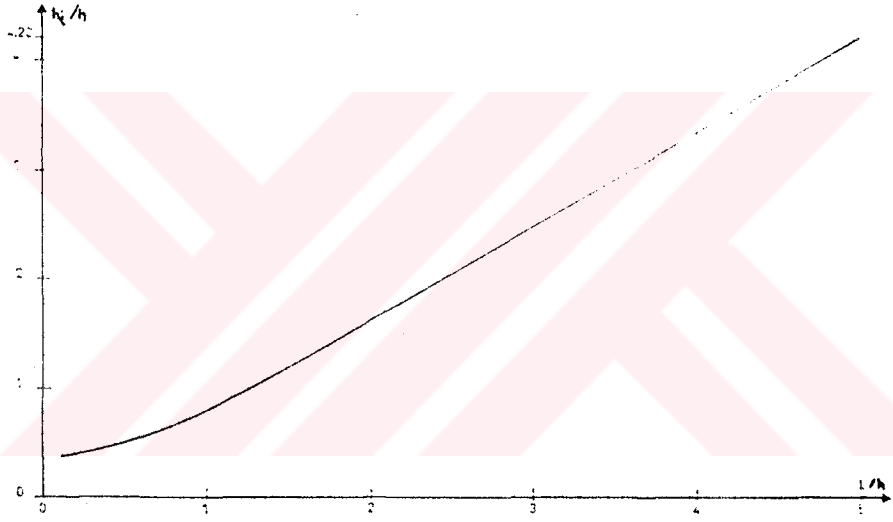
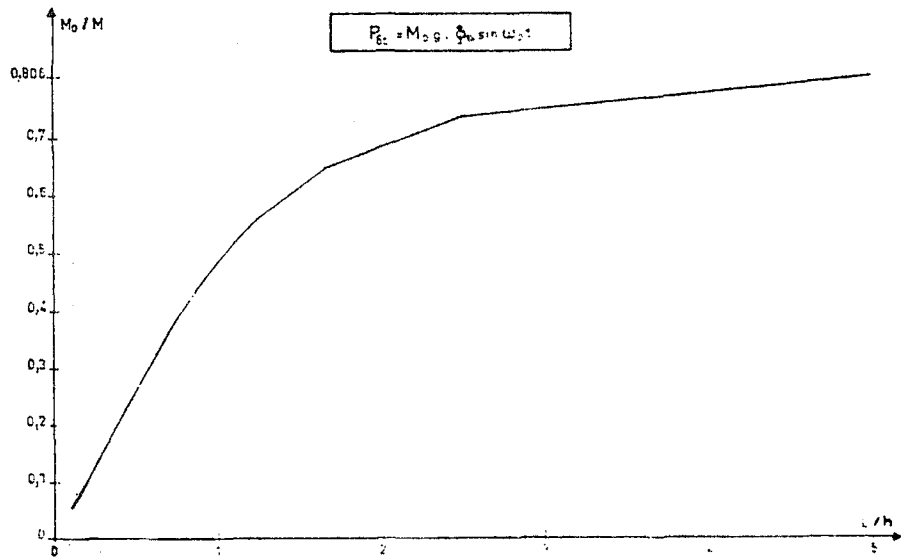


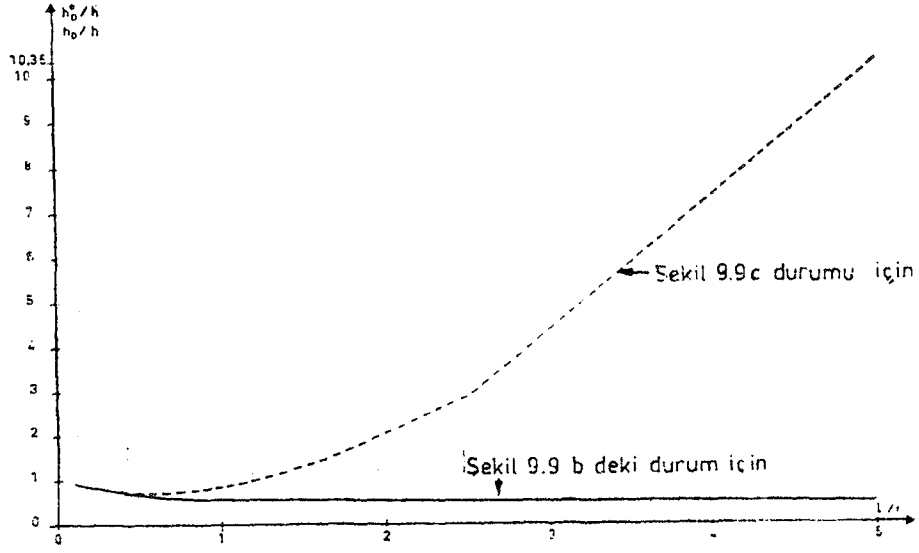
Akış Diyagramı 9.3. Dikdörtgen Depoların Pratik Hesabı.

Çizelge 9.6. Dikdörtgen Depolarda Houzner Metoduyla Hidrodinamik Basıncın Hesabı

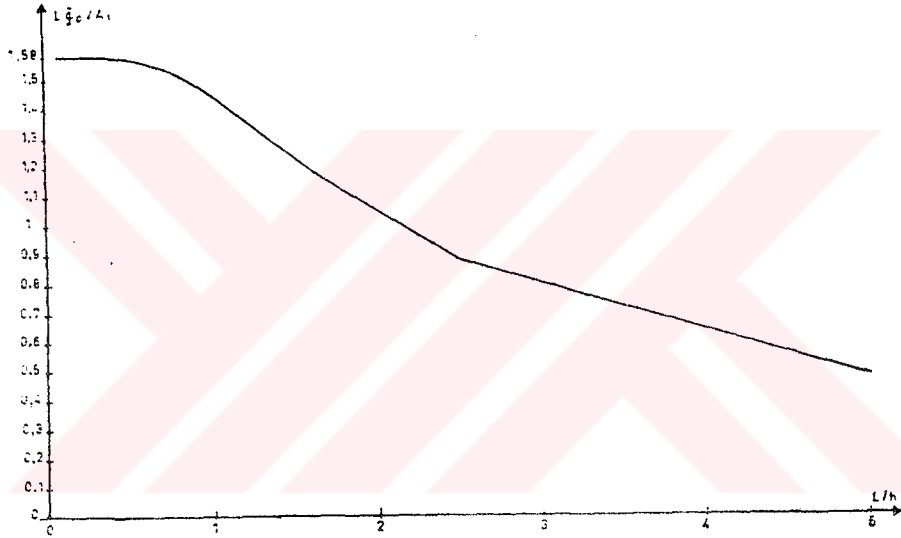
L/h	Mi/M	hi/h	Mo/M	ho/h	ho*/h	L $\phi$ o/A <sub>1</sub>
10.000	0.058	8.535	0.826	0.501	40.393	0.248
5.000	0.115	4.205	0.806	0.504	10.354	0.483
3.333	0.173	2.762	0.775	0.509	4.798	0.697
2.500	0.231	2.041	0.737	0.516	2.860	0.884
2.000	0.288	1.610	0.694	0.524	1.972	1.040
1.667	0.344	1.327	0.649	0.534	1.496	1.167
1.429	0.398	1.130	0.604	0.545	1.217	1.268
1.250	0.450	0.986	0.561	0.557	1.043	1.346
1.111	0.498	0.879	0.521	0.570	0.930	1.406
1.000	0.542	0.797	0.484	0.583	0.856	1.451
0.909	0.583	0.733	0.450	0.597	0.806	1.485
0.833	0.620	0.682	0.420	0.610	0.772	1.510
0.769	0.653	0.641	0.392	0.624	0.751	1.529
0.714	0.683	0.607	0.368	0.637	0.737	1.543
0.667	0.710	0.580	0.345	0.650	0.730	1.553
0.625	0.734	0.557	0.325	0.663	0.726	1.560
0.588	0.755	0.537	0.307	0.675	0.726	1.565
0.556	0.775	0.521	0.291	0.687	0.728	1.569
0.526	0.792	0.506	0.276	0.698	0.732	1.572
0.500	0.808	0.494	0.263	0.709	0.736	1.574
0.476	0.822	0.484	0.250	0.720	0.742	1.576
0.455	0.834	0.474	0.239	0.730	0.747	1.577
0.435	0.846	0.466	0.229	0.739	0.754	1.578
0.417	0.856	0.459	0.219	0.748	0.760	1.578
0.400	0.866	0.453	0.211	0.756	0.766	1.579
0.385	0.874	0.447	0.203	0.764	0.772	1.579
0.370	0.882	0.442	0.195	0.772	0.779	1.579
0.357	0.889	0.437	0.188	0.779	0.785	1.580
0.345	0.896	0.433	0.182	0.786	0.791	1.580
0.333	0.902	0.429	0.176	0.793	0.796	1.580
0.323	0.907	0.426	0.170	0.799	0.802	1.580
0.313	0.913	0.423	0.165	0.805	0.807	1.580
0.303	0.917	0.420	0.160	0.810	0.812	1.580
0.294	0.922	0.418	0.155	0.816	0.817	1.580
0.286	0.926	0.415	0.151	0.821	0.822	1.580
0.278	0.929	0.413	0.146	0.825	0.827	1.580
0.270	0.933	0.411	0.142	0.830	0.831	1.580
0.263	0.936	0.409	0.139	0.834	0.835	1.580
0.256	0.939	0.407	0.135	0.838	0.839	1.580
0.250	0.942	0.406	0.132	0.842	0.843	1.580
0.244	0.944	0.404	0.129	0.846	0.847	1.580
0.238	0.947	0.403	0.125	0.850	0.850	1.580
0.233	0.949	0.402	0.123	0.853	0.853	1.580
0.227	0.951	0.401	0.120	0.856	0.857	1.580
0.222	0.953	0.399	0.117	0.860	0.860	1.580
0.217	0.955	0.398	0.115	0.863	0.863	1.580
0.213	0.957	0.397	0.112	0.865	0.866	1.580
0.208	0.959	0.397	0.110	0.868	0.868	1.580
0.204	0.960	0.396	0.108	0.871	0.871	1.580
0.200	0.962	0.395	0.105	0.874	0.874	1.580



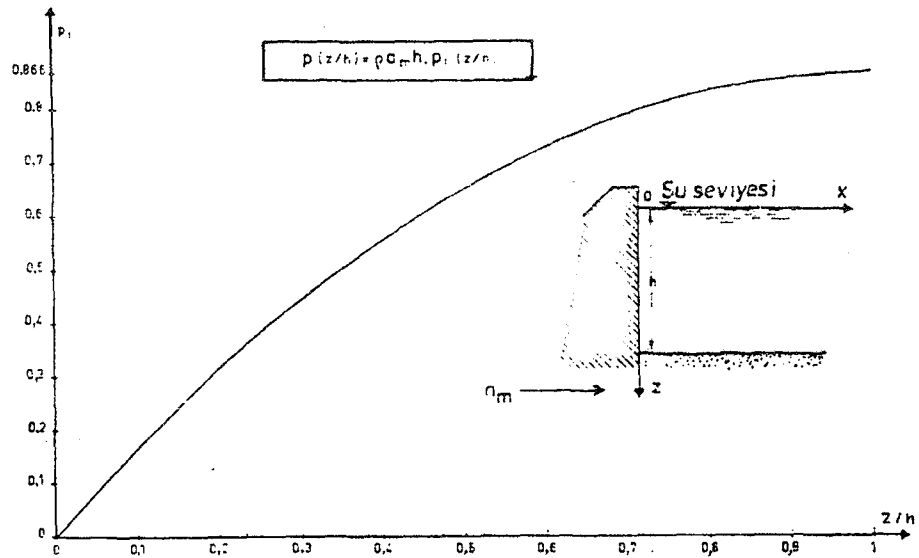
Şekil 9.17. Dikdörtgen Depolarda  $P_{6i}$  İmpuls Basıncının HesabıŞekil 9.18. Dikdörtgen Depolarda Bileşke İmpuls Basıncının  $h_i$  Tatbik NoktasıŞekil 9.19. Dikdörtgen Depolarda  $P_{6o}$  Salınım Basıncının Hesabı



Sekil 9.20. Dikdörtgen Depolarda Bileşke Salınım Basıncının  $h_1$  ( $h_1^*$ ) Tatbik Noktası



Sekil 9.21. Dikdörtgen Depolarda  $L\Phi_0/A_1$  Değerinin Hesabı



Sekil 9.22. Baraj Türü Yapılar İçin Düşey İç Yüzde Basıncı Dağılımı

### 9.3.3.5 Üç Hesap Yönteminin Karşılaştırılması

Graham ve Rodriguez yöntemiyle (9.49), Hunt ve Priestley yönteminin (9.41) verdiği impuls basınçları ifadeleri eşdeğer olduğundan Çizelge 9.7-9.8-9.9 da karşılaştırma; Hunt ve Priestley yöntemi ile Housner yöntemi arasında yapılmaktadır.

Çizelge 9.7 de,

$$P_{5i} = P_{5i} = -\rho a(t) h L \mu_i \quad (9.61)$$

$$P_{5i} = -\rho a_m h L \eta_i \quad (9.62)$$

bağıntılarıyla tanımlanan impuls basınçları bileşkesine tatbik edilen  $\mu_i$  ve  $\eta_i$  katsayıları karşılaştırılmaktadır. Burada da sonuçlar üzerinde h/L doluluk oranının etkili olduğu görülmektedir. Gerçekten sıvı yüksekliğinin az ( $h/L < 1,5$ ) olması ve frekansın 1,6Hz-16Hz arasında değişmesi halinde  $P_{5i}$  basıncı, bu durumda salınım etkisi önemli olduğundan, yaklaşık %40 değişmektedir. Aynı frekans aralığında derin depolarda (doluluk oranı  $h/L \gg 1,5$ )  $P_{5i}$  basıncı sadece %2 değişmektedir.

Her durumda  $\eta_i$  ve  $\mu_i$  arasındaki fark %10 dan küçüktür. Bu da Hausner yönteminin %10 dan daha fazla hassasiyet istenmeyen her durum için kullanılabileceğini göstermektedir.

Çizelge 9.8 de Hunt ve Priestley yöntemiyle ( $\mu_0$ ) Housner yöntemi ( $\eta_0$ ) karşılaştırılmaktadır.

$$P_{50} = \rho a_m h^2 \mu_0 \quad (9.63)$$

$$P_{50} = \rho S_u h^2 \eta_0 \quad (9.64)$$

$h/L \ll 1,5$  ( $L/H > 10$ ) olan depolarda  $\mu_0$  ve  $\eta_0$  katsayıları arasındaki fark EK C3 de  $L/h=10$  alınarak elde edilen (C20) bağıntısıyla açıklanabilir. Buradan,

$$\omega_0^2 < 0,2 \frac{g}{L}$$

$$\omega_0^2 \leq \frac{2}{L}$$

ya da  $T > 4,45 \sqrt{L}$  olarak elde edilir.

Gerçekten, örneğin, yan uzunluğu  $L=5$  m ve su yüksekliği  $h=0.5$ m olan bir depoda frekans değerinin 0,10HZ den küçük olduğu görülür.

Bu da, bu durumda salınım basınçlarının ihmal edilebileceğini göstermektedir. Aynı şekilde derinliği fazla ( $h/L \gg 1,5$ ) olan depolarda salınım basınçları hemen hemen sıfırdır (Çizelge 9.8).

Bir barajın düşey yüzüne uygulanan birim basınçlarla dikdörtgen depolardaki basınçlar karşılaştırılabilir. Eğer Çizelge 9.9 da  $L/h$  oranı sonsuza götürülürse ( $L/h \gg 10$ ), birim uzunlukta-ki basınçların bileşkesi elde edilir.

- Hunt ve Priestley  $P_{\max} = 0,539 \rho a(t)h^2$
- Housner  $P_{\max} = 0,557 \rho a_m h^2$
- Newmark ve Rosenblueth  $P_{\max} = 0,543 \rho a(t)h^2$

Yukarıdaki bağıntılardan görüldüğü gibi aralarındaki fark %6 yı geçmemektedir. Bu da iyi bir yaklaşım vermektedir. Çünkü dinamik kuvvetler  $P = 0,5 \rho g h^2$  değerindeki bir statik kuvvete eklenmektedir. Buradaki statik kuvvetler  $a(t) < 0,5 g$  ivmeleri için dinamik kuvvetlerden çok büyüktür.

Çizelge 9.7. Dikdörtgen Depolarda İmpuls Basıncıları İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

	L/H	GRAHAM et RODRIGUEZ / HUNT et PRIESTLEY $\lambda_1 = \mu$				HOUSNER $\eta$
		f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz	
$h/L \leq 1/5$	5.000	0.800	0.482	0.520	0.537	0.577
	2.500	0.359	0.512	0.531	0.540	0.577
	1.667	0.390	0.518	0.530	0.536	0.574
	1.250	0.412	0.509	0.518	0.522	0.562
	1.000	0.417	0.490	0.496	0.499	0.542
	0.833	0.410	0.465	0.470	0.472	0.516
	0.714	0.396	0.438	0.442	0.443	0.488
$h/L \leq 1/4$	0.625	0.378	0.411	0.414	0.415	0.457
	0.556	0.359	0.386	0.388	0.389	0.427
	0.500	0.340	0.362	0.364	0.363	0.399
	0.455	0.322	0.340	0.342	0.342	0.374
	0.417	0.305	0.321	0.322	0.322	0.351
	0.385	0.290	0.303	0.304	0.304	0.331
	0.357	0.275	0.287	0.287	0.288	0.312
	0.333	0.262	0.272	0.273	0.273	0.296
	0.313	0.250	0.258	0.259	0.259	0.281
	0.294	0.239	0.246	0.247	0.247	0.267
	0.278	0.228	0.235	0.236	0.236	0.255
	0.263	0.219	0.225	0.225	0.226	0.243
	0.250	0.210	0.215	0.216	0.216	0.233
	0.238	0.202	0.207	0.207	0.207	0.223
	0.227	0.194	0.199	0.199	0.199	0.214
	0.217	0.187	0.191	0.192	0.192	0.206
	0.208	0.180	0.184	0.185	0.185	0.199
	0.200	0.174	0.178	0.178	0.178	0.192
	0.192	0.169	0.172	0.172	0.172	0.185
	0.185	0.163	0.166	0.166	0.167	0.179
	0.179	0.158	0.161	0.161	0.161	0.173
	0.172	0.153	0.156	0.156	0.156	0.168
	0.167	0.149	0.151	0.151	0.152	0.163
	0.161	0.145	0.147	0.147	0.147	0.158
	0.156	0.141	0.143	0.143	0.143	0.153
	0.152	0.137	0.139	0.139	0.139	0.149
	0.147	0.133	0.135	0.135	0.135	0.145
	0.143	0.130	0.132	0.132	0.132	0.141
	0.139	0.127	0.128	0.128	0.128	0.138
	0.135	0.123	0.125	0.125	0.125	0.134
	0.132	0.120	0.122	0.122	0.122	0.131
	0.128	0.118	0.119	0.119	0.119	0.128
	0.125	0.115	0.116	0.116	0.117	0.125
	0.122	0.112	0.114	0.114	0.114	0.122
0.119	0.110	0.111	0.111	0.111	0.119	
0.116	0.108	0.109	0.109	0.109	0.117	
0.114	0.105	0.106	0.107	0.107	0.114	
0.111	0.103	0.104	0.104	0.104	0.112	
0.109	0.101	0.102	0.102	0.102	0.109	
0.106	0.099	0.100	0.100	0.100	0.107	
0.104	0.097	0.098	0.098	0.098	0.105	
0.102	0.095	0.096	0.096	0.096	0.103	
0.100	0.094	0.094	0.095	0.095	0.101	

Çizelge 9.8. Dikdörtgen Depolarda Salınım Basıncı İçin Hesap Yöntemlerinin Karşılaştırılması

	L/H	HUNT et PRIESTLEY $\mu_0$				HOUSNER $\eta_0$
		f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz	
h/L ≤ 1,5	10.000	2.492	0.761	0.450	0.221	8.305
	5.000	0.661	0.428	0.253	0.125	4.053
	3.333	0.799	0.296	0.175	0.087	2.600
	2.500	0.660	0.223	0.132	0.065	1.853
	2.000	0.540	0.175	0.104	0.051	1.396
	1.667	0.445	0.141	0.084	0.041	1.088
	1.429	0.371	0.116	0.068	0.034	0.868
	1.250	0.311	0.096	0.057	0.028	0.706
	1.111	0.263	0.080	0.048	0.024	0.582
	1.000	0.224	0.068	0.040	0.020	0.487
	0.909	0.192	0.058	0.034	0.017	0.412
	0.833	0.165	0.050	0.029	0.015	0.352
	0.769	0.144	0.043	0.026	0.013	0.303
	0.714	0.126	0.038	0.022	0.011	0.264
	0.667	0.111	0.033	0.020	0.010	0.231
	h/L > 1,5	0.625	0.098	0.029	0.017	0.009
0.588		0.087	0.026	0.015	0.008	0.182
0.556		0.078	0.023	0.014	0.007	0.162
0.526		0.070	0.021	0.012	0.006	0.146
0.500		0.064	0.019	0.011	0.006	0.132
0.476		0.058	0.017	0.010	0.005	0.120
0.455		0.053	0.016	0.009	0.005	0.109
0.435		0.048	0.014	0.009	0.004	0.100
0.417		0.044	0.013	0.008	0.004	0.092
0.400		0.041	0.012	0.007	0.004	0.085
0.385		0.038	0.011	0.007	0.003	0.078
0.370		0.035	0.010	0.006	0.003	0.073
0.357		0.033	0.010	0.006	0.003	0.068
0.345		0.030	0.009	0.005	0.003	0.063
0.333		0.028	0.008	0.005	0.002	0.059
0.323		0.027	0.008	0.005	0.002	0.055
0.313		0.025	0.007	0.004	0.002	0.052
0.303		0.023	0.007	0.004	0.002	0.049
0.294		0.022	0.007	0.004	0.002	0.046
0.286		0.021	0.006	0.004	0.002	0.043
0.278		0.020	0.006	0.003	0.002	0.041
0.270		0.019	0.006	0.003	0.002	0.039
0.263		0.018	0.005	0.003	0.002	0.037
0.256		0.017	0.005	0.003	0.001	0.035
0.250		0.016	0.005	0.003	0.001	0.033
0.244		0.015	0.005	0.003	0.001	0.032
0.238		0.015	0.004	0.003	0.001	0.030
0.233		0.014	0.004	0.002	0.001	0.029
0.227		0.013	0.004	0.002	0.001	0.027
0.222		0.013	0.004	0.002	0.001	0.026
0.217		0.012	0.004	0.002	0.001	0.025
0.213		0.012	0.003	0.002	0.001	0.024
0.208	0.011	0.003	0.002	0.001	0.023	
0.204	0.011	0.003	0.002	0.001	0.022	
0.200	0.010	0.003	0.002	0.001	0.021	

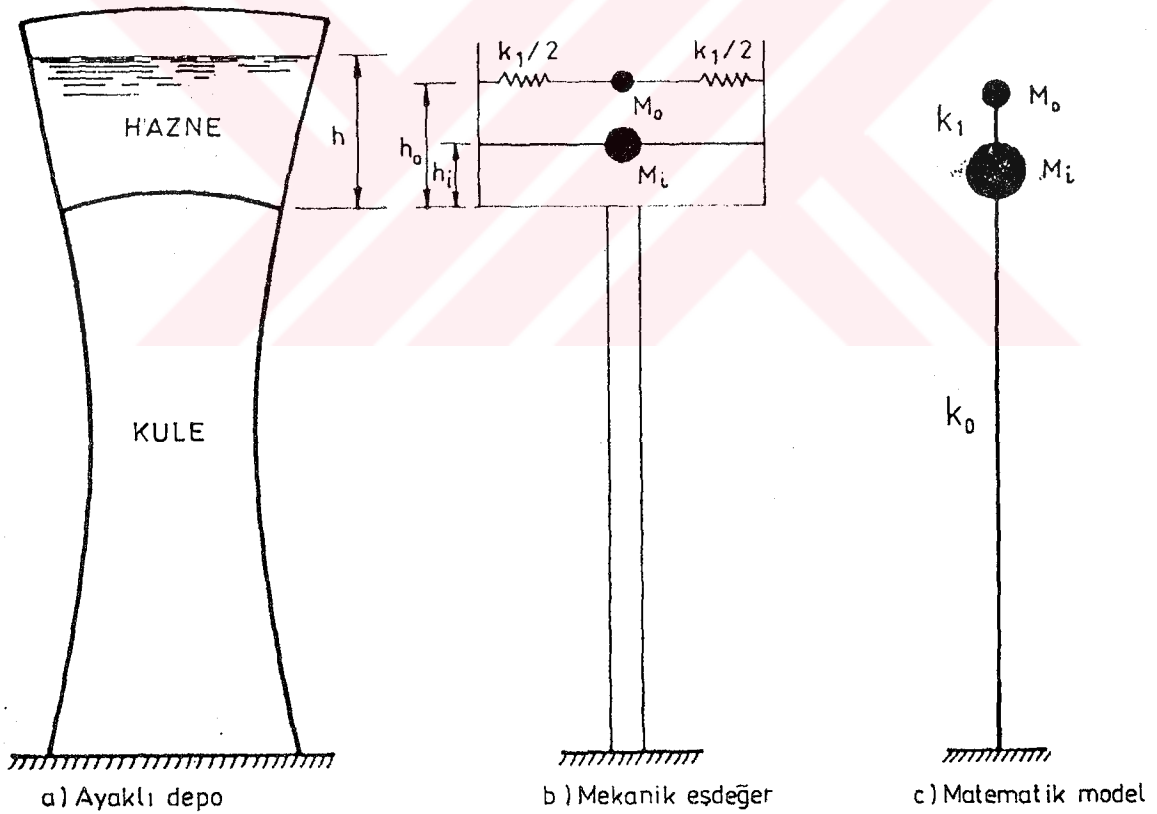
Çizelge 9.9. Baraj Türü Yapılara Uygulanan Bu Hesap Yöntemlerinin İmpuls Basıncı İçin Karşılaştırılması

	L/H	HUNT et PRIESTLEY $\mu_i$				HOUŠNER $\eta$
		f = 1,6 Hz	f = 4,8 Hz	f = 8 Hz	f = 16 Hz	
$h/L \leq 1,5$	6.667	34.824	0.463	0.513	0.535	0.577
	5.000	0.800	0.482	0.520	0.537	0.577
	4.000	0.461	0.494	0.525	0.538	0.577
	3.333	0.380	0.502	0.528	0.539	0.577
	2.857	0.360	0.508	0.530	0.539	0.577
	2.500	0.359	0.512	0.531	0.540	0.577
	2.222	0.365	0.515	0.532	0.539	0.577
	2.000	0.373	0.517	0.532	0.539	0.576
	1.818	0.382	0.518	0.532	0.537	0.575
	1.667	0.390	0.518	0.530	0.536	0.574
	1.538	0.397	0.517	0.528	0.533	0.572
	1.429	0.403	0.515	0.525	0.530	0.569
	1.333	0.408	0.513	0.522	0.526	0.566
	1.250	0.412	0.509	0.518	0.522	0.562
	1.176	0.415	0.505	0.513	0.517	0.558
	1.111	0.417	0.501	0.508	0.511	0.553
	1.053	0.417	0.496	0.502	0.505	0.548
	1.000	0.417	0.490	0.496	0.499	0.542
	0.952	0.416	0.484	0.490	0.493	0.536
	0.909	0.415	0.478	0.484	0.486	0.530
	0.870	0.413	0.472	0.477	0.479	0.523
	0.833	0.410	0.465	0.470	0.472	0.516
	0.800	0.407	0.459	0.463	0.465	0.509
	0.769	0.404	0.452	0.456	0.458	0.502
	0.741	0.400	0.445	0.449	0.450	0.495
	0.714	0.396	0.438	0.442	0.443	0.488
	0.690	0.392	0.431	0.435	0.436	0.480
0.667	0.387	0.425	0.428	0.429	0.473	
$h/L > 1,5$	0.645	0.383	0.418	0.421	0.422	0.465
	0.625	0.378	0.411	0.414	0.415	0.465
	0.606	0.373	0.405	0.407	0.408	0.449
	0.588	0.369	0.398	0.401	0.402	0.442
	0.571	0.364	0.392	0.394	0.395	0.434
	0.556	0.359	0.386	0.388	0.389	0.427
	0.541	0.354	0.380	0.382	0.383	0.420
	0.526	0.350	0.374	0.376	0.376	0.413
	0.513	0.345	0.368	0.370	0.370	0.406
	0.500	0.340	0.362	0.364	0.365	0.399
	0.488	0.336	0.356	0.358	0.359	0.392
	0.476	0.331	0.351	0.353	0.353	0.386
	0.465	0.327	0.346	0.347	0.348	0.380
	0.455	0.322	0.340	0.342	0.342	0.374
	0.444	0.318	0.335	0.337	0.337	0.368
	0.435	0.314	0.330	0.332	0.332	0.362
	0.426	0.310	0.325	0.327	0.327	0.356
	0.417	0.305	0.321	0.322	0.322	0.351
	0.408	0.301	0.316	0.317	0.318	0.346
	0.400	0.297	0.311	0.313	0.313	0.341

## 9.4 AYAKLI DEPOLARIN HESABI

### 9.4.1 Hesap Yöntemi

Burada ayaklı depoların Hausner'e göre deprem hesabı üzerinde durulmaktadır. Bu depolar için artık haznenin zemine ankastre başlı olduğu ve bu nedenle de zeminle aynı maksimum ivmeye sahip olduğu kabulü doğru olmaz. Hazne, bir yapının üstünde bulunduğundan bu yapının esnekliğini (fleksibilitesini) dikkate almak gerekir. Housnerin yaklaşık hesap yöntemi; ayaklı deponun (Şekil 9.23a) mekanik eşdeğeriyle gösterilmesi (Şekil 9.23b) ve bir matematik modelle (Şekil 9.23c) temsil edilmesinden ibarettir.



Şekil 9.23. Ayaklı Depo Mekanik Eşdeğer ve Matematik Modeli



$M_i$ ,  $M_o$ ,  $h_i$  ve  $h_o$  ve  $\omega_o$  değerleri sadece haznenin geometrisine bağlı olduğundan ve dolayısıyla da madde 9.3.2 deki bağıntılarla (dairesel hazneler için) ya da madde 9.3.3 deki bağıntılarla (dikdörtgen hazneler için) hesaplanabilirler. Bu bağıntılarla hesaplanan  $\omega_o$  değeri,

$$k_1 = m_1 \cdot \omega_o^2 \quad (9.65)$$

rijitliğinin (yay katsayısını) hesabında kullanılır. Bu durumda Şekil 9.23c deki modele dinamiğin temel ilkesi tatbik edilerek, temel iki modun açısal hızlarının;

$$k_{oo} = k_o + k_1 \quad (9.66)$$

$$k_{11} = k_1 \quad (9.67)$$

$$k_{o1} = k_{1o} = -k_1 \quad (9.68)$$

$$m_o = \frac{M_i}{g} \quad (9.69)$$

$$m_1 = \frac{M_o}{g} \quad (9.70)$$

olmak üzere,

$$\omega_{I,II}^2 = 0.5 \left[ \frac{k_{oo}}{m_o} + \frac{k_{11}}{m_1} \pm \sqrt{\left( \frac{k_{oo}}{m_o} - \frac{k_{11}}{m_1} \right)^2 + 4 \frac{k_{o1} k_{1o}}{m_o m_1}} \right] \quad (9.71)$$

bağıntılarıyla hesaplanabileceği gösterilebilir.

NOT: (9.69) ve (9.70) bağıntılarında  $M_i$  ve  $M_o$  sırasıyla pasif ve aktif kütlelere karşılık gelen newton cinsinden kuvvetleri,  $m_1$  ve  $m_o$  ise kütleleri göstermektedir.

Kuvvetler bu iki modun katkılarını toplamak suretiyle elde edilirler.  $T_{I,II} = 2\pi/\omega_{I,II}$  değerleri bilinerek ve sönüm katsayılarını belirleyerek tepki spektrumları yardımıyla iki titreşim moduna karşılık gelen  $S_{aI}$  ve  $S_{aII}$  maksimum ivmeleri belirlenebilir. Bu durumda  $M_i$  ve  $M_o$  dan meydana gelen  $\bar{X}_i$  ve  $\bar{X}_o$  yerdeğiştirmelerinin;

$$\Phi_{on} = \frac{-\frac{k_{o1}}{m_o}}{\frac{k_{oo}}{m_o} - \omega_n^2} \quad (9.72)$$

$$K_n = \frac{m_o \Phi_{on} + m_1}{m_o \Phi_{on}^2 + m_1} \quad (9.73)$$

( $n = I, II$ )

olmak üzere,

• I. mod için,

$$\bar{X}_{I1} = \frac{K_I S_{a1}}{\omega_I^2} \quad (9.74)$$

$$\bar{X}_{o1} = \bar{X}_{I1} \Phi_{o1} \quad (9.75)$$

• II. mod için,

$$\bar{X}_{II1} = \frac{K_{II} S_{aII}}{\omega_{II}^2} \quad (9.76)$$

$$\bar{X}_{oII} = \bar{X}_{II1} \Phi_{oII} \quad (9.77)$$

bağıntılarını sağladıkları gösterilebilir (Priscu ve diğ., 1980). Buradan aşağıdaki sonuçlar elde edilir.

1) Yatay kuvvetler

• I. mod için:

$$V_{I1} = k_{11} \bar{X}_{I1} + k_{1o} \bar{X}_{o1} \quad (9.78)$$

$$V_{o1} = k_{o1} \bar{X}_{I1} + k_{oo} \bar{X}_{o1} \quad (9.79)$$

ya da bir kesme kuvveti,

$$V_I = V_{I1} + V_{o1} \quad (9.80)$$

• II. mod için:

$$V_{II1} = k_{11} \bar{X}_{II1} + k_{1o} \bar{X}_{oII} \quad (9.81)$$

$$V_{oII} = k_{o1} \bar{X}_{II1} + k_{oo} \bar{X}_{oII} \quad (9.82)$$

ya da bir kesme kuvveti,

$$V_{II} = V_{II1} + V_{oII} \quad (9.83)$$

Buradan maksimum kesme kuvveti;

$$V = \sqrt{V_I^2 + V_{II}^2} \quad (9.84)$$

olarak belirlenir.

2) Dalgaların düşey yerdeğiştirmeleri

Daha önce dairesel depolarda;

$$d_{\max, n} = \frac{0.408 R}{\left( \frac{g}{\omega_I \theta_{on} R} - 1 \right) th (1.84 h/R)} \quad (9.85)$$

olduğu belirtilmişti. Bu durumda  $\theta_{on}$  titreşim genliğine, dolayısıyla da moda bağlı olacağından,

$$A_{In} = \bar{X}_{In} - \bar{X}_{on} \quad (9.86)$$

olmak üzere,

$$\theta_{on} = 1.53 \frac{A_{In}}{R} \quad th(1.84 h/R) \quad (9.87)$$

değerini alır. Durum böyle olunca her bir moda karşılık gelen yerdeğiştirmeler hesaplanarak, buradan iki titreşim moduna karşılık gelen yerdeğiştirmeler;

$$d_{max} = \sqrt{d_{max,I}^2 + d_{max,II}^2} \quad (9.88)$$

bağıntısıyla hesaplanırlar. Bu düşünce dikdörtgen depolar için (9.60) bağıntısının yerine;

$$d_{max,n} = \frac{0.527 L}{\left( \frac{g}{\omega_I \theta_{on} L} - 1 \right) \quad th(1.58 h/L)} \quad (9.89)$$

bağıntısını koymak suretiyle aynen geçerlidir.

$\omega$  nın küçük değerleri için ( $\omega \gg \omega_0$ ) maksimum dalga yüksekliği,

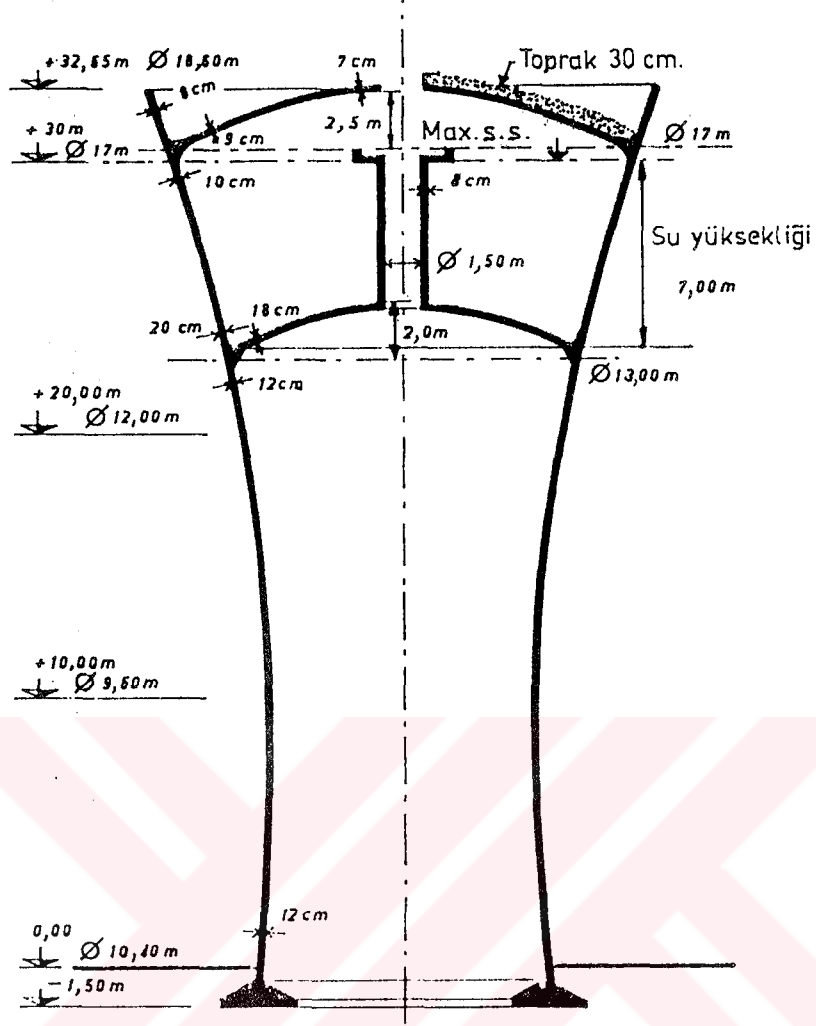
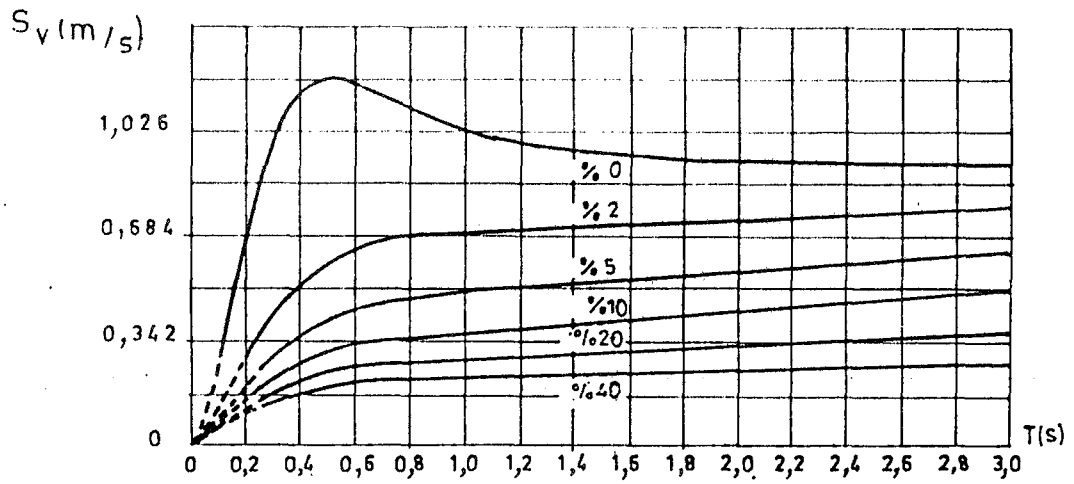
$$\left. \begin{array}{l} d_{max} \approx \Phi_o R \\ d_{max} \approx \Phi_o L \end{array} \right\} \quad (9.90)$$

bağıntılarıyla hesaplanır.

#### SAYISAL UYGULAMA 9.1. Ayaklı Depo Deprem Hesabı ( 1000 m<sup>3</sup>)

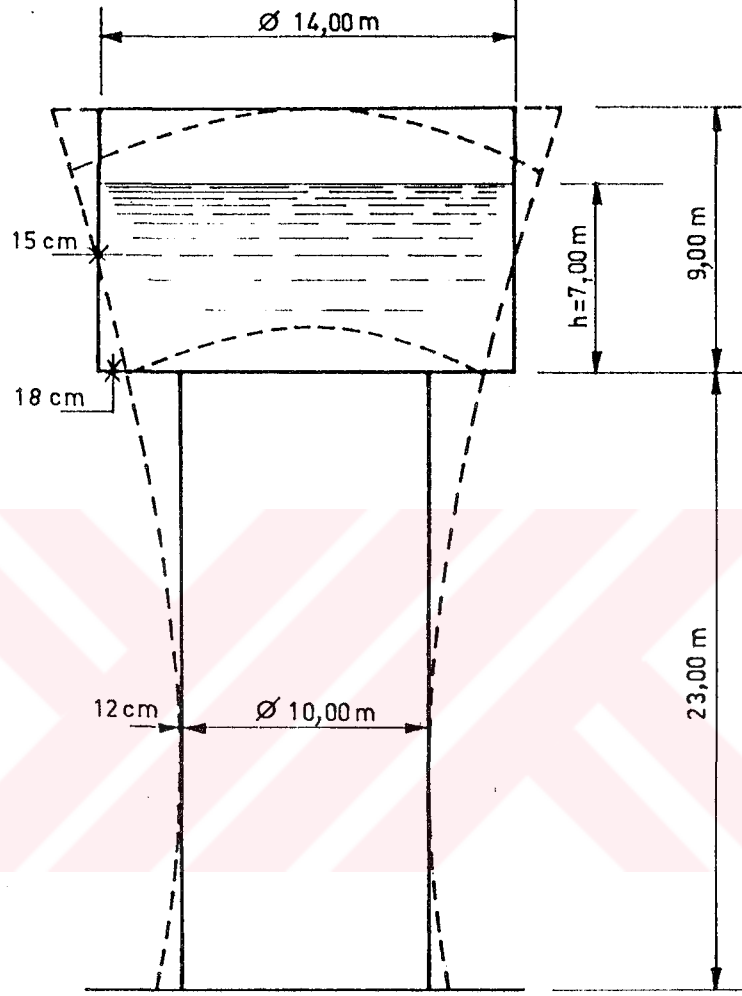
Şekil 9.24 de verilen betonarme bir ayaklı su deposu dikkate alınsın. Newmark ve Rosenblueth'e göre sıvının viskozitesinden meydana gelen enerji dağılımı sönüm oranının bir yüzdesine eşittir. Bu yüzde her zaman %2 ye eşit ya da küçük ve salınım frekansı ile orantılı olarak artmaktadır. Bu durumda sıvı titreşimi I. modunun sönüm oranı %0.5, II. modundaki ise %2 olarak kabul edilecektir.

Şekil 9.25 deki  $S_v$  hız spektrumu kullanılarak ard arda hazne tepesindeki maksimum yerdeğiştirme kule tepesindeki maksimum kesme kuvveti ve yüzeydeki sıvının düşey deplasmanı incelenecektir.

Şekil 9.24. Ayaklı Depo (1000 m<sup>3</sup>)

Şekil 9.25. Ortalama Hız Spektrumu (El Centro, 1940)

Hesabı basitleştirmek için gerçek ayaklı deponun, Şekil 9.26 da gösterildiği gibi modelle değiştirilebileceği kabul edilmektedir.



Sekil 9.26

Su ağırlığı:

ve betonun birim kütlesi  $2,5 \text{ t/m}^3$  almak üzere boş haznenin ağırlığı  $M_r = 239 \cdot 10^4 \text{ N}$  olarak hesaplanır. Buradan haznenin toplam ağırlığı;

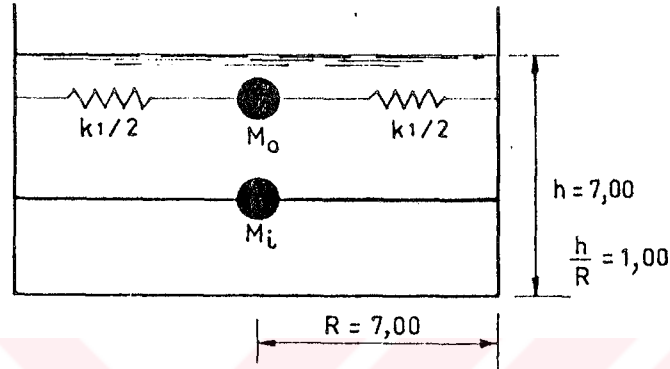
$$M_t = M_e + M_r = 1244 \cdot 10^4 \text{ N}$$

olarak hesaplanır. Kütle betonunda aynı birim kütleyle sahip

olduğu kabul edilirse, kule ağırlığı;

$$M_k = 214 \cdot 10^4 \text{ N}$$

olarak hesaplanır. Madde 9.3.2.4'e göre sadece hazne Şekil 9.27 de verilen mekanik sisteme eşdeğerdir.



Şekil 9.27

Burada;

$$M_i = M_e \frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} + M_r = 783 \cdot 10^4 \text{ N}$$

ve

$$M_o = M_e \times 0,318 \frac{R}{h} th \left( 1,84 \frac{h}{R} \right) = 303 \cdot 10^4 \text{ N}$$

olarak bulunurlar. (9.20) bağıntısına göre;

$$\omega_o^2 = \frac{9,81}{7} \times 1,84 \times 0,95 = 2,45 \text{ s}^{-2}$$

bulunur. Buradan (9.65) bağıntısından

$$k_1 = m_1 \cdot \omega_o^2 = 756 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

olarak hesaplanır.

$k_o$  değerinin hesabı:

Rayleigh yöntemiyle kütlesi ihmal edilemeyen ve sabit kesitli bir konsolun tepesinde toplanmış bir kütle için titreşimin I. mo-

dunun periyodu, P konsolun tepesinde toplanmış kütle ağırlığını, p konsolun bir metre uzunluğunun ağırlığını (Şekil 9.28) göstermek üzere

$$P' = P + \frac{33}{140} pl$$

olmak üzere,

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{P' \beta}{g 3 E I}}$$

olarak hesaplanır. Buradan  $k_o$  ın hesabı;  $E_c = 350 \cdot 10^8 \text{ N/m}^2$ ,  $I = \pi R^3 \cdot t = 45,4 \text{ m}^4$  olmak üzere;

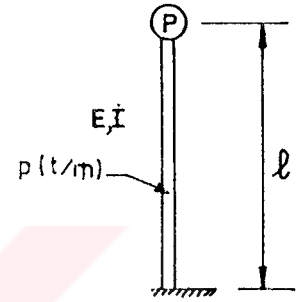
$$P = M_t = 12,44 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$P' = M_t + \frac{33}{140} M_k = 12,9 \cdot 10^6 \text{ N}$$

$$\omega^2 = \frac{4 \pi^2}{T^2} = \frac{g \times 3 E I}{P' \beta} = \frac{k_o}{M}$$

$$k_o = \frac{P}{P'} \frac{3 E I}{\beta}$$

$$k_o = \frac{12,44}{12,9} \frac{3 \times 350 \cdot 10^8 \times 45,4}{(23)^3} = 37,6 \cdot 10^7 \text{ N/m}$$



Şekil 9.28

bulunur. (9.66), (9.67) ve (9.68) bağıntıları kullanarak,

$$k_{oo} \approx 37\,675 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$k_{11} \approx 75 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

$$k_{o1} = k_{1o} = -75 \cdot 10^4 \text{ N/m}$$

olarak elde edilirler. (9.71) bağıntısına göre titreşimin iki temel modunun açısal hızları (frekansları)

$$\omega_{1,II}^2 = \frac{1}{2} \left[ \frac{37\,675}{79,8} + \frac{75}{30,8} \pm \sqrt{\left( \frac{37\,675}{79,8} - \frac{75}{30,8} \right)^2 + 4 \frac{75^2}{79,8 \times 30,8}} \right]$$

buradan,

$$\begin{array}{lll} \omega_1^2 = 2,43 & ; & \omega_I = 1,56 & ; & T_I = 4 \text{ sn} \\ \omega_{II}^2 = 472,123 & ; & \omega_{II} = 21,72 & ; & T_{II} = 0,29 \text{ sn} \end{array}$$

(9.72) bağıntısından genlik oranları;

$$K_I = \frac{79,8 \times 2 \cdot 10^{-3} + 30,8}{79,8 \times (2 \cdot 10^{-3})^2 + 30,8} = 1,005$$

$$K_{II} = \frac{79,8 \times (-188) + 30,8}{79,8 \times (-188)^2 + 30,8} = -0,005$$

olmak üzere

$$\Phi_{ol} = \frac{-\frac{75}{79,8}}{472,118 - 2,43} = 0,002$$

$$\Phi_{oII} = \frac{-\frac{75}{79,8}}{472,118 - 472,123} = -188$$

olarak hesaplanır. Şekil 9.25 deki hız spektrumuna göre;

$$\left. \begin{array}{l} T_I = 4 \text{ sn} \\ \xi = 0,5 \end{array} \right\} S_{vI} = 0,79 \text{ m/sn}$$

$$\left. \begin{array}{l} T_{II} = 0,29 \text{ sn} \\ \xi = 2 \end{array} \right\} S_{vII} = 0,42 \text{ m/sn}$$

olarak alınır. Buradan yerdeğiştirmeler;

$$\bar{X}_{II} = \frac{1,005 \times 0,79}{1,56} = 0,50 \text{ m}$$

$$\bar{X}_{III} = \frac{-0,005 \times 0,42}{21,7} = -1 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

$$\bar{X}_{oI} = 0,5 \times 2 \cdot 10^{-3} = 1 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$\bar{X}_{oII} = -1 \cdot 10^{-4} \times (-188) = 18 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

olarak hesaplanırlar. Kesme kuvvetleri (9.78), (9.79), (9.80) (9.81) ve (9.82) bağıntılarıyla;

$$V_{II} = (75 \times 0,5 - 75 \times 10^{-3}) 10^4 = 37,4 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$V_{oI} = (-75 \times 0,5 + 37675 \cdot 10^{-3}) 10^4 = 0,18 \cdot 10^4 \text{ N}$$

I. mod için toplam kesme kuvveti,

$$V_I = V_{II} + V_{oI} = 37,58 \text{ t}$$

benzer şekilde,

$$V_{III} = [75 (-1 \cdot 10^{-4}) - 75 \times 18 \cdot 10^{-3}] 10^4 = -1,36 \cdot 10^4 \text{ N}$$

$$V_{oII} = [-75 (-1 \cdot 10^4) + 37675 \times 18 \cdot 10^{-3}] 10^4 = 678 \cdot 10^4 \text{ N}$$

II. mod için toplam kesme kuvveti,

$$V_{II} = V_{III} + V_{oII} = 676,6 \cdot 10^4 \text{ N}$$

kule tepesindeki maksimum kesme kuvveti,

$$V = \sqrt{V_I^2 + V_{II}^2} = 677,6 \cdot 10^4 \text{ N}$$

olarak hesaplanırlar.

Maksimum dalga yüksekliği:

Dairesel hazne söz konusu olduğundan (9.87) bağıntısı kullanılacaktır.



$$\theta_{ol} = 1,53 \frac{\bar{X}_{II} - \bar{X}_{ol}}{R} \quad th(1,84 h/R) = 0,10$$

olmak üzere;

$$d_{max I} = \frac{0,408 \times 7}{\left( \frac{9,81}{1,56 \times 0,1 \times 7} - 1 \right) \times 0,95} = 0,34 \text{ m}$$

$$d_{max II} = 1,53 \frac{\bar{X}_{III} - \bar{X}_{olII}}{R} \times 0,95 \times 7 = -0,026 \text{ m}$$

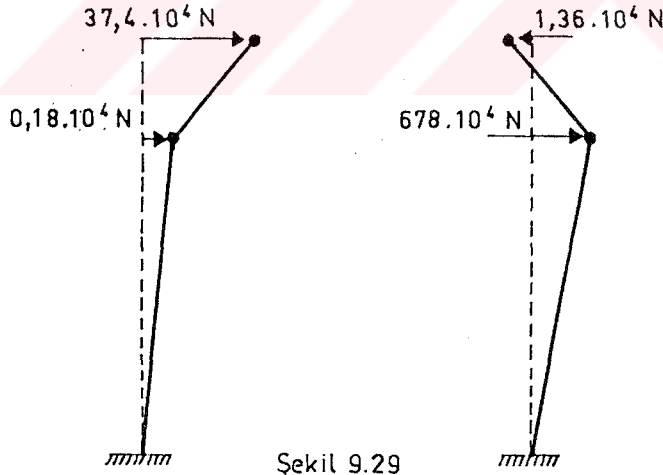
olarak elde edilirler.

Özetle, ayaklı su deposunda eşdeğer sistem; 783 tonluk pasif ve 303 tonluk aktif (salınan) bir kütlede ibarettir.

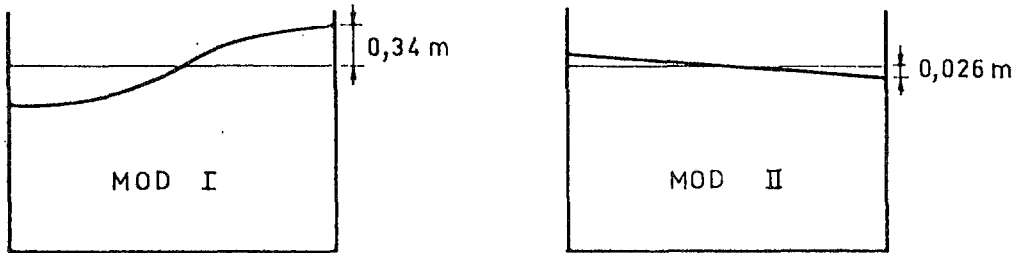
I ve II titreşim modlarına göre titreşim şekli Şekil 9.29 da gösterilmiştir. Buradan kulenin üstündeki maksimum kesme kuvveti  $6776 \cdot 10^4 \text{ N}$  olarak belirlenir. Bu modlara Şekil 9.30 da gösterilen dalgalar karşılık gelmektedir. Dolayısıyla da

$\sqrt{0,34^2 + 0,026^2} \approx 0,35 \text{ m}$ . maksimum dalga yüksekliğidir.

Görüldüğü gibi dalga yüksekliklerine ilişkin II. modun katkısı birinci moda göre ihmal edilebilecek kadar küçüktür. Oysa bu modun katkısı dinamik etkiler söz konusu olduğunda I. modunkinden çok daha büyüktür.



Şekil 9.29



Şekil 9.30

## BÖLÜM 10

### SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmanın amacı, çok yaygın olarak kullanılan betonarme sıvı depoları konusunda derli toplu bir sentez çalışması ortaya koyarak teknik literatürdeki boşluğun doldurulmasına katkıda bulunabilmektir.

Birinci bölümdeki giriş bilgilerinden sonra ikinci bölümde hidrolik ve yapısal özellikler birlikte verilmiştir. Çünkü yapısal olarak uygun olan bir depo hidrolik açıdan yetersiz olabilir. Bu nedenle depo hacminin, ekonomik depo kotunun belirlenmesi, inşaat malzemesinin seçimi gibi parametreler belirlenirken jeoloji mühendislerinin, su mühendislerinin ve yapılm mühendislerinin birlikte karar vermeleri gerekmektedir.

Üçüncü bölümde dairesel depolar üzerinde durulmuştur. Dairesel depo duvarlarında eğilme momentinin ihmal edilebilecek kadar küçük olması bunların diğer depolara göre üstün yanını oluşturmaktadır. Bununla beraber dairesel depolarda duvar yüzeylerinin eğriselliği kalıp ve donatı işçiliğini artırdığından birim alan maliyetleri diğer depolara göre daha yüksektir. Bu da dairesel depoların sakıncalı yönünü oluşturmaktadır.

Dairesel depolar genel olarak tek gözlü yapılmaktadır. Ancak iki gözlü yapılmaları gerekiyorsa yarım daire şeklinde doğrusal bir duvarla iki gözlü yapmak yerine aynı çaplı iç içe iki dairesel duvar yardımıyla iki gözlü yapmak daha uygundur.

Dairesel depo tavanı olarak küçük depolar için düz plak tavan yapmak, büyük depolar için küresel kubbe kullanmak uygun olmaktadır. Ayrıca küresel kubbeyi prefabrik elemanlar ve hafif beton kullanarak yapmak, hem ekonomi sağlayabilir hem de inşaat süresi kısaltılabilir.

Dairesel depo duvar hesaplarında en önemli kabul; duvarla taban birleşim bölgesinin nasıl davranacağını tahminidir. Bazı yöntemler, iki ucu açık ve eşit basınç etkisindeki bir boruda olduğu gibi dikkate alınan tüm şeritlerin şekildeğiştirmelerinin eşit olduğunu kabul etmektedir. Ancak, depolarda tabanla duvarın birleşmiş olması bu bölgede dikkate alınan şeritin şekildeğiştirmesini engellemektedir. Bu amaçla duvarla tabanı birbirinden bağımsız çalıştırmak için birleşim yerine kayma derzi konmaktadır. Bunun da uygulamada ne şekilde davranacağını tartışmaya açıktır. Bu nedenle hesaplarda tabanla duvar birleşimi dikkate alınırken hangi mesnet çeşiti (ankastre, kısmen ankastre, sabit mesnet) olduğuna zemin cinsi ve derz malzemesinin özelliklerini dikkate alarak karar vermek gerekir. Örneğin  $H\sqrt{tR}$  oranı 2 olan dairesele depo duvar tabanında kayma derzi bulunduğu zaman yapacağı yerdeğiştirmenin %25 ine izin vermek moment değerinde %40, kesme kuvveti değerinde %30 luk bir azalmaya neden olmaktadır.

Yüksekliğin fazla olması ( $\approx 5$  m) halinde duvar kalınlıklarını değişken yapmak uygun olabilir. Ancak bu durumda hesabın daha zor olacağını, kalıp ve donatı işçiliğini artıracacağını da belirtmek gerekir.

Dördüncü bölümde dikdörtgen depolar irdelenmiştir. Dairesel depo duvarlarında normal kuvvet etkili olmasına rağmen dikdörtgen depolarda normal kuvvet yanında eğilme momenti de etkili olmaktadır. Bu durum dikdörtgen depoların sakıncalı yönünü oluşturmaktadır. Ancak özellikle endüstri yapılarında depo yapılacak arazinin sınırlı olması halinde dikdörtgen depo inşası gerekli olmaktadır. Ayrıca dikdörtgen depolarda kalıp ve donatı işçiliği, dairesele depolara göre daha azdır. Bunlar da dikdörtgen depoların üstünlüklerini oluşturmaktadır.

Dikdörtgen kesitli depolar plaklardan oluşan yüzeysel taşıyıcılar olarak dikkate alınabilir. Bu durumda hesapları elastik, plastik yöntemlerle, duvarların kısmi ankastreliğini dikkate alan yaklaşık yöntemle ya da depo duvarlarını istinat

duvarı olarak dikkate alan yöntemle yapılabilir. Tek gözlü ve küçük depoların hesabı elastik yöntemle yapılabileceği gibi kısmi ankastrelik durumunu dikkate alan yaklaşık yöntemle de yapılabilir. Çok gözlü depoların hesabında kırılma çizgileri teorisine dayalı plastik hesabı Johansen yöntemi kullanılarak yapılabilir. Depo boyutlarının çok büyük olması halinde depo duvarlarını istinat duvarı şeklinde hesaplamak daha uygun olabilir. Bu durumda konsol plak duvarlar, aşırı yüksek olması halinde de payandalı konsol plak duvarlar yapılmaktadır.

Beşinci bölümde dikdörtgen ve dairesel depo tabanlarından söz edilmiştir. Depo tabanlarında zemin oturmasından, rötire ve sıcaklık etkilerinden doğan gerilmelerin azaltılması için bazı konstrüktif önlemler almak gerekir. Bu amaçla depo tabanına derz yerleştirilmesi, tabanın santraj tahtasına benzer şekilde dökülmesi gibi önlemler alınabilir. Depo tabanlarının projelendirilmesinde zeminin rolü büyük olduğundan zeminin özellikleri iyi bir şekilde tespit edilmeli, derzlerin yerleştirilmesine ve korunmasına özen göstermek gerekmektedir. Tabanın zemin üzerine, kolonlara ya da kazık temellere oturtulacağına zemin özellikleri belirtildikten sonra karar verilir.

Altınca bölümde ayaklı depolar anlatılmaktadır. Bunlar kendi ağırlıklarının fazla olması nedeniyle yerüstü depolarına göre maliyetleri yaklaşık dört kat fazla olmaktadır. O nedenle çok küçük hacimlerde ( $<100 \text{ m}^3$ ) yapılmazlar. Ayrıca çok büyük hacimlerde ( $>1000 \text{ m}^3$ ) yapılmaları da nadirdir. Daha büyük hacimlerde inşa edilecekse öngerilmeli beton kullanılmalıdır. Bu depoların da iki gözlü yapılmaları düşünülüyorsa aynı merkezli iç içe iki silindir şeklinde bölmelerin yapılması ekonomik olmaktadır. Dış bölmenin yarıçapı iç bölmenin yarıçapının 1,45 katı olursa, her iki bölme yaklaşık olarak aynı büyüklükte olur.

Ayaklı depolarda estetik diğer depolara göre daha önemlidir. Bu nedenle özellikle bu depoların yapımında mimarların görüşünü de almak gerekmektedir.

Ayaklı depolar monolitik olarak yapılabilecekleri gibi hazne kısmı yerde inşa edilerek krikolarla ayaklar üzerine oturtu-

labilir. Bu durum inşaat kolaylığı ve inşaat süresinin azalmasını sağlamaktadır.

Yedinci bölümde depolarda derzlerin kullanılmasından bahsedilmiştir. Normal bir yapıyı tek bir bütün olarak yapmak birçok bakımdan yararlıdır. Ancak depolarda oluşabilecek çatlakları önlemek ve değişik kısımların bağımsız hareket etmesini sağlamak için derzlerin yapılması zorunlu olmaktadır. Derzler depolarda da inşaat derzleri ve hareket derzleri olarak dikkate alınabilir.

İnşaat derzleri depolarda statik etkilerin en az olduğu yerlere ya da çatlakların kolayca onarılabileceği bölgelere yerleştirilmelidir. Depo duvarlarına yerleştirilen düşey inşaat derzlerinde yatay olanlara göre daha az sorun çıkmaktadır. Bu nedenle proje mühendisi seçim yapmak durumunda kalırsa, düşey inşaat derzlerini seçmesi tavsiye edilir.

Depo duvarlarında rötire çok önemli olduğundan, hareket derzi olarak düşeyde kısmi daralma derzi yapılmalıdır. Genleşme derzleri ise 30 m yi geçmeyen aralıklarla yapılmalıdır.

Sekizinci bölümde depoların geçirimsizliğinden söz edilmektedir. Beton karışımında kullanılan temel malzemelerde (su, çimento, agrega) geçirimsizlik için bazı ilave özellikler aranmaktadır. Özellikle beton karışımında kullanılan agrega kırma taş yerine doğal agrega olmalıdır. Geçirimsizlik betonun kendi bünyesinde temin edilmeye çalışılmalı ve zorunlu olmadıkça katkı maddesi kullanılmamalıdır. Çünkü kullanılan katkı maddelerinin yan etkileri olabileceğinden geçirimsizlik tehlikeye düşebilir.

Dokuzuncu bölümde depoların deprem hesabı üzerinde durulmaktadır. Depolarda yapı-zemin etkileşimine ilave olarak yapı-sıvı etkileşimininde bulunması deprem hesabını zorlaştırmaktadır. Bu durumda kullanılan yöntemlerin matematiksel ifadeleri oldukça karmaşık olmakta dolayısıyla da pratik hesap için uygun olmamaktadır. Bu nedenle matematiksel ifadeleri bilgisayar prog-

ramı, çizelgeler ya da grafikler yardımıyla proje mühendislerinin kullanımına sunulması uygun olmaktadır.

Gömme depoların yan duvarlarına uygulanan dinamik zemin basıncının ve hidrodinamik basıncın hesaplanmasında Japon şartnamesinde verilen bağıntılar kullanılabilir.

Yerüstü dairesel depolarının deprem hesabında Jacobsen ve Ayre yöntemi ile Hunt ve Priestley yönteminin matematiksel ifadeleri Hausner yöntemine göre daha üstündür. Ancak Housner yöntemi pratik olmakla beraber depo davranışını da daha gerçekçi olarak dikkate almaktadır. Bu yöntemler arasındaki fark çok küçük ( $<7$ ) olduğundan pratik hesap için Housner yöntemi kullanılabilir. Dikdörtgen depolarda %10 dan fazla hassasiyet istenmeyen durumlarda yine Housner yöntemi kullanılabilir. Diğer durumlarda Hunt ve Priestley yönteminin kullanılması daha uygundur.

Ayaklı depoların deprem hesabında haznenin tabana ankastre bağlı olduğu kabulü gerçekçi olmamaktadır. Bu nedenle de zeminle maksimum ivmeye sahip olduğu kabulünün yapılması doğru olmaz. Bu depoların hesabında da depo davranışını daha gerçekçi olarak dikkate alan Housner yöntemi kullanılabilir.

## KAYNAKLAR

- AKA, İ., KESKİNEL, F., ARDA, T.S., Betonarme Yapı Elemanları, Birsen Kitabevi, İstanbul, 1977.
- AKMAN, M.S., Yapı Malzemesi, İ.T.Ü. Matbaası, İstanbul, 1987.
- AYDIN, A., Su Depolarının Titreşimi ve Bu Depolarda Dinamik Basıncın Hesaplanması, Türkiye Mühendislik Haberleri, 288-289, Mart-Nisan, 1979.
- BAYRAKTAR, A., Betonarme Su Depolarının Projelendirme İlkeleri, Bitirme Tezi, K.T.Ü. Trabzon, 1988.
- CHARON, P., Le Calcul Et La Vérification Des Ouvrages En Béton Armé, Eyrolles, Paris, 1976.
- CELASUN, H., Betonarme Yapılar, İDMMA Yayınları, 156, İstanbul, 1980.
- ÇEÇEN, C., İçme Suyu Mühendisliği, İnkılap ve Aka Basımevi, İstanbul, 1973.
- ÇITIPITIOĞLU, E., AKIN, C., 50000 m<sup>3</sup> lük Küresel Kubbeli, Sonradan Germe Betonlu Silindirik Su Deposu Tasarımı, TMMOB İnşaat Mühendisliği 8. Teknik Kongresi, s.130-140, 1985.
- DAVIDOVICI, V., HADDADI, A., Calcul Pratique de Réservoirs en Zone Sismique, Annales de l'ITBTP, 409, Kasım, 1982.
- DEMİR, H., ALTAN, M., GÜLER, K., Betonarme Depolar, İTÜ Matbaası İstanbul, Kasım 1988.
- DURMUŞ, A., ERDÖL, R., DOĞANGÜN, A., Betonarme Siloların Hesap ve Yapım Kuralları, Standard Tasarısı, KTÜ, Trabzon, 1988.
- DURMUŞ, A., ÖZTEKİN, İ., Kum Kirliğinin %10 ince Eleman İçeren Kum Eşdeğerliğiyle Belirlenmesi, Standard Önerisi, Prefabrik Birliği Dergisinin Temmuz 1989 sayısında yayınlanacak.
- DURMUŞ, A., ÖZTEKİN, İ., Kum Eşdeğerliği, Standard Önerisi Olarak TSE'ye sunuldu.

- DURMUŞ, A., Betonarme Ders Notları, KTÜ, Trabzon 1989, (Yayınlanmamış).
- ERDİK, M. Türkiye İnşaat Mühendisliği IX. Teknik Kongresi Deprem Mühendisliği Raporu, Türkiye İnşaat Mühendisliği IX. Teknik Kongre Bildiriler Kitabı, Cilt 1, Ankara, 16-20 Kasım 1987.
- ERMUTLU, H.E., Dört Ayaklı Su Kulesi Taşıyıcı Sistemi Üzerinde Model Denemeleri, DSİ Teknik Bülteni, Ocak, 1966.
- FISCHER, F.D., SEEBER, R., Dynamic Response of Vertically Excited Liquid Storage Tanks Considering Liquid-Soil Interaction, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, (16) s.329-342, 1988.
- GRAHAM, E.W., RODRIGUEZ, A.M., The Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics, Journal of Applied Mechanics, September, 1952.
- GUERRIN, A., Traité de Béton Armé, (2), Dunod, Paris, 1968.
- GUERRIN, A., Traité de Béton Armé, (6), Dunod, Paris, 1968.
- HOUSNER, G.W., The Dynamic Behaviour of Water Tanks, BSSA, 53/2, s. 381-387, February, 1963.
- HUNT, B., PRIESTLEY, N., Seismic Water Waves in a Storage Tank, BSSA, 68, April, 1978.
- JOHANSEN, K.W., Yield-Line Theory, Cement And Concrete Association, London, 1962.
- KALENDER, A., Su Kaynakları II Ders Notları, KTÜ. Trabzon, 1988.
- LAMOUREUX, M., Méthodes Mathématiques de la Physique, Ecole Centrale de Paris, 1976.
- LAMP, H.G., Hydrodynamics, Dover Publications, 1945.
- LUFISKY, K., Yapılarda Su İzolasyonu, Seyaş Yayınları, İst.1980.
- MANNING, G.P., Concrete Reservoirs and Tanks, Concrete, Publications, London, 1967.



MUSLU, Y., Su Temini ve Çevre Sağlığı, İTÜ Matbaası, İstanbul, 1978.

NEWMARK, N.M., ROSENBLUETH, E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall Inc., 1971.

ÖZDEN, K., Betonarme İstinat Duvarları, İTÜ İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul, 1971.

ÖZDEN, K., EREN, İ., TRUPIA, A.L., ÖZTÜRK, T., Betonarme İstinat Duvarları ve Perdeleri, İTÜ, Matbaası, İstanbul, Kasım 1988.

PERKINS, P.H., Concrete Structures Repair, Waterproofing and Protection, Applied Science Publishers, London, 1978.

PERNOT, P., Le Béton armé, J.B. Bailléré et Fils Editeurs, Paris, 1954.

PRISCU, R., POPOVICI, A., STEMATIU, D., ILIE, L., STERE, C., Le Génie Sismique des Grands Barrages, Ed. de l'Académie, Bucarest, 1980.

SEED, H.B., WHITMAN, R.V., Design of Earth Retaining Structures for Dynamic Loads, ASCE Specialty Conference-Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, ASCE, s. 147-193, 1970.

USAECT-7024: Nuclear Reactors and Earthquakes, Washington, D.C. August, 1963.

UZAKGÖREN, N., Su Depoları, TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası İzmir Şubesi Haber Bülteni, 14, Aralık, 1987.

UNESCO, Code Et Manuel D' application Pour Le Calcul Et L' exécution Du Béton Armé, Dunod, Paris, 1968.

BS 5337: Code of Practise for The Structural Use of Concrete for Retaining Aqueous Liquids, London, 1982.

DSİ: Su Tutucu Betonarme Yapıların Projelendirilmesine Ait Genel Teknik Şartname, DSİ Basım ve Foto-Film İşletme Müdürlüğü, Ankara, 1980.

IS 1893: Criteria for Earthquake Resistant Design of Structures  
Indian Standarts Institution, New Delhi, 1980.

İBTŞ: Şehir ve Kasaba İçmesuyu Projelerinin Hazırlanmasına ait  
Yönetmelik, İller Bankası, Ankara, 1985.

JSCE: Earthquake Resistant Design of Bridges, Japanese Society  
of Civil Engineers, Tokyo, 1984.

TS 500: Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, Ankara,  
1984.

TS 3599: Su Depoları ve Yüzme Havuzlarının Sızdırma Yalıtımı  
Tasarım ve Yapım Kuralları, Ankara, Ocak, 1982.



## EK-A ÇİZELGELER

Çizelge A1.Düz Yüzeyli Donatı ve  $k=1 \cdot 10^6$  için

$$\sigma_{1s} = k \cdot \frac{\eta \cdot \rho_T}{\phi(1 + 10\rho_T)} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

değerleri (nervürlü donatı için  $\sigma_{1s}$  değeri  $1.5 k \cdot 10^6$  ile çarpılır).

Çizelge A1'in Devamı

$\frac{\sigma}{\rho_T}$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
0,002	392	327	245	196	163	140	122	98	78	61	49
0,004	769	641	481	385	320	275	240	192	154	120	96
0,006	1132	943	707	566	472	404	354	283	226	177	141
0,008	1481	1235	926	741	617	529	463	370	296	231	185
0,010	1818	1515	1136	909	757	649	568	454	364	284	227
0,012	2143	1786	1339	1071	893	765	670	536	428	335	268
0,014	2456	2047	1535	1228	1023	877	768	614	491	384	307
0,016	2759	2299	1724	1379	1149	985	862	690	552	431	345
0,018	3051	2542	1907	1525	1271	1090	953	763	610	477	381
0,020	3333	2778	2083	1667	1389	1190	1042	833	667	521	417
0,022	3607	3005	2254	1803	1503	1288	1127	902	721	563	451
0,024	3871	3226	2419	1935	1613	1382	1210	968	774	605	484
0,026	4127	3439	2579	2063	1720	1474	1290	1032	825	645	516
0,028	4375	3646	2734	2187	1823	1562	1367	1094	875	683	547
0,030	4615	3846	2885	2308	1924	1648	1442	1154	923	721	577
0,032	4848	4040	3030	2424	2020	1732	1515	1212	970	758	606
0,034	5075	4229	3172	2537	2114	1812	1586	1269	1015	793	634
0,036	5294	4412	3309	2647	2206	1891	1654	1323	1059	827	662
0,038	5507	4589	3442	2754	2294	1967	1721	1377	1101	860	688
0,040	5714	4762	3571	2857	2381	2041	1785	1428	1143	893	714
0,042	5915	4930	3697	2958	2465	2113	1848	1479	1183	924	739
0,044	6111	5092	3819	3056	2546	2182	1910	1528	1222	955	764
0,046	6301	5250	3938	3151	2625	2250	1969	1575	1260	984	788
0,048	6486	5406	4054	3243	2703	2317	2027	1622	1297	1013	811
0,050	6667	5556	4167	3333	2778	2381	2083	1667	1333	1042	833
0,052	6843	5702	4276	3421	2851	2444	2138	1710	1368	1069	855
0,054	7015	5844	4383	3506	2922	2505	2192	1753	1402	1096	877
0,056	7183	5982	4487	3590	2991	2564	2244	1795	1436	1122	897
0,058	7347	6118	4589	3671	3059	2622	2294	1835	1468	1147	918
0,060	7507	6250	4688	3750	3125	2679	2344	1875	1500	1172	937
0,062	7663	6378	4784	3827	3189	2734	2392	1914	1531	1196	957
0,064	7815	6502	4878	3902	3252	2787	2439	1951	1561	1220	976
0,066	7963	6622	4970	3976	3313	2840	2485	1988	1590	1242	994
0,068	8107	6738	5059	4048	3373	2891	2530	2024	1619	1265	1012
0,070	8247	6851	5147	4118	3431	2941	2574	2059	1647	1287	1029
0,072	4186	5232	3488	2990	2616	2093	2616	2093	1674	1308	1047
0,074	5316	3544	3038	2658	2126	1701	1329	1003	1674	1308	1047
0,076	4253	3084	2699	2159	1727	1349	1080	1096	1727	1349	1080
0,078	4318	3598	3084	2699	2159	1727	1349	1096	1727	1349	1080
0,080	5478	4382	3652	3130	2739	2191	1753	1369	1753	1369	1096
0,082	5556	4444	3704	3175	2778	2222	1778	1389	1778	1389	1111
0,084	4505	3218	2816	2253	1802	1408	1126	1126	1802	1408	1126
0,086	4565	3804	3261	2853	2283	1826	1427	1141	1826	1427	1141
0,088	5780	4624	3853	3302	2890	2312	1849	1445	1849	1445	1156
0,090	4681	3901	3343	2926	2340	1872	1463	1170	1872	1463	1170
0,092	4737	3947	3383	2960	2368	1895	1480	1184	1895	1480	1184
0,094	5990	4792	3993	3423	2995	2396	1917	1198	1917	1497	1198
0,096	6057	4845	4038	3461	3028	2423	1938	1211	1938	1514	1211
0,098	6122	4898	4082	3499	3061	2449	1959	1224	1959	1531	1224
0,100	6187	4949	4124	3535	3093	2475	1978	1237	1978	1547	1237
0,102	6250	5000	4167	3571	3125	2500	2000	1250	2000	1562	1250
0,104	5049	4208	3607	3158	2525	2020	1578	1262	2020	1578	1262
0,106	5098	4248	3641	3186	2549	2039	1593	1274	2039	1593	1274
0,108	5146	4288	3675	3216	2573	2058	1608	1286	2058	1608	1286
0,110	5192	4327	3709	3245	2596	2077	1622	1298	2077	1622	1298
0,112	5238	4365	3741	3274	2619	2095	1637	1309	2095	1637	1309
0,114	5283	4402	3773	3302	2641	2113	1651	1321	2113	1651	1321
0,116	5327	4439	3805	3329	2663	2131	1665	1332	2131	1665	1332
0,118	5370	4475	3836	3356	2685	2148	1678	1343	2148	1678	1343
0,120	5413	4511	3866	3383	2706	2165	1691	1353	2165	1691	1353
0,122	5454	4545	3896	3409	2727	2182	1704	1364	2182	1704	1364
0,124	5485	4580	3925	3435	2748	2198	1717	1374	2198	1717	1374
0,126	5536	4613	3954	3460	2768	2214	1730	1384	2214	1730	1384
0,128	5575	4646	3982	3484	2788	2230	1742	1394	2230	1742	1394
0,130	5614	4678	4010	3509	2807	2246	1754	1404	2246	1754	1404
0,132	5652	4710	4037	3533	2826	2261	1766	1413	2261	1766	1413
0,134	5690	4741	4064	3556	2845	2276	1778	1422	2276	1778	1422
0,136	5726	4772	4090	3579	2863	2291	1790	1432	2291	1790	1432
0,138	5763	4802	4116	3602	2881	2305	1801	1441	2305	1801	1441
0,140	5798	4832	4142	3624	2899	2319	1812	1450	2319	1812	1450
0,142	5833	4861	4167	3646	2917	2332	1823	1458	2332	1823	1458

Çizelge A2. Düz Yüzeyli Donatı İçin,

$$\sigma_{25} = 2,4 \sqrt{\eta \cdot k \cdot \bar{\sigma}_c}$$

Değeri. Bu  $\sigma_{25}$  Değeri  $k=1,5 \times 10^6$  için Üst;  $k=10^6$  için Orta;  
 $k=0,5 \times 10^6$  için Alt Satırdan Alınır.

Çizelge A1'in Devamı

$\frac{\phi}{\rho}$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
0,142				5868	4890	4191	3657	2934	2347	1834	1467
144				5902	4918	4215	3688	2951	2361	1844	1475
146				5935	4946	4239	3709	2967	2374	1855	1484
148				5968	4973	4263	3730	2984	2387	1865	1492
150				6000	5000	4286	3750	3000	2400	1875	1500
0,152					5026	4308	3770	3016	2413	1885	1508
154					5052	4331	3789	3031	2425	1895	1516
156					5078	4353	3808	3047	2437	1904	1523
158					5103	4374	3828	3062	2450	1914	1531
160					5128	4395	3846	3077	2462	1923	1538
0,162					5152	4416	3864	3092	2473	1932	1546
164					5177	4437	3882	3106	2485	1941	1553
166					5200	4458	3900	3120	2496	1950	1560
168					5224	4478	3918	3134	2507	1959	1567
170					5247	4497	3935	3148	2518	1968	1574
0,172					5260	4517	3952	3162	2529	1976	1581
174					5291	4536	3969	3175	2540	1984	1588
176					5314	4555	3986	3188	2550	1993	1594
178					5336	4573	4002	3201	2561	2001	1601
180					5357	4592	4018	3214	2571	2009	1607
0,182					5378	4610	4034	3227	2581	2017	1613
184					5399	4628	4049	3239	2591	2025	1620
186					5420	4645	4065	3252	2301	2032	1626
188					5440	4663	4080	3264	2611	2040	1632
190					5460	4680	4095	3276	2620	2047	1638
0,192					5479	4697	4110	3288	2630	2055	1644
194					5499	4713	4124	3299	2639	2062	1650
196					5518	4730	4138	3311	2649	2069	1655
198					5537	4746	4153	3322	2658	2076	1661
200					5555	4762	4167	3333	2667	2083	1667

$\frac{\phi}{\rho}$	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
4,4	2757 2251 1591	2516 2054 1452	2182 1781 1259	1949 1591 1125	1779 1452 1027	1649 1346 951	1540 1257 889	1378 1125 795	1232 1006 711	1090 890 629	976 797 563
5,2	3000 2448 1731	2736 2234 1579	2369 1934 1367	2119 1730 1223	1934 1579 1116	1791 1462 1033	1676 1368 967	1499 1224 865	1340 1094 773	1184 967 683	1058 864 611
5,3	3026 2470 1746	2764 2256 1595	2394 1954 1381	2140 1747 1235	1953 1594 1127	1808 1476 1044	1691 1380 976	1514 1236 874	1352 1104 781	1197 977 691	1071 874 619
5,8	3167 2585 1827	2890 2359 1668	2501 2042 1444	2237 1826 1291	2043 1668 1179	1894 1546 1093	1770 1445 1022	1583 1291 913	1417 1157 818	1252 1022 723	1120 914 646
6,2	3272 2671 1888	2990 2441 1726	2587 2112 1493	2314 1889 1335	2114 1726 1220	1955 1596 1128	1829 1493 1055	1638 1337 945	1464 1195 845	1294 1056 746	1159 946 669
7,0	3478 2839 2007	3175 2592 1832	2749 2244 1586	2461 2009 1420	2247 1834 1297	2079 1697 1200	1943 1586 1121	1741 1421 1005	1556 1270 898	1376 1123 794	1229 1003 709
7,5	3601 2940 2078	3287 2683 1897	2846 2323 1642	2545 2078 1469	2323 1896 1340	2152 1757 1242	2014 1644 1162	1800 1469 1038	1611 1315 930	1423 1162 821	1273 1039 734

Not: Nervür tü donatı için çizelgeden alınan  $\sigma_{25}$  değeri 1,20 ile carpılır.

Çizelge A3. Emniyet Gerilmeleri.

Yapı elemanı ve zorlanma biçimi	Yapı elemanının kullanıldığı bölge	ÇELİK SINIFI $\sigma_s$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			BETON SINIFI $\sigma_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )							
		S220	S420	S 500	C 12	C16	C 20	C 25	C 30	C 35	C 40	
A Eğilme momenti ile zorlanan plâk ve dikdörtgen kesitli kirişler	iki doğrultuda çalışan plâklar	$h \leq 8$ cm.	1400	2200	2400	40	50	70	90	110	125	145
		$h > 8$ cm.	1400	2200	2400	50	50	80	100	120	140	160
	Kirişler	1400	2200	2400	50	50	80	100	120	140	160	
B Eğilme momenti ile zorlanan tablalı kirişler ve dişli döşemeler	Tabla gerilmeleri dikkate alınıyorsa. (Alınmıyorsa A'daki gerilmeler geçerlidir.)	1400	2200	2400	40	50	70	90	110	125	145	
	Negatif moment bölgelerinde	1400	2200	2400	55	70	90	110	130	150	170	
C Eğilme ve normal kuvvetle zorlanan elemanlar	Dikdörtgen kesit	Bireksenli eğilme	1400	2000	2000	55	70	90	110	130	150	170
		İkiksenli eğilme	1400	2000	2000	60	80	100	120	140	160	180
	Tablalı kesit (Tabladaki gerilmeler dikkate alındığında)	1400	2000	2000	50	60	80	100	120	140	160	
D Eğilme kayması	Plâklarda zımbalamaya karşı	-	-	-	4.5	5	5.5	6	6.5	7	7.5	
	Eğilme ve kesme ile zorlanan elemanlarda kayma donatısı hesapla gösterilmezse.	-	-	-	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7	
	İzin verilen en büyük kayma gerilmesi (Kayma donatısı hesaba katılmaksızın)	-	-	-	10	13	16	20	24	28	32	
E Burulma	Burulma donatısı hesapla gösterilmezse	-	-	-	5	5.5	6	7	7.5	8	8.5	
	İzin verilen en büyük kayma gerilmesi (Kayma donatısı hesaba katılmaksızın)	-	-	-	10	13	16	20	24	28	32	
F Burulma ve kesme	Burulma donatısı hesapla gösterilmezse	$\tau_1 / \tau_s \leq 1$	-	-	-	4	4.5	5	5.5	6	6.5	7
		$\tau_1 / \tau_s \geq 1$	-	-	-	5	5.5	6	7	7.5	8	8.5
	İzin verilen en büyük kayma gerilmesi	1400	2200	2400	10	13	16	20	24	28	32	
G Aderans (Konum II için)	Düz yüzeyli çubuklar için aderans gerilmesi	-	-	-	4.5	5	6	6.5	7	7.5	8	
	Nervürlü çubuklar için aderans gerilmesi	-	-	-	9	10	12	13	14	15	16	

## EK-B: DAİRESEL DEPOLARDA BAĞINTILARIN ÇIKARILMASI

## B1. JACOBSEN VE AYRE YÖNTEMİ

## B.1.1 Hız Alanı

Aşağıdaki koşullar altında ox ekseni boyunca bir öteleme hareketine maruz Şekil 9.4 deki depo dikkate alınsın:

- Sıvı sıkışmazdır.
- Sıvı viskoz değildir.
- Yerdeğiştirmeler küçüktür.
- Rejim türbülanssızdır (Reynolds sayısı yeteriyle küçüktür).

Depodaki  $\Phi$  hız alanı,

$$\nabla^2 \Phi = 0 \quad (\text{B.1})$$

Laplace bağıntısıyla belirlenir. Yüze ve duvarlara ilişkin sınır şartları kullanılarak problemin kesin çözümü elde edilebilir. Silindirik koordinatlarda (B.1) bağıntısı,

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (\text{B.2})$$

bağıntısıyla eşdeğerdir. Ayrık değişkenler formunda çözüm aransın.

$$\Phi(\theta, r, z, t) = \mathcal{R}(r) \cdot \Phi(\theta) \cdot Z(z) \cdot f'(t) \quad (\text{B.3})$$

Aşağıdaki sınır şartlarıyla:

- Tüm taban üzerinde ( $z=h$ ) hızın düşey bileşeni ( $w$ ) sıfırdır.

$$\left( \frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)_{z=h} = 0 \quad (\text{B.4})$$

- x ekseni doğrultusundaki öteleme hızı ( $u$ ),  $f'(t)$  ye eşit olduğundan hızın radyel bileşeni,

$$\left( \frac{\partial \Phi}{\partial r} \right)_{r=R} = f'(t) \cos \theta \quad (\text{B.5})$$

den hesaplanır.

- Serbest yüzeyde p basıncı sıfırdır.

$$p|_{z=0} = 0 \quad (\text{B.6})$$

Eğer sadece  $\Delta t$  süresi içerisindeki impuls basınçları dikkate alınırsa, ve sonradan sıvının x eksenine doğrultusundaki titreşimlerinin ortaya koyduğu ek basınçlar ihmal edilirse, impuls ek basıncı;

$$\frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \frac{du}{dt} \quad (\text{B.7})$$

ifadesini sağlar. u hızı, hız alanından,

$$u = \frac{\partial \Phi}{\partial x}$$

ifadesiyle elde edilir. Buradan,

$$\Rightarrow \frac{\partial p}{\partial x} = -\rho \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t \partial x}$$

yazılabilir. Bununla integrali alınır,

$$p = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t} + F(t) \quad (\text{B.8})$$

elde edilir. Bu hesapta impuls esnasında ( $\Delta t$ ),  $F(t)$  nin p üzerinde etkisinin olmadığı kabul edilerek  $F(t)=0$  olarak alınmaktadır. O halde,

$$p = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t} \quad (\text{B.9})$$

şekline gelir. (B.6) şartına ilaveten, başlangıç şartları ( $t=0$ ) için (yani sükunet durumunda)

$$\Phi|_{z=0} = 0 \quad \forall t > 0 \quad (\text{B.10})$$

olmaktadır.

a)  $Z(z)$  fonksiyonu:  $Z(z) = \text{Sin}(nkz)$  n tam sayı

$Z(z)$  fonksiyonunun genel terimli trigonometrik seri şeklinde gösterilebileceği kabul edilsin:

$$z = 0 \quad \text{için} \quad \text{Sin}(nkz) = 0 \quad \Rightarrow \forall k$$

$$z = h \quad \text{için} \quad \text{Cos}(nkz) = 0 \quad \Rightarrow nkz = (2m + 1) \frac{\pi}{2}, \quad m \quad \text{tam sayı}$$

Aynı anda aşağıdaki şartların da sağlanması gerekir.

n tek sayı

$$k = \frac{\pi}{2h}$$

b)  $(\theta)$  fonksiyonu:

(B.5) sınır şartlarını sağlamak için

$$\Phi(\theta) = \cos\theta$$

olarak seçilsin.

c)  $\mathcal{R}(r)$  fonksiyonu:

$\Phi(r, \theta, z, t)$  hız alanı,

$$\Phi = \mathcal{R}(r) \cdot \cos\theta \cdot \sin nkz \cdot f'(t)$$

şeklinde seçilsin, (B.2) de yerine konursa,

$$\Rightarrow \left[ \frac{\partial^2 \mathcal{R}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \mathcal{R}}{\partial r} - \left( n^2 k^2 + \frac{1}{r^2} \right) \mathcal{R} \right] \cos\theta \sin nkz f'(t) = 0$$

olur. Bu bağıntı  $\forall \theta, z$  ve  $f'(t)$  yi sağlamak zorunda olduğundan,

$$\frac{\partial^2 \mathcal{R}}{\partial \rho^2} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \mathcal{R}}{\partial \rho} - \left( 1 + \frac{1}{\rho^2} \right) \mathcal{R} = 0 \quad (\text{B.11})$$

eşitliği sağlanmalıdır.  $\rho = nkr$  olarak (B.11) de yerine konursa,

$$\frac{\partial^2 \mathcal{R}}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \mathcal{R}}{\partial r} - \left( n^2 k^2 + \frac{1}{r^2} \right) \mathcal{R} = 0 \quad (\text{B.12})$$

elde edilir. 1. dereceden Bessel fonksiyonlarının çözümünü veren ve  $x=i\rho$  tamamen hayali yani,

$$\mathcal{R} = I_1(\rho) = \frac{I_1(inkr)}{i}$$

argümanına sahip Bessel diferansiyel denklemi kullanılarak buradan hız alanının son ifadesi,

$$\Phi = f'(t) \cos\theta \sum_{n=1,3,5}^{\infty} A_n \sin nkz I_1(inkr) \quad (\text{B.13})$$

olarak elde edilir.  $A_n$  katsayılarının belirlenmesi (B.13) bağıntısı yardımıyla (B.5) sınır şartlarının sağlanması suretiyle belirlenir. Yani;



$$f'(t) \cos \theta \sum_{1.3.5}^{\infty} \sin nkz A_n \frac{\partial}{\partial r} [I_1(nkr)]_{r=R} = f'(t) \cos \theta$$

$$\Rightarrow \sum_{1.3.5}^{\infty} A_n \sin nkz \frac{\partial}{\partial r} [I_1(nkr)]_{r=R} = 1$$

Bessel fonksiyonlarının özelliklerine göre (Lamoureux, 1976);

$$\frac{\partial}{\partial r} [I_1(nkr)] = \frac{nk}{2} [I_0(nkr) + I_2(nkr)]$$

ya da  $I_0$  ve  $I_1$  in fonksiyonu olarak;

$$\frac{\partial}{\partial r} [I_1(nkr)] = nk \left[ I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr) \right]$$

buradan

$$\sum_{1.3.5}^{\infty} A_n \sin nkz \cdot nk \left[ I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr) \right] = 1 \quad (\text{B.14})$$

olarak elde edilir.

Diğer taraftan  $\frac{\sin nkz}{n}$  genel terimli trigonometrik serinin aşağıdaki özelliklere sahip olduğu bilinmektedir.

$$\sin kz + \frac{\sin 3kz}{3} + \frac{\sin 5kz}{5} + \dots = \frac{\pi}{4}$$

$$0 \leq kz \leq \frac{\pi}{2} \quad \text{için} \quad \forall z \quad \text{ya da} \quad 0 \leq z \leq h$$

buradan, (B.14) ifadesi

$$\sum_{1.3.5}^{\infty} A_n \frac{\sin nkz}{n} \cdot n^2 k \left[ I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr) \right] = 1$$

şeklinde yazılabilir. Buradan katsayıların ifadesi,

$$A_n = \frac{4\pi}{k} \frac{\frac{1}{n^2}}{I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr)} = \frac{8h}{\pi^2 n^2} \frac{1}{I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr)} \quad (\text{B.15})$$

elde edilir. O halde hız alanının genel ifadesi

$$\Phi = f'(t) \cos \theta \sum_{1.3.5}^{\infty} \frac{8h}{\pi^2 n^2} \frac{I_1(nkr) \sin nkz}{I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr)}$$

şeklindedir.

## B.1.2. Ek Basınçlar, Kuvvetler ve Momentler

Hız alanı bilinince buradan sadece dinamik impuls altında depodaki etkiler kolayca elde edilebilir.

## \* Basınç

(B.9) bağıntısıyla verilmiştir.

$$p = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t} = -\rho f''(t) \cos \theta \sum_{1.3.5}^{\infty} \frac{8h}{\pi^2 n^2} \frac{I_1(nkr) \sin nkz}{I_0(nkr) - \frac{1}{nkr} I_1(nkr)}$$

ya da yazım kolaylığı için,

$$p = -\rho f''(t) \cos \theta \sum_{1.3.5}^{\infty} A_n \sin nkz I_1(nkr) \quad (\text{B.16})$$

şeklinde gösterilir.

\* Duvarlar üzerinde kuvvetlerin bileşkesi ( $r=R$ ),

$$\begin{aligned} P_{1i} &= 2 \int_0^h \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} P_{r=R} \cos \theta r d\theta dz \\ &= -R \rho f''(t) \pi \int_0^h \sum_{1.3.5}^{\infty} A_n \sin nkz I_1(nkR) dz \\ &= -\rho f''(t) \pi R \sum_{1.3.5}^{\infty} A_n I_1(nkr) \times \left[ -\frac{1}{nk} (\cos nkz)_0^h \right] \end{aligned}$$

den hesaplanır. Buradan düşey duvar üzerinde bu ek basınçların bileşkesi

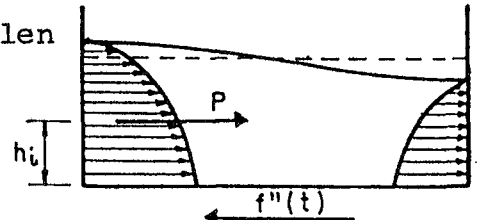
$$P_{1i} = -\rho f''(t) h R \sum_{1.3.5}^{\infty} \frac{A_n I_1(nkR)}{n} \quad (\text{B.17})$$

bağıntısıyla hesaplanır.

\*  $P_{1i}$  bileşkesinin tatbik noktası (Şekil B.1)

Serbest yüzeyden ( $z=0$ ) itibaren ölçülen

$$\begin{aligned} \bar{z} &= \frac{2}{P_{1i}} \int_0^h \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} P_{r=R} z \cos \theta r d\theta dz \\ \bar{z} &= -\rho f''(t) R \times \frac{\pi}{2} \sum_{1.3.5}^{\infty} A_n I_1(nkr) \int_0^h z \sin nkz dz \end{aligned}$$



Şekil B.1

Böylece serbest yüzey ( $z=0$ ) ve duvarların ( $r=R$ ) kesim noktalarında hızın düşey bileşenlerinin sonlu bir sınırının olmadığı görülmektedir. Bunlar seçilen model için tekil noktalardır. Bununla beraber  $\omega$ , (B.20) ifadesiyle belirlenir.

Not 2:  $\omega_{z=h}=0$  sınır koşulu sağlanmaktadır.  $\eta$  radyal hızı

$$\eta = \frac{\partial \Phi}{\partial r} = \frac{4 f'(t)}{\pi} \cos \theta \sum \frac{1}{n} \frac{I_0(nkr) - \frac{1}{nkR} I_1(nkr)}{I_0(nkR) - \frac{1}{nkR} I_1(nkR)} \sin nkz$$

bağıntısından hesaplanır. Duvarlar üzerinde ( $r=R$ )

$$\eta = \left( \frac{\partial \Phi}{\partial r} \right)_{r=R} = f'(t) \cos \theta \frac{4}{\pi} \sum_{1,3,5} \frac{1}{n} \sin nkz = f'(t) \cos \theta$$

değerini alır. Hızın birbirine dik bileşenlerini elde etmek için ( $x$  doğrultusunda  $u$ ,  $y$  doğrultusunda  $v$ ) önce,

$$C = \frac{\partial \Phi}{\partial (r \theta)} = -\eta \operatorname{tg} \theta$$

çevresel hızı belirlenir. Böylece;

$$u = \eta \cos \theta - C \sin \theta = \frac{\eta}{\cos \theta}$$

$$v = \eta \sin \theta + C \cos \theta = 0$$

$$u = f'(t) \frac{4}{\pi} \sum_{1,3,5} \frac{1}{n} \frac{I_0(nkr) - \frac{1}{nkR} I_1(nkr)}{I_0(nkR) - \frac{1}{nkR} I_1(nkR)} \sin nkz$$

$$v = 0$$

olarak elde edilirler.  $u$  bağıntısı  $x$  doğrultusundaki hızın  $\theta$  dan bağımsız olduğunu ve  $r=R$  için  $f'(t)$  değerini aldığını göstermektedir.  $v$  bağıntısı  $y$  doğrultusunda hız bileşeninin  $x$  eksenine doğrultusunda deponun ötelenmesinden dolayı olmadığını göstermektedir.

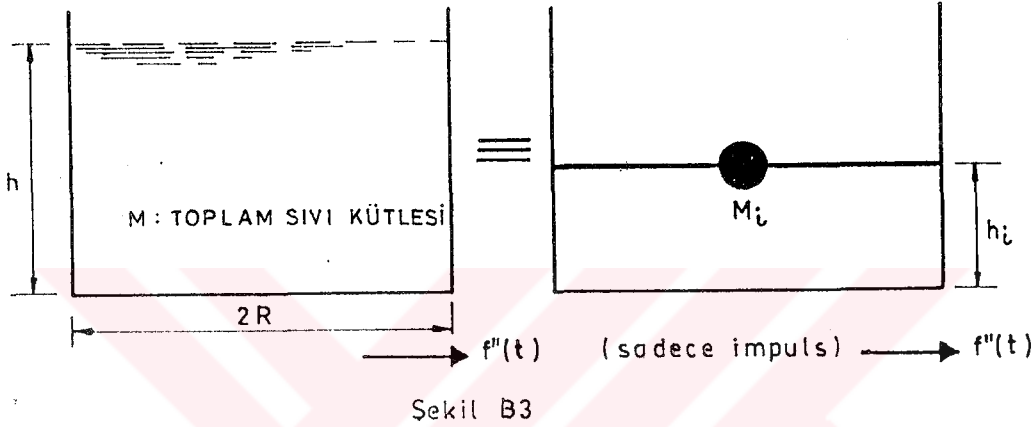
#### B.1.4. Matematik Modellendirme

Bu hesabın matematik modeli duvarlara uygulanan  $P_{1i}$  basıncına karşılık gelen pasif kütleyi hesaplayarak yapılabilir. Yani (B.17) bağıntısından,

$$\frac{M_i}{M} = \frac{P_{2i}}{-\rho f''(t) \pi R^2 h} = \frac{-\rho f''(t) h R \sum \frac{A_n I_1(nkR)}{n}}{-\rho f''(t) \pi R^2 h}$$

$$M_i = M \frac{\sum \frac{\Lambda_n I_1(nkR)}{n}}{\pi R}$$

olarak elde edilir. Bu  $M_i$  kütlesi (B.18) bağıntısıyla belirlenen  $h_i$  yüksekliğine tatbik edilir. Bu durumda matematik model Şekil B.3 deki gibidir.



## B.2. HUNT ve PRIESTLEY YÖNTEMİ

Şekil 9.4 deki, tüm boyutları yarıçapa göre verilen viskoz olmayan ve sıkışmayan sıvı içerdiği kabul edilen depo dikkate alınsın. Bağıntılar önce boyutsuz şekilde çıkartılmış ve sonra boyutlu şekillerinde yazılmışlardır. Deponun  $t=0$  anında  $x$  eksenini doğrultusunda  $a(t)$  yatay ivmesine maruz olduğu kabul edilsin. Depoda hakim olan hız alanı  $\phi(x,y,z,t)$  olsun. Bu ikinci hesap madde B.1 dekinden özellikle hareket bağıntısında yerçekimi teriminin artık ihmal edilmemesi hipoteziyle fark etmektedir. Bu da her zaman küçük hareketler halinde değiştirilmiş sınır koşullarıyla aynı Laplace denkleminin ( $\nabla^2 \phi=0$ ) dikkate alınması anlamına gelmektedir.

- Deponun sükunetteki ilk şartı:

$$\phi(x, y, z, 0) = 0$$

(B.22)

• Duvarlara dik hızları ihmal eden şart: Bir başka deyişle duvarlar rijit kabul edilmektedir. Bu kabul taban için de geçerlidir (n dikkate alınan yüzeyin normalidir).

$$\frac{d\Phi}{dn} = 0 \quad \forall (x, y, z) \quad (\text{B.23})$$

Burada deponun hareketine göre hız sözkonusudur.

• Her t anında yüzeydeki bağıntıyı veren şart:

$$\left(\frac{\partial \Phi}{\partial z}\right)_{z=0} = \left(\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2}\right)_{z=0} + x a'(t) \quad (\text{B.24})$$

• Serbest yüzeyin sukunetteki başlangıç şartı:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t}(x, y, z, 0) = 0 \quad (\text{B.25})$$

$\nabla^2 \Phi = 0$  hareket denklemini çözmek için bunu silindirik koordinatlarda  $(r, \theta, z)$  yerine koyarak,

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0$$

bağıntısı yazılır. Daha önce sözü edilen değişkenlere ayırma yöntemiyle,

$$\Phi(r, \theta, z, t) = \cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} F_n(t) \frac{J_1(\lambda_n r) \operatorname{ch} \lambda_n (h-z)}{J_1(\lambda_n) \operatorname{ch} \lambda_n h} \quad (\text{B.26})$$

çözümü elde edilir. Bu bağıntıdaki  $\lambda_n$ ,  $J_1'(\lambda_n) = 0$  ifadesiyle  $(n=1, 2, 3)$  belirlenir. Buradaki  $j_1$  birinci çeşit Bessel fonksiyonudur.  $j_1'$  ise bu fonksiyonun türevidir. Diğer taraftan (B.26) bağıntısının (B.24) şartını sağlamak zorunda olduğu bilindiğinden,  $x=r \cos \theta$  konarak,  $\beta_n = \sqrt{\lambda_n^2 h^2 - \lambda_n^2}$  olmak üzere;

$$\cos \theta \sum_{n=1}^{\infty} \frac{J_1(\lambda_n r)}{J_1(\lambda_n)} [F_n''(t) + \beta_n^2 F_n(t)] + r a'(t) \cos \theta = 0 \quad (\text{B.26}')$$

elde edilir. Eğer  $\theta = \pm \frac{\pi}{2}$  ise  $\cos \theta$  ve Fourier-Bessel dönüşüm teoremi yardımıyla (Lamoureux, 1976)

$$\lambda_n J_2(\lambda_n) = J_1(\lambda_n)$$

eşitliği basitleştirilerek  $F_n(t)$  yi belirleyen,

$$F_n''(t) + \beta_n^2 F_n(t) = \frac{2 a'(t)}{1 - \lambda_n^2} \quad F_n''(0) = F_n(0) = 0 \quad (\text{B.27})$$

diferansiyel denklemi elde edilir. Başlangıç şartlarıyla

$(F_n''(0) = F_n(0) = 0)$ , (B.27) bağıntısının çözümü;

$$F_n(t) = \frac{2}{\beta_n (1 - \lambda_n^2)} \int_0^t a'(\tau) \sin \beta_n (t - \tau) d\tau$$

olarak elde edilir. Buradan,

$$F_n'(t) = \frac{2}{1-\lambda_n^2} \int_0^t a'(\tau) \cos \beta_n(t-\tau) d\tau \quad (\text{B.28})$$

belirlenir. Bu durumda  $a(t)$  ifadesi bilinince buradan  $F_n'(t)$  hesaplanır. Bunu takibinde basınçların ifadesi ve dalga yüksekliği belirlenir.

\* Sıvı basıncı

$\Phi$  hız alanı kullanılmak suretiyle her noktadaki basınçlar,

$$p = z - \frac{\partial \Phi}{\partial t} - X a(t)$$

şeklinde ya da

$$p = z - \left[ r a(t) + \sum_{n=1}^{\infty} F_n'(t) \frac{J_1(\lambda_n r) \operatorname{ch} \lambda_n (h-z)}{I_1(\lambda_n) \operatorname{ch} \lambda_n h} \cos \theta \right] \quad (\text{B.29})$$

şeklinde yazılabilir.

\* Depoya uygulanan kuvvetlerin bileşkesi

Bu bileşke (B.29) ifadesinin yüzey üzerindeki integrali alınmak suretiyle,

$$\vec{P}_2 = \pi H \left[ \vec{k} - \left( a(t) + \sum_{n=1}^{\infty} F_n'(t) \frac{th \lambda_n h}{\lambda_n h} \right) \vec{i} \right] \quad (\text{B.30})$$

olarak elde edilir. Bu ifadede aynı anda sıvının ağırlığı ( $\vec{k}$ ) ve sıvının duvarlar üzerindeki ağırlığı ( $\vec{i}$ ) yer almaktadır. Yani

$$P_2 = -\pi h \left( a(t) + \sum_{n=1}^{\infty} F_n'(t) \frac{th \lambda_n h}{\lambda_n h} \right) \quad (\text{B.31})$$

olarak elde edilir.

\* Depo yüzeyindeki kuvvetlerin O noktasına göre momenti

Tüm yüzey üzerinde (B.29) bağıntısının integrali alınarak,

$$\vec{M} = \pi \vec{j} \left[ \frac{a(t)}{2} \left( \frac{1}{2} - h^2 \right) + \sum_{n=1}^{\infty} \frac{F_n'(t)}{\lambda_n^2} \left( \frac{2}{\operatorname{ch} \lambda_n h} - 1 \right) \right]$$

olarak elde edilir. Bu moment tabana uygulanan kuvvetleri de içeren toplam momenti göstermektedir. Eğer aksine (B.30) kuvvetler ifadesinde sadece ( $\vec{i}$ ) üzerindeki bileşenler dikkate alınırsa, düşey duvarlar üzerindeki moment,

$$\vec{M}_1 = -\pi \vec{j} \left[ \frac{a(t)}{2} h^2 + \sum_1^{\infty} \frac{F_n'(t)}{\lambda_n^2} \left( 1 - \frac{1}{ch \lambda_n h} \right) \right]$$

olarak elde edilir.

\* Sıvı serbest yüzeyinin denklemi

(B.24) şartı ve genel hız alanı ifadesi kullanılırsa serbest yüzeyin koordinatları,

$$\eta(x, y, t) = \frac{\partial \Phi(x, y, 0, t)}{\partial t} + x a(t)$$

bağıntısını sağlamalıdır. Bu da silindirik koordinatlarda,

$$\eta(r, \theta, t) = \left[ r a(t) + \sum_1^{\infty} F_n'(t) \frac{J_1(\lambda_n r)}{J_1(\lambda_n)} \right] \cos \theta$$

şeklinde yazılabilir.

Not 1: Uygulamalarda  $F_n'(t)$  ifadesinin bilinmesi gerekmektedir. Oysa, (B.28) bağıntısından görüldüğü gibi  $F_n'(t)$ ,  $a'(t)$  nin fonksiyonudur. O nedenle bir  $a(t)$  değişim yasasının bilinmesi gerekli olmaktadır.

$a(t) = a_m \sin \omega t$  şeklinde ise

$$\begin{aligned} F_n'(t) &= \frac{2}{1-\lambda_n^2} \int_0^t a_m \cos \omega \tau \cos \beta_n (t-\tau) d\tau \\ &= \frac{2 a_m \omega}{1-\lambda_n^2} \left( \frac{\omega \sin \omega t - \beta_n \sin \beta_n t}{\omega^2 - \beta_n^2} \right) \\ &= \frac{2 \omega^2 a(t)}{(1-\lambda_n^2)(\omega^2 - \beta_n^2)} - \frac{2 a_m \omega \beta_n \sin \beta_n t}{(1-\lambda_n^2)(\omega^2 - \beta_n^2)} \end{aligned}$$

Not 2: Bu çözümün  $\omega \rightarrow \beta_n$  için bir rezonans hali göstereceği görülmektedir. Ancak, bu durumda (B.28) bağıntısı yardımıyla,

$$F_n'(t) \rightarrow \frac{a_m}{1-\lambda_n^2} (\sin \omega t + \omega t \cos \omega t)$$

olduğu görülmektedir. O halde  $F_n'(t)$  sonlu kalmaktadır.

Not 3: Boyutlu ifadeler: Buradaki boyutsuz ifadelerden boyutlu ifadelerle geçmek için aşağıdaki ifadeleri dikkate almak gerekmektedir.

$$\begin{aligned} \Phi &= \Phi^*/\sqrt{g R^3} & r &= r^*/R \\ p &= p^*/\rho g R & \eta &= \eta^*/R \\ a(t) &= a^*(t)/g & h &= h^*/R \\ \omega &= \omega^*/\sqrt{g/R} \\ P_2 &= P_2^*/\rho g R^3 \\ M &= M^*/\rho g R^4 \end{aligned}$$

Bu hususlar  $P_2$  nin aşağıdaki şekilde yazılmasına imkan vermektedir.

$$P_2 = -\pi h \left[ a(t) + \frac{2\omega^2 a(t)}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \lambda_n h}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 - \beta_n^2)} - \frac{2\omega a_m}{h} \sum_1^{\infty} \frac{\beta_n \sin(\beta_n t) th \lambda_n h}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 - \beta_n^2)} \right]$$

bunun boyutlu değeri,

$$P_2^* = -\rho a(t) h R^2 \left[ \pi + \frac{2\omega^2 \pi R^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 R - g \beta_n^2)} \right] + 2\rho a_m \omega \pi R^3 \sqrt{Rg} \sum_1^{\infty} \frac{\beta_n \sin(\beta_n \sqrt{g/R} t) th \lambda_n h/R}{\lambda_n (1 - \lambda_n^2) (\omega^2 R - g \beta_n^2)}$$

şeklindedir. Görüldüğü gibi bunun birinci kısmı  $a(t)$  ile, ikinci kısmı ise salınımla ilgilidir. O halde

$$P_2^* = P_{2i} + P_{2o}$$

olarak yazılabilir.

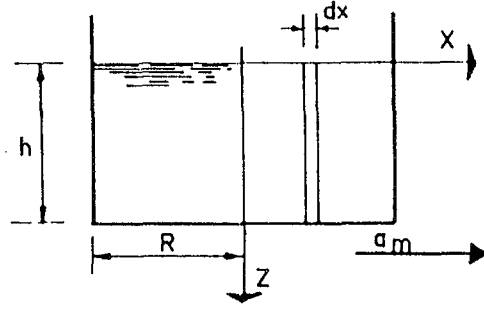
### B.3. HOUZNER YÖNTEMİ

Şekil B.4 deki dairesel depo dikkate alınsın. B

#### B.3.1. İmpuls Etkisi

Hareketin sadece  $x, z$  düzleminde olduğu ve  $u$  yatay hızının  $z$  den bağımsız olduğu kabul edilmektedir. Bu kabul sıvının





Şekil B4

$t=0$  anında aralarındaki mesafe  $dx$  olan kütlelessiz, düşey, fiktif mambranlar arasında tutulduğu anlamına gelmektedir. Buna ilave-ten eğer  $y$  eksenini doğrultusundaki hız ihmal edilirse, depo duvarlarının hareketi iki mambran arasındaki sıvıyı sıkıştırır. Bu da sıvının

$$\omega = (h - z) \frac{du}{dx} \quad (\text{B.32})$$

şeklinde düşey bir hız kazanmasına sebep olur. Bu kütleinin ko- numu kanununun bir sonucu olmaktadır. Sıvının sıkışabilirliği ih- mal edildiğinden düşey ivme,

$$\dot{\omega} = (h - z) \frac{d\dot{u}}{dx} \quad (\text{B.33})$$

den hesaplanır. Dinamiğin temel ilkesi,

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho \dot{\omega} \quad (\text{B.34})$$

ifadesinin yazılmasına imkan verir. Aynı şekilde bir mambran üzerine uygulanan  $P_{3i}$ ,

$$P_{3i} = \int_0^h p dz \quad (\text{B.35})$$

den hesaplanır. (B.34) ve (B.35) bağıntılarından  $p$  basıncı,

$$p = \rho \int_0^z (h - z) \frac{d\dot{u}}{dx} dz$$

ya da

$$p = -\rho h^2 \left[ \frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{d\dot{u}}{dx} \quad (\text{B.36})$$

olarak elde edilir. Buradan  $P_{3i}$ ,

$$P_{3i} = -\rho h^2 \int_0^h \left[ \frac{z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{z}{h} \right)^2 \right] \frac{d\dot{u}}{dx} dz$$

ya da

$$P_{3i} = -\rho \frac{h^3}{3} \frac{d\dot{u}}{dx} \quad (\text{B.37})$$

olarak belirlenir.

\* Yatay ivmenin ( $\dot{u} = \frac{du}{dt}$ ) belirlenmesi

Yanyana iki mambran arasında bulunan sıvı miktarına tatbik edilen dinamiğin temel ilkesi gereği,

$$\frac{dP_{3i}}{dx} dx = -\rho h dx \dot{u}$$

yazılabilir. Burada  $P_{3i}$  nin yerine yukarıdaki değeri yazılırsa

$$\frac{d^2 \dot{u}}{dx^2} - \frac{3}{h^2} \dot{u} = 0$$

elde edilir. Bunun bir çözümü,

$$\dot{u}(x, t) = A ch \sqrt{3} \frac{x}{h} + B sh \sqrt{3} \frac{x}{h}$$

şeklinde olsun.

$$\dot{u}(-R, t) = a_m$$

$$\dot{u}(+R, t) = a_m$$

sınır şartları kullanılarak,

$$\dot{u}(x, t) = a_m \frac{ch \sqrt{3} \frac{x}{h}}{sh \sqrt{3} \frac{R}{h}} \quad (\text{B.38})$$

olarak elde edilir. Bu da sonuç olarak aşağıdaki ifadelerin elde edilmesine imkan verir.

- Basınçlar:  $\theta=0$  için (ox eksen) duvara uygulanan basınç ( $x=R$ ),

$$p_w(R, Z) = -\rho a_m h \sqrt{3} \left( \frac{Z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{Z}{h} \right)^3 \right) th \sqrt{3} \frac{R}{h}$$

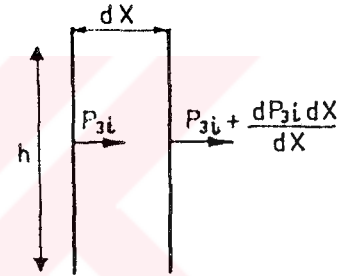
bağıntısıyla, tabandaki basınçsa,

$$p_b(x, h) = -\rho a_m h \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{sh \sqrt{3} x/h}{ch \sqrt{3} x/h}$$

den hesaplanır.

- Duvar üzerine uygulanan kuvvet ( $x=R$ )

$\theta=0$  doğrultusundan saparak duvara uygulanan basınç,



Şekil B5

$$p_w = -\rho a_m h \sqrt{3} \cos \theta \left[ \frac{Z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{Z}{h} \right)^3 \right] th \sqrt{3} R/h$$

$$p_w \left( \theta = \frac{\pi}{2} \right) = 0$$

$a_m$  için x doğrultusunda  $P_w(\theta = \frac{\pi}{2})=0$  olmaktadır. Buna göre duvar üzerine uygulanan kuvvetlerin bileşkesi  $P_{3i}$ ,

$$P_{3i} = \int_0^h \int_0^{2\pi} p_w \cos \theta R d\theta dZ$$

den ya da,

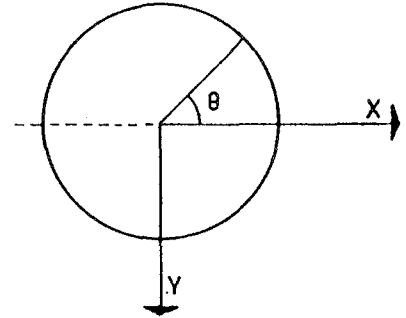
$$P_{3i} = -\rho a_m \pi R^2 h \frac{th \sqrt{3} R/h}{\sqrt{3} R/h} \quad (B.39)$$

den hesaplanır.

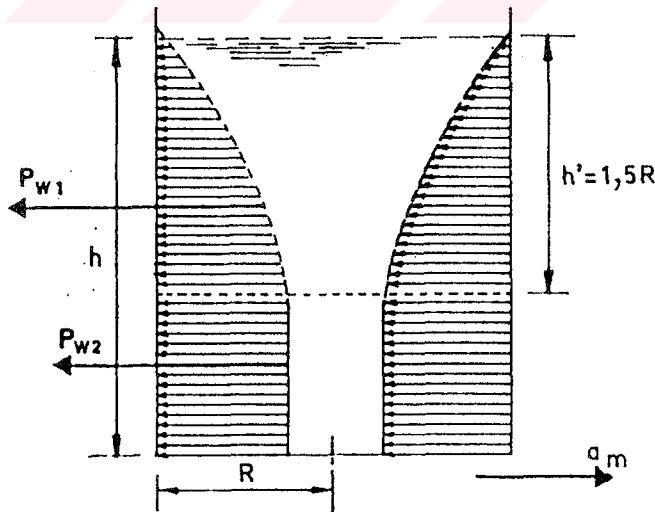
\*  $P_{3i}$  bileşke kuvvetinin tatbik noktası

$$\bar{z} = \frac{1}{P_{3i}} \int_0^h \int_0^{2\pi} p_w Z R d\theta dZ = \frac{5}{8} h \quad (B.40)$$

Burada (B.39) ve (B.40) bağıntılarının  $h = 1,5R$  olan depolar için geçerli olduğunu göstermek uygun olmaktadır. Aksi halde  $h' = 1,5R$  üzerinde bulunan sıvının alttakinden fiktif olarak rijit bir membranla ayrıldığı ve bunun altında  $z = h'$  derinliğindeki basınca eşit bir basıncın bulunduğu dikkate alınmakta (Şekil B.7).



Şekil B6



Şekil B7

O halde  $h'=1,5R$  sıvı kısmının altında bulunan  $P_{w2}$  bileşkesi,

$$P_{w2} = p_w(h') \times (h - h') R \cos \theta$$

den hesaplanır. Burada,

$$p_w(h') = -\rho \frac{a_m h' \sqrt{3}}{2} th \sqrt{3R/h'}$$

ve  $\cos \theta = 1$ , yani;

$$P_{w2} = -\rho a_m R h' (h - h') \frac{\sqrt{3}}{2} th \sqrt{3R/h'}$$

bu da,

$$P_{w2} = -\rho a_m R^2 (h - h') \frac{3}{2} \frac{th \sqrt{3R/h'}}{\sqrt{3R/h'}}$$

şeklinde yazılabilir. O halde bu durumdaki basınç bileşkesi,

$$P_{3i} = P_{w1} + P_{w2}$$

şeklinindedir. Bunun mekanik eşdeğeri  $P_{3i}$  nin duvar üzerine uyguladığı momente eşdeğer bir moment oluşturmak için  $h$  yüksekliğine rijit olarak,

$$M_i = \left| \frac{P_{3i}}{a_m} \right| = \rho \pi R^2 h \frac{th \sqrt{3R/h}}{\sqrt{3R/h}}$$

bağıntısıyla belirlenen bir  $M_i$  kütle sinin bağlanması gerekmektedir. Sıvının toplam kütlesi  $M = \rho \pi R^2 h$  den hesaplanır. Buradan,

$$M_i = M \frac{th \sqrt{3R/h}}{\sqrt{3R/h}}$$

olarak belirlenir. Eğer buna ek olarak tabandaki  $P_b$  basıncından doğan moment de dikkate alınır sa, bu moment;

$$M_b = 2 \int_{-R}^{+R} \int_0^{2\pi} x p_b R \cos \theta d\theta dx$$

den elde edilir. Mekanik eşdeğer model  $M_i$  nin,

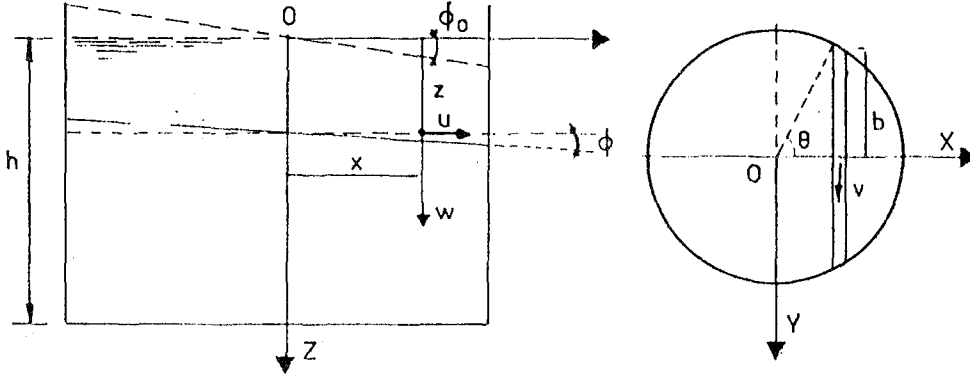
$$h_o^* = h_o + \left| \frac{M_b}{P_{3i}} \right| = \frac{3}{8} h \left[ 1 + \frac{4}{3} \left( \frac{\sqrt{3R/h}}{th \sqrt{3R/h}} - 1 \right) \right]$$

yüksekliğine taşınmasıyla elde edilir.

### B.3.2. Salınım Etkileri

Depoda bulunan sıvının bir kısmı titreşince bundan dolayı duvarlar üzerinde ve tabanda değişken etkiler ve yüzeyde de dalgalar

meydana gelir. Depodaki sıvı başlangıçta yatay, rijit ve o y eksenine taşınan bir çap etrafında serbestçe dönebilen ince mamb-ranlar arasındaymış gibi düşünülebilir. (Şekil B.8).



Şekil B8

Bu durumda u ve w hızlarınının y den bağımsız olduğu kabul edilmektedir. Sıvı sıkışmaz olduğundan hareket esnasında  $2bd \, xdz$  hacimli elemanın hacminin sabit kalacağından hareketle

$$\frac{\partial}{\partial X} (ub) = -b \frac{\partial \omega}{\partial Z}$$

yazılabilir. w küçük olunca  $w = x \cdot \frac{d\phi}{dt}$  yazılabilir. Buradan süreklilik denklemi;

$$\frac{\partial v}{\partial Y} = - \left( \frac{\partial u}{\partial X} + \frac{\partial \omega}{\partial Z} \right)$$

olarak elde edilir. Simetriden dolayı  $u(R) = u(-R) = 0$ , w yerine değeri yazılırsa, doğrudan;

$$u = - \frac{1}{b} \frac{\partial \Phi'}{\partial Z} \int_{-R}^X X' b(X') dX'$$

bağıntısı bulunur.  $\frac{\partial u}{\partial X}$  ifadesi süreklilik denkleminde yerine konursa,

$$v = Y \frac{1}{b^2} \frac{db}{dX} \frac{\partial \Phi'}{\partial Z} \int_{-R}^X X' b(X') dX'$$

bulunur. Kinetik enerji aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$T = \frac{1}{2} \rho \iiint (u^2 + v^2 + \omega^2) dX dY dZ$$

$$= \frac{1}{2} \rho \int_0^h \int_{-b}^{+b} \int_{-R}^{+R} \left\{ X^2 \Phi'^2 + \frac{1}{b^2} \left( \frac{\partial \Phi'}{\partial Z} \right)^2 \left( \int_{-R}^X X' b dX' \right)^2 \left[ 1 + \frac{Y^2}{b^2} \left( \frac{db}{dX} \right)^2 \right] \right\} dX dY dZ$$

$$T = \frac{1}{2} \rho \int_0^h \left\{ I \Phi'^2 + K \left( \frac{\partial \Phi'}{\partial Z} \right)^2 \right\} dZ$$

$$I = \int X^2 d\Lambda = \int_{-R}^{+R} \int_{-b}^{+b} X^2 dX dY \quad (\text{B.41})$$

$$K = 2 \int_{-R}^{+R} \left\{ \frac{1}{b} \left( \int_{-R}^X b X' dX' \right)^2 \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{db}{dX} \right)^2 \right] \right\} dX \quad (\text{B.42})$$

Diğer taraftan, denge seviyesine göre ortalama yerdeğiştirmesi  $x\Phi_0/2$  olan  $dx dy x\Phi_0$  hacimli bir eleman dikkate alınır, bunun potansiyel enerjisi,

$$dV = \frac{1}{2} \rho g X^2 \Phi_0 dX dY$$

den hesaplanır. Buradan sıvının toplam potansiyel enerjisi,

$$V = \frac{1}{2} \rho g \Phi_0^2 \iint X^2 dX dY$$

$$V = \frac{1}{2} \rho g \Phi_0^2 I$$

olarak elde edilir. Hamilton prensibine göre;

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} (T - V) dt = 0$$

ifadesi, yani,

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} \frac{1}{2} \rho \left\{ \int_0^h \left[ I \Phi'^2 + \left( \frac{\partial \Phi'}{\partial Z} \right) K \right] dZ - g \Phi_0^2 I \right\} dt = 0$$

bağıntısıyla sağlanmaktadır. Burada  $\Phi_{z=h} = \Phi_h = 0$  ve  $\Phi'_h = \delta \Phi'_h = 0 \quad \forall t$  olmak üzere kısmi integrasyon yardımıyla,

$$\int_{t_1}^{t_2} \int_0^h \rho \left( I \Phi' - K \frac{\partial^2 \Phi'}{\partial Z^2} \right) \delta \Phi' dZ dt - \int_{t_1}^{t_2} \rho \left( g \Phi_0 I + K \left( \frac{\partial \Phi''}{\partial Z} \right)_0 \right) \delta \Phi_0 dt = 0$$

şekline gelir. Bu denklem  $\forall t$ ,  $\forall z$  için sağlanmak zorunda olduğundan her iki integral özdeş olarak sıfır olmak zorundadır. Yani

$$\frac{\partial^2 \Phi'}{\partial Z^2} - \frac{I}{K} \Phi' = 0$$

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \left( \frac{\partial \Phi}{\partial Z} \right)_0 + g \frac{I}{K} \Phi_0 = 0 \quad (\text{B.43})$$

(B.43) sistemi  $\Phi$  salınım açısını ve titreşim temel modunun  $\omega_0$  açısal hızını verir.

$$\Phi = \Phi_0 \frac{\text{sh} \sqrt{\frac{1}{K}} (h-Z)}{\text{sh} \sqrt{\frac{1}{K}} h} \sin \omega_0 t \quad (\text{B.44})$$

$$\omega_0^2 = g \sqrt{\frac{1}{K}} \text{th} \sqrt{\frac{1}{K}} h \quad (\text{B.45})$$

Böylece sıvının salınımindan doğan P basınçları;

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial Y} &= -\rho v' \\ \frac{\partial p}{\partial X} &= -\rho u' \end{aligned} \right\} \Rightarrow p = -\rho \frac{\partial \Phi''}{\partial Z} \left\{ - \int_0^X \frac{Q}{b} dX + \frac{Y^2}{2b^2} \frac{db}{dX} Q \right\} \quad (\text{B.46})$$

olarak elde edilir.

$$Q = \int_{-R}^X b X' dX'$$

olarak konursa, dairesel bir depo için;

$$I = \int X^2 dA = 4 \int_0^R \int_0^{\frac{\pi}{2}} r^2 \cos^2 \theta dr d\theta = \frac{\pi R^4}{4}$$

olarak elde edilir. Diğer taraftan;

$$K = 2 \int_{-R}^{+R} \frac{1}{b} \left( \int_{-R}^X b X dX \right)^2 \left[ 1 + \frac{1}{3} \left( \frac{db}{dX} \right)^2 \right] dX$$

$$\begin{aligned} &= 2 \int_{\pi}^0 \frac{1}{R \sin \theta} \left( -\frac{1}{3} R^3 \sin^3 \theta \right)^2 \left( 1 + \frac{1}{3} \cot^2 \theta \right) d(R \cos \theta) \\ &= \frac{2\pi}{27} R^6 \end{aligned}$$

olarak bulunur. Buradan,

$$\sqrt{\frac{1}{K}} = \sqrt{\frac{27}{8}} \frac{1}{R}$$

olduğu görülür. Bu durumda (B.44) ve (B.45) ifadeleri,

$$\Phi = \Phi_0 \frac{\text{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} (h-Z)/R}{\text{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} \sin \omega_0 t \quad (\text{B.47})$$

$$\omega_0^2 = \frac{g}{R} \sqrt{\frac{27}{8}} \text{th} \sqrt{\frac{27}{8}} h/R \quad (\text{B.48})$$

şeklini alırlar.  $p$  basıncı ise,

$$p = -\rho \frac{R^3}{3} \left( X/R - \frac{1}{3} (X/R)^3 - \frac{1}{2} X/R (Y/R)^2 \right) \frac{\partial \Phi''}{\partial Z}$$

den hesaplanır. Bu ifadenin içindeki  $\partial^2 \Phi'' / \partial z$  değeri (B.47) bağıntısından bilinmektedir. Bu  $p$  den duvarlara etkiyen  $P_w$  basıncı çekilir.

$$X = R \cos \theta$$

$$Y = -R \sin \theta$$

$$P_w = -\rho \frac{R^3}{3} \left( 1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} - \frac{\sin^2 \theta}{2} \right) \cos \theta \frac{\partial \Phi''}{\partial Z}$$

$\partial^2 \Phi'' / \partial z$  değeri yerine konursa,

$$P_w = \rho \frac{R^3}{3} \sqrt{\frac{27}{8}} \left( 1 - \frac{\cos^2 \theta}{3} - \frac{\sin^2 \theta}{2} \right) \cos \theta \frac{\text{ch} \sqrt{\frac{27}{8}} (H-Z)/R}{\text{sh} \sqrt{\frac{27}{8}} H/R} \Phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t$$

olarak bulunur.  $P_w$  yi  $z$  ve  $\theta$  üzerinden integralini almak suretiyle duvara uygulanan kuvvetlerin bileşkesi;

$$P_{30} = \frac{10 \pi}{48} \rho R^4 \Phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t \quad (\text{B.49})$$

olarak elde edilir. Bir öncekine benzer şekilde  $k_1$  rijitlikli bir yayla  $h_1$  yüksekliğine bağlanmış  $M_0$  kütesini dikkate alarak duvarlar üzerinde aynı etkiyi meydana getiren bir eşdeğer mekanik model bulunabilir. Bu kütle;

$$X_1 = A_1 \sin \omega_0 t \quad (\text{B.50})$$

denklemine göre salınmaktadır. Bu durumda duvarlara uygulanan kuvvet

$$F = -M_0 \ddot{X}_1 = M_0 A_1 \omega_0^2 \sin \omega_0 t$$



ve bunun kinetik enerjisi,

$$T = \frac{1}{2} M_o \dot{X}_1^2 = \frac{1}{2} M_o A_1^2 \omega_o^2 \cos^2 \omega_o t$$

den hesaplanır. Bu denklemleri T yi veren denklemlerle karşılaştırılır ve I ile K yerine değerleri konursa;

$$A_1 = \frac{0.653 R \Phi_o}{th \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} = \frac{S_a}{\omega_o^2} = \frac{S_a R}{g \sqrt{\frac{27}{8}} th \sqrt{\frac{27}{8}} h/R}$$

olarak bulunur. O halde,

$$\Phi_o = 0.83 \frac{S_a}{g} \quad (B.51)$$

den hesaplanır. Bu durumda  $P_{30}$  in belirlenmesi  $\Phi_o$ , dolayısıyla da  $S_a$  ivme spektrumu değerinin fonksiyonudur.

$$P_{30} = \rho S_a h R^2 \left( R/h th \sqrt{\frac{27}{8}} h/R \right) \sin \omega_o t$$

Duvarlar üzerindeki basınçlardan doğan moment,

$$\begin{aligned} M_w &= \int_0^{2\pi} \int_0^h p_w Z \cos \theta R d\theta dZ \\ &= \frac{10\pi}{48} \sqrt{\frac{27}{8}} \rho R^3 \Phi_o \omega_o^2 \sin \omega_o t \left( \sqrt{\frac{27}{8}} h/R - \frac{1}{th \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} + \frac{1}{sh \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} \right) \end{aligned}$$

den hesaplanır. Bu durumda  $M_w$  momentini elde etmek için  $M_o$  kütleşinin  $h_1$  yüksekliği;

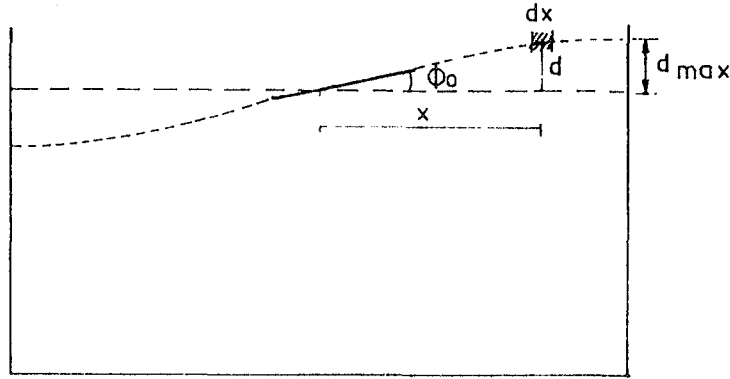
$$h_1 = \left| \frac{M_w}{P_{30}} \right| = h \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{27}{8}} th \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} + \frac{1}{sh \sqrt{\frac{27}{8}} h/R \times \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} \right]$$

bağıntısıyla hesaplanabilir. Şimdi, eğer sıvının tabana uyguladıkları basınçlar dikkate alınır;

$$h_1^* = \frac{M_w + M_b}{P_{30}} = h \left[ 1 - \frac{ch \sqrt{\frac{27}{8}} h/R - 2}{\sqrt{\frac{27}{8}} h/R sh \sqrt{\frac{27}{8}} h/R} \right]$$

yüksekliğin elde edileceği görülür.

\* Maksimum dalga yüksekliğinin belirlenmesi (Şekil B.9):



Şekil B9

Şekil B.9 da gösterilen dx kalınlıklı hacim elemanı Şekil B.10 da belirtilen etkilere maruzdur.

Bu elemana Newton yasası uygulanarak, doğrudan;

$$\sum F = \rho d g d X - p_{z=0} d X = -m \gamma = -X \Phi_0'' \rho d d X$$

ifadesi elde edilir. X mesafesinde

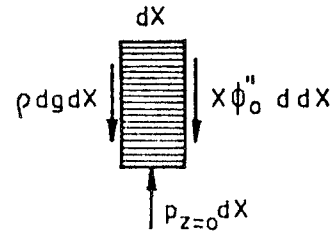
$$d = \frac{p_{z=0}}{\rho (g + X \Phi_0'')}$$

yükselmesi mevcuttur. Bu bağıntıdaki  $\Phi_0''$  yerine  $\Phi_0'' = -\Phi_0 \omega_0^2 \sin \omega_0 t$  konarak, dalga değeri olarak ( $x=R, \sin \omega t=1$ ),

$$p_0 = 0.408 \rho \frac{R^2 \Phi_0 \omega_0^2}{th \sqrt{\frac{27}{8}} H/R}$$

olmak üzere,

$$d_{max} = \frac{0.408 R}{\left( \frac{g}{\omega_0^2 \Phi_0 R} - 1 \right) th \sqrt{\frac{27}{8}} h/R}$$



Şekil B10

(B.51)

olarak elde edilir. Temel değerine göre tahrik kaynağının frekansının yüksek olması halinde maksimum dalga yüksekliği,

$$d_{max} \approx \Phi_0 R \quad (B.52)$$

bağıntısıyla yaklaşık olarak hesaplanır.

## EK-C. DİKDÖRTGEN DEPOLARDA BAĞINTILARIN ÇIKARILMASI

## C.1. GRAHAM VE RODRIGUEZ YÖNTEMİ

OX eksenini doğrultusunda  $x(t) = A \sin t$  şeklindeki bir öteleme hareketi için yerdeğiştirmelerin küçük olduğu kabulünden aşağıdaki koşulları sağlayan hız alanı belirlenebilir.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Phi_{xx}(X, Y, Z, t) + \Phi_{yy}(X, Y, Z, t) + \Phi_{zz}(X, Y, Z, t) = 0 \\ -\Phi_n \left( \pm L, \pm \frac{b}{2}, Z, t \right) \\ \Phi_{nn} \left( X, Y, \frac{h}{2}, t \right) + g \Phi_z \left( X, Y, \frac{h}{2}, t \right) = 0 \end{array} \right.$$

Başlangıç şartları olarak,

$$\begin{aligned} -\Phi_x(\pm L, Z, t) &= A \omega \cos \omega t \\ \Phi_z \left( X, -\frac{h}{2}, t \right) &= 0 \end{aligned}$$

kullanılırsa, hız alanı,

$$\omega_n = g(2n+1) \frac{\pi}{L} \operatorname{th} \left[ (2n+1) \frac{\pi h}{L} \right] \quad (C.2)$$

olmak üzere,

$$\Phi_1 = -A \omega \cos \omega t \left\{ X + \sum_0^{\infty} (-1)^n \frac{4L}{\pi^2 (2n+1)^2} \frac{\omega^2}{(\omega_n^2 - \omega^2)} \sin(2n+1) \frac{\pi}{L} \frac{\operatorname{ch} \left[ (2n+1) \frac{\pi}{L} \left( Z + \frac{h}{2} \right) \right]}{\operatorname{ch} \left[ (2n+1) \frac{\pi h}{L} \right]} \right\} \quad (C.1)$$

şeklinde elde edilir (Lamb, 1945).

$$\begin{aligned} r &= \frac{h}{L} \\ M_r &= \rho h a L \\ f^2 &= h \omega^2 / g \\ f_n^2 &= h \omega_n^2 / g \end{aligned}$$

olarak yerine konursa, düşey cidarlar üzerindeki basınçların dağılımı  $-\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t}$  den hesaplanır. Bunun integralini almak suretiyle, bu basınçların yatay bileşkesi,

$$P_{4t} = \frac{A M_F}{h} g f^2 \sin \omega t \left\{ 1 + \sum_0^{\infty} \frac{8 th [(2n+1) \pi r]}{\pi^3 (2n+1)^3 r} \frac{1}{\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1} \right\} \quad (C.3)$$

bağıntısıyla belirlenir. Asin $\omega t$  yerine  $-a(t)/\omega^2$  konur ve genişliği birim ( $a=1$ ) ve uzunluğu  $2L$  olan bir depo için,

$$P_{4t} = -\rho a(t) h L \left\{ 1 + \sum_0^{\infty} \frac{8 th \left[ (2n+1) \frac{h}{2L} \right]}{\pi^3 (2n+1)^3 \frac{h}{2L}} \frac{1}{\left(\frac{f_n}{f}\right)^2 - 1} \right\} \quad (C.4)$$

den hesaplanır.

## C.2. HUNT VE PRESTLEY YÖNTEMİ

EK.B2 deki hesap şekli hız alanının;

$$\alpha_n = (2n-1) \frac{\pi}{2}$$

$$\beta_n = \sqrt{\alpha_n th \alpha_n h}$$

$$F_n(t) = \frac{2(-1)^n}{\alpha_n^2} \int_0^t a'(\tau) \cos \beta_n(t-Z) d\tau$$

olmak üzere,

$$\Phi(X, Z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} F_n(t) \sin \alpha_n \times \frac{ch \alpha_n (h-Z)}{ch \alpha_n h} \quad (C.5)$$

şeklinde elde edilmesine imkan verir. Buradan basınç dağılımı,

$$p(X, Y, t) = Z - \frac{\partial \Phi}{\partial t} - X a(t)$$

ya da,

$$p(X, Y, t) = Z - X a(t) - \sum_1^{\infty} F_n'(t) \sin \alpha_n \times \frac{ch \alpha_n (h-Z)}{ch \alpha_n h} \quad (C.6)$$

den hesaplanır. Bunun genişliği birim olan tüm depo yüzeyi üzerinden integrali alınarak basınç bileşkesi,

$$\vec{P} = 2h \left[ \vec{k} - \left( a(t) + \sum_1^{\infty} (-1)^{n+1} F_n'(t) \frac{th \alpha_n h}{\alpha_n h} \right) \vec{i} \right] \quad (C.7)$$

olarak elde edilir. Bu bağıntı düşey cidarlara etkiyen

$$P_5 = -2h \left[ a(t) + \sum_1^{\infty} (-1)^{n+1} F_n'(t) \frac{th \alpha_n h}{\alpha_n h} \right] \quad (C.8)$$

bileşkesini vermektedir. Bu durumda düşey cidarlardaki bileşke moment,

$$\vec{M}_1 = -2\vec{j} \left[ \frac{a(t)}{2} h^2 + \sum_1^{\infty} (-1)^{n+1} \frac{F_n'(t)}{\alpha_n^2} \left( 1 - \frac{1}{ch \alpha_n h} \right) \right] \quad (C.9)$$

den hesaplanır. Buradan aşağıdaki boyutlu bağıntılar

$$P_5^* = -2\rho g h L \left[ \frac{a(t)}{g} + \sum_1^{\infty} (-1)^{n+1} F_n'(t) \frac{th \alpha_n h/L}{\alpha_n h/L} \right]$$

$$M_1^* = -2\rho g L \left[ \frac{a(t)}{2g} h^2 + L^2 \sum_1^{\infty} (-1)^{n+1} \frac{F_n'(t)}{\alpha_n^2} \left( 1 - \frac{1}{ch \alpha_n h/L} \right) \right] \quad (C.10)$$

şekline gelir.  $a(t) = a_m \sin \omega t$  olarak dikkate alınırsa,

$$F_n'(t) = \frac{2}{\alpha_n^2} (-1)^n \int_0^t a'(\tau) \cos \beta_n (t - \tau) d\tau = \frac{2 a_m \omega (-1)^n}{\alpha_n^2} \left[ \frac{\omega \sin \omega t}{(\omega^2 - \beta_n^2)} - \frac{\beta_n \sin \beta_n t}{(\omega^2 - \beta_n^2)} \right]$$

$$F_n'(t) = \frac{2 (-1)^n}{\alpha_n^2 (\omega^2 - \beta_n^2)} a(t) \omega^2 - \frac{2 (-1)^n a_m \omega \beta_n \sin \beta_n t}{\alpha_n^2 (\omega^2 - \beta_n^2)}$$

şekline gelir.  $F_n'(t)$  değeri  $P_5^*$  da yerine konursa, biri doğrudan  $a(t)$  ile orantılı olan iki terimin toplamı elde edilir.

$$P_5^* = P_{5i} + P_{5o}$$

$$P_{5i} = -\rho a(t) h L \left[ 1 - \frac{2\omega^2 L^2}{h} \sum_1^{\infty} \frac{th \alpha_n h/L}{\alpha_n^3 (\omega^2 L - g \beta_n^2)} \right] \quad (C.11)$$

$$P_{5o} = \pm 2\rho g h L \sum_1^{\infty} \frac{a_m \omega \beta_n th \alpha_n h/L}{\alpha_n^3 (\omega^2 L - g \beta_n^2) h/L} \quad (C.12)$$

### C.3. HOUZNER'in YAKLAŞIK YÖNTEMİ

#### C.3.1. İmpuls Etkisi

Eğer madde B.3.1 de olduğu gibi dairesel bir depo dikkate almak yerine birim genişlikli ve  $2L$  uzunluğunda dikdörtgen bir depo dikkate alınırsa, hareket üzerindeki kabullerde aynen ya-

pılırsa, düşey bir duvar boyunca basınç dağılımını veren,

$$\ddot{u} = a_{(r=R)} \frac{ch\sqrt{3} \frac{X}{h}}{ch\sqrt{3} \frac{L}{h}} = a_m \frac{ch\sqrt{3} \frac{X}{h}}{ch\sqrt{3} \frac{L}{h}} \quad (C.13)$$

olmak üzere,

$$p = -\rho h^2 \left[ \frac{Z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{Z}{h} \right)^2 \right] \frac{d\ddot{u}}{dX} \quad (C.14)$$

bağıntısı elde edilir. (C.14) bağıntısı,

$$p = -\rho a_m h \sqrt{3} \left[ \frac{Z}{h} - \frac{1}{2} \left( \frac{Z}{h} \right)^2 \right] \frac{sh\sqrt{3} \frac{X}{h}}{ch\sqrt{3} \frac{L}{h}} \quad (C.15)$$

şeklinde yazılabilir. Bu basınçların toplam yatay bileşkesi,

$$P_{6t} = -\rho a_m \frac{h^2}{\sqrt{3}} \frac{sh\sqrt{3} X/h}{ch\sqrt{3} L/h} \quad (C.16)$$

den, tabandaki ( $z=h$ ) ise,

$$P_b = -\rho a_m h \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{sh\sqrt{3} X/h}{ch\sqrt{3} L/h} \quad (C.17)$$

olarak elde edilir. Bu durumda düşey duvarlar üzerindeki ( $x=L$ ) toplam kuvvet,

$$P_{6t} = -\rho a_m \frac{h^2}{\sqrt{3}} th\sqrt{3} L/h$$

den hesaplanır. Bu da,

$$P_{6t} = -\rho a_m h L \frac{th\sqrt{3} L/h}{\sqrt{3} L/h} \quad (C.18)$$

şekline getirilebilir. Eğer sıvının toplam kütlesi  $M$  ile gösterilirse, duvarlarda aynı etkileri oluşturabilen depoya rijit olarak bağlı  $M_i$ ;

$$M_i = \left| \frac{2 P_{6t}}{a_m} \right| = \frac{2}{\sqrt{3}} \rho h^2 th\sqrt{3} L/h = M \frac{th\sqrt{3} L/h}{\sqrt{3} L/h}$$

bağıntısıyla hesaplanır. Bu kütle de;

$$\bar{z} = \frac{\int_0^h z p dz}{\int_0^h p dz} = \frac{5}{8} h$$

$$h_i = h - \bar{z}$$

olmak üzere,

$$h_i = \frac{3}{8} h$$

yüksekliğine konmuştur.

### C.3.2 Salınım Etkisi

Dairesel depolarda kullanılan ispatlama şekli (B.46) ya eşdeğer

$$p = -\rho \frac{\partial \Phi''}{\partial Z} \left\{ -\int_0^X \frac{Q}{b} dX' + \frac{Y^2}{2b^2} \frac{db}{dX} Q \right\}$$

şeklindeki basınç denkleminin elde edilmesine imkan verir. Burada,

$$Q = \int_{-L}^X b X' dX'$$

$$Q = \int_{-L}^X \frac{1}{2} X dX = -\frac{1}{4} (L^2 - X^2)$$

yerine konursa

$$p = -\rho \frac{L^3}{2} \left[ X/L - \frac{1}{3} (X/L)^3 \right] \frac{\partial \Phi''}{\partial Z}$$

şekline gelir. Burada da  $\Phi''(z)$  nin ifadesi yerine konursa,

$$p = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{5}{2}} \rho L^2 \omega_o^2 \Phi_o \left[ X/L - \frac{1}{3} (X/L)^3 \right] \frac{ch \sqrt{\frac{5}{2}} Z/L}{sh \sqrt{\frac{5}{2}} h/L} \sin \omega_o t$$

şeklini alır. Buradan duvarlar üzerine ( $x=L$ ) etkiyen kuvvet,

$$P_{\omega} = \int_0^h p dz = \frac{1}{3} \rho L^3 \omega_o^2 \Phi_o \sin \omega_o t \quad (C.19)$$

bağıntısıyla elde edilir. Buradan sıvı serbest yüzeyi salınımlarının temel modunun bir  $M_o$  kütlesi ve titreşen yay katsayısı  $k_1$  den meydana gelen mekanik olarak eşdeğer bir modelle gösterilebilir.

Bu salınım hareketi (B.43) denklemini kullanılarak,

$$\omega_o^2 = \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{g}{L} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} \quad (C.20)$$

olmak üzere,  $X_1 = A_1 \sin \omega_o t$

$$I = \int_{-L}^L X^2 dX = \frac{2}{3} L^3$$

$$K = 2 \int_L^L 2 \left[ \int_{-L}^X \frac{1}{2} X' dX' \right]^2 dX = \frac{4}{15} L^3$$

şeklinde elde edilir. Diğer taraftan kinetik enerji;

$$A_1 = \Phi_o \frac{L}{\sqrt{\frac{5}{2}} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}} = \frac{S_a}{\omega_o^2} \Rightarrow \Phi_o = \frac{S_a}{g}$$

olmak üzere,

$$T = \frac{1}{2} M_o A_1^2 \omega_o^2 \cos^2 \omega_o t = \frac{1}{3} \sqrt{\frac{5}{2}} \rho L^4 \Phi_o \omega_o^2 \cos^2 \omega_o t \cos th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}$$

şekline gelir. Buradan salınım basıncı,

$$P_{\omega_o} = \rho S_a h L \left[ 0.53 \frac{L}{h} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} \right] \sin \omega_o t \quad (C.21)$$

olarak elde edilir. Bu ifadedeki tepki spektrumunun bilindiği kabul edilmektedir. Durum böyle olunca  $M_o$  eşdeğer kütlesi;

$$M_o = \frac{P_{\omega_o}}{S_a} = M \frac{1}{3} \frac{h}{L} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}$$

bağıntısıyla belirlenir. Bu kütle yay katsayısı  $k_1$  olan bir yayla (Şekil C.1),

$$h_o = \frac{2 \int_0^h p Z dZ}{2 P_{\omega_o}} = h \left[ 1 - \frac{1}{\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}} + \frac{1}{\sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} sh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}} \right]$$

yüksekliğine bağlıdır. Duvarlar üzerine uygulanan basınçların meydana getirdiği moment,

$$M_1 = \frac{2}{3} \rho h L^3 \omega_o^2 \Phi_o \sin \omega_o t \left[ 1 - \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{L}{h} coth \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} + \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{L}{h} \frac{1}{sh \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L}} \right]$$

den hesaplanır.

Son olarak madde 9.3.2.2 dekine benzer bir düşünce ile maksimum dalga yüksekliği

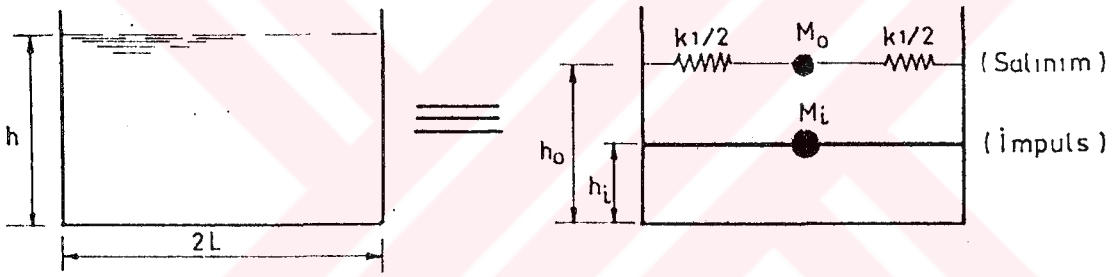


$$d_{\max} = \frac{0.527 L}{\left( \frac{g}{\omega_o^2 \Phi_o L} - 1 \right) th 1.58 \frac{h}{L}} \quad (C.22)$$

den hesaplanır. Aynı şekilde burada dikkate alınan frekansa göre tahrik kaynağının daha büyük olduğunda maksimum dalga yüksekliği

$$d_{\max} \approx \Phi_o R = \frac{5}{2} \Lambda_1 th \sqrt{\frac{5}{2}} \frac{h}{L} \quad (C.23)$$

bağıntısından hesaplanabilir.



Sekil C1



### ÖZGEÇMİŞ

Adem DOĞANGÜN 1965 yılında Bolu'nun Gerede ilçesinde doğdu. İlk, Orta ve Lise öğrenimini 1971-1982 yılları arasında Gerede'de tamamlayarak 1982-1983 öğretim yılında Karadeniz Teknik Üniversitesi Mühendislik-Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümüne girdi. 1985-1986 öğretim yılında bu bölümden Haziran döneminde mezun oldu. Aynı yıl girdiği sınavı kazanarak, mezun olduğu bölümde Yüksek Lisans öğrenimine başladı. Üniversite öğrenimi sırasında kendisine İnşaat Bölümü tarafından iki kez Doç.Dr.Necip YAMAN başarı ödülü, Mühendislik-Mimarlık Fakültesi tarafından sınıf birinciliği ödülü ve Üniversite tarafından Onur belgesi verildi. Yüksek lisans öğreniminde bir yıllık İngilizce hazırlık sınıfını birinci olarak bitirdikten sonra, Aralık 1987 de mezun olduğu bölümün Yapı Anabilim Dalına (Betonarme Bilim Dalı) Arş.Gör. olarak atandı. Üçüncü sınıftan itibaren Etibank'tan burs aldı. Evli ve bir çocuk babası olan Arş. Gör. Adem DOĞANGÜN İngilizce bilmekte ve halen K.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümünde, Yüksek Lisans öğrenimiyle beraber, görevine devam etmektedir.